



FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

“INFLUENCIA DEL ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO – LIMA 2021”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autores:

César Augusto Alvarado García
Andrés Gonzalo García Mascco

Asesor:

Mg.Sc. Ing. Edwin Jhon Aquise Dueñas

Lima - Perú

2021

ACTA DE AUTORIZACIÓN PARA SUSTENTACIÓN DE TESIS

El asesor Mg.Sc Ing. Edwin Jhon Aquisue Dueñas, docente de la Universidad Privada del Norte, Facultad de Ingeniería, Carrera profesional de INGENIERÍA CIVIL, ha realizado el seguimiento del proceso de formulación y desarrollo de la tesis de los estudiantes:

- Alvarado García, César Augusto
- García Mascco, Andrés Gonzalo

Por cuanto, **CONSIDERA** que la tesis titulada: “INFLUENCIA DEL ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO – LIMA 2021” para aspirar al título profesional de: Ingeniero Civil por la Universidad Privada del Norte, reúne las condiciones adecuadas, por lo cual, **AUTORIZA** al o a los interesados para su presentación.

M.Sc. Ing. Edwin Jhon Aquisue Dueñas

Asesor de tesis

ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS

Los miembros del jurado evaluador asignados han procedido a realizar la evaluación de la tesis de los estudiantes: Alvarado García, César Augusto y García Mascco, Andrés Gonzalo para aspirar al título profesional con la tesis denominada: “INFLUENCIA DEL ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO – LIMA 2021”

Luego de la revisión del trabajo, en forma y contenido, los miembros del jurado concuerdan:

Aprobación por unanimidad

Aprobación por mayoría

Calificativo:

Excelente [20 - 18]

Sobresaliente [17 - 15]

Bueno [14 - 13]

Calificativo:

Excelente [20 - 18]

Sobresaliente [17 - 15]

Bueno [14 - 13]

Desaprobado

Firman en señal de conformidad:

Ing./Lic./Dr./Mg. Nombre y
Apellidos
Jurado
Presidente

Ing./Lic./Dr./Mg. Nombre y
Apellidos
Jurado

Ing./Lic./Dr./Mg. Nombre y
Apellidos
Jurado

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mi madre por estar presente en todo momento, por su apoyo moral en momentos difíciles, ser mi inspiración y fuerza para poder continuar en este proceso, sinceramente si en ella no habría llegado hasta aquí, te obsequio este trabajo por la paciencia y amor incondicional constante que a su vez me lleva por el buen camino.

A. García Mascco

A mi madre Gloria, la mujer que más admiro y amo en este mundo. Gracias a su apoyo, su incondicional amor y su vasta sabiduría ha hecho de mí una mejor persona cada día. Estoy convencido que sin sus palabras de aliento y sus caricias de madre no hubiera llegado hasta aquí. A Oscar, a quien considero como un padre, pues fue él quien me inculcó los principios éticos y académicos que me ayudaron a formar mi persona, enseñándome con su ejemplo que el amor por la profesión y la pasión por lo que se hace trascienden todo aspecto económico, y que servir a la sociedad es el deber intrínseco de cualquier profesional. Un dechado de profesionalismo y persona.

C. A. Alvarado García

AGRADECIMIENTO

A todos aquellos docentes que en el transcurso de este emocionante periodo universitario fueron como guías y mentores, resolviendo nuestras dudas incondicionalmente, con la única condición de que nosotros hagamos lo mismo que ellos al transmitir nuestros conocimientos a las futuras generaciones de ingenieros civiles.

Contenido

ACTA DE AUTORIZACIÓN PARA SUSTENTACIÓN DE TESIS	2
ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	3
DEDICATORIA	4
AGRADECIMIENTO.....	5
ÍNDICA DE TABLAS	10
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	19
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	20
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	26
1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA	26
1.1.1. <i>Antecedentes</i>	28
1.2. MARCO TEÓRICO.....	41
1.2.1. <i>Peligro sísmico</i>	41
1.2.2. <i>Microzonificación sísmica y estudio de sitio</i>	43
1.2.3. <i>Fallas más frecuentes debido al movimiento del suelo</i>	46
1.2.4. <i>Fundamentos de la interacción de la estructura del suelo</i>	47
1.2.5. <i>ASCE/SEI 41-17 - Evaluación Sísmica y Modernización de Edificios Existentes</i>	58
1.2.6. <i>MODELO DINAMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV</i>	61
1.2.7. <i>MODELO DINÁMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87</i>	63
1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	65
1.3.1. <i>Problema general</i>	65
1.3.2. <i>Problemas específicos</i>	65
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	65
1.4.1. <i>Justificación teórica</i>	65
1.4.2. <i>Justificación práctica</i>	67
1.4.3. <i>Justificación social</i>	68
1.5. LIMITACIONES DEL ESTUDIO DE INVESTIGACIÓN.....	68
1.6. OBJETIVOS	69
1.6.1. <i>Objetivo general</i>	69
1.6.2. <i>Objetivos específicos</i>	69

1.7.	HIPÓTESIS	70
1.7.1.	<i>Hipótesis general</i>	70
1.7.2.	<i>Hipótesis específicas</i>	70
CAPÍTULO II: METODOLOGÍA.....		71
2.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	71
2.1.1.	<i>Alcance</i>	71
2.1.2.	<i>Enfoque</i>	71
2.1.3.	<i>Diseño</i>	72
2.2.	MATERIALES, INSTRUMENTOS Y MÉTODOS.....	72
2.2.1.	<i>2.2.1. Materiales</i>	72
2.3.	MÉTODOS.....	73
2.4.	INSTRUMENTOS	74
2.5.	PROCEDIMIENTO	76
2.5.1.	<i>Procedimiento de recolección de datos</i>	76
2.5.2.	<i>Procedimiento de tratamiento y análisis de datos</i>	76
2.6.	ASPECTOS ÉTICOS	95
CAPÍTULO III: RESULTADOS		96
3.1.	PROPIEDADES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACIÓN Y EDIFICACIONES EMPLEADOS.....	96
3.1.1.	<i>Propiedades Mecánicas de los Suelos de Cimentación empleados</i>	96
3.1.2.	<i>Propiedades de los edificios empleados</i>	98
3.2.	OBJETIVO ESPECÍFICO 1:	105
3.2.1.	<i>Edificio N°01 - Análisis Sísmico con base rígida y base flexible para suelos S2 y S3</i>	105
3.2.2.	<i>Edificio N°02 - Análisis Sísmico con base rígida y base flexible para suelos S2 y S3</i>	120
3.2.3.	<i>Edificio N°03 - Análisis Sísmico con base rígida y base flexible para suelos S2 y S3</i>	134
3.2.4.	<i>RESUMEN DE RESULTADOS</i>	149
3.3.	OBJETIVO ESPECÍFICO 2:	154
3.3.1.	<i>Edificio N°01 - Derivas con suelo intermedio (S2)</i>	154
3.3.2.	<i>Edificio N°01 - Derivas con suelo flexible (S3)</i>	173

3.3.3.	<i>Edificio N°02 - Derivas con suelo intermedio (S2)</i>	194
3.3.4.	<i>Edificio N°02 - Derivas con suelo flexible (S3)</i>	210
3.3.5.	<i>Edificio N°03 - Derivas con suelo intermedio (S2)</i>	228
3.3.6.	<i>Edificio N°03 - Derivas con suelo flexible (S3)</i>	247
3.3.7.	<i>Resumen de resultados de los 03 edificios analizados para el O.E. 02</i>	268
3.4.	OBJETIVO ESPECÍFICO 3:	280
3.4.1.	<i>Edificio N°01 - con suelo de tipo S2</i>	280
3.4.2.	<i>Edificio N°01 - con suelo de tipo S3</i>	282
3.4.3.	<i>Edificio N°02 - con suelo de tipo S2</i>	284
3.4.4.	<i>Edificio N°02 - con suelo de tipo S3</i>	286
3.4.5.	<i>Edificio N°03 - con suelo de tipo S2</i>	288
3.4.6.	<i>Edificio N°03 - con suelo de tipo S3</i>	290
3.4.7.	<i>Comparativa de cortante basal dinámica para suelo S2 y S3 del Edificio N°01</i>	292
3.4.8.	<i>Comparativa de cortante basal dinámica para suelo S2 y S3 del Edificio N°02</i>	293
3.4.9.	<i>Comparativa de cortante basal dinámica para suelo S2 y S3 del Edificio N°03</i>	294
3.4.10.	<i>Comprobación de la hipótesis específica 3</i>	295
CAPÍTULO IV: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES		301
4.1.	DISCUSIÓN.....	301
4.2.	CONCLUSIONES.....	311
4.3.	RECOMENDACIONES.....	313
4.3.1.	<i>Futuras líneas de investigación</i>	314
CAPÍTULO V: REFERENCIAS		316
CAPÍTULO VI: ANEXOS		326
6.1.	ANEXO N°1: PLANO DE ARQUITECTURA DEL EDIFICIO E01.....	326
6.2.	ANEXO N°2: PLANO DE ARQUITECTURA DEL EDIFICIO E02.....	330
6.3.	ANEXO N°3: PLANO DE ARQUITECTURA DEL EDIFICIO E03.....	333

6.4.	ANEXO N°4: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN DEL PROYECTO: CASA DE ADULTO MAYOR - PERFIL S2	337
6.5.	ANEXO N°5: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN DEL PROYECTO: CREACIÓN DE LOS SERVICIOS RECREATIVOS EN VENTANILLA - PERFIL S3	391
6.6.	ANEXO N°6: COEFICIENTES DE RIGIDEZ EN ZAPATAS PARA EL PERFIL S2 EN EDIFIOS E01, E02 Y E03 469	
6.7.	ANEXO N°7: COEFICIENTES DE RIGIDEZ EN ZAPATAS PARA EL PERFIL S3 EN EDIFIOS E01, E02 Y E03 475	
6.8.	ANEXO N°8: MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	481
6.9.	ANEXO N°9: MATRIZ DE OPERACIONALIDAD.....	483

Índice de tablas

<i>Tabla 1 - Factor de suelo respecto a la zona, recuperado de: Norma E030 “Diseño Sismorresistente”</i>	45
<i>Tabla 2 - Parámetros de período corto T_p y Período Largo T_l respecto al tipo de suelo, recuperado de: Norma E030 “Diseño Sismorresistente”</i>	45
<i>Tabla 3 - Relación de velocidad de onda de corte efectiva (v_s/v_{so}), recuperado de: ASCE/SEI 41-17</i>	59
<i>Tabla 4 - Factores de corrección por empotramiento modelo ASCE 41-17</i>	60
Tabla 5 – <i>Parámetros de sitio para la elaboración del espectro de Pseudo – aceleración E-030</i>	77
Tabla 6 - <i>Coefficientes de desplazamientos y compresión modelo Barkan S.</i>	84
Tabla 7 - <i>Coefficientes de rigidez modelo Barkan S.</i>	84
Tabla 8 – <i>Cálculo de coeficientes de rigidez elásticos</i>	85
Tabla 9 - <i>Coefficientes de rigidez para el modelo dinámico Norma Rusa</i>	86
Tabla 10 - <i>Coefficientes de amortiguamiento relativo para vibraciones verticales y horizontales</i>	86
Tabla 11 - <i>Coefficientes de amortiguamiento para el modelo dinámico Norma Rusa</i>	86
Tabla 12 - <i>Espectro de respuesta considerando la cinemática de ISE al modelo ASCE 41-17</i>	89
Tabla 13 - <i>Módulo de corte efectivo "G"</i>	92
Tabla 14 - <i>Coefficientes de rigidez para la zapata en el modelo ASCE 41-17</i>	92
Tabla 15 - <i>Factores de corrección por empotramiento para la zapata</i>	92
Tabla 16 – <i>Factores de rigidez corregidos considerando ISE para la zapata en el modelo ASCE 41-17</i>	92
<i>Tabla 17 - Propiedades y especificaciones técnicas de la cimentación</i>	96
<i>Tabla 18 - Propiedades y especificaciones técnicas de la cimentación</i>	97
<i>Tabla 19 - Distribución de áreas y alturas de entrepiso del Edificio N°01</i>	98
<i>Tabla 20 - Propiedades y especificaciones técnicas de los elementos estructurales (Edificio N°01)</i>	99
<i>Tabla 21 – Metrado de carga muerta de acuerdo a la Norma Técnica E-020</i>	99
<i>Tabla 22 - Cargas para insertar en Etabs 19.10</i>	100
<i>Tabla 23 - Distribución de áreas y alturas de entrepiso del Edificio N°02</i>	100
<i>Tabla 24 - Propiedades y especificaciones técnicas de los elementos estructurales (Edificio N°2)</i>	101
<i>Tabla 25 – Metrado de carga muerta de acuerdo a la Norma Técnica E-020</i>	102
<i>Tabla 26 - Cargas para insertar en Etabs 19.10</i>	102
<i>Tabla 27 - Distribución de áreas y alturas de entrepiso del Edificio N°03</i>	102

<i>Tabla 28 - Propiedades y especificaciones técnicas de los elementos estructurales (Edificio N°3)</i>	<i>103</i>
<i>Tabla 29 – Metrado de carga muerta de acuerdo a la Norma Técnica E-020.....</i>	<i>104</i>
<i>Tabla 30 - Cargas para insertar en Etabs 19.10</i>	<i>104</i>
<i>Tabla 31 - Metrado de carga por Nivel.....</i>	<i>106</i>
<i>Tabla 32 - Análisis Sísmico Estático O De Fuerzas Estáticas Equivalentes con suelo intermedio (S2)</i>	<i>106</i>
<i>Tabla 33 – Coeficientes de asignación para el cálculo manual y también en Etabs.....</i>	<i>107</i>
<i>Tabla 34 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en X</i>	<i>108</i>
<i>Tabla 35 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en Y</i>	<i>108</i>
<i>Tabla 36 - Análisis Sísmico Estático O De Fuerzas Estáticas Equivalentes con suelo flexible (S3)</i>	<i>109</i>
<i>Tabla 37 – Coeficientes de asignación para el cálculo manual y también en Etabs.....</i>	<i>110</i>
<i>Tabla 38 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en X</i>	<i>110</i>
<i>Tabla 39 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en Y</i>	<i>110</i>
<i>Tabla 40 - Masa participativa de acuerdo a los modos de vibración con base empotrada, elaboración propia</i>	<i>111</i>
<i>Tabla 41 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo ASCE, elaboración propia.....</i>	<i>112</i>
<i>Tabla 42 - Masa participativa con base flexible usando el modelo ASCE, elaboración propia.....</i>	<i>113</i>
<i>Tabla 43 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo Barkan Savinov, elaboración propia</i>	<i>114</i>
<i>Tabla 44 - Masa participativa con base flexible usando el modelo Barkan Savinov, elaboración propia</i>	<i>115</i>
<i>Tabla 45 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia</i>	<i>116</i>
<i>Tabla 46 - Masa participativa con suelo flexible usando el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia</i>	<i>117</i>
<i>Tabla 47 - Comparación porcentual de los 3 primeros modos de vibración – suelo S2.....</i>	<i>118</i>
<i>Tabla 48 - Comparación porcentual de los 3 primeros modos de vibración – suelo S3.....</i>	<i>118</i>
<i>Tabla 49 - Comparación porcentual de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración para suelo S2.....</i>	<i>119</i>
<i>Tabla 50 - Comparación porcentual de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración</i>	<i>119</i>
<i>Tabla 51 - Metrado de carga por Nivel.....</i>	<i>120</i>

<i>Tabla 52 - Análisis Sísmico Estático O De Fuerzas Estáticas Equivalentes con suelo intermedio (S2)</i>	<i>121</i>
<i>Tabla 53 – Coeficientes de asignación para el cálculo manual y también en Etabs.....</i>	<i>122</i>
<i>Tabla 54 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en X</i>	<i>122</i>
<i>Tabla 55 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en Y</i>	<i>122</i>
<i>Tabla 56 - Análisis Sísmico Estático O De Fuerzas Estáticas Equivalentes con suelo flexible (S3)</i>	<i>123</i>
<i>Tabla 57 – Coeficientes de asignación para el cálculo manual y también en Etabs.....</i>	<i>124</i>
<i>Tabla 58 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en X</i>	<i>124</i>
<i>Tabla 59 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en Y</i>	<i>124</i>
<i>Tabla 60 - Masa participativa del Edificio N°02 - con base empotrada, elaboración propia</i>	<i>125</i>
<i>Tabla 61 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo ASCE, elaboración propia.....</i>	<i>126</i>
<i>Tabla 62 - Masa participativa con base flexible usando el modelo ASCE, elaboración propia.....</i>	<i>127</i>
<i>Tabla 63 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo Barkan S., elaboración propia.....</i>	<i>128</i>
<i>Tabla 64 - Masa participativa con suelo flexible usando el modelo Barkan S., elaboración propia.....</i>	<i>129</i>
<i>Tabla 65 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia</i>	<i>130</i>
<i>Tabla 66 - Masa participativa con suelo flexible usando el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia</i>	<i>131</i>
<i>Tabla 67 - Comparación porcentual de los 3 primeros modos de vibración – suelo S2.....</i>	<i>132</i>
<i>Tabla 68 - Comparación porcentual de los 3 primeros modos de vibración – suelo S3.....</i>	<i>132</i>
<i>Tabla 69 - Comparación porcentual de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración para suelo S2.....</i>	<i>133</i>
<i>Tabla 70 - Comparación porcentual de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración.....</i>	<i>133</i>
<i>Tabla 71 - Metrado de carga por Nivel.....</i>	<i>134</i>
<i>Tabla 72 - Análisis Sísmico Estático O De Fuerzas Estáticas Equivalentes con suelo intermedio (S2)</i>	<i>135</i>
<i>Tabla 73 – Coeficientes de asignación para el cálculo manual y también en Etabs.....</i>	<i>136</i>
<i>Tabla 74 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en X</i>	<i>136</i>
<i>Tabla 75 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en Y</i>	<i>137</i>
<i>Tabla 76 - Análisis Sísmico Estático O De Fuerzas Estáticas Equivalentes con suelo flexible (S3)</i>	<i>137</i>
<i>Tabla 77 – Coeficientes de asignación para el cálculo manual y también en Etabs.....</i>	<i>138</i>

<i>Tabla 78 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en X</i>	<i>139</i>
<i>Tabla 79 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en Y</i>	<i>139</i>
<i>Tabla 80 - Masa participativa de acuerdo a los modos de vibración con base empotrada, elaboración propia</i>	<i>140</i>
<i>Tabla 81 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo ASCE, elaboración propia.....</i>	<i>141</i>
<i>Tabla 82 - Masa participativa con suelo flexible usando el modelo ASCE, elaboración propia.....</i>	<i>142</i>
<i>Tabla 83 - Masa participativa con suelo intermedio el modelo Barkan Savinov, elaboración propia.....</i>	<i>143</i>
<i>Tabla 84 - Masa participativa con suelo flexible el modelo Barkan Savinov, elaboración propia</i>	<i>144</i>
<i>Tabla 85 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia</i>	<i>145</i>
<i>Tabla 86 - Masa participativa con base flexible usando el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia .</i>	<i>146</i>
<i>Tabla 87 - Comparación porcentual de los 3 primeros modos de vibración – suelo S2.....</i>	<i>147</i>
<i>Tabla 88 - Comparación porcentual de los 3 primeros modos de vibración – suelo S3.....</i>	<i>147</i>
<i>Tabla 89 - Comparación porcentual de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración para suelo S2.....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 90 - Comparación porcentual de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración.....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 91. Resumen de periodos obtenidos de los 04 análisis para cada edificación considerando distintos perfiles de suelo.....</i>	<i>149</i>
<i>Tabla 92. Incremento porcentual de los periodos al variar el suelo</i>	<i>151</i>
<i>Tabla 93. Resumen de los porcentajes de masa modal participante obtenidos de los 04 análisis para cada edificación considerando distintos perfiles de suelo.....</i>	<i>152</i>
<i>Tabla 94 - Incremento porcentual de los periodos al variar el suelo</i>	<i>153</i>
<i>Tabla 95 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>154</i>
<i>Tabla 96 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>155</i>
<i>Tabla 97 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>156</i>
<i>Tabla 98 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>157</i>
<i>Tabla 99 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>158</i>
<i>Tabla 100 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>159</i>

<i>Tabla 101 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>160</i>
<i>Tabla 102 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>161</i>
<i>Tabla 103 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>162</i>
<i>Tabla 104 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>163</i>
<i>Tabla 105 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>164</i>
<i>Tabla 106 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>165</i>
<i>Tabla 107 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>166</i>
<i>Tabla 108 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>167</i>
<i>Tabla 109 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 110 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>169</i>
<i>Tabla 111 - Derivas Inelásticas en la dirección X-X con base empotrada e ISE.....</i>	<i>170</i>
<i>Tabla 112 - Derivas Inelásticas en la dirección Y-Y con base empotrada e ISE.....</i>	<i>171</i>
<i>Tabla 113 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>173</i>
<i>Tabla 114 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>174</i>
<i>Tabla 115 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>175</i>
<i>Tabla 116 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>176</i>
<i>Tabla 117 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>177</i>
<i>Tabla 118 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>178</i>
<i>Tabla 119 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>179</i>
<i>Tabla 120 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>180</i>
<i>Tabla 121 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>181</i>
<i>Tabla 122 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>182</i>
<i>Tabla 123 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>183</i>
<i>Tabla 124 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>184</i>
<i>Tabla 125 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>185</i>
<i>Tabla 126 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>186</i>
<i>Tabla 127 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>187</i>
<i>Tabla 128 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>188</i>
<i>Tabla 129 - Derivas Inelásticas en la dirección X-X con base empotrada e ISE.....</i>	<i>189</i>

<i>Tabla 130 - Derivas Inelásticas en la dirección Y-Y con base empotrada e ISE.....</i>	<i>190</i>
<i>Tabla 131 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>194</i>
<i>Tabla 132 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>195</i>
<i>Tabla 133 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>195</i>
<i>Tabla 134 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>196</i>
<i>Tabla 135 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>197</i>
<i>Tabla 136 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>198</i>
<i>Tabla 137 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>199</i>
<i>Tabla 138 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>200</i>
<i>Tabla 139 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>200</i>
<i>Tabla 140 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>201</i>
<i>Tabla 141 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>202</i>
<i>Tabla 142 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>203</i>
<i>Tabla 143 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>203</i>
<i>Tabla 144 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>204</i>
<i>Tabla 145 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>205</i>
<i>Tabla 146 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>206</i>
<i>Tabla 147 - Derivas Inelásticas en la dirección X-X con base empotrada e ISE.....</i>	<i>207</i>
<i>Tabla 148 - Derivas Inelásticas en la dirección Y-Y con base empotrada e ISE.....</i>	<i>208</i>
<i>Tabla 149 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>210</i>
<i>Tabla 150 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>211</i>
<i>Tabla 151 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>211</i>
<i>Tabla 152 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>212</i>
<i>Tabla 153 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>213</i>
<i>Tabla 154 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>214</i>
<i>Tabla 155 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>214</i>
<i>Tabla 156 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>215</i>
<i>Tabla 157 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>216</i>
<i>Tabla 158 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>217</i>

<i>Tabla 159 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>218</i>
<i>Tabla 160 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>219</i>
<i>Tabla 161 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>219</i>
<i>Tabla 162 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>220</i>
<i>Tabla 163 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>221</i>
<i>Tabla 164 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>222</i>
<i>Tabla 165 - Derivas Inelásticas en la dirección X-X con base empotrada e ISE.....</i>	<i>223</i>
<i>Tabla 166 - Derivas Inelásticas en la dirección Y-Y con base empotrada e ISE.....</i>	<i>224</i>
<i>Tabla 167 Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>228</i>
<i>Tabla 168 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>229</i>
<i>Tabla 169 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>230</i>
<i>Tabla 170 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>231</i>
<i>Tabla 171 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>232</i>
<i>Tabla 172 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>233</i>
<i>Tabla 173 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>234</i>
<i>Tabla 174 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>235</i>
<i>Tabla 175 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>236</i>
<i>Tabla 176 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>237</i>
<i>Tabla 177 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>238</i>
<i>Tabla 178 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>239</i>
<i>Tabla 179 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>240</i>
<i>Tabla 180 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>241</i>
<i>Tabla 181 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>242</i>
<i>Tabla 182 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>243</i>
<i>Tabla 183 - Derivas Inelásticas en la dirección X-X con base empotrada e ISE.....</i>	<i>244</i>
<i>Tabla 184 - Derivas Inelásticas en la dirección Y-Y con base empotrada e ISE.....</i>	<i>245</i>
<i>Tabla 185 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>247</i>
<i>Tabla 186 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>248</i>
<i>Tabla 187 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>249</i>

<i>Tabla 188 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>250</i>
<i>Tabla 189 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>251</i>
<i>Tabla 190 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>252</i>
<i>Tabla 191 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>253</i>
<i>Tabla 192 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>254</i>
<i>Tabla 193 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>255</i>
<i>Tabla 194 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>256</i>
<i>Tabla 195 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>257</i>
<i>Tabla 196 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>258</i>
<i>Tabla 197 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>259</i>
<i>Tabla 198 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X</i>	<i>260</i>
<i>Tabla 199 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>261</i>
<i>Tabla 200 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y</i>	<i>262</i>
<i>Tabla 201 - Derivas Inelásticas en la dirección X-X con base empotrada e ISE.....</i>	<i>263</i>
<i>Tabla 202 - Derivas Inelásticas en la dirección Y-Y con base empotrada e ISE.....</i>	<i>264</i>
<i>Tabla 203 - Derivas máximas en suelo S2 en dirección X-X</i>	<i>268</i>
<i>Tabla 204 - Derivas máximas en suelo S2 en dirección Y-Y</i>	<i>269</i>
<i>Tabla 205 - Derivas máximas en suelo S3 en dirección X-X</i>	<i>269</i>
<i>Tabla 206 - Derivas máximas en suelo S3 en dirección Y-Y</i>	<i>270</i>
<i>Tabla 207 - Variaciones porcentuales obtenidas para cada modelo de análisis que considera ISE para los dos tipos de suelo en relación a las derivas del modelo de base empotrada.....</i>	<i>274</i>
<i>Tabla 208 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección XX en base a modelos dinámicos asignados con suelo intermedio, elaboración propia</i>	<i>280</i>
<i>Tabla 209 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección YY en base a modelos dinámicos asignados con suelo intermedio, elaboración propia</i>	<i>281</i>
<i>Tabla 210 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección XX en base a modelos dinámicos asignados con suelo flexible, elaboración propia</i>	<i>282</i>
<i>Tabla 211 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección YY en base a modelos dinámicos asignados con suelo flexible, elaboración propia</i>	<i>283</i>

<i>Tabla 212 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección XX en base a modelos dinámicos asignados con suelo intermedio, elaboración propia</i>	<i>284</i>
<i>Tabla 213 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección YY en base a modelos dinámicos asignados con suelo intermedio, elaboración propia</i>	<i>285</i>
<i>Tabla 214 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección XX en base a modelos dinámicos asignados con suelo flexible, elaboración propia</i>	<i>286</i>
<i>Tabla 215 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección YY en base a modelos dinámicos asignados con suelo flexible, elaboración propia</i>	<i>287</i>
<i>Tabla 216 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección XX en base a modelos dinámicos asignados con suelo intermedio, elaboración propia</i>	<i>288</i>
<i>Tabla 217 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección YY en base a modelos dinámicos asignados con suelo intermedio, elaboración propia</i>	<i>289</i>
<i>Tabla 218 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección XX en base a modelos dinámicos asignados con suelo flexible, elaboración propia</i>	<i>290</i>
<i>Tabla 219 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección YY en base a modelos dinámicos asignados con suelo flexible, elaboración propia</i>	<i>291</i>
<i>Tabla 220. Prueba de hipótesis para la media en el programa STATA, a partir de los datos del E01.</i>	<i>296</i>
<i>Tabla 221 Prueba de hipótesis para la media en el programa STATA, a partir de los datos del E02.</i>	<i>297</i>
<i>Tabla 222 Prueba de hipótesis para la media en el programa STATA, a partir de los datos del E02.</i>	<i>298</i>
<i>Tabla 223. Tabla de frecuencias observadas para el análisis X^2.....</i>	<i>299</i>
<i>Tabla 224. Tabla de Frecuencias esperadas para el análisis del X^2.</i>	<i>299</i>

Índice de ilustraciones

<i>Ilustración 1 - Mapa de suelos en los distritos de Lima, recuperado de: Centro Peruano de Japones de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID</i>	<i>43</i>
<i>Ilustración 2 - Planta de edificio con rigidez en el extremo y reducción de diafragma, recuperado de: Blanco Blasco (1994) “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”</i>	<i>47</i>
<i>Ilustración 3 - Modelo idealizado Ate 7 Niveles en Etabs con suelo S2, elaboración propia</i>	<i>111</i>
<i>Ilustración 4 - Idealización con suelo intermedio método ASCE, elaboración propia</i>	<i>112</i>
<i>Ilustración 5 - Idealización con suelo flexible método ASCE, elaboración propia</i>	<i>113</i>
<i>Ilustración 6 - Idealización con suelo intermedio método Barkan Savinov, elaboración propia</i>	<i>114</i>
<i>Ilustración 7 - Idealización con suelo flexible método Barkan Savinov, elaboración propia</i>	<i>115</i>
<i>Ilustración 8 - Idealización con suelo intermedio a través del modelo de la Norma Rusa, elaboración propia</i>	<i>116</i>
<i>Ilustración 9 - Idealización con suelo flexible a través del modelo de la Norma Rusa, elaboración propia...</i>	<i>117</i>
<i>Ilustración 10 - Modelo idealizado 5 Niveles en Etabs, elaboración propia</i>	<i>125</i>
<i>Ilustración 11 - Idealización con suelo intermedio método ASCE, elaboración propia</i>	<i>126</i>
<i>Ilustración 12 - Idealización con base flexible método ASCE, elaboración propia</i>	<i>127</i>
<i>Ilustración 13 - Idealización con suelo intermedio por el modelo de Barkan S., elaboración propia</i>	<i>128</i>
<i>Ilustración 14 - Idealización con suelo flexible por el modelo de Barkan S., elaboración propia.....</i>	<i>129</i>
<i>Ilustración 15 - Idealización con suelo intermedio por el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia</i>	<i>130</i>
<i>Ilustración 16 - Idealización con suelo flexible por el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia</i>	<i>131</i>
<i>Ilustración 17 - Modelo idealizado del Edificio N°03 - en Etabs, elaboración propia</i>	<i>140</i>
<i>Ilustración 18 - Idealización con suelo intermedio método ASCE, elaboración propia</i>	<i>141</i>
<i>Ilustración 19 - Idealización con suelo flexible método ASCE, elaboración propia</i>	<i>142</i>
<i>Ilustración 20 - Idealización con suelo intermedio método Barkan Savinov, elaboración propia</i>	<i>143</i>
<i>Ilustración 21 - Idealización con suelo flexible método Barkan Savinov, elaboración propia</i>	<i>144</i>
<i>Ilustración 22 - Idealización con suelo intermedio a través del modelo de la Norma Rusa, elaboración propia</i>	<i>145</i>
<i>Ilustración 23 - Idealización con base flexible a través del modelo de la Norma Rusa, elaboración propia .</i>	<i>146</i>

Índice de figuras

<i>Figura 1 - Ilustración esquemática de un análisis directo de la interacción suelo-estructura utilizando modelado continuo por elementos finitos, recuperado de: Soil-Structure Interaction for Building Structures (2012)</i>	48
<i>Figura 2 - Modelo de Interacción Suelo Estructura.....</i>	49
<i>Figura 3: Ilustración de la interacción de la estructura del suelo en la respuesta de la estructura. recuperado de: Fundamentals of Structural Dynamics.....</i>	50
<i>Figura 4. Principio de Alembert, recuperado de: Fundamentals of Structural Dynamics</i>	51
<i>Figura 5. La fuerza corresponde al cambio de impulso a lo largo del tiempo, recuperado de: Fundamentals of Structural Dynamics</i>	51
<i>Figura 6. (a) Oscilador simple amortiguado sujeto a excitación de soporte. (b) Diagrama de cuerpo libre, recuperado de: Fundamentals o Structural Dynamics.....</i>	52
<i>Figura 7 - Función de aceleración que excita el soporte del oscilador en la figura 5, recuperado de: Fundamentals of Structural Dynamics.....</i>	53
<i>Figura 8. Historial de tiempo para un sistema SDoF, recuperado de: Fundamentals of Structural Dynamics</i>	54
<i>Figura 9 - Modelo de acoplamiento cercano, recuperado de “Análisis sísmico de edificios 1990-1991”</i>	55
Figura 10 - Modelo de acoplamiento lejano	56
Figura 11 - (a) Marco de cortante de dos niveles; (b) fuerzas que actúan sobre las dos masas.	56
<i>Figura 12 - Restricción de grado de libertad por nivel.....</i>	57
<i>Figura 13 - Modos de Vibración, recuperado de: Dinámica de Estructuras Anil K. Chopra</i>	58
Figura 14 - Esquema 3D de cálculo de la cimentación con Interacción Suelo-Estructura de zapata aislada, recuperado de Villareal, G. 2009: “INTERACCION SISMICA SUELOESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS”	64
Figura 15 – Espectro de Pseudo – Aceleración X e Y	78
Figura 16 - Definición del espectro en Etabs	79
Figura 17 - Definición de Caso de carga análisis no lineal estático con excentricidad +- X, Y.....	80
Figura 18 – Definición de casos modales derivado de los casos de análisis no lineal +- X, Y	81
Figura 19 – Definición del caso espectral en cada dirección modal +-X, Y.....	82
Figura 20 - Definición del Sismo Dinámico X e Y, mediante la envolvente positiva y negativa	83

Figura 21 - Inserción de coeficientes de rigidez para el modelo de Barkan S. en Etabs	85
Figura 22 – Configuración de Link/Support para la zapata.....	87
Figura 23 - Definición de rigidez y amortiguamiento para la zapata.....	88
Figura 24 - Integración de la ISE al modelo de la Norma Rusa	88
Figura 25 - Espectros de respuesta de base empotrada y con la consideración de Interacción cinemática por el modelo ASCE 41-17.....	90
Figura 26 – Espectro de respuesta E030 e ISE por el modelo ASCE 41-17 en zona de periodos cortos	91
Figura 27 - Espectro de respuesta E-030 vs espectro de ISE considerando el amortiguamiento de 5% por el modelo ASCE/SEI 41-17	93
Figura 28 - Espectro de respuesta E-030 vs espectro de ISE considerando el amortiguamiento variable por el modelo ASCE/SEI 41-17	93
Figura 29 - Modificación del espectro considerando ISE y casos modales para el sismo dinámico para el modelo ASCE 41-17.....	94
Figura 30 - Integración de los coeficientes de rigidez de ISE con el modelo ASCE 41-17.....	95
Figura 31 - Comparación de los 3 primeros modos de vibración del edificio n°01 para suelo s2 y s3.....	118
Figura 32 - Comparación de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración del edificio n°01 para suelo s2 y s3.....	119
Figura 33 - Comparación de los 3 primeros modos de vibración del edificio n°02 para suelo s2 y s3	132
Figura 34 - Comparación de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración del edificio n°02 para suelo s2 y s3.....	133
Figura 35 - comparación de los 3 primeros modos de vibración del edificio n°03 para suelo s2 y s3	147
Figura 36 - Comparación de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración del edificio n°03 para suelo s2 y s3.....	148
Figura 37. Resumen de periodos de vibración natural de los 3 edificios modelados en base rígida e ISE, para suelo S2, así como S3.....	150
Figura 38 - Incrementos porcentuales en los periodos de vibración de los edificios analizados al variar el suelo de S2 a S3	152
Figura 39 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia	155
Figura 40 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia	157

<i>Figura 41 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>159</i>
<i>Figura 42 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>161</i>
<i>Figura 43 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>163</i>
<i>Figura 44 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>165</i>
<i>Figura 45 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>167</i>
<i>Figura 46 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>169</i>
<i>Figura 47 Derivas inelásticas para el edificio N°01 y suelo tipo S2 con y sin ISE para sismo en dirección X-X171</i>	
<i>Figura 48 Derivas inelásticas para el edificio N°01 y suelo tipo S2 con y sin ISE para sismo en dirección Y-Y172</i>	
<i>Figura 49 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>174</i>
<i>Figura 50 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>176</i>
<i>Figura 51 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>178</i>
<i>Figura 52 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>180</i>
<i>Figura 53 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>182</i>
<i>Figura 54 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>184</i>
<i>Figura 55 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>186</i>
<i>Figura 56 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>188</i>
<i>Figura 57 Derivas inelásticas para el Edificio N°01 y suelo tipo S3 con y sin ISE para sismo en dirección X-X190</i>	
<i>Figura 58 Derivas inelásticas para el Edificio N°01 y suelo tipo S3 con y sin ISE para sismo en dirección Y-Y191</i>	
Figura 59 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s2 en la dirección x-	
x.....	192
Figura 60 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s2 en la dirección y-	
y.....	192
Figura 61 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s3 en la dirección x-	
x.....	193
Figura 62 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s3 en la dirección y-	
y.....	193
<i>Figura 63 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>194</i>
<i>Figura 64 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>196</i>
<i>Figura 65 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>198</i>

<i>Figura 66 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>199</i>
<i>Figura 67 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>201</i>
<i>Figura 68 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>202</i>
<i>Figura 69 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>204</i>
<i>Figura 70 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>206</i>
<i>Figura 71 Derivas inelásticas para el edificio N°02 y suelo tipo S2 con y sin ISE para sismo en dirección X-X207</i>	
<i>Figura 72 Derivas inelásticas para el edificio N°02 y suelo tipo S2 con y sin ISE para sismo en dirección Y-Y209</i>	
<i>Figura 73 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>210</i>
<i>Figura 74 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>212</i>
<i>Figura 75 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>213</i>
<i>Figura 76 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>215</i>
<i>Figura 77 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>217</i>
<i>Figura 78 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>218</i>
<i>Figura 79 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>220</i>
<i>Figura 80 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>222</i>
<i>Figura 81 Derivas inelásticas para el edificio N°02 y suelo tipo S3 con y sin ISE para sismo en dirección X-X223</i>	
<i>Figura 82 Derivas inelásticas para el edificio N°02 y suelo tipo s3 con y sin ISE para sismo en dirección Y-Y224</i>	
<i>Figura 83 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s2 en la dirección x-</i> <i>x.....</i>	<i>226</i>
<i>Figura 84 - variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s2 en la dirección y-</i> <i>y.....</i>	<i>226</i>
<i>Figura 85 - variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s3 en la dirección x-</i> <i>x.....</i>	<i>226</i>
<i>Figura 86 Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo S3 en la dirección Y-</i> <i>Y.....</i>	<i>227</i>
<i>Figura 87 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>229</i>
<i>Figura 88 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>231</i>
<i>Figura 89 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>233</i>
<i>Figura 90 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>235</i>

<i>Figura 91 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>237</i>
<i>Figura 92 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>239</i>
<i>Figura 93 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>241</i>
<i>Figura 94 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>243</i>
<i>Figura 95 Derivas inelásticas para el edificio N°03 y suelo tipo S2 con y sin ISE para sismo en dirección X-X</i>	<i>245</i>
<i>Figura 96 Derivas inelásticas para el edificio N°03 y suelo tipo S2 con y sin ISE para sismo en dirección Y-Y</i>	<i>246</i>
<i>Figura 97 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>248</i>
<i>Figura 98 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>250</i>
<i>Figura 99 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>252</i>
<i>Figura 100 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>254</i>
<i>Figura 101 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>256</i>
<i>Figura 102 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>258</i>
<i>Figura 103 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia</i>	<i>260</i>
<i>Figura 104 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia</i>	<i>262</i>
<i>Figura 105 Derivas inelásticas para el Edificio N°03 y suelo tipo S3 con y sin ISE para sismo en dirección X-X</i>	<i>264</i>
<i>Figura 106 Derivas inelásticas para el Edificio N°03 y suelo tipo S3 con y sin ISE para sismo en dirección Y-Y</i>	<i>265</i>
Figura 107 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s2 en la dirección x-x	266
Figura 108 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s2 en la dirección y-y	266
<i>Figura 109 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s3 en la dirección x-x</i>	<i>267</i>
<i>Figura 110 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s3 en la dirección y-y</i>	<i>267</i>
<i>Figura 111 - Derivas máximas en suelo S2 en dirección X-X para los 03 edificios analizados</i>	<i>271</i>
Figura 112 - Derivas máximas en suelo S3 en dirección X-X para los 03 edificios analizados	271
<i>Figura 113 - Derivas máximas en suelo S2 en dirección Y-Y para los 03 edificios analizados</i>	<i>272</i>

<i>Figura 114 - Derivas máximas en suelo S3 en dirección Y-Y para los 03 edificios analizados</i>	<i>273</i>
Figura 115 - Variaciones porcentuales obtenidas para cada modelo de análisis que considera ISE en relación al modelo de base empotrada.....	274
Figura 116 - Diferencia de las derivas del E01 evaluadas para S3 en relación al S2, en la dirección X-X.....	276
<i>Figura 117 - Diferencia de las derivas del E01 evaluadas paraS3 en relación al S2, en la dirección Y-Y</i>	<i>276</i>
<i>Figura 118 - Diferencia de las derivas del E02 evaluadas para S3 en relación al S2, en la dirección X-X</i>	<i>277</i>
<i>Figura 119 - Diferencia de las derivas del E02 evaluadas paraS3 en relación al S2, en la dirección Y-Y</i>	<i>277</i>
<i>Figura 120 - Diferencia de las derivas del E03 evaluadas para S3 en relación al S2, en la dirección X-X</i>	<i>278</i>
Figura 121 - Diferencia de las derivas del E03 evaluadas paraS3 en relación al S2, en la dirección Y-Y.....	278
<i>Figura 122 - Resumen de incrementos promedios de las derivas para los modelos al variar de suelo a S3 .</i>	<i>279</i>
Figura 123 - Comparación de cortante basal dinámica XX, elaboración propia	281
<i>Figura 124 – Comparación de cortante basal dinámica YY, elaboración propia</i>	<i>281</i>
<i>Figura 125 - Comparación de cortante basal dinámica XX, elaboración propia.....</i>	<i>282</i>
<i>Figura 126 - Comparación de cortante basal dinámica YY, elaboración propia</i>	<i>283</i>
Figura 127 - Comparación de cortante basal dinámica XX, elaboración propia	284
<i>Figura 128 - Comparación de cortante basal dinámica YY, elaboración propia.....</i>	<i>285</i>
Figura 129 - Comparación de cortante basal dinámica XX, elaboración propia	286
<i>Figura 130 - Comparación de cortante basal dinámica YY, elaboración propia.....</i>	<i>287</i>
Figura 131 - Comparación de cortante basal dinámica XX, elaboración propia	288
Figura 132 - Comparación de cortante basal dinámica YY, elaboración propia	289
Figura 133 - Comparación de cortante basal dinámica XX, elaboración propia	290
Figura 134 - Comparación de cortante basal dinámica YY, elaboración propia	291
<i>Figura 135 - Cortante Basal modelo 01 para suelo S2.....</i>	<i>292</i>
<i>Figura 136 - Cortante Basal modelo 01 para suelo S3.....</i>	<i>292</i>
<i>Figura 137 - Cortante Basal modelo 02 para suelo S2.....</i>	<i>293</i>
<i>Figura 138 - Cortante Basal modelo 02 para suelo S3.....</i>	<i>293</i>
<i>Figura 139 - Cortante Basal modelo 03 para suelo S2.....</i>	<i>294</i>
<i>Figura 140 - Cortante Basal modelo 03 para suelo S3.....</i>	<i>294</i>
<i>Figura 141. Matriz de trabajos de investigación comparados en las discusiones.</i>	<i>311</i>

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

Desde los inicios el desplazamiento de la superficie del terreno a lo largo de un sismo es un dato de gran interés para el momento de proyectar estructuras que hayan de tolerar tal movimiento sísmico. El primer paso para empezar, es el estudio del movimiento de la superficie del terreno durante los sismos, podría ser la investigación de los movimientos ocurridos en el pasado interpretados a la luz de una teoría suficientemente aproximada del fenómeno de propagación de ondas. (Soriano, 1989, pág. 287)

Se conoce, actualmente, que el considerar el suelo de fundación como un elemento flexible a la hora de realizar el cálculo dinámico estructura proporciona, por lo general, mayores desplazamientos de entrepisos (derivadas) y mayores desplazamientos máximos y promedios, a la vez que se reducen los esfuerzos internos de la estructura (Puma Alvarez, 2017, pág. 12).

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de este ante excitación sísmica. La interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características del movimiento del suelo. (Aviléz & Pérez Rocha, 2004).

La interacción con elementos de refuerzo que se construyan en el terreno dependerá de su localización, de la manera como se construyan, lo cual define la forma como interactúan, y de las características de resistencia y deformabilidad de los elementos de refuerzo, con respecto a las propiedades del suelo. (Rodríguez Ordoñez, 2005, pág. 138).

Es necesario realizar prospecciones geotécnicas, debido a que en su mayoría las estructuras fallaron por efecto del suelo, por no poder definir un adecuado factor de amplificación del

suelo, de ahí la necesidad de realizar estudios con interacción suelo estructura en las zonas. (Aguiar & Ortiz, 2017, pág. 253).

En el análisis ingenieril de interacción suelo-estructura el sistema formado por el suelo y la estructura se subdivide en dos subsistemas o subestructuras, los cuales se pueden fácilmente acoplar por medio de relaciones de continuidad y equilibrio. se estudia la posibilidad de obtener propiedades equivalentes de un modelo plano para el estudio de interacción suelo estructura para varias configuraciones del sitio de cimentación. Para tal efecto se toma como modelo básico tridimensional un sistema de un grado de libertad sobre un semiespacio elástico, homogéneo e isotrópico con cimentación circular. Para el modelo plano se toma un modelo similar al tridimensional cambiando la cimentación circular por una rectangular infinita. (Molina Villegas, 2010, pág. 7)

La interacción suelo-estructura (ISE) es aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando éstas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. La influencia de la estructura puede darse en condiciones estáticas, lo cual es tratado por la interacción estática suelo-estructura, o puede ser en condiciones dinámicas, lo cual cae en el campo de la interacción dinámica suelo-estructura. Se conocen como métodos de interacción estática suelo-estructura aquellos procedimientos que para el cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación toman en cuenta la rigidez de la estructura. Todos estos métodos están basados en el principio de que en el contacto cimiento-terreno los desplazamientos tanto en la subestructura como los del terreno son iguales, es decir, existe compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo. (Hermosillo, Sangines, Demeneghi, & Legorreta, 2019, pág. 1010).

La Interacción Suelo-Estructura considera la respuesta de la edificación a través de su comportamiento cinemático e inercial ante sollicitaciones dinámicas en el terreno, en relación con las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio, como elemento importante en la

seguridad de las estructuras. (Calderín Mestre, Almenarez Labañino, & Boada Fernández, 2020, pág. 79).

Es necesario tomar en cuenta en el diseño de las edificaciones los efectos de la interacción suelo-estructura, particularmente en los depósitos de suelos muy blandos, debido a la amplificación dinámica que se presenta durante los sismos. Para ello se tienen dos aproximaciones principales: los métodos analítico y numérico. El avance de los programas de cómputo aplicables al modelado numérico de edificaciones y del subsuelo, conjuntamente con el incremento de las capacidades de cómputo, hace posible que en los despachos de diseño sea posible llevar a cabo análisis de interacción suelo-estructura estáticos y dinámicos considerando muchos de los detalles del subsuelo y de la estructura; sin embargo, para el caso dinámico, la aplicación de los métodos numéricos no es inmediata, principalmente durante la selección de las ecuaciones constitutivas del subsuelo, en la determinación de los parámetros geotécnicos de dichas ecuaciones, pero también por el tiempo y la capacidad de cómputo requeridas. (Franco Camilo, Rangel Nuñez, Fernandez Sola, & Gomez Bernal, 2019).

1.1.1. Antecedentes

1.1.1.1. Antecedentes internacionales

Título: “Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo – estructura”

J. Avilés y L. E. Pérez-Rocha (2004), publicaron una investigación en la Revista de Ingeniería Sísmica de México, en la cual comentan sobre las bases que se emplearán para la actualización del reglamento, de modo que se consideren los efectos de interacción suelo – estructura. Sus descubrimientos son la base para la redacción de apéndice de las “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo” de la Ciudad de México. El método empleado consistió en la idealización de modelos estructurales simples, con el fin de

establecer criterios de diseño que puedan aplicarse a una amplia gama de edificaciones. Además, se concentraron en estudiar los efectos de la ISE sobre el amortiguamiento del periodo del modo fundamental de vibración y su influencia en la ductilidad del modelo. Las conclusiones a las que llegan es que, el efecto principal de la interacción suelo – estructura es el de alargar los periodos de la estructura, lo cual repercute en una modificación de la cortante basal, pudiendo incrementarse o reducirse con respecto al análisis con condición de base empotrada, de modo que esta variación dependerá de una combinación de factores como la relación de periodos de la estructura y el sitio, la esbeltez estructural, la profundidad de desplante de la cimentación y la profundidad donde se encuentre el estrato rígido. Asimismo, sugieren que en futuras revisiones de la norma se aborden los efectos de ISE que se han ignorado en su investigación.

- *Título: “Performance-based seismic Design of flexible-base multistorey buildings considering soil-structure interaction”*

Yang Lu, Iman Hajirasouliha, Alec M. Marshall (2016). Su investigación se basó en la implementación del análisis por desempeño sísmico para edificios altos cuando se considera la interacción suelo – estructura. Para tal fin, emplearon un modelo de edificio de 16 plantas, el cual analizaron tanto para la condición de base rígida como base flexible, comparando la respuesta estructural de ambos modelos. Los resultados de su trabajo son planteados en base a dos tipos de respuestas: los periodos de vibración de la estructura y los desplazamientos generados en la cimentación, para lo cual emplearon el método de Luco (método simplificado que permite hallar las frecuencias fundamentales). Así, dieron a conocer que los movimientos producidos por considerar el desplazamiento de la base contribuyeron a la respuesta estructural del sistema, pudiendo aumentar el periodo de vibración de la estructura y el movimiento de cabeceo. Sin embargo, con relación a los efectos torsionantes, los efectos del análisis con interacción suelo – estructura fueron despreciables.

- *Título: “Interacción suelo-estructura cinemática, comparación entre el método propuesto en las NTC – DS y un método riguroso de cálculo”*

L. Pérez – Rocha y G. Vásquez (2020). En su investigación analizaron 10 cimentaciones tipo platea en la Ciudad de México, con el propósito de analizar los efectos de la interacción cinemática suelo – estructura. Se compararon las funciones de transferencia y los espectros de respuesta resultantes tanto de aplicar el modelo con base empotrada, el modelo propuesto por la NTC – DS – 2020 y una solución rigurosa propuesta por Avilés y Pérez – Rocha (2004) basado en ecuaciones diferenciales. En base a sus resultados, llegaron a la conclusión de que la solución aproximada puede ser efectiva por su rapidez y facilidad de cálculo, pero que, en algunos casos, estaría subestimando el movimiento efectivo en la cimentación, especialmente, en periodos cortos. Se recomienda desarrollar más investigación al respecto que permitan establecer un modelo normativo dinámico mejor ajustado al movimiento real (método riguroso).

- *Título: “Soil-structure interaction effects on the seismic performance of frame structures”*

D. Guerdouh y S. Khalfallah (2019). Estudiaron los efectos de la interacción suelo – estructura en elementos tipo marco, utilizando método de elementos finitos para su modelado (FEM). Para el modelo, se empleó un método directo que incluía el cálculo de los efectos inerciales y cinemáticos sobre el terreno. Además, consideraron diferentes parámetros de rigidez para el modelado de suelo: suelo blando, medio y duro. Los hallazgos obtenidos evidenciaron que, si bien en todos los suelos se obtuvieron efectos de amplificación de los movimientos del terreno, estos difieren para cada perfil de suelo, siendo más notorios los efectos de interacción suelo – estructura para el caso de suelos blandos o medios que en suelos duros.

- *Título: “Efecto de la variabilidad de la rigidez del sitio de fundación en el desempeño sísmico”*

F. Benedetti, F. Zúñiga y A. Opazo (2017). En su investigación intentan analizar si la distribución de rigideces y configuración de los distintos estratos del suelo de fundación repercuten en el desempeño sísmico de estructuras tipo marco. Para tal fin, emplearon el programa OpenSees para los modelados numéricos considerando un enfoque elastoplástico para las estructuras y no lineal sensible a la presión de confinamiento para el suelo. Se emplearon estructuras con periodos que variaron entre 0.3 s y 1.2 s. Los resultados que obtuvieron demuestran que existen variaciones notables al considerar las diferentes rigideces de cada estrato de suelo en comparación al método comúnmente empleado que sugiere el uso del promedio de los valores de los estrados medidos hasta los 30 m bajo el nivel de desplante. Finalmente, sugieren que el emplear un valor medio para las propiedades del suelo, cuando se realiza un análisis con ISE, podrían subestimarse los efectos de acoplamiento dinámico del sistema.

- *“Monitoring of a rehabilitated building in soft soil in Mexico and structural response to September 2017 earthquakes: Part 2: Numerical simulation”*

D. Muriá-Vila, B. Aldama-Sánchez, M. García-Illescas y G. Rodríguez (2020). El propósito de su investigación fue la de identificar criterios relacionados al comportamiento real de las edificaciones frente a movimientos sísmicos, para lo cual analizaron el desempeño estructural de un edificio rehabilitado de 22 pisos ubicado en la Ciudad de México después de haber sufrido los sismos de 1985. Las características estructurales más importantes se obtuvieron a partir de ensayos de laboratorio. Asimismo, se emplearon los registros sísmicos de los terremotos del 2012 y 2017 (en México) para el análisis Tiempo – Historia, tanto para los casos en donde se consideró la base rígida, como en donde se consideró base flexible. Finalmente, se concluyó que los movimientos del análisis considerando rigidez finita en la

fundación coinciden notablemente con los registros históricos del edificio a diferencia del modelo de base rígida, en donde se presentaron variaciones de hasta casi el 40% con respecto al movimiento real.

- *Título: “Esforços de um edificio em alvenaria estrutural calculados com fundação rígida e elástica”*

Souza Bessa, Borges Farias, & Santos da Silva (2020). En su trabajo de investigación evaluaron la influencia de la rigidez variable del suelo en edificios de albañilería confinada de 04 niveles. Para el modelado, se empleó el programa SAP2000. Para el análisis con interacción suelo – estructura consideraron cimentaciones corridas apoyadas sobre pilotes, en un caso, considerando la punta del pilote sobre un suelo rígido, y en el segundo, sobre un uno flexible. Los valores de rigidez del suelo se obtuvieron a partir de un ensayo de placa de carga realizado en el Distrito Federal, Brasil. Sus resultados mostraron diferencias muy pequeñas entre los modelos con base flexible y empotrada, por lo que concluyeron, que, en el caso de edificaciones de tales características, los efectos de la ISE podrían despreciarse.

- *Título: “SSI influence on the seismic response of asymmetrical small, low-rise R/C buildings”*

P. Askouni y D. Karabalis (2021). Estudiaron edificios de concreto armado considerando variaciones en las rigideces para modelos de baja altura (01 y 03 niveles de altura) cimentados sobre zapatas. Además, se empleó un análisis Tiempo – Historia de Respuesta en base a registros de acelerogramas locales. Llegaron a la conclusión de que los periodos se incrementaron significativamente para los modelos con base flexible en comparación con los de base rígida. También, se observó que el la ISE da como resultado una fuerte redistribución de los esfuerzos de toque internos, en contraste con el modelo de suelo rígido. Finalmente, se concluyó que el modelo con base flexible genera unas variaciones considerables en la relación de fuerzas y momentos flectores, pudiendo incrementar o

reducir, en algunos casos, estos valores. Cabe señalar, que en la mayoría de casos analizados se observó un mayor índice de daño debido a la consideración de la base flexible.

1.1.1.2. Antecedentes nacionales:

- *Título: “Interacción suelo-estructura y su influencia en la respuesta sísmica de edificios de concreto armado”*

C. Águila y G. Villarreal (2021). En su investigación analizaron la respuesta sísmica de edificios 03 edificios de 4, 8 y 12 pisos, los cuales se analizaron considerando 02 tipos de suelo de fundación: uno conformado por arcillas blandas, y el otro por una arena densa. Se empleó el análisis dinámico de la norma E.030 contemplado en la normativa nacional del RNE. Asimismo, se consideró un modelo con base de rigidez infinita (según la norma en mención) y otro con base flexible, a partir de los métodos descritos en la FEMA 440 (incluido en el ASCE/SEI 7) y otros métodos, como los de Barkan – Savinov y Norma Rusa. Se observó que los métodos indicados en la normativa norteamericana generaban los mayores efectos de ISE en comparación con los métodos rusos. En base a los resultados, se hizo énfasis en recomendar el efecto de la flexibilidad de la base en los cálculos estructurales, debido a que en todos los modelos analizados se observaron variaciones considerables respecto al modelo de base empotrada.

Título: “Interacción sísmica suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas”

G. Villarreal Castro (2009). En su libro, el Ing. Genner, quien realizó estudios de doctorado en la Universidad Nacional de Ingeniería Civil de Moscú-Rusia, dio a conocer los modelos dinámicos de interacción sísmica suelo – zapata aislada – superestructura de D. D. Barkan – O. A. Savinov, V. A. Ilichev, A. E. Sargsian y Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, para la resolución de los problemas de ISE. Para la obtención de los resultados se apoyó en los programas LIRA, SAP2000 y COSMOS, con los cuales realizó los cálculos numéricos para edificios de similares características (cimentación). Los resultados que obtuvo al comparar

los modelos de base rígida con los que consideraban ISE, fueron el incremento de más del 30% del periodo fundamental de vibración, el incremento de más del 20% de los desplazamientos máximos calculados en el centro de masas y la minoración de las cortantes y momentos máximos de más del 15% y 5%, respectivamente. Asimismo, el autor concluye que el modelo de análisis por la norma NTE E.030 solo es precisa para los casos de edificaciones cimentadas con zapatas sobre manto rocoso o suelo muy rígido, por lo cual recomienda realizar este tipo de análisis con el fin de no caer en el sobredimensionamiento de los elementos estructurales, lo cual repercute en un incremento final del costo de la obra.

Título: “Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de las viviendas aporticadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca”

F. Araca, L. Gómez, A. Cahui y G. Marín (2020), publicaron este artículo científico en la Revista Científica de la UCSA. En este, analizaron edificaciones aporticadas de 02 y 03, 04 y 05 pisos, en la ciudad de Juliaca – Puno, con el objetivo de determinar la respuesta estructural de estos al considerar la ISE. Con este propósito, implementaron el modelo de base flexible propuesto por la FEMA 356/440. Para determinar las propiedades mecánicas del suelo realizaron ensayos de Penetración Dinámica Estándar (SPT). Ente sus hallazgos se encontró que los efectos de la ISE son poco significantes para las edificaciones de 01 y 02 plantas; sin embargo, en los edificios de 04 y 05 pisos los efectos de interacción suelo – estructura se tornan más notables.

Título: “Respuesta dinámica por los modelos de cálculo de interacción suelo – estructura del FEMA y norma E030-2016 del edificio de comando de control ribereño – Iquitos”

G. Huamán (2018), en su Tesis de Maestría, realiza un análisis con y sin ISE para un edificio de dos (02) niveles con una configuración estructural de muros de concreto armado, apoyado sobre un suelo blando tipo perfil S3 según la norma NTE E.030 (arcilla). Para la idealización

del modelo de interacción suelo – estructura empleó el que se encuentra en la normativa de la Federal Emergency Management Agency (FEMA), en su publicación FEMA – 440. Los resultados obtenidos (contrario a la hipótesis planteada inicialmente), demostraron que, debido un suelo muy blando y un periodo muy corto tienen un efecto significativo en el incremento de las cortante y momentos máximos de la edificación (10% y 11%, respectivamente), que este al ser muy fácilmente deformable por la acción sísmica, transmite estas deformaciones al resto de los elementos estructurales, incrementando tanto las recciones internas como externas. Además, el periodo fundamental de vibración de la estructura se elevó de 0.497 s a 0.945 s con el modelo propuesto por la FEMA (incremento de más del 90%). En este sentido, el autor recomienda realizar un análisis con base blanda para edificios en zonas con suelos muy blandos, ya que, en estos casos, los efectos de la ISE conducen a un análisis más real del comportamiento de la estructura, así como la consideración de un mayor grado de seguridad ante un evento sísmico.

Título: “Análisis de interacción sísmica suelo estructura para reducir esfuerzos en los elementos estructurales en edificaciones regulares e irregulares con zapatas aisladas en Huaraz”

E. López (2013), en su Tesis de Maestría centra su investigación en la provincia de Huaraz debido a que esta localidad sufrió un devastador sismo en la década de los 70’s. En ese sentido, sostiene que, al considerar una base perfectamente empotrada, se restringen todos los grados de libertad que participan en el movimiento de la cimentación, lo cual no es la idealización más adecuada. Para este fin, compara los resultados obtenidos del análisis sísmico estático y dinámico Modal – Espectral y Tiempo – Historia de dos (02) edificaciones: una regular y otra irregular, ambas de 06 niveles, cimentadas sobre zapatas; de modo que pudo comparar el análisis con base empotrada con los modelos que consideran ISE (Barkan, Ilichev, Sargsian y Norma Rusa). Entre sus conclusiones resalta que: 1) los

desplazamientos se incrementaron al considerar base flexible, tanto para el edificio regular como irregular, de modo que, en el análisis estático, los modelos de Ilichev y Sargsian no cumplieron con la verificación de derivas exigido por la norma E.030; 2) los periodos de vibración principales se incrementaron para ambas edificaciones.

Título: “Nivel de desempeño sísmico del Edificio N° 01 de la institución educativa San Ramón (anexo Chontapaccha) considerando la interacción suelo estructura”

M. Urteaga (2019). En su Tesis de Maestría estudió la respuesta estructural de un edificio que formaba parte de una institución educativa en Cajamarca, la cual había sido rehabilitada recientemente, mediante el proceso de encamisado, con un concreto de 280kg/cm². En su investigación, Urteaga propone para tal fin, un análisis sísmico por desempeño, mediante el cual evalúa la estructura tanto para la condición de base empotrada, como considerando los efectos de la interacción suelo – estructura en el análisis. Como bases para el modelado, empleó tanto la norma R.N.E. E.030, como los reportes de la FEMA P-420 “Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation” (Federal Emergency Management Agency) y la ATC-40 “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” (Applied Technology Council). Sus resultados le llevaron a concluir que si bien dicha edificación se encontraba dentro del nivel de seguridad de vida (FEMA P-420) y seguridad limitada SP-4 (ATC-40), al considerar los efectos del suelo con rigidez finita, incrementó los valores obtenidos de cortante y en periodos de vibración, en comparación con el modelo de base fija, siendo el modelo de la ATC-40 el que arrojó resultados más desfavorables en comparación con el edificio analizado con la FEMA P-420.

Título: “Interacción sísmica suelo – estructura en edificaciones de sistema dual en la ciudad de Moquegua”

M. Jines Cabezas (2017), en su Tesis de Maestría analizó un edificio de 06 niveles de sistema estructural tipo dual, ubicado en el C.P. de Chen Chen – Moquegua. Para el análisis empleó

los modelos de Barkan, Ilichev, Sargsian y Norma Rusa. Las conclusiones a las que llegó luego de aplicar una prueba de Chi Cuadrado para demostrar su hipótesis, fue que las fuerzas internas, los desplazamientos máximos y las derivas de entrepiso están estrechamente relacionados con los coeficientes de rigidez del suelo de fundación, así como de las dimensiones de las zapatas. Asimismo, encontró que los esfuerzos axiales, los momentos flectores y las fuerzas cortantes, disminuían considerablemente, tanto en el análisis tiempo – historia de respuesta, como en el análisis dinámico modal – espectral.

Título: “Análisis de la interacción sísmica suelo -estructura en edificación de albañilería estructural”

N. Gamarra (2014). En su investigación analiza una edificación de albañilería confinada ubicada en la región de Huancayo – Junín, en un suelo intermedio tipo arena limo – arcillosa. Para la evaluación de los efectos de la ISE empleó los siguientes métodos: Barkan, Ilichev, Sargsian, Norma Rusa SNIP 05.02.05-87, Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2006, Modelo de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Norma Japonesa para la Construcción y método norteamericano basado en la NIST GCR 12-917-21. El investigador reportó incrementos en las derivas de la estructura de entre el 10% – 56%, una variación de entre el 15% – 24% de los esfuerzos de corte y del 0.6% al 19% para los momentos flectores.

Título: “Comparación de la respuesta estructural de los módulos B y C de la I. E. Julio Ramón Ribeyro considerando y sin considerar la interacción suelo – estructura”

Aquino, C. y Rodríguez, M. (2015), realizaron un estudio comparativo para los bloques “B” y “C” de una institución educativa ubicada en la ciudad de Cajamarca – Perú, al considerar un modelo con base empotrada, como uno con base flexible. Para la idealización de la ISE se emplearon dos (02) modelos dinámicos: el de Barkan – Savinov y el de la Norma Rusa SNIO 02.02.05-87. Cabe señalar que los modelos que fueron objeto de análisis corresponden a edificaciones consideradas de categoría “esencial”, por la Norma NTE E.030; además, el

sistema estructural correspondía a pórticos de concreto armado con una cimentación tipo zapatas conectadas (emparrillado). Del análisis con base rígida se obtuvieron derivas superiores a las máximas estipuladas para el control de los desplazamientos laterales, por lo que, aún sin considerar el análisis con ISE, estos edificios no cumplen con los requisitos mínimos del diseño sismorresistente. A pesar de esto, se consideró el análisis con ISE y se observó que las derivas máximas incrementaron; por lo que concluyeron que la interacción suelo – estructura produce que los edificios presenten una mejor respuesta estructural, siempre que se cumpla previamente, con los desplazamientos máximos estipulados.

1.1.1.3. Antecedentes locales:

Título: “Identificación de los efectos de interacción suelo-estructura en un edificio de concreto armado con zapatas aisladas e irregularidad de rigidez – piso blando en perfiles de suelos S2 y S3 de Lima”

M. Rosales y A. Ticona (2021). Su investigación consistió en analizar los efectos de la respuesta de dos sistemas estructurales de 6 y 8 pisos con irregularidad de piso blando, para 2 perfiles distintos de suelo, una arena limosa y una arena pobremente graduada, SM-S2 y SP-S3, respectivamente. Los modelos para la implementación del análisis con interacción suelo – estructura empleados fueron los métodos de Sargsian, Barkan y Norma Rusa SNIP 2.02.05-87. Las respuestas que evaluaron y compararon fueron: las derivas de entrepiso y los periodos fundamentales de vibración. Encontraron que el periodo se incrementaba entre 21% – 41%, al considerar ISE, y las derivas de entrepiso entre 23% - 58%. Entre sus recomendaciones sugieren el de realizar un estudio que tome en cuenta otros modelos en base a otras normativas, tales como la norteamericana basada en los reportes de la FEMA, la mexicana o la japonesa.

Título: “Influencia de la interacción suelo-estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporricada con zapatas aisladas”

C. Valderrama y J. Meza (2014). Su investigación evaluó los efectos de la ISE en un edificio de 5 pisos, de sistema estructural tipo aporticado sobre zapatas aisladas, ubicado en la ciudad de Lima y de Huancayo. El modelo para el análisis de base flexible empleado es el de Barkan – Savinov. Sus resultados confirman que existe una reducción de los esfuerzos, tanto en vigas como en columnas, que responden a una disipación de la energía sísmica, la cual es absorbida producto del amortiguamiento del terreno de fundación. En contraste a los esfuerzos, los desplazamientos de la estructura en análisis incrementaron al considerar el movimiento en la base, en comparación con el modelo con base empotrada. Finalmente, el autor sugiere que en futuras investigaciones se analice la incidencia que tiene la reducción de los esfuerzos de los modelos con ISE en el costo final de la estructura, especialmente, el acero de refuerzo en los elementos resistentes a cortante.

Título: “Optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en sueldos blandos, con el modelo interacción suelo – estructura, en Lurín – Lima”

J. M. Meza (2018). En su trabajo de investigación analiza un edificio multifamiliar de 7 niveles configurado por muros estructurales sobre zapatas conectadas, ubicado en el distrito de Lurín. La hipótesis que plantea el autor es que, debido a la disipación de la energía sísmica producto del efecto amortiguador del suelo blando al considerar ISE, se puede lograr una optimización del diseño estructural, reduciendo las áreas de acero requeridas en los elementos estructurales. En ese sentido, Meza plantea que el suelo se comporta como un disipador de energía que absorbe parte del cortante sísmico. Finalmente, sus resultados obtenidos demostraron que, si bien las derivas incrementaron en los edificios que consideran ISE, los esfuerzos en las vigas se redujeron en algunos casos hasta en más del 11% y en los muros estructurales hasta más del 12%, lo cual corresponde a una disminución del costo final de la estructura. En este sentido, el autor recomienda que se analicen los efectos de ISE en zonas con suelos muy blandos, ya que estos efectos suelen ser más notorios cuanto de

peor calidad es el suelo de cimentación. Finalmente, recomienda que el implementar este tipo de análisis puede cambiar algunos parámetros normativos locales, como el hecho de que se considere 05 como máximo número de pisos permitidos a construir en Lurín; sin embargo, si se consideraran los efectos de ISE, este número podría incrementarse.

Título: “Zonificación Sísmico - Geotécnica para siete distritos de Lima Metropolitana (comportamiento dinámico del suelo)”

Instituto Geofísico del Perú – Dirección de sismología (2010). En este informe, el IGP realizó un estudio de los suelos de siete (07) distritos ubicados en la provincia de Lima, con el fin de realizar una clasificación del riesgo y sus parámetros sísmicos. Estos distritos son: Pucusana, Santa María, San Bartolomé, Punta Negra, Punta Hermosa, Santa Rosa y EL Agustino. De este modo, se realizaron distintos ensayos, en cada punto de sondaje – entre ellos, corte directo y clasificación SUCS – se identificaron y clasificaron en las categorías de suelos empleadas por la norma E.030 – 2003 (vigente en ese entonces). A partir de estos resultados, se construyeron mapas de suelos en donde se identifican las características físicas de los mismos mediante colores distintos. Los estudios revelaron que en Lima es posible hallar suelos muy buenos, con capacidades portantes de hasta 9kg/cm², como también suelos muy blandos (perfil tipo S3 y S4) asociados a periodos más bajos de vibración del suelo.

1.2. Marco teórico

1.2.1. Peligro sísmico

(Tavera, Peligro sísmico en Lima y el país, 2008) El peligro es restringido como la probabilidad de que un estupendo físico, potencialmente dañino, de principio racional o inducido por el acto humano, se exhiba en un sitio específico, con una cierta energía, período y frecuencia definida. El riesgo sísmico de un emplazamiento, área o zona es determinado como la posibilidad de que el parámetro que mide el desplazamiento del suelo, gracias a la ocurrencia de un terremoto, sobrepase un grado de umbral dado para un definido lapso de tiempo. Por consiguiente, evaluar el riesgo sísmico de una zona necesita conocer la sismicidad de la misma; reconocido bien los riesgos a la que está expuesta.

(Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros, 1997) Aunque en la práctica no se ha llegado a la unanimidad en la terminología, se entiende por peligrosidad sísmica (seismic hazard) la posibilidad de que un parámetro escogido para medir el desplazamiento del suelo (desplazamiento, rapidez, aceleración, intensidad, magnitud, etcétera.) supere un grado dado en todo el tiempo que se estima de interés. Es un criterio prácticamente sismológico y constituye el dato de ingreso para la evaluación de la vulnerabilidad y el peligro sísmico y sus aplicaciones en la idealización urbana o el diseño sismorresistente. La importancia conjunta de la peligrosidad sísmica en el emplazamiento, la vulnerabilidad de las construcciones y el costo económico de las mismas constituye el riesgo sísmico (seismic risk). En este capítulo la atención se centrará casi exclusivamente en el estudio de la peligrosidad que, como ya se dijo, es la apariencia más estrictamente sismológica del peligro sísmico.

(Ingeniería Sismorresistente, 2002) indica que la severidad de los sismos en un emplazamiento definido se llama riesgo sísmico y es dependiente exclusivamente del panorama sismo tectónico del área, de las propiedades del suelo y de la topografía local. Para

fines de ingeniería, el riesgo se expresa por medio del costo más alto que podría conseguir en el lugar un definido parámetro indicador de severidad, ejemplificando la aceleración máxima del suelo o la magnitud local. A lo largo de un movimiento sísmico fundamental, las obras civiles son dañadas en más grande o menor medida en funcionalidad a sus propias propiedades de resistencia, rigidez o regularidad estructural. Las construcciones en mal estado, o esas sin una idónea resistencia lateral, son más vulnerables que esas otras proyectadas y construidas con criterios sismorresistentes, independientemente del sitio donde se ubiquen.

(Bernal Esquia , Condori, & Tavera, 2014, pág. 27) “El peligro sísmico corresponde a la probabilidad de que ocurra un sismo de determinada magnitud que genere, en un punto específico, una aceleración igual o mayor a un valor dado para un periodo de tiempo determinado. Considerando que la ocurrencia de sismos obedece a una distribución de Poisson, debe tenerse en cuenta lo siguiente; el número de eventos que ocurren en un intervalo de tiempo es independiente de los que ocurren en otro, la probabilidad de ocurrencia durante un periodo de tiempo muy corto es proporcional a la longitud del intervalo de tiempo, la probabilidad de que ocurra más de un evento sísmico durante un intervalo de tiempo muy corto es insignificante.”

(Bolaños Luna & Monroy Concha, 2004, pág. 24) “Para cuantificar los efectos de los sismos en las obras civiles es necesario tomar en cuenta la vulnerabilidad de las obras civiles y la sismicidad del lugar. La vulnerabilidad de las obras civiles se estima al conocer las características de las edificaciones y la sismicidad es obtenida mediante un análisis de peligro o amenaza sísmica. El peligro se suele representar por medio de los valores máximos del movimiento del terreno, la intensidad del movimiento y muy recientemente por un parámetro global de la respuesta estructural.”

1.2.2. Microzonificación sísmica y estudio de sitio

1.1.1.1. Microzonificación sísmica

El (Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.030 - Diseño Sismorresistente, 2016) indica que se trata de estudios multidisciplinarios que examinan los efectos de los sismos y fenómenos relacionados como licuefacción de suelos, deslizamientos de tierra, tsunamis y otros en el área de interés. Los estudios brindan información sobre el posible cambio en los eventos sísmicos debido a las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las restricciones y requisitos que se tienen en cuenta como resultado de los estudios para la planificación, construcción de edificaciones y otras obras.

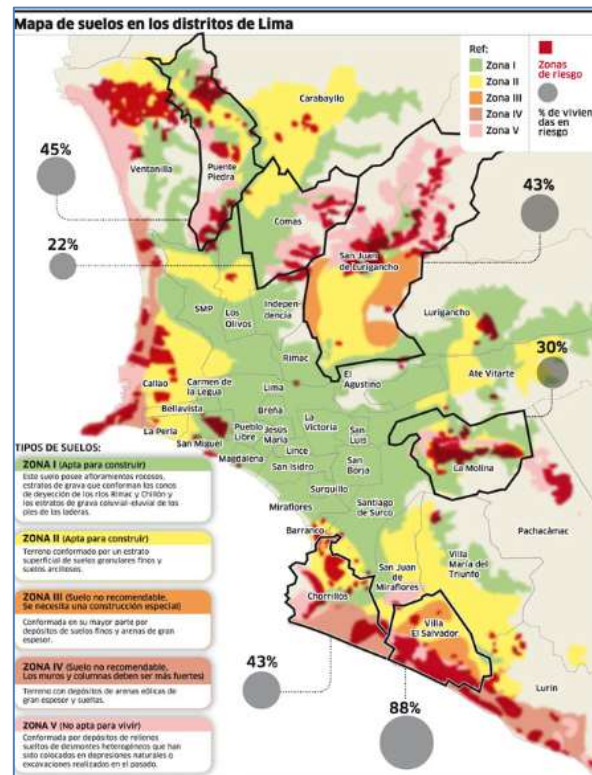


Ilustración 1 - Mapa de suelos en los distritos de Lima, recuperado de: Centro Peruano de Japones de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID

(Bazán Abarca & Chaparrp Soto, 2018) “La microzonificación sísmica según Kelly consiste en establecer zonas de suelos con comportamiento similar durante un sismo, de manera que puedan definirse allí, recomendaciones precisas para el diseño y construcción

de edificaciones sismo resistentes. Para cada una de las zonas, además de especificarse la fuerza sísmica posible, deben identificarse los tipos de fenómenos asociados que pueden desencadenarse a raíz del sismo, como son los deslizamientos, la ampliación exagerada del movimiento o la posibilidad de la licuación del suelo.”

1.1.1.2. Estudio de sitio

Según (Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.030 - Diseño Sismorresistente, 2016) se trata de estudios similares a los de la microzonificación, aunque no necesariamente exhaustivos. Estos estudios se limitan al sitio del proyecto y brindan información sobre posibles cambios en eventos sísmicos y otros fenómenos naturales debido a las condiciones locales. Su principal objetivo es determinar los parámetros de diseño. Las investigaciones del sitio deben realizarse en grandes plantas industriales, la industria de explosivos, productos químicos inflamables y contaminantes. No se tienen en cuenta parámetros de diseño que son inferiores a de los especificados en esta norma.

1.1.1.3. Perfiles de suelo

Suelo muy rígido (Tipo S1)

En esta tipología se orienta a suelos bastante rígidos en los que la velocidad de onda de corte es semejante a la de una roca, asimismo el período fundamental del suelo es de poca amplitud sin superar los 0.25 s. Algunos casos que se incluyen son:

- Roca sana o parcialmente meteorizada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500 kPa (5 kg/cm²).
- Capa de no más de 20 m de material cohesivo muy rígido, con una resistencia al cizallamiento en condiciones sin drenaje, superior a 100 kPa (1 kg/cm²), sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte rocoso
- Capa de no más de 20 m de arena muy densa con $N > 30$, sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte semejante a la de una roca.

- Grava arenosa densa.

Suelos intermedios (Tipo S2)

- En un suelo que se encuentra entre el área de suelo S1 y S3 con propiedades medias

Suelos flexibles (Tipo S3)

- Se trata de suelos con un gran espesor de capa o tan flexibles que generan una amplitud baja y más de 0,6 s en su período de oscilación fundamental.

Suelos flexibles (Tipo S4)

- Corresponden a tipos de suelos con condiciones geológicas son esporádicamente flexibles y prácticamente desfavorables.

Tabla 1 - Factor de suelo respecto a la zona, recuperado de: Norma E030 “Diseño Sismorresistente”

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO “S”					
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10	
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20	
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40	
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00	

Tabla 2 - Parámetros de período corto T_p y Período Largo T_L respecto al tipo de suelo, recuperado de:

Norma E030 “Diseño Sismorresistente”

Tabla N° 4 PERÍODOS “ T_p ” Y “ T_L ”				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

1.2.3. Fallas más frecuentes debido al movimiento del suelo

(Blanco Blasco, 1994) en su libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” mencionó que las visualizaciones de las fallas elaboradas en los sismos en las construcciones perjudicadas posibilitan llegar a la conclusión general que, mayormente, provienen de sectores en que se crea cambios bruscos de las características resistentes y primordialmente de las rigideces (columnas cortas, vigas bastante peraltadas) o de inconvenientes de estructuración, diseño o creación.

Las fallas más habituales son:

- Males en tabiquería de ladrillos, vidrios, cornisas y parapetos, gracias a tenerse construcciones bastante flexibles, con escasa rigidez lateral, y sin un descriptivo particular para ellos.
- Edificios que han colapsado gracias a tener recursos con escasa capacidad resistente en una dirección, como vigas chatas y columnas con poca rigidez en la dirección secundaria.
- Edificios de forma irregular ya sea en T, L, H o con esquinas entrantes que ocasiona mayores esfuerzos en planta debido a la torsión que puede presentarse.
- Edificaciones con grandes aberturas en los diafragmas ya que genera que durante el sismo no se mueva como uno solo, así como también edificios que se unen mediante un pasillo peatonal o puente de acceso.

Además, se busca que tenga buena estructura sismorresistente a base de ciertos criterios:

- Simplicidad Y Simetría

En el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de concreto armado” indica que la simetría de composición en las dos direcciones deseable por las mismas causas; la falta de simetría genera efectos de torsión que son difíciles de evaluar y tienen la posibilidad de ser bastante destructivos, las fuerzas sísmicas tienen la posibilidad de idealizarse actuando

en el interior de masa de cada fase, que las fuerzas absorbidas por los recursos se ubicará el centro de rigidez; si no hay coincidencia entre el centro de masa y el centro de rigidez, el sismo no solo es un desplazamiento de traslación, sino además uno de rotación, lo cual se incrementa las fuerzas debidas al movimiento sísmico, que puede superar las fuerzas de resistencia (1994).

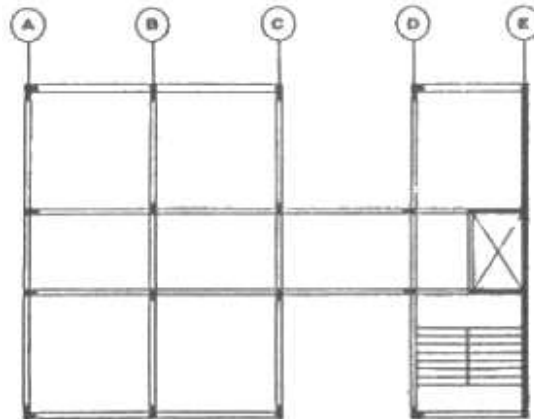


Ilustración 2 - Planta de edificio con rigidez en el extremo y reducción de diafragma, recuperado de: Blanco Blasco (1994) “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”

- Resistencia y ductilidad
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez lateral

1.2.4. Fundamentos de la interacción de la estructura del suelo

De acuerdo al libro (DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS, 1985), la exploración de edificios se lleva comúnmente a cabo suponiendo que el desplazamiento que se aplica en su base, o las fuerzas fijas iguales que actúan en sus diversos niveles, son independientes de las propiedades de la cimentación. No obstante, hay casos en que el desplazamiento en cualquier punto de la frontera suelo-estructura es sensiblemente distinto del que ocurrió en dicho punto

si la composición no estuviese presente; en dichos casos se cuenta que existe interacción suelo-estructura.

Según (Hayes, McCabe, & Harris III, 2012) un estudio de interacción sísmica suelo-estructura evalúa la contestación colectiva de la composición, los cimientos y los medios geológicos subyacentes y circundantes a los cimientos, a un desplazamiento específico del lote en campo independiente. De manera, SSI explica la diferencia entre la contestación real de la composición y la contestación de la condición de base teórica con una cimentación rígida. Como se muestra esquemáticamente en la Figura 1, el suelo a menudo se representa como un continuo (por ejemplo, elementos finitos) junto con cimientos y elementos estructurales, transmitiendo límites en los límites de la malla del suelo y elementos de interfaz en los bordes de los cimientos.

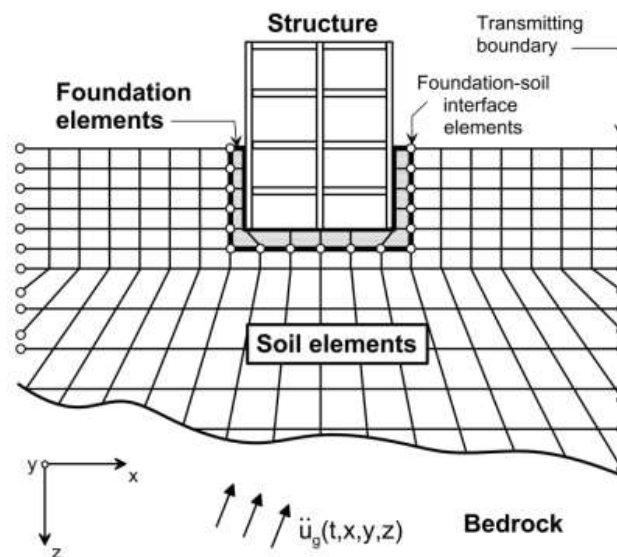


Figura 1 - Ilustración esquemática de un análisis directo de la interacción suelo-estructura utilizando modelado continuo por elementos finitos, recuperado de: *Soil-Structure Interaction for Building Structures* (2012)

(Wilson, 2004) El enfoque más común de relación suelo-estructura (SSI) que se usa para sistemas tridimensionales de suelo-estructura está con base en la formulación de “movimiento agregado”. El procedimiento necesita que los movimientos de campo

independiente en la base de la composición sean calculados anteriormente del estudio interactivo suelo-estructura.

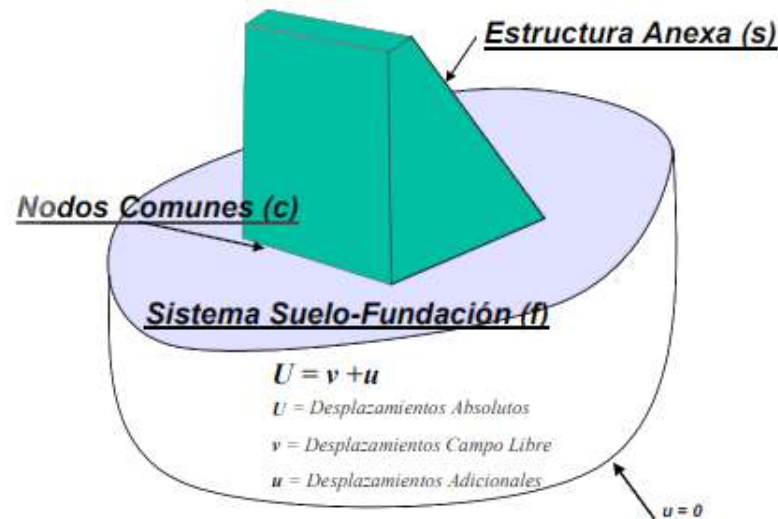


Figura 2 - Modelo de Interacción Suelo Estructura

(Dazio, 2013) Las cargas de diseño de terremoto aplicadas a los cimientos surgen de las fuerzas de inercia desarrolladas en la superestructura y de las deformaciones del suelo, causadas por el paso de ondas sísmicas, impuestas sobre los cimientos, estos dos fenómenos se refieren en la literatura técnica como inerciales y carga cinemática. La importancia relativa de cada factor depende de las características de los cimientos y naturaleza del campo de onda entrante. El término genérico que abarca ambos fenómenos es interacción suelo-estructura (SSI). Sin embargo, más a menudo, los ingenieros de diseño se refieren a la carga inercial como SSI, ignorando el componente cinemático. Esta situación se deriva del hecho de que: la interacción cinemática puede ser descuidada en algunas situaciones; los códigos de construcción asísmicos, excepto por muy pocas excepciones como euro código 8, ni siquiera mencionarlo; Los efectos de interacción cinemática son mucho más difíciles de evaluar rigurosamente que la inercia inercial. efectos de interacción.

En el libro (Fundamentals of Structural Dynamics, 2013) La Figura 2 ilustra las características clave del problema en estudio, eso se presenta en la situación general de una

base incrustada soportada sobre pilotes, pero todas las conclusiones son válidas para cualquier tipo de base, las capas de tierra alejadas de la estructura están sujetas, a la excitación sísmica que consiste en numerosas ondas incidentes: ondas de corte (ondas S), ondas dilatacionales (onda P), ondas superficiales (ondas R o L).

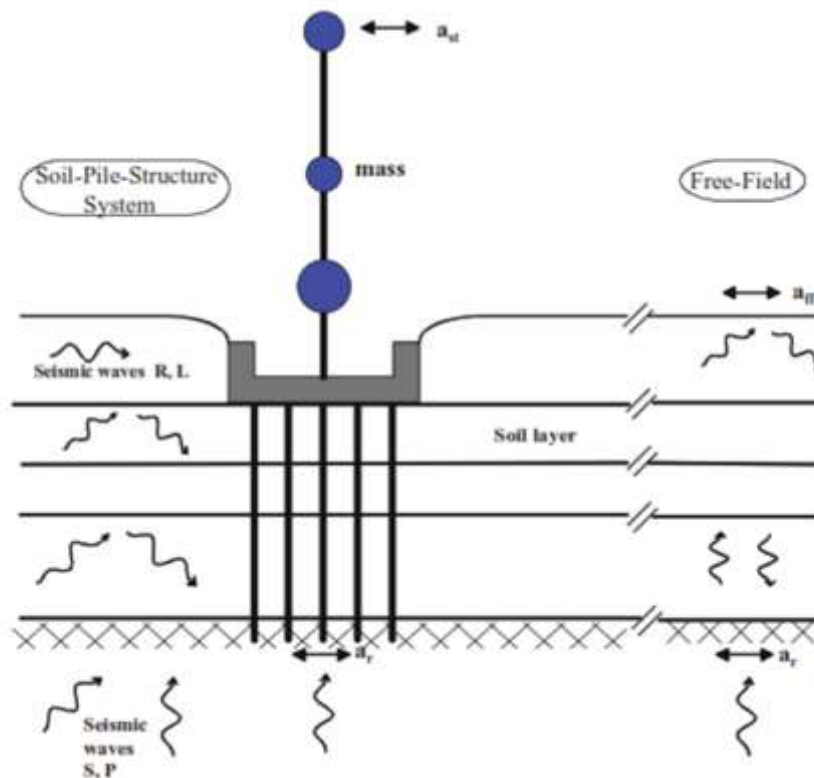


Figura 3: Ilustración de la interacción de la estructura del suelo en la respuesta de la estructura.

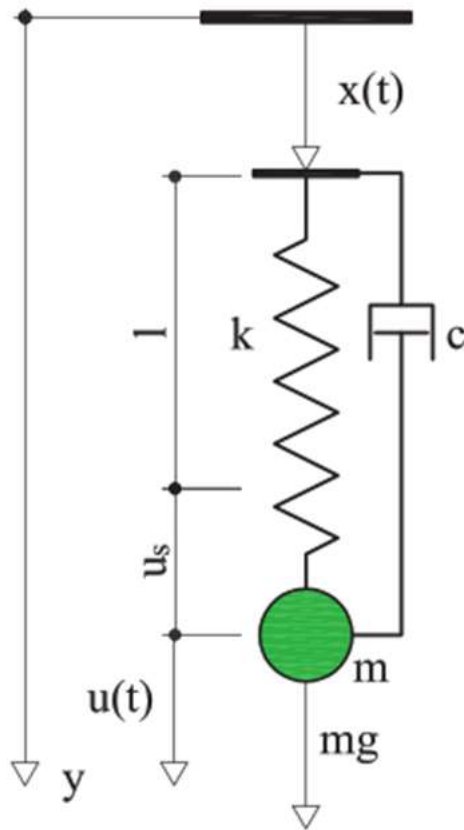
recuperado de: *Fundamentals of Structural Dynamics*

Principio de Alembert

El principio se basa en la idea de una fuerza de inercia ficticia que es igual al producto de la masa multiplicada por su aceleración, y actúa en la dirección opuesta a la aceleración. La masa está en equilibrio en todo momento bajo la fuerza resultante F y la fuerza de inercia $T = m\ddot{u}$.

Para derivar la ecuación de movimiento, se formula el equilibrio dinámico para cada componente de fuerza. Para este propósito, las fuerzas, y posiblemente también los

momentos, se descompondrán en sus componentes de acuerdo con las direcciones de coordenadas.



$$y = x(t) + 1 + u_s + u(t)$$

$$\dot{y} = \dot{x} + \dot{u}$$

$$T = -m\dot{y} = -m(\dot{x} + \dot{u})$$

$$F = -k(u_s + u) - c\dot{u} + mg$$

$$= -ku - c\dot{u}$$

$$F + T = 0$$

$$-c\dot{u} - ku - m\ddot{x} - m\ddot{u} = 0$$

Figura 4. Principio de Alembert, recuperado de: *Fundamentals of Structural Dynamics*

Segunda ley de Newton (principio de acción)

$$F = \frac{dI}{dt} = \frac{d}{dt}(m\dot{u}) = m\ddot{u}$$

I = Impulso

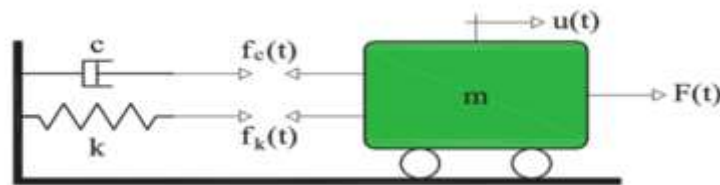


Figura 5. La fuerza corresponde al cambio de impulso a lo largo del tiempo, recuperado de: *Fundamentals of Structural Dynamics*

$$-f_k(t) - f_c(t) + F(t) = m\ddot{u}(t)$$

Al introducir la fuerza del resorte y amortiguación, la ecuación de la fuerza se convierte:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = F(t)$$

Espectro de respuesta para la excitación de soporte

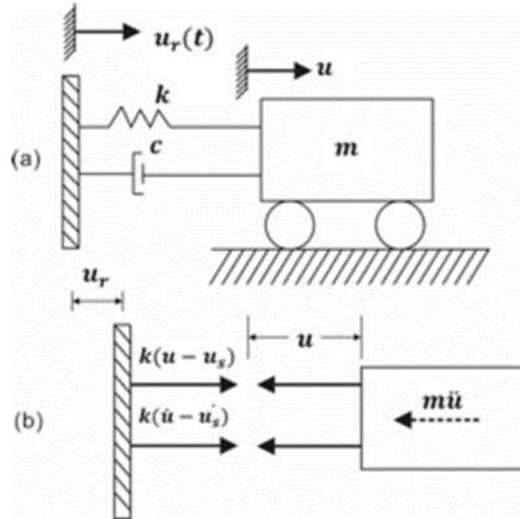


Figura 6. (a) Oscilador simple amortiguado sujeto a excitación de soporte. (b) Diagrama de cuerpo libre, recuperado de: *Fundamentals o Structural Dynamics*

Un problema importante en la dinámica estructural es el análisis de un sistema sometido a excitación aplicado a la base o los cimientos de la estructura. En la figura 4 se muestra un ejemplo de dicha excitación de entrada de la base que actúa sobre un oscilador amortiguado que sirve para modelar ciertas estructuras. La excitación en este caso se da como una función de aceleración que se representa en la figura 5. La ecuación de movimiento que se obtiene por ecuación para poner a cero la suma de las fuerzas en el diagrama de cuerpo libre correspondiente en la parte b de la figura 4 es

$$m\ddot{u} + c(\dot{u} - \dot{u}_s) + k(u - u_s) = 0$$

Sustituyendo: $\omega = \sqrt{k/m}$; $\xi = \frac{c}{c_{cr}}$; $c_{cr} = 2\sqrt{km}$

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = \omega^2u_s(t) + 2\xi\omega\dot{u}_s(t)$$

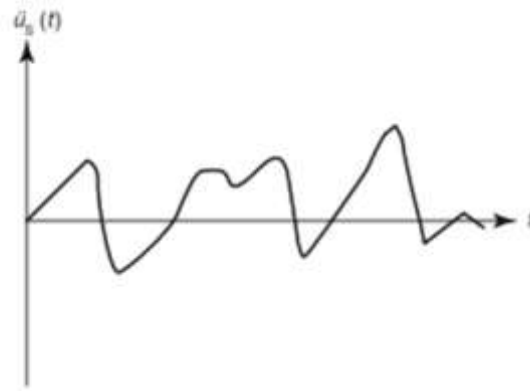


Figura 7 - Función de aceleración que excita el soporte del oscilador en la figura 5, recuperado de:
Fundamentals of Structural Dynamics

De la ecuación anterior es la ecuación diferencial de movimiento para el oscilador amortiguado en términos de su movimiento absoluto. Una formulación más útil de este problema es expresar la ecuación en términos del movimiento relativo de la masa con respecto al movimiento del soporte, es decir, en términos de la deformación del resorte. El desplazamiento relativo u_r se define entonces como

$$u_r = u - u_s$$

Sustituyendo la ecuación anterior:

$$\ddot{u}_r + 2\xi\omega\dot{u}_r + \omega^2u_r = -\ddot{u}_s(t)$$

La formulación de la ecuación de movimiento en función del movimiento relativo entre la masa y el soporte es particularmente importante, ya que en el diseño se requiere la deformación o la tensión en el “elemento de resorte”. Además, el movimiento de entrada en la base generalmente se especifica mediante una función de aceleración (por ejemplo, registro de acelerógrafo de terremoto); así la ecuación de movimiento que contiene en el lado derecho la aceleración de la excitación es una forma más conveniente que la ecuación anterior que en el lado derecho tiene el desplazamiento del soporte y la velocidad. La solución de la ecuación diferencial, la ecuación de movimiento puede obtenerse por cualquiera de los métodos presentados en capítulos anteriores para la solución de sistemas

de un grado de libertad. En particular, la solución se expresa fácilmente utilizando la integral de Duhamel como:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_s(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau$$

Excitación sísmica

La ecuación de movimiento para una excitación de punto base a través de un historial de aceleración puede derivarse del equilibrio de fuerzas como:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, t) = -m\ddot{u}_g$$

Donde \ddot{u} , \dot{u} y u son cantidades de movimiento relativas al punto base del sistema SDoF, mientras que $f_s(u, t)$ es la fuerza elástica del sistema que puede ser lineal o no lineal en función del tiempo y el espacio. El historial de tiempo de las cantidades de movimiento y para un sistema SDoF dado se calcula resolviendo la ecuación.

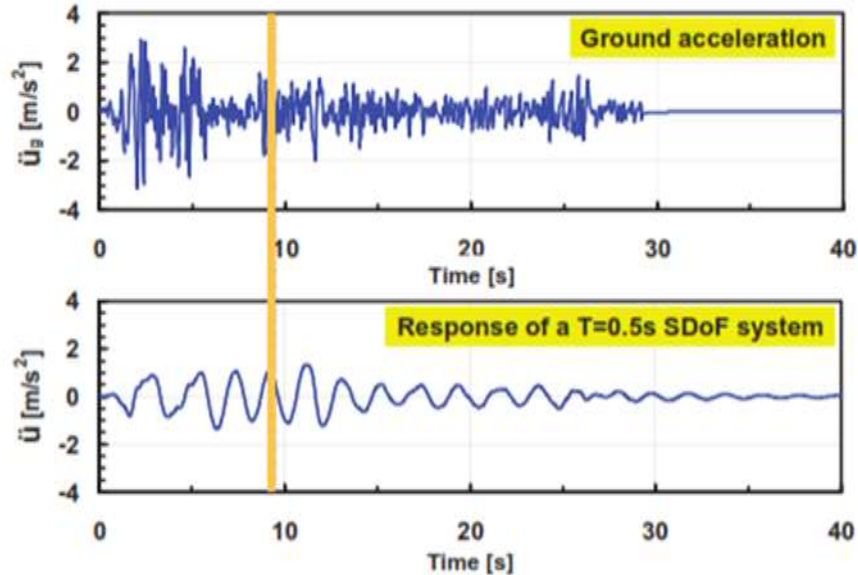


Figura 8. Historial de tiempo para un sistema SDoF, recuperado de: Fundamentals of Structural Dynamics

Sistemas de múltiples grados de libertad

(Scalieti & Pique Del Pozo, 1990-1991) en su libro de “Análisis sísmico de edificios” indica que “*generalmente podría pensarse que una composición real tiene infinitos grados de libertad, no obstante, es viable minimizar su número a uno limitado tomando en cuenta el hecho que los desplazamientos intermedios de los recursos tienen la posibilidad de ser expresados en funcionalidad de los desplazamientos de los nudos extremos. El número de grados de libertad debe ser igual al número de elementos de movimiento primordial para conceptualizar correctamente la deformada del sistema bajo el tipo de excitación de interés, y como resultado poder establecer las fuerzas internas de forma suficientemente aproximada. Esto se traduce en fuerzas de inercia horizontales que imprimen a la composición una deformación lateral y cuyos grados de libertad independientes relevantes son los desplazamientos horizontales de los nudos.*”

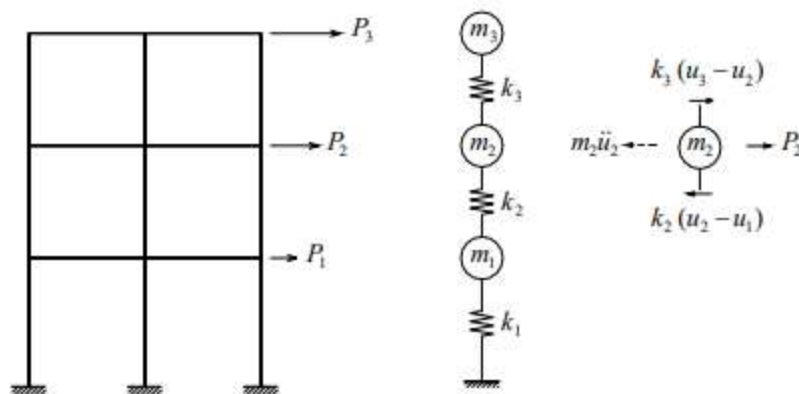


Figura 9 - Modelo de acoplamiento cercano, recuperado de “Análisis sísmico de edificios 1990-1991”

El modelo más sencillo de un sistema de diversos grados de independencia corresponde a una secuencia de masas interconectadas por resortes sin peso, como se muestra en la Fig.9 Únicamente es aplicable a las vibraciones laterales de un pórtico con vigas infinitamente rígidas y despreciando la deformación axial de las columnas, o además a cualquier sistema vibratorio cuyas deformaciones sean primordialmente desplazamientos laterales.

En una composición real, no obstante, las masas permanecen conectadas por recursos flexibles y el modelo anterior no es aplicable. El modelo real podría ser uno en que las masas se hallan cada una de interconectadas dando origen a lo que se llama modelo de acoplamiento lejano como en la figura 10.

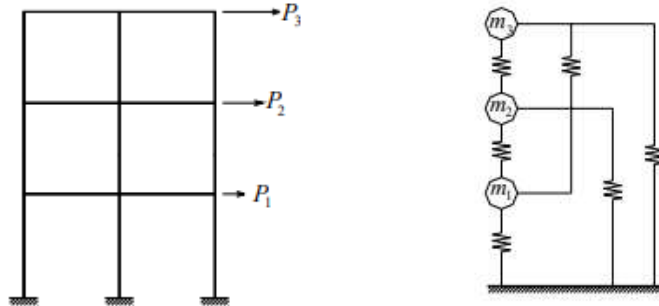


Figura 10 - Modelo de acoplamiento lejano

(Chopra, 2013) En primera instancia se formulan las ecuaciones de desplazamiento para el sistema de VGDL más sencillo viable, un marco bastante idealizado de 2 niveles sometido a las fuerzas externas $p_1(t)$ y $p_2(t)$ (figura 9.a). En esta idealización, los sistemas de vigas y pisos son firmes (demasiado rígidos) a la flexión y se desprecian diversos componentes: la deformación axial de las vigas y las columnas, y el impacto de la fuerza axial sobre la rigidez de las columnas. Aunque esta idealización de marco o inmueble de cortante es poco realista, resulta adecuado para ilustrar cómo se desarrollan las ecuaciones de desplazamiento para un sistema de VGDL.

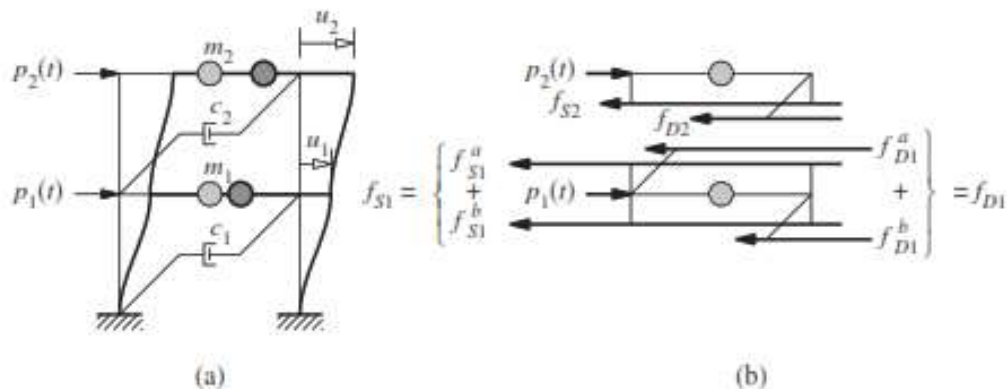
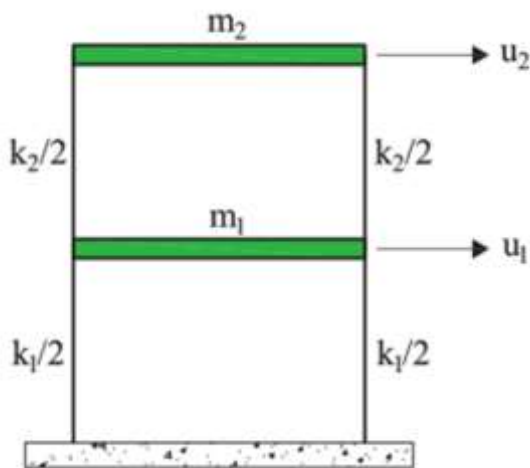


Figura 11 - (a) Marco de cortante de dos niveles; (b) fuerzas que actúan sobre las dos masas.

Éstas integran la fuerza externa $p_j(t)$, la fuerza restauradora flexible (o inelástica) f_{Sj} , y la fuerza de amortiguamiento f_{Dj} . Las fuerzas flexibles y de amortiguamiento mostradas trabajan en la dirección opuesta, debido a que son las fuerzas internas que se resisten a los movimientos. Entonces para cada masa la Segunda Ley de Newton sería:

$$p_j - f_{Sj} - f_{Dj} = m_j \ddot{u}_j \quad \text{o} \quad m_j \ddot{u}_j + f_{Sj} + f_{Dj} = p_j(t)$$

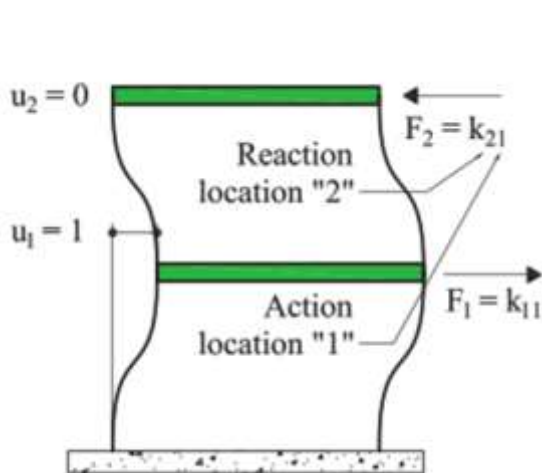


Los grados de libertad son los desplazamientos horizontales u_1 y u_2 al nivel de las masas m_1 y m_2

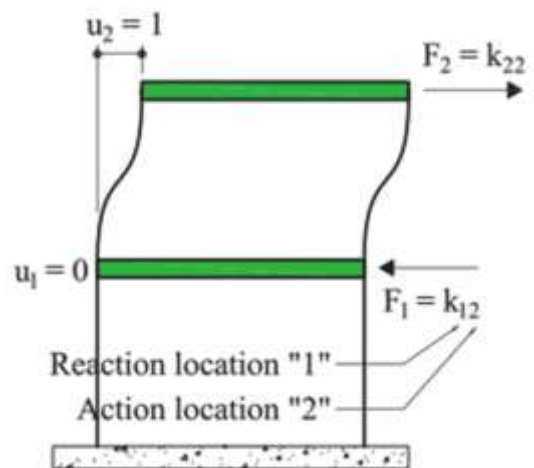
Formulación de rigidez

Matriz de rigidez K:

$$K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix}$$



Desplazamiento de la unidad $u_1 = 1$



Desplazamiento de la unidad $u_2 = 1$

Figura 12 - Restricción de grado de libertad por nivel

Matriz de masa M :

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}$$

Ecuación de movimiento:

$$M\ddot{u} + ku = 0$$

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

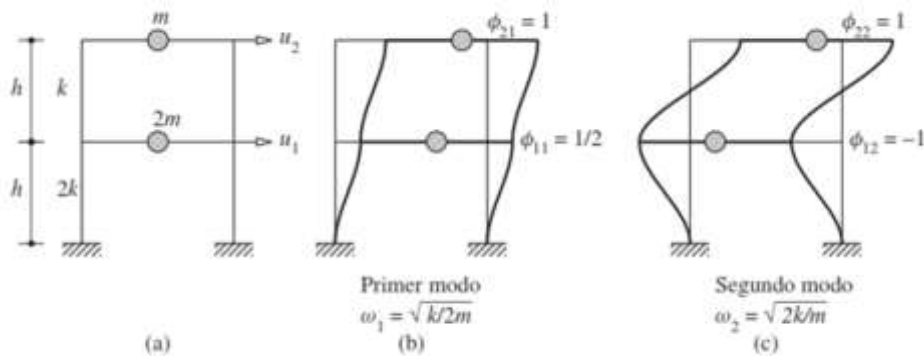


Figura 13 - Modos de Vibración, recuperado de: *Dinámica de Estructuras Anil K. Chopra*

1.2.5. ASCE/SEI 41-17 - Evaluación Sísmica y Modernización de Edificios Existentes

Los elementos de cimentación son más fuertes que los elementos verticales del sistema de resistencia a la fuerza lateral.

$$RRS_e = 0.25 + 0.75 \times \cos\left(\frac{2\pi e}{Tv_s}\right) \geq 0.50$$

Donde:

e = Profundidad de empotramiento de la cimentación, en ft

T = Periodo fundamental efectivo del edificio, en s, basado en un modelo matemático de base flexible

v_s = Velocidad de onda de corte efectiva para las condiciones del suelo del sitio, tomado como valor promedio de velocidad sobre la profundidad de empotramiento de la cimentación (ft/s), o aproximado como v_{s0}

v_{s0} = Velocidad de la onda de corte para las condiciones del suelo del sitio a tensiones bajas, tomado como valor promedio de la velocidad sobre la profundidad de empotramiento de la cimentación (ft/s)

$$RRS_{bsa} = 0.25 + 0.75 \sqrt{\frac{1}{b_o^2} (1 - e^{-2b_o^2} \times B_{bsa})}$$

$$B_{bsa} = \begin{cases} 1 + b_o^2 + b_o^4 + \frac{b_o^6}{2} + \frac{b_o^8}{4} + \frac{b_o^{12}}{12}, & \text{Si } b_o \leq 1 \\ e^{2b_o^2} \left[\frac{1}{\sqrt{\pi}b_o} \left(1 - \frac{1}{16b_o^2} \right) \right], & \text{Si } b_o > 1 \end{cases}$$

$$b_o = 0.0001 \left(\frac{2\pi b_e}{T} \right)$$

$$b_e = \sqrt{A_{base}} \leq 260 \text{ ft}$$

PRESIÓN DE TIERRA SÍSMICA

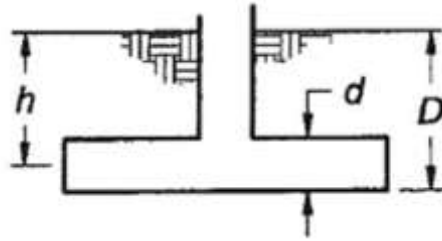
Los muros de los edificios que retienen el suelo deben evaluarse para resistir la presión adicional del suelo causada por las fuerzas sísmicas. A menos que se determine lo contrario a partir de una investigación geotécnica específica del sitio, se calculará la presión sísmica de la tierra que actúa sobre el muro de un edificio que retiene el suelo nivelado no saturado por encima del nivel freático.

Tabla 3 - Relación de velocidad de onda de corte efectiva (v_s/v_{s0}), recuperado de: ASCE/SEI 41-17

Clase Tipo	Aceleración Efectiva Pico, $S_x s/2.5^a$			
	$S_x s/2.5 = 0$	$S_x s/2.5 = 0.1$	$S_x s/2.5 = 0.4$	$S_x s/2.5 = 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60

D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	b
F	b	b	b	b

- Usar Interpolación lineal para valores intermedios de $S_x s/2.5$
- Se debe desarrollar investigaciones geotécnicas y análisis de respuesta dinámica para estos sitios específicos



d = altura de contacto efectivo con la pared lateral en metros (puede ser menor que la altura total de la cimentación)

Tabla 4 - Factores de corrección por empotramiento modelo ASCE 41-17

Grados de libertad	Factor de corrección para empotramiento en zapatas aisladas
Traslación a lo largo del eje x	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 0.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\beta_y = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 0.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Traslación a lo largo del eje z	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$
Rotación alrededor del eje x	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{B} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$
Rotación alrededor del eje y	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$
Rotación alrededor del eje z	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$

B = ancho de zapata (m)

L = longitud de zapata (m)

D = profundidad (m)

1.2.6. MODELO DINAMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

(Villarreal Castro, 2009) en su libro “Estructura en Edificios Altos” trae como consecuencia de muchas indagaciones experimentales para establecer los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, el científico ruso D.D. Barkan planteó usar las próximas expresiones:

$$K_Z = C_Z * A_Z$$

$$K_X = C_X * A_Z$$

$$K_\varphi = C_\varphi * I$$

Donde:

C_Z, C_φ = coeficientes de compresión flexible uniforme y no uniforme

C_X = coeficiente de desplazamiento elástico uniforme

A_Z = área de la base de la zapata (m^2)

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

Por cuanto los coeficientes C_Z, C_φ, C_X , dependen no solo de las características flexibles del suelo, sino de otros componentes, se necesita analizarlos como ciertas propiedades generalizadas de la base de fundación.

Para el cálculo de los coeficientes C_Z, C_φ, C_X , se propuso 2 modelos: modelo M.M. Filonenko y el modelo del semiespacio elástico isotrópico con poco peso

$$C_Z = X_Z * \frac{E}{1 - \mu^2} * \frac{1}{\sqrt{A_Z}}$$

$$C_X = X_X * \frac{E}{(1 + X_X * \mu)(1 + \mu)} * \frac{1}{\sqrt{A_Z}}$$

$$C_{\varphi} = X_{\varphi} * \frac{E}{1 - \mu^2} * \frac{1}{\sqrt{A_Z}}$$

Donde:

X_Z, X_X, X_{φ} = coeficientes, dependientes de la interacción de las magnitudes de la base de la cimentación

μ = módulo de Poisson

En consecuencia, se determinó los coeficientes de compresión y desplazamiento en base al modelo de Barkan - Savinov:

$$C_{\varphi} = C_0 * \left[1 + \frac{2(a + 3b)}{A_Z * \Delta} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_Z = C_0 * \left[1 + \frac{2(a + b)}{A_Z * \Delta} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_X = D_0 * \left[1 + \frac{2(a + b)}{A_Z * \Delta} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Donde:

C_0, D_0 = coeficientes determinados a través de experimentos realizados para

$\rho = \rho_0$

a, b = dimensiones de la zapata en la cimentación

Δ = coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a 1 m^{-1}

$$D_0 = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} * C_0$$

Y para cálculos prácticos:

$$C_0 = 1.7 * \frac{E_0}{1 - \mu^2} * 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

$$D_0 = 1.7 * \frac{E_0}{(1 + \mu)(1 - 0.5\mu)} * 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

E_0 = módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para presión estática del suelo de $0,1 - 0,2 \frac{kg}{cm^2}$

1.2.7. MODELO DINÁMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez se calculan de la siguiente manera:

$$K_Z = C_Z * A_Z \qquad K_\varphi = C_\varphi * I_\varphi$$

$$K_X = C_X * A_Z \qquad K_\psi = C_\psi * I_\psi$$

Donde:

C_Z, C_φ = coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme

C_X = coeficiente de desplazamiento elástico uniforme

A_Z = área de la base de la zapata (m^2)

I_φ = momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, perpendicular al plano de vibración que pasa por el centro de gravedad (m^4)

I_ψ = momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje vertical, perpendicular al plano de vibración que pasa por el centro de gravedad (m^4)

C_Z = coeficiente de compresión elástica uniforme en (Tn/m^3) determinado por ensayos experimentales, no obstante, no fue suficiente y de manejo con la siguiente fórmula:

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

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

C_X = módulo de elasticidad del suelo en la base de la cimentación, (T/m^2)

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

Los siguientes coeficientes dependen del coeficiente de compresión elástica uniforme C_Z y se determinan:

$$C_X = 0.7 * C_Z$$

$$C_\varphi = 2 * C_Z$$

$$C_\psi = C_Z$$

C_X = coeficiente de desplazamiento elástico uniforme (Tn/m^3)

C_φ = compresión elástica no uniforme (Tn/m^3)

C_ψ = desplazamiento elástico no uniforme (Tn/m^3)

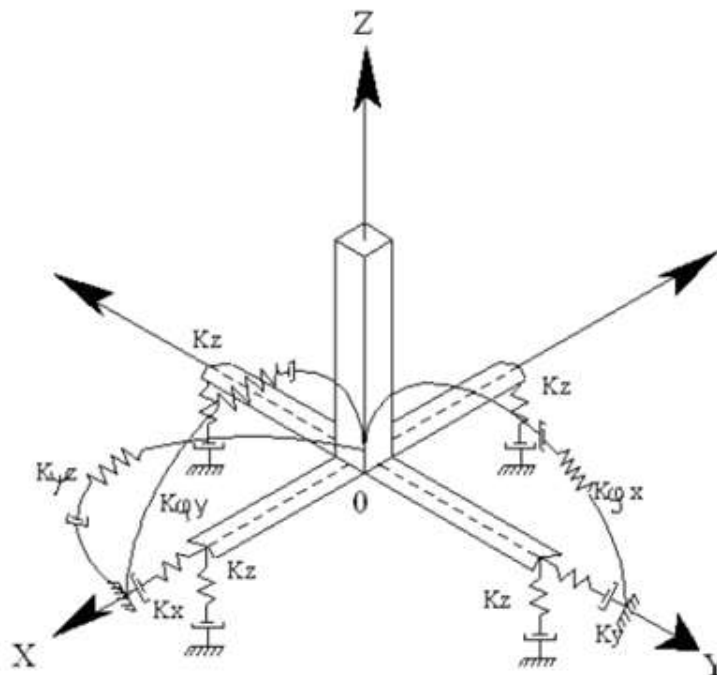


Figura 14 - Esquema 3D de cálculo de la cimentación con Interacción Suelo-Estructura de zapata aislada, recuperado de Villareal, G. 2009: “INTERACCION SISMICA SUELOESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS”

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

- ¿En qué medida influye el análisis de interacción suelo-estructura (ISE) en la respuesta estructural en edificios de concreto armado en Lima – 2021?

1.3.2. Problemas específicos

- ¿Cuáles serán las diferencias en los periodos de vibración principales de las estructuras de concreto armado de Lima si se consideran una base rígida e interacción suelo – estructura en el análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral)?
- ¿Qué diferencias se obtendrán en las derivas de entrepiso al realizar un análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral) considerando base rígida e interacción suelo – estructura (ISE) en los edificios de concreto armado de Lima?
- ¿Cuáles serán los resultados de los esfuerzos máximos de corte obtenidos al realizar un análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral) considerando base rígida e interacción suelo – estructura en los edificios de concreto armado de Lima?

1.4. Justificación de la investigación

1.4.1. Justificación teórica

La interacción entre la estructura y el suelo sobre el que se asienta ocurre en tanto bajo cargas de gravedad permanentes como bajo cargas dinámicas. Por esta razón, algunos autores son más precisos y se refieren a la interacción dinámica suelo-estructura como la que ocurre durante la exposición a sismos, principalmente. (Tena Colunga, 2019)

El presente proyecto, justifica la aplicación de dos variables: Interacción suelo – estructura y respuesta estructural. Siendo el Perú, un país altamente sísmico, es importante incluir un sistema integral de modelamiento, en donde se considere la interacción de suelo, cimentación y estructura. Se consideran los efectos de interacción en el periodo y

amortiguamiento del modo fundamental de vibración, así como en la ductilidad estructural. (Aviléz & Pérez Rocha, 2004). En concordancia, con la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, la cual será muy parecido al de D.D. Barkan – O.A. Savinov y el modelo dinámico A.E. Sargsian tendrá un comportamiento parecido al de V.A. Ilichev, para el cálculo de edificios altos y/o especiales, es necesario utilizar datos sísmicos instrumentales más peligrosos de las aceleraciones de la base de fundación, así como acelerogramas sintéticos, considerando la posibilidad de incremento de las deformaciones inelásticas de la edificación. (Villarreal Castro, 2009).

(Gómez, 2015) indicó en su presentación “*NUEVO MODELO MATEMATICO PARA EL ANALISIS SISMICO DINAMICO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS DE N-PISOS DE RESPUESTA NO LINEAL CON LOS EFECTOS DE IDSE Y P- Δ* ” que “El efecto fundamental del IDSE es generar un sistema estructural más flexible que la base rígida, consecuentemente produciendo un incremento en el valor del período de la estructura, este incremento puede ser muy importante y debe ser considerado en la sísmica ya que en el caso de por el contrario, el período del sistema estructural podría ser igual al período dominante del suelo y propiciar el fenómeno de resonancia con sus efectos dañinos para la estructura como un posible aumento de la fuerza cortante basal, desplazamientos mayores que los de la base rígida y un aumento en la magnitud del efecto P- Δ (Fuerza – desplazamiento)”.

Por otro lado, El cálculo sísmico por la Norma Peruana E030-2003, la cual permite el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas, Sin embargo, los análisis sísmicos que se obtienen son referenciales para el caso de edificaciones aporticadas con zapatas aisladas sobre suelos rígidos. De modo que, se debe de mejorar la Norma, incluyendo la exigencia de dicho tipo de análisis, el cual describe perfectamente el comportamiento real de la edificación ante sismos. (Villarreal G. , 2009)

Los efectos de interacción cinemática no se contemplan en nuestro país, de modo que, existen estudios que han llevado a concluir que esta puede ser descartada sin afectar mucho la respuesta total, o que el descartarla induciría a que la respuesta esté del lado conservador (Taborda, Murià Vila, Pérez Mendoza, & Macías Castillo, 2002).

1.4.2. Justificación práctica

Es claro que el diseño sísmico está basado en el comportamiento no lineal de la estructura ante temblores intensos. Es por ello que, los efectos de interacción en la ductilidad igual a la resistencia de fluencia y a la deformación plástica de la estructura apoyada elásticamente con los valores correspondientes de un oscilador elastoplástico equivalente, Rosenblueth y Reséndiz (1987) (Aviléz & Pérez Rocha, 2004).

Para implantar en la práctica el análisis de interacción especificado en las normas, se debe de analizar las principales aproximaciones: método analítico y método numérico. Y al momento de obtener un diseño en que lidere un mecanismo de colapso columna fuerte – viga débil, es necesario aplicar conceptos de diseño por capacidad, primero las vigas y luego las columnas para poder revisar el esquema de conexión que permita salvaguardar la integridad del nudo y diseñarlo adecuadamente.

Para fines prácticos es recomendable que los efectos de interacción inercial y cinemática se traten de forma independiente. (Godínez Domínguez & Tena Colunga, 2009)

Desde el punto de vista práctico, la presente investigación se justifica debido a que las aplicaciones que se obtendrían como resultado de dicho análisis se aplicarían en el diseño estructural de una edificación, disminuyendo las secciones de acero de los elementos resistentes, lo cual disminuiría el costo de algunas partidas como la acero, reduciendo así el costo final de obra. Por este motivo es necesario realizar una investigación que evidencie si el realizar el análisis de ISE justifica su esfuerzo a través de un ahorro sustantivo en el costo final del proyecto.

1.4.3. Justificación social

Desde el punto de vista social la investigación se justifica en base a que el Perú es un país de alto riesgo sísmico. Su ubicación desfavorable en el Cinturón de Fuego del Pacífico, donde se presenta el fenómeno mediante el cual la Placa de Nazca subduce por debajo de la Placa Sudamericana, lo convierte en una zona de posible desastre si no se realizan edificaciones sismorresistentes, las cuales se diseñen en base a los modelos más cercanos a la realidad y, como se conoce, el análisis de ISE arroja resultados más cercanos a la realidad que los modelos clásicos con base empotrada.

1.5. Limitaciones del estudio de investigación

En este trabajo de investigación se obtuvieron las propiedades físicas y mecánicas del suelo a partir de EMS realizados para proyectos reales en la ciudad de Lima. A partir de estos estudios que contenían ensayos de clasificación, de corte directo y de resistencia a la compresión uniaxial, se estimaron algunas de las características, como el coeficiente de Balasto y la velocidad de onda de corte, los cuales resultan muy importantes para el cálculo de coeficientes de rigidez traslacional, rotacional y de amortiguamiento, en todos los modelos. Sin embargo, el método más confiable para obtener los valores del coeficiente de balasto es el Ensayo de Placa de Carga, ensayo que no es muy comúnmente realizado por laboratorios en el Perú. Otros ensayos importantes para la estimación de los efectos de la ISE son los ensayos Geofísicos de Refracción Sísmica, los cuales permiten estimar las velocidades de onda de corte “P” y “S”, pero su realización no es muy común además de ser ensayos cuyo costo de realización es bastante alto. En ese sentido, las propiedades del suelo que no se pudieron determinar mediante ensayos de laboratorio, se han relacionado a partir de tablas que relacionan dichos valores y de los informes de microzonificación sísmica realizados por el Instituto Geofísico del Perú - Dirección de Sismología (2010).

Además, los estudios relacionados al suelo de fundación contemplan una multitud de variables, de las cuales solo se pueden considerar las más significativas, pero existen otras que se desprecian y tiene a tener algún tipo de influencia en el resultado final del análisis. Variables como la temperatura, la cantidad de aire atrapado, la heterogeneidad de las partículas, son imposibles y poco prácticas de calcular. Estos factores se desprecian, generando una leve variación entre los resultados.

Otra limitación se debe a que, 02 de los edificios analizados ya se encuentran construidos, de modo que se desconocen los procedimientos constructivos analizados y la calidad de los materiales empleados, de modo que el análisis es considerando un modelo ideal, aproximado al modelo esperado o real.

A pesar de esto, estas limitaciones no afectan el trabajo de investigación presente, pues este no tiene carácter particular, con relación a encontrar resultados que sirvan solo para un determinado tipo de suelo en específico, así como a un determinado tipo de edificación, sino que el propósito de esta es establecer criterios que permitan tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo – estructura a futuros investigadores o diseñadores.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

O.G.: Determinar en qué medida influye el análisis de interacción suelo – estructura en la respuesta estructural en edificios de concreto armado en la ciudad de Lima – 2021.

1.6.2. Objetivos específicos

O.E.1: Comparar los periodos de vibración principales de las estructuras de concreto armado que se obtendrán al considerar una base rígida e interacción suelo – estructura en el análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral).

O.E.2: Evaluar las derivas de entrepiso que se obtendrán realizando un análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral), considerando base rígida e interacción suelo – estructura en los edificios de concreto armado analizados.

O.E.3: Calcular los esfuerzos máximos de corte realizando un análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral), para la condición de base rígida e interacción suelo – estructura en los edificios de concreto armado analizados.

1.7. Hipótesis

1.7.1. Hipótesis general

- La incorporación del análisis de interacción suelo – estructura (ISE) influye en la respuesta estructural de las edificaciones modificando sus periodos de vibración, desplazamientos, fuerzas cortantes.

1.7.2. Hipótesis específicas

- Al considerar la interacción suelo – estructura en el análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral), se producirán incrementos en los periodos de vibración principales de las estructuras de muestra analizadas, siendo este incremento más notorio al considerar el modelo con suelo más flexible, pues este se deformará más que el suelo más rígido.
- El considerar un análisis con base flexible repercute en un incremento de los desplazamientos y derivas máximas de entre piso, esto debido a que se suma al desplazamiento lateral de la estructura, el desplazamiento propio del suelo de fundación. Este incremento está estrechamente relacionado a la flexibilidad del suelo, por lo que sus efectos serán más notorios en el suelo de menor capacidad.
- Al considerar la interacción suelo – estructura (ISE) en el análisis dinámico (Modal – Espectral), se reducen los esfuerzos de corte máximos en los modelos estructurales. Asimismo, estas reducciones serán mayores cuanto más blando es el suelo, ya que se considera menores valores de rigidez del suelo.

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA

2.1. Tipo de investigación

2.1.1. Alcance

Según (Hernández, 2014, pág. 92), el presente trabajo de investigación consiste en realizar un estudio de alcance descriptivo. Por lo tanto, el investigador debe ser capaz de visualizar, analizar y reunir información independiente o conjunta a cualquier tipo de fenómeno, situación, contexto o suceso. La cual, se debe de especificar a cada una de sus propiedades teniendo en cuenta los conceptos o las variables que se relacionan entre sí. Como también, sobre qué o quiénes se recolectarán los datos y características importantes como los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno.

Según (Hernández, 2014, pág. 93), el grado de asociación entre dos o más variables que provienen de los mismos casos o participantes a los estudios correlacionales, primero se mide cada una de estas, y después se cuantifican, analizan y establecen las vinculaciones. Siendo las variables: Interacción suelo – estructura y respuesta estructural un contexto enfocado a un campo estructural o campo amplio se denomina como estudio correlacional el cual permite relacionar variables mediante un patrón para una población. Por otra parte, la presente investigación busca explicar las diferentes características que el análisis sísmico dinámico de estructuras ofrece y describe frente a un peligro sísmico.

2.1.2. Enfoque

Por medio de la ejecución de una investigación cuantitativa tienen la posibilidad de recopilar datos fines. Por medio de la averiguación cuantitativa, los estudios adquieren conocimientos sobre hechos empíricos de los que tienen la posibilidad de derivar las colaboraciones en medio de las razones y los inconvenientes. Al principio, la averiguación cuantitativa da valores numéricos basados en muestras (H. Sampieri, 2014).

Según (Hernández, 2014, pág. 5), características para elaborar un enfoque cuantitativo es:

Principalmente medir y estimar magnitudes de los problemas. El investigador plantea varios problemas, para derivar a una o varias hipótesis. La hipótesis, trata de recolectar y analizar los datos de la investigación procedimientos estandarizados y aceptados por una comunidad científica, es decir, se evalúa si aporta evidencia a su favor y corroborar el resultado.

2.1.3. Diseño

(Cook & Campbell, 1986) aseguran que los cuasi-experimentos son como experimentos de asignación aleatoria en todos los puntos excepto en que no se puede presumir que los múltiples conjuntos de procedimiento sean al principio iguales en las fronteras del error muestral (p.142). Este es el motivo por la cual dichos autores usan el concepto experimento verdadero en contraposición al término cuasi-experimento.

Según (H. Sampieri, 2014), los diseños cuasiexperimentales asimismo manipulan voluntariamente, por lo menos, una variable sin dependencia para mirar su impacto sobre una o más cambiantes dependientes, exclusivamente que conjuntos ni se emparejan, sino que estos conjuntos ya permanecen constituidos anticipadamente del experimento: son equipos intactos (la razón por la que emergen y la forma como se integraron es sin dependencia o aparte del experimento).

2.2. Materiales, instrumentos y métodos

2.2.1. 2.2.1. Materiales

2.2.1.1. Población:

- Estarán conformados por todos los edificios de concreto armado de Lima Metropolitana que compartan características similares en planta y en altura, sobre zapatas aisladas y que se encuentren cimentados en suelos de perfil S2 y S3, según la norma NTE E.030.

2.2.1.2. Muestra:

- La selección de la muestra se realizó empleando un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia y está constituida por 03 edificios de sistema estructural tipo pórticos de concreto armado, sobre zapatas aisladas, de 05, 07 y 09 niveles de altura.
- Asimismo, se considerarán dos perfiles de suelo: S2 y S3 de dos estudios de mecánica de suelos en la región de Lima Metropolitana.
- Criterios de inclusión:
 - Para el tipo de estructura, se buscó incluir edificaciones tipo de concreto armado sobre zapatas por ser el sistema estructural más comúnmente empleado en la actualidad en Lima después del sistema de albañilería confinada (Municipalidad Distrital de La Molina, 2011, pág. 22).
 - Para los modelos de interacción suelo – estructura, se analizaron dos tipos de suelos de perfiles S2 y S3, respectivamente, los cuales se obtuvieron a partir de la recopilación de informes de Estudio de Mecánica de Suelos en Lima Metropolitana. En ese sentido, se decidió no considerar un suelo tipo S0 o S1 debido a que al ser estos muy rígidos, los efectos de la ISE podrían ser poco notorios. Por otro lado, un suelo tipo S4 es una consideración “excepcional” del suelo, que para considerarse tiene que realizarse un estudio específico del mismo; además de no ser muy habitual su presencia en zonas extendidas de Lima, encontrándose, por lo general en zonas de relleno inestable (Instituto Geofísico del Perú - Dirección de Sismología, 2010, pág. 22). En este sentido, dicho perfil de suelo no va a alineado a los objetivos de la presente investigación que busca obtener resultados que puedan servir para consideraciones de regla general y no de un problema en específico.

2.3. Métodos

Los métodos empleados en el presente trabajo de investigación se encuentran en las distintas normas técnicas nacionales e internacionales de diseño sismorresistente, de cálculo

estructural y ensayo de materiales, técnicas que son reconocidas y validadas, que cuentan con los mayores estándares de calidad y de aplicación general en las obras nacionales.

Estas son:

- Análisis de fuerzas estáticas equivalentes considerando empotramiento en la base y la Interacción suelo estructura en base a la Norma Técnica E.030 del RNE.
- Análisis por combinación modal espectral equivalentes considerando empotramiento en la base y la Interacción suelo estructura en base a la Norma Técnica E.030 del RNE.
- Determinación de los coeficientes de rigidez traslacionales y rotacionales, así como los coeficientes de amortiguamiento, para el análisis ISE basados en la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.
- Determinación de los coeficientes de rigidez traslacionales y rotacionales, para el análisis con ISE basados en el modelo de D. D. Barkan – O. A. Savinov.
- Determinación de los coeficientes de rigidez para el análisis de interacción inercial y cinemática, basados en Guía de la ASCE/SEI 41-17.

2.3.1.1. Criterios para la validación de los métodos

- Se emplearon solo métodos vigentes en las versiones actualizadas de las diferentes normas (2021)
- Se seleccionaron solo normas que contengan métodos que proporcionasen resultados acordes a los objetivos que se buscan en la presente investigación (criterio de validez)
- Los métodos seleccionados están fundamentados en normas nacionales e internacionales, por lo que la consistencia de sus resultados ha sido ampliamente estudiada y aplicada en la ingeniería civil, incluyendo a la Norma Rusa en el cálculo de ISE y la Guía de la ASCE, la cual es una de las referencias para la elaboración de diferentes normativas nacionales.

2.4. Instrumentos

- Software de análisis estructural Etabs 2019 v19.1.0

- Hojas de cálculo de Excel
- Software matemático Mathcad

2.4.1.1. Validación de instrumentos por el juicio de expertos

El software de ETABS es propiedad de la empresa CSI (Computer & Structures, INC), es un software de análisis estructural, modelamiento y dimensionamiento de edificios con más de 40 años de existencia, este software está implementado con distintos reglamentos internacionales, como la norma ASCE 7-10, LRFD, ACI, Eurocode 8-2004, E.030 (Perú), entre otros; además permite realizar simulaciones dinámicas a través del análisis modal y el análisis tiempo - historia. Actualmente, es uno de los softwares más reconocidos y empleados en los distintos proyectos de ingeniería tanto en el Perú como en otros países del mundo.

El programa MS Excel, perteneciente al paquete de Office, de la empresa Microsoft, es un programa de hoja de cálculo, que tiene tanto herramientas gráficas, estadísticas, tablas de cálculo, así como que permite la programación de macros o rutinas. Es un programa de difusión mundial, usado por casi todo tipo de profesionales y estudiantes, pues permite simplificar todo tipo de cálculos, además de ser preciso y correcto con sus cálculos. Es una de las herramientas del grupo de Office más empleadas hoy en día.

Mathcad es un ámbito de documentación técnica con prestaciones de cálculo numérico y simbólico, que posibilita explorar inconvenientes, formular ideas, examinar datos, modelar y verificar escenarios, establecer la mejor solución, como de esta forma además documentar, exponer y comunicar los resultados.

Varias de las habilidades matemáticas de Mathcad permanecen fundamentadas en cierta medida del código del programa algebraico Maple (Núcleo MathSoft de Maple o Mathsoft Kernel Maple, MKM). MathCad está organizado como una hoja de trabajo, en las que las ecuaciones y expresiones se presentan gráficamente, no como texto simple.

2.5. Procedimiento

2.5.1. Procedimiento de recolección de datos

Entre las técnicas empleadas para la recolección de datos, tenemos las siguientes:

- Planos de arquitectura y de estructuras: correspondientes a los edificios a estudiar.
- Estudios de suelos: correspondientes a los ensayos a realizar, mencionados con anterioridad.

El primer paso que se realizó fue obtener los planos de edificación que sirve de muestra. A la par, se realizaron los muestreos correspondientes a los ensayos de suelos, en este caso, mediante el equipo de SPT, por lo que se tuvo que se tuvo que realizar la exploración de campo, obteniéndose las muestras representativas, y los números de golpes necesarios registrados, según lo indica la norma para este ensayo, quedando todo registrado en la ficha de ensayo.

Seguidamente, el material llevado a laboratorio se sometió a los ensayos correspondientes para su clasificación por el método SUCS, según lo contempla la ASTM D 2487, realizándose los ensayos de Clasificación por granulometría de material grueso y fino, Contenido de humedad, Material pasante a la malla n°200 y Límites de Consistencia.

Los registros de aceleración de los 3 sismos se obtuvieron del portal del IGP, tras lo cual se tuvo que guardar en un formato de Excel para su posterior procesamiento.

2.5.2. Procedimiento de tratamiento y análisis de datos

Los procedimientos para el proceso de la información pueden dividirse en los siguientes:

2.5.2.1. Ensayos de campo

Los procedimientos para el proceso de la información pueden dividirse en los siguientes:

2.5.2.2. Trabajo de Gabinete

A. Definición del Espectro de diseño:

Para realizar el análisis modal de respuesta espectral, primero se tuvo que establecer la función del espectro de respuesta, para nuestro caso, el programa incluye el espectro previsto en la norma E0.30. Después de seleccionar el espectro, se introducen los valores de parámetros sísmicos, los cuales se hallaron con anterioridad en base a lo estipulado en la Norma Sismorresistente del Perú. posteriormente, se diseñan las combinaciones de carga, así como estipular los modos de vibración fundamentales para la edificación.

Tabla 5 – Parámetros de sitio para la elaboración del espectro de Pseudo – aceleración E-030

ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL			
Para las direcciones horizontales de análisis se elabora un espectro de pseudo aceleraciones dada por la siguiente fórmula RNE E.030:		Aceleración Espectral:	$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} * g$
PARÁMETROS DE ANÁLISIS	DETERMINACIÓN	VALOR	Factor de Amplificación "C"
Z: Factor de zona	Tabla 01 (E.030)	0.45	T < TP ; C = 2.5
U: Factor de uso o importancia	Tabla 03 (E.030)	1.00	
S: Factor de suelo	Tabla 04 (E.030)	1.05	TP < T < TL ; C = 2.5 * TP / T
TP: Período corto (s)	Tabla 04 (E.030)	0.60	
TL: Período Largo (s)	Tabla 05 (E.030)	2.00	T > TL ; C = 2.5 * TP * TL
RX: Coeficiente de reducción sísmico en X		8.00	
RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y		8.00	
FACTOR = ZUSg/Rx - DIRECCION X - X		0.5794	
FACTOR = ZUSg/Ry - DIRECCION Y - Y		0.5794	

En la figura N°15 se muestra el espectro de pseudo aceleraciones, en las direcciones de análisis tanto X, como en Y, es el siguiente:

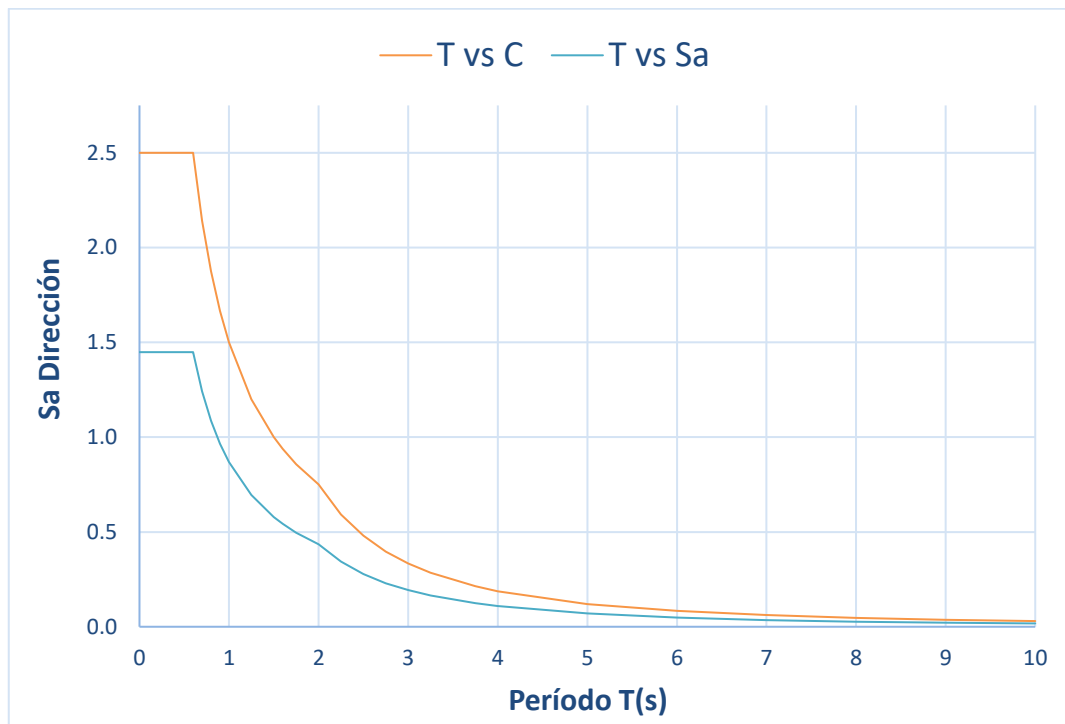


Figura 15 – Espectro de Pseudo – Aceleración X e Y

B. Análisis Dinámico Espectral en el programa Etabs v19

Para elaborar el análisis dinámico Modal Espectral, se continuó el modelamiento del estudio sísmico estático, complementado con la definición del espectro de contestación, y del terremoto dinámico para cada dirección de estudio.

- a) Se definió el espectro de pseudo aceleraciones, como se muestra en la figura 16, en la cual permitió relacionar los casos espectrales; además, para lograr tener en cuenta los casos de carga con la excentricidad accidental recomendada por la Norma E.030, se enlazó los casos dinámicos a las fuentes de masa definidas con todas las excentricidades en las 4 direcciones (X+, X-, Y+, Y-)

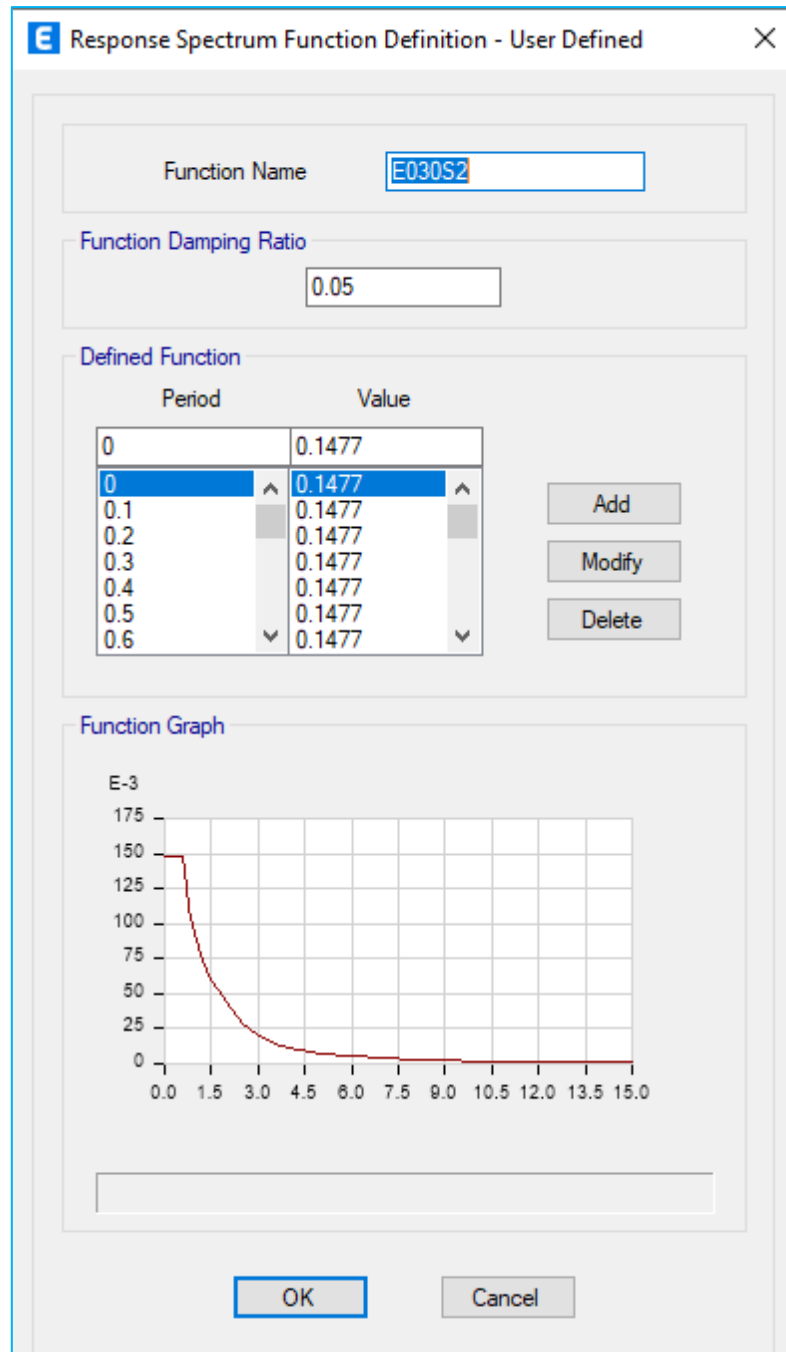


Figura 16 - Definición del espectro en Etabs

a) Excentricidad accidental.

Posteriormente se debería tener en cuenta una excentricidad accidental del 5%, gracias a la incertidumbre de la localización del centro de masa. Para lograr enlazar las excentricidades de la masa a los casos espectrales, se ha seguido el siguiente método:

b) Definición del Caso No lineal Estático.

Con el fin de enlazar las fuentes de masa con la excentricidad, se determinaron los casos de estudio no lineal, los cuales integran las fuentes de masa definidas antes con las excentricidades, se definió tanto los casos no lineales que enlaces las excentricidades de masa positivas y negativas; en la Figura N°17 únicamente se presentan los valores positivos.

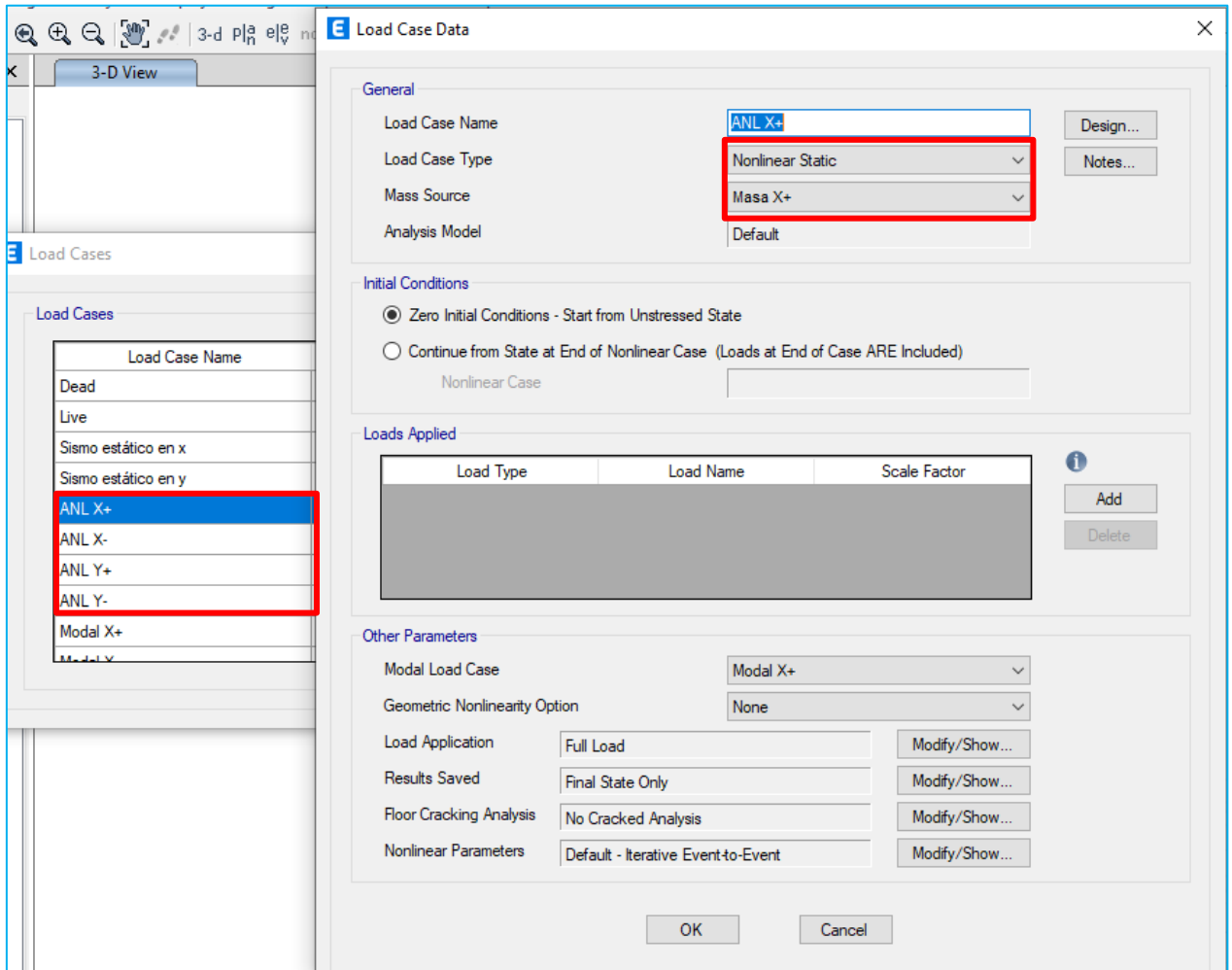


Figura 17 - Definición de Caso de carga análisis no lineal estático con excentricidad +- X, Y

c) Definición Casos Modales

Como se ha considerado las 4 excentricidades, así mismo, se determinó los 4 casos modales, uno para cada excentricidad, para tener en cuenta las excentricidades de las masas se enlazó los casos no lineales Estáticos que se consideró en las excentricidades de las masas. Además, se consideró los subcasos modales de tipo Eigen, y se definió 3 grados de libertad dinámica por grado, tomando en cuenta en esta situación para todos los niveles de los 03 edificios.

En la figura N°18, se muestra la definición de dos de los cuatro casos Modales:

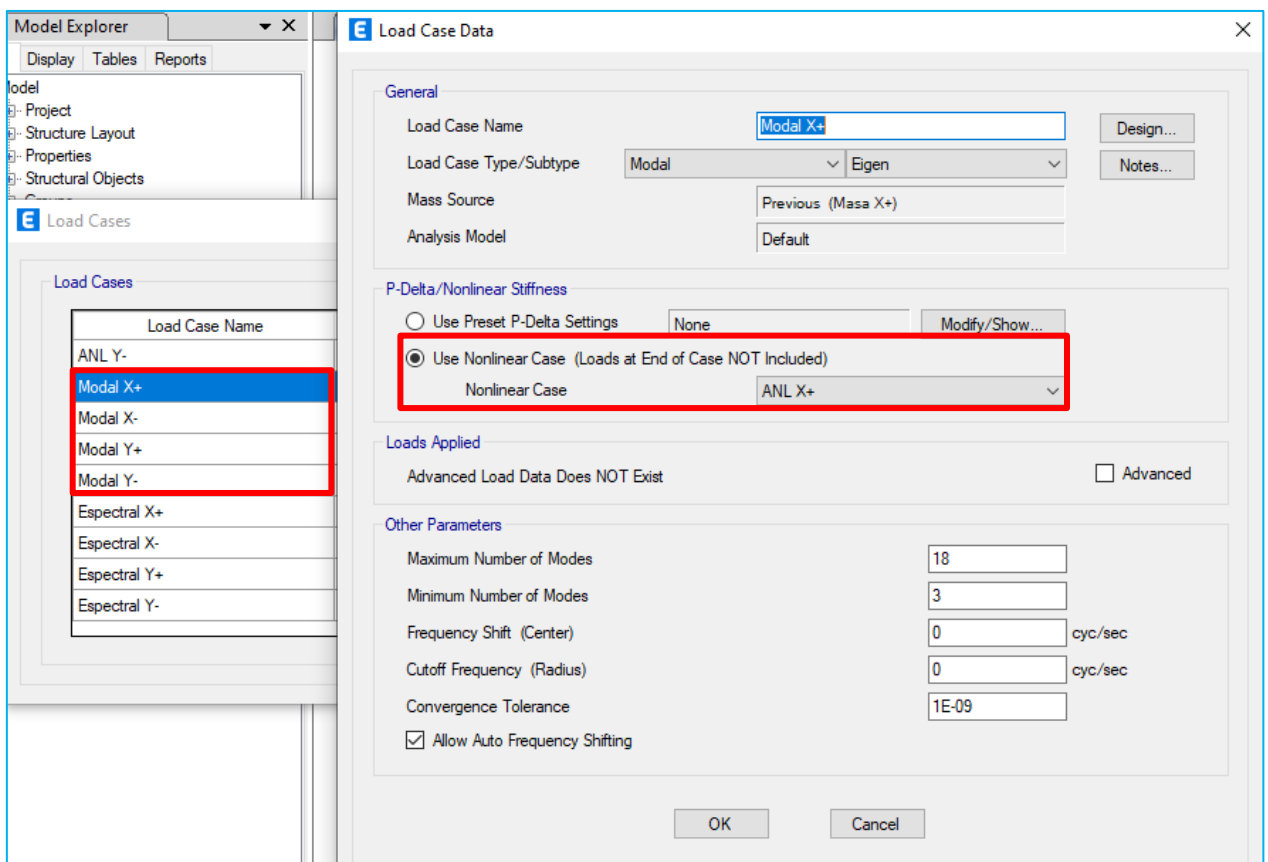


Figura 18 – Definición de casos modales derivado de los casos de análisis no lineal +- X, Y

d) Definición Casos Espectrales.

Una vez definidos los casos modales, se determinaron casos espectrales tanto positivo y negativo en ambas direcciones, los cuales se relacionaron a los casos modales con la excentricidad de la masa que corresponde.

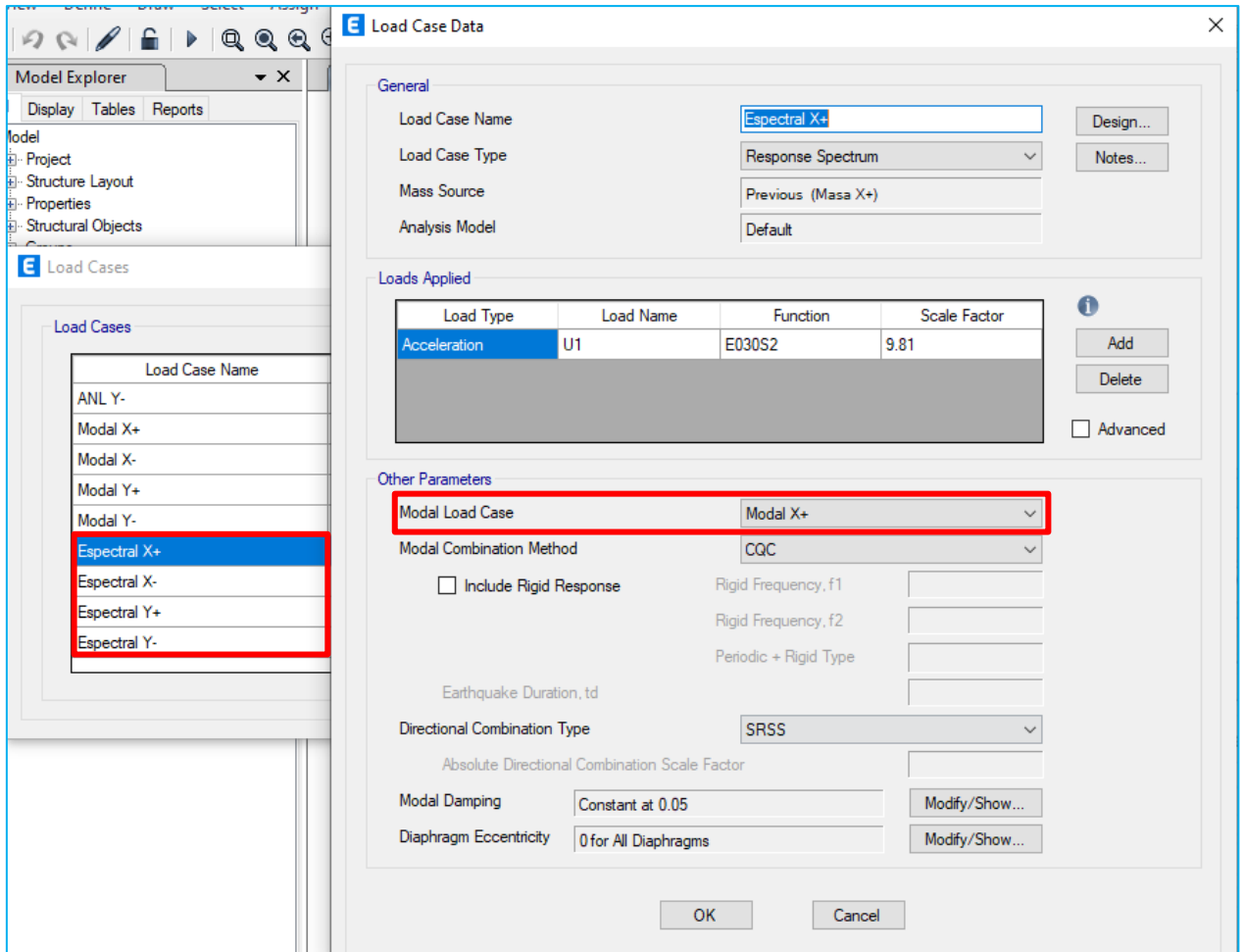
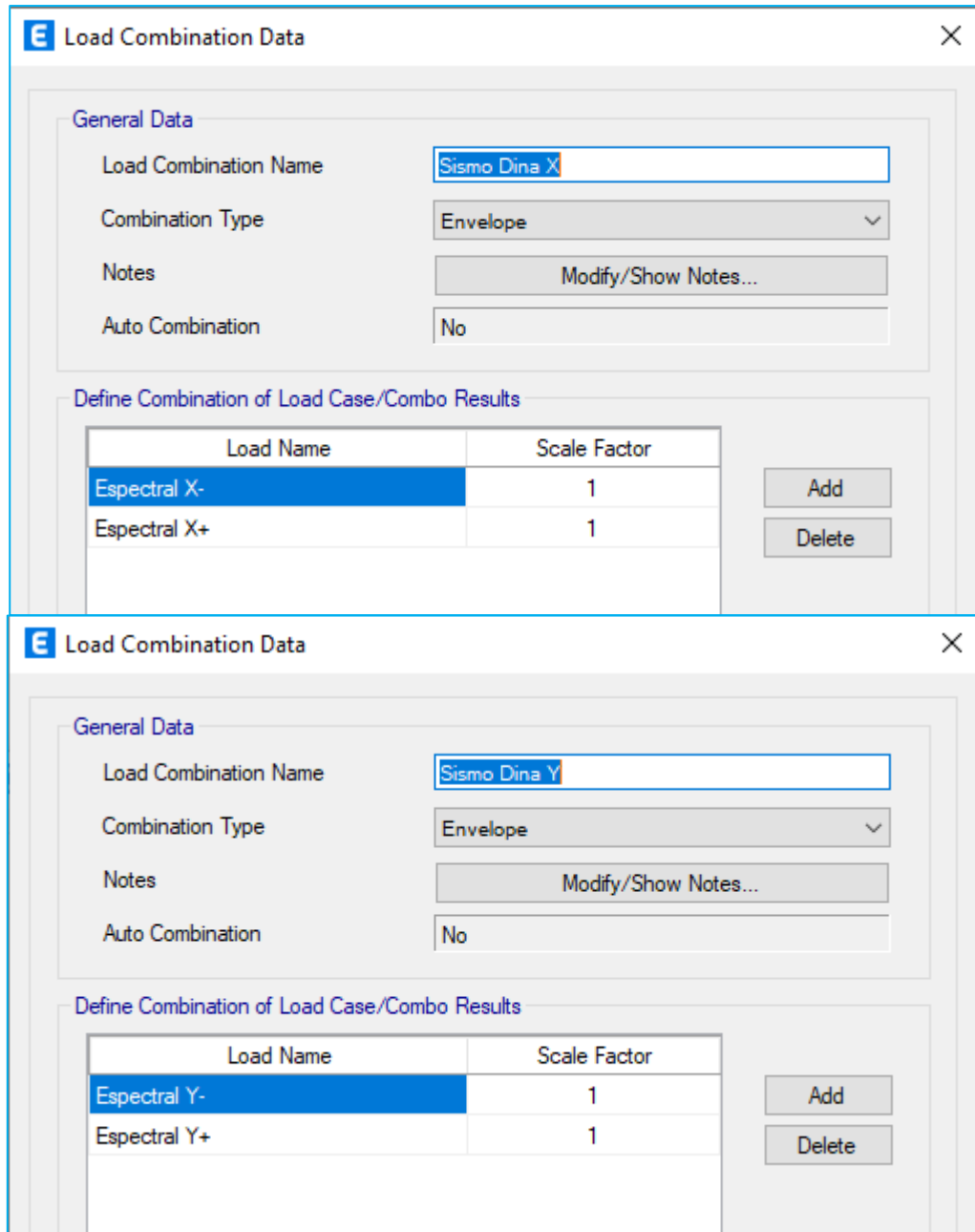


Figura 19 – Definición del caso espectral en cada dirección modal +-X, Y

e) Definición de los Sismos Dinámicos

Finalmente, para la definición de los Sismos Dinámicos, se generó una envolvente que se consideró en un solo caso el Espectral con la excentricidad positiva y la excentricidad negativa, por medio de una mezcla como la que se muestra en la figura N°20:



Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: Sismo Dina X

Combination Type: Envelope

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Espectral X-	1
Espectral X+	1

Add, Delete

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: Sismo Dina Y

Combination Type: Envelope

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Espectral Y-	1
Espectral Y+	1

Add, Delete

Figura 20 - Definición del Sismo Dinámico X e Y, mediante la envolvente positiva y negativa

C. Modelo Dinámico D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

Se procedió a reemplazar los datos en las ecuaciones ya antes mencionadas para el Modelo Dinámico D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV:

1. Según el tipo de suelo del Edificio N°01, de acuerdo a la clasificación SUCS, es GP (Grava mal graduada) y asumió el Coeficiente $C_0 = 1.60$
2. Se obtuvo la magnitud de la presión estática del suelo " ρ " para la zapata y el coeficiente D_0 .

$$\rho = 0.20 \frac{kg}{cm^2}$$

$$D_0 = 1.318 \frac{kg}{cm^3}$$

3. Luego, se procedió a calcular los coeficientes de desplazamiento y compresión de la base en el modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov.

Tabla 6 - Coeficientes de desplazamientos y compresión modelo Barkan S.

$C_x(tn/m^3)$	$C_z(tn/m^3)$	$C_{\phi x}(tn/m^3)$	$C_{\phi y}(tn/m^3)$
20547.438	24950.46	44910.828	44910.828

4. Finalmente, se multiplicó los coeficientes de rigidez y amortiguamiento por el área de la zapata y la inercia respectivamente en el modelo D.D Barkan – O.A. Savinov.

Tabla 7 - Coeficientes de rigidez modelo Barkan S.

$K_x(tn/m)$	$K_y(tn/m)$	$K_z(tn/m)$	$K_{\phi x}(tn * m/rad)$	$K_{\phi y}(tn * m/rad)$
20547.438	20547.438	24950.46	3742.569	3742.569

D. Incorporación Interacción Suelo Estructura Modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov en el programa Etabs.

Para efectuar el análisis dinámico teniendo en cuenta la interacción suelo estructura, en todos los modelos se partió del modelamiento y el análisis sísmico base del modelo con base empotrada, y para tener en cuenta los efectos de interacción suelo estructura, se modificaron

los apoyos para tener en cuenta la Rigidez y en los modelos que lo necesite el amortiguamiento del suelo. Para este modelo se restringió la rotación en torno al eje Z.

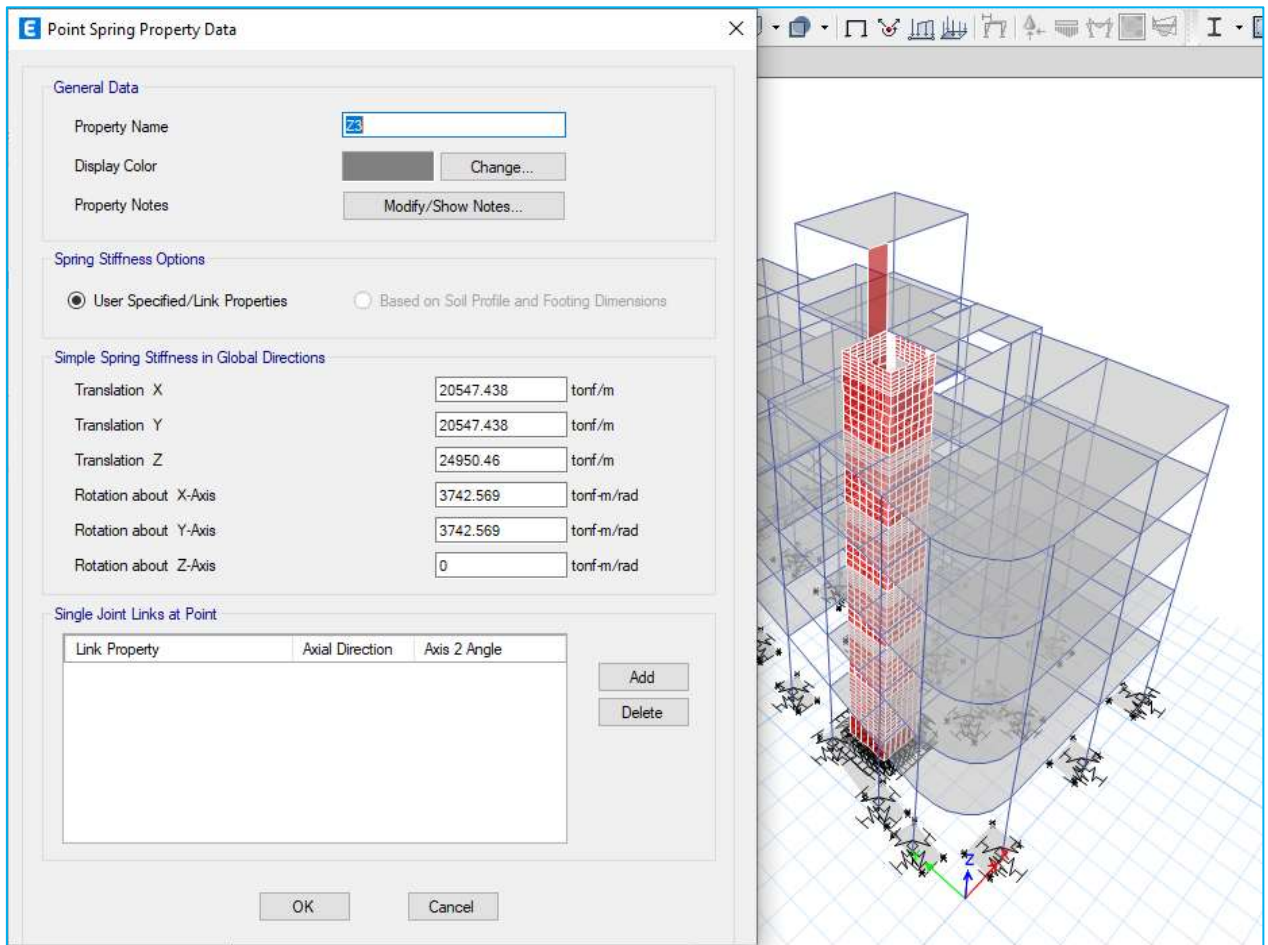


Figura 21 - Inserción de coeficientes de rigidez para el modelo de Barkan S. en Etabs

E. Modelo Dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

1. Coeficiente de compresión elástica uniforme.

$$C_z = 49947.332 \text{ Tn/m}^3$$

2. Se determinó los coeficientes elásticos C_x , $C_{\varphi x}$, $C_{\varphi y}$, $C_{\psi z}$.

Tabla 8 – Cálculo de coeficientes de rigidez elásticos

$C_x(\text{tn/m}^3)$	$C_{\psi z}(\text{tn/m}^3)$	$C_{\varphi x}(\text{tn/m}^3)$	$C_{\varphi y}(\text{tn/m}^3)$
34963.132	49947.332	99894.664	99894.664

3. Se determinaron los coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme $K_x(T/m)$; compresión elástica uniforme $K_z(T/m)$; compresión elástica no uniforme $K_{\phi x}, K_{\phi y}(T/m)$ y desplazamiento elástico no uniforme $K_{\psi z}(T/m)$.

Tabla 9 - Coeficientes de rigidez para el modelo dinámico Norma Rusa

$K_x(tn/m)$	$K_y(tn/m)$	$K_z(tn/m)$	$K_{\phi x}(tn * m)$	$K_{\phi y}(tn * m)$	$K_{\psi z}(tn * m)$
34963.132	34963.132	49947.332	8324.555	8324.555	8324.555

4. Se calculó la amortiguación relativa para vibraciones verticales B_z , la presión estática media en la cimentación y las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotaciones respecto a sus ejes horizontal y vertical.

Tabla 10 - Coeficientes de amortiguamiento relativo para vibraciones verticales y horizontales

$p_m(tn/m^2)$	2.99
B_z	0.463
B_x	0.278
$B_{\phi x} = B_{\phi y}$	0.231
$B_{\psi z}$	0.139

5. Las características de amortiguamiento del suelo de fundación se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 11 - Coeficientes de amortiguamiento para el modelo dinámico Norma Rusa

$B_x(tn * s/m)$	$B_y(tn * s/m)$	$B_z(tn * s/m)$	$B_{\phi x}(tn * m * s)$	$B_{\phi y}(tn * m * s)$	$B_{\psi z}(tn * m * s)$
36.327	36.327	72.364	5.641	5.641	3.618

F. Incorporación Interacción Suelo Estructura Norma Rusa en el programa Etabs.

Para tener en cuenta los efectos de la Interacción Suelo Estructura con el modelo dinámico Norma Rusa, se definió un Link de tipo Damper – Exponencial, el cual nos posibilita conceder los coeficientes de rigidez y amortiguamiento del suelo, para todas las 6 direcciones consideradas; y después, para asignarlo al modelo, se lo integró a las características por medio de la alternativa “Single Joint enlaces at Point”. Además de que las

características se han modificado, el tipo de apoyo visualmente además ha cambiado con respecto al del modelo Barkan Savinov, que solo consideraba la rigidez del suelo.

- Se definió la rigidez y el amortiguamiento para las 3 direcciones de traslación y 3 dirección de rotación como se muestra en la figura.

Link Property Data

General

Link Property Name: Z3

Link Type: Damper - Exponential

Link Property Notes: Modify/Show Notes...

P-Delta Parameters: Modify/Show...

Acceptance Criteria: Modify/Show...
None specified

Total Mass and Weight

Mass: 0 tonf-s²/m

Weight: 0 tonf

Rotational Inertia 1: 0 tonf-m-s²

Rotational Inertia 2: 0 tonf-m-s²

Rotational Inertia 3: 0 tonf-m-s²

Factors for Line and Area Springs

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

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

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All Clear All

Stiffness Options

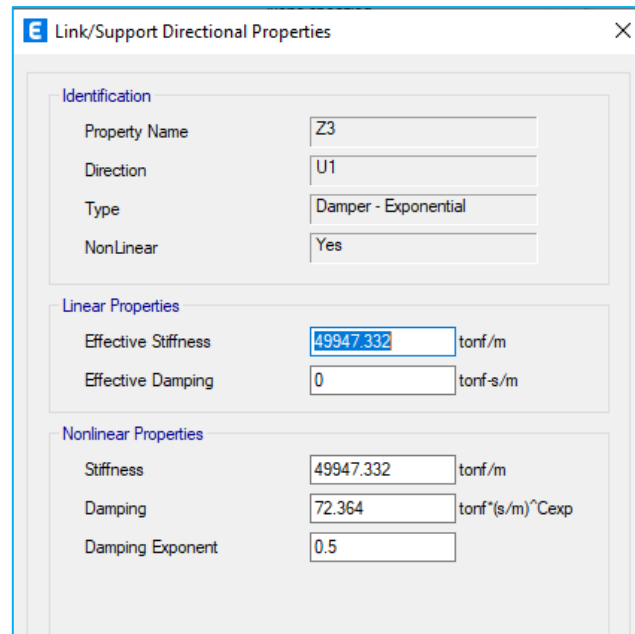
Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases: Effective Stiffness from Zero, Else Nonlinear

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping: Initial Stiffness (K0)

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor: 1

OK Cancel

Figura 22 – Configuración de Link/Support para la zapata



E Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: Z3
 Direction: U1
 Type: Damper - Exponential
 NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 49947.332 tonf/m
 Effective Damping: 0 tonf-s/m

Nonlinear Properties

Stiffness: 49947.332 tonf/m
 Damping: 72.364 tonf*(s/m)^{Cexp}
 Damping Exponent: 0.5

Figura 23 - Definición de rigidez y amortiguamiento para la zapata

- Seguidamente asignado el link directamente al modelo, para considerar los efectos de Interacción Suelo Estructura por el modelo de la Norma Rusa, como se muestra, en los apoyos ya se está integrando los resortes de rigidez y amortiguamiento del suelo.

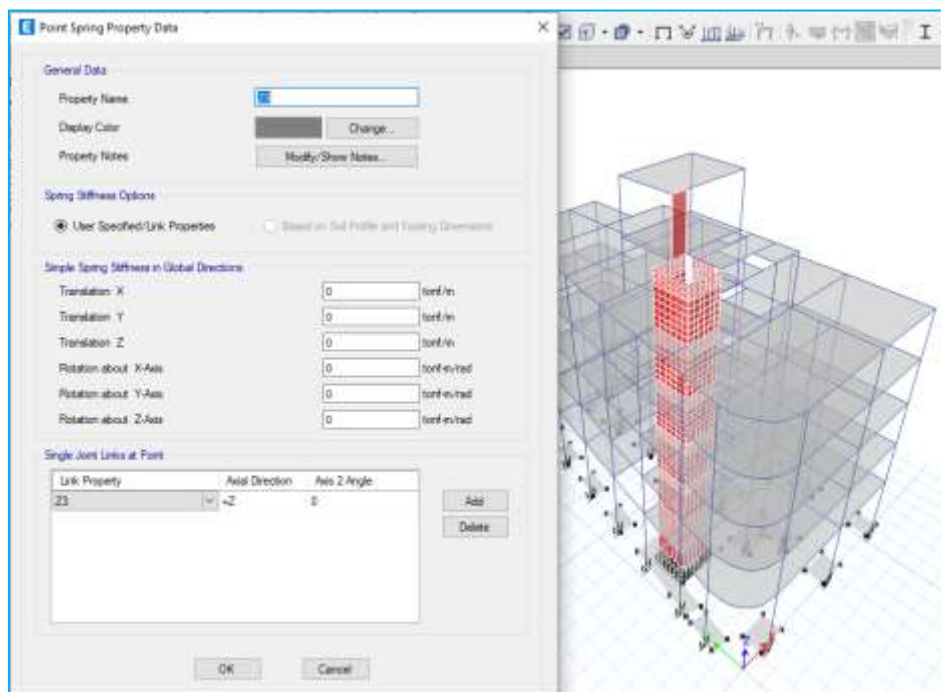


Figura 24 - Integración de la ISE al modelo de la Norma Rusa

G. Modelo de Interacción Suelo Estructura según el ASCE/SEI 41-17

1. Modificación Cinemática Interacción Suelo Estructura.

- Para tener en cuenta la Modificación Cinemática de ISE, se obtuvo la relación del espectro de respuesta (RSS), para losas de cimentación superficial (*RRSbsa*), corregidos por profundidad de empotramiento o desplante (*RRSe*), los datos del espectro son dependientes del tiempo.

Tabla 12 - Espectro de respuesta considerando la cinemática de ISE al modelo ASCE 41-17

T	(Sa) E030- 2018	bo	Bbsa	RRSbsa	RRSe	(Sa) Int. Cinemática
0.000	0.14766	0.01237	1.00015	0.99994	0.98775	0.14584
0.020	0.14766	0.01237	1.00015	0.99994	0.98775	0.14584
0.040	0.14766	0.01237	1.00015	0.99994	0.98775	0.14584
0.060	0.14766	0.01237	1.00015	0.99994	0.98775	0.14584
0.080	0.14766	0.01237	1.00015	0.99994	0.98775	0.14584
0.100	0.14766	0.01237	1.00015	0.99994	0.98775	0.14584
0.120	0.14766	0.01237	1.00015	0.99994	0.98775	0.14584
0.140	0.14766	0.01237	1.00015	0.99994	0.98775	0.14584
0.160	0.14766	0.01237	1.00015	0.99994	0.98775	0.14584
0.183	0.14766	0.01237	1.00015	0.99994	0.98775	0.14584
0.200	0.14766	0.01237	1.00015	0.99994	0.98775	0.14584
0.242	0.14766	0.01022	1.00010	0.99996	0.99163	0.14641
0.300	0.14766	0.00825	1.00007	0.99997	0.99455	0.14685
0.350	0.14766	0.00707	1.00005	0.99998	0.99599	0.14706
0.400	0.14766	0.00618	1.00004	0.99999	0.99693	0.14720
0.450	0.14766	0.00550	1.00003	0.99999	0.99758	0.14730
0.500	0.14766	0.00495	1.00002	0.99999	0.99804	0.14736
0.568	0.14766	0.00436	1.00002	0.99999	0.99848	0.14743
0.600	0.14766	0.00412	1.00002	0.99999	0.99864	0.14745
0.650	0.13630	0.00381	1.00001	0.99999	0.99884	0.13614
0.700	0.12656	0.00353	1.00001	1.00000	0.99900	0.12644
0.750	0.11813	0.00330	1.00001	1.00000	0.99913	0.11802
0.800	0.11074	0.00309	1.00001	1.00000	0.99923	0.11066
0.850	0.10423	0.00291	1.00001	1.00000	0.99932	0.10416
0.900	0.09844	0.00275	1.00001	1.00000	0.99939	0.09838
0.950	0.09326	0.00260	1.00001	1.00000	0.99946	0.09321
1.000	0.08859	0.00247	1.00001	1.00000	0.99951	0.08855
2.000	0.04430	0.00124	1.00000	1.00000	0.99988	0.04429
3.000	0.02953	0.00082	1.00000	1.00000	0.99995	0.02953

4.000	0.02215	0.00062	1.00000	1.00000	0.99997	0.02215
5.000	0.01772	0.00049	1.00000	1.00000	0.99998	0.01772
6.000	0.01477	0.00041	1.00000	1.00000	0.99999	0.01477
7.000	0.01266	0.00035	1.00000	1.00000	0.99999	0.01266
8.000	0.01107	0.00031	1.00000	1.00000	0.99999	0.01107
9.000	0.00984	0.00027	1.00000	1.00000	0.99999	0.00984
10.000	0.00886	0.00025	1.00000	1.00000	1.00000	0.00886

Además, en la figura N°25, se muestra la comparación del espectro de respuesta E-030, y el espectro de respuesta considerando la interacción cinemática del modelo ASCE/SEI 41-17, corregida por empotramiento o profundidad de cimentación.

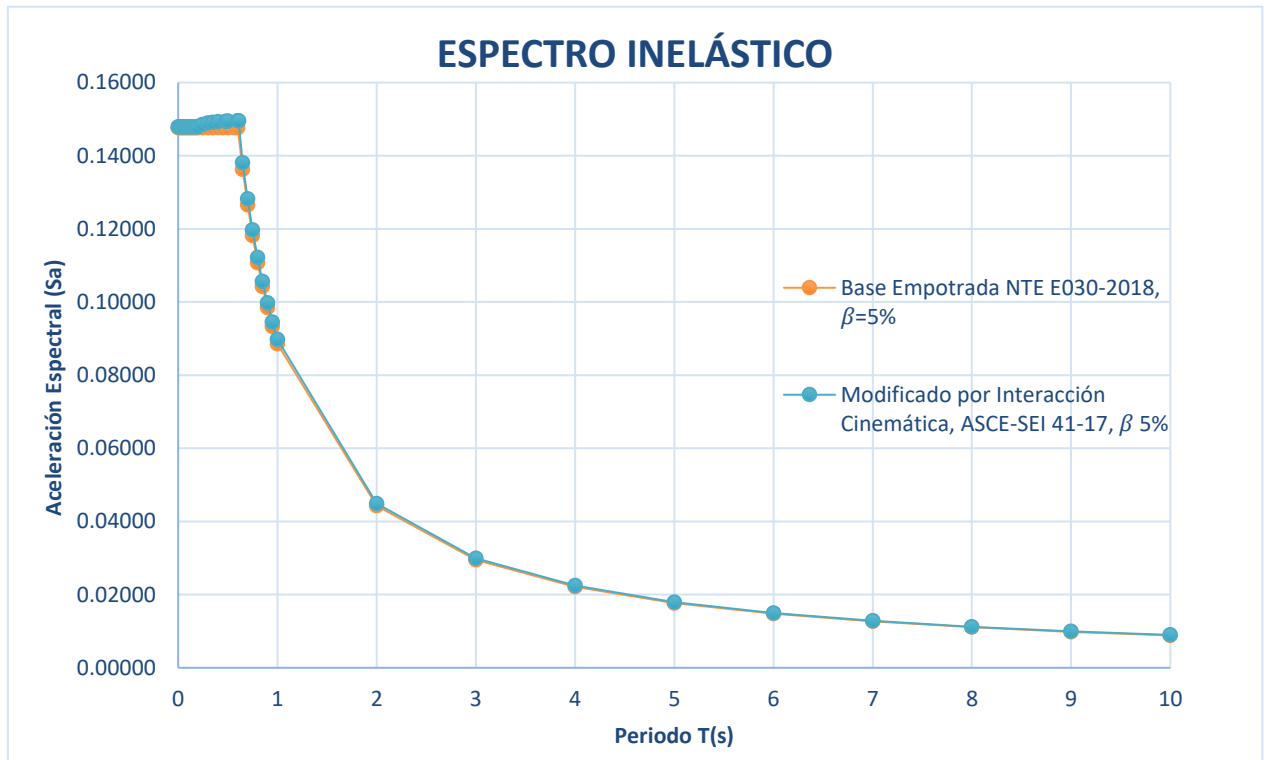


Figura 25 - Espectros de respuesta de base empotrada y con la consideración de Interacción cinemática por el modelo ASCE 41-17

Y, en la figura N°26, se aprecia la variación del espectro de respuesta, en la zona de periodos cortos, donde la aceleración es constante, la cual se muestra con más detalle a continuación:

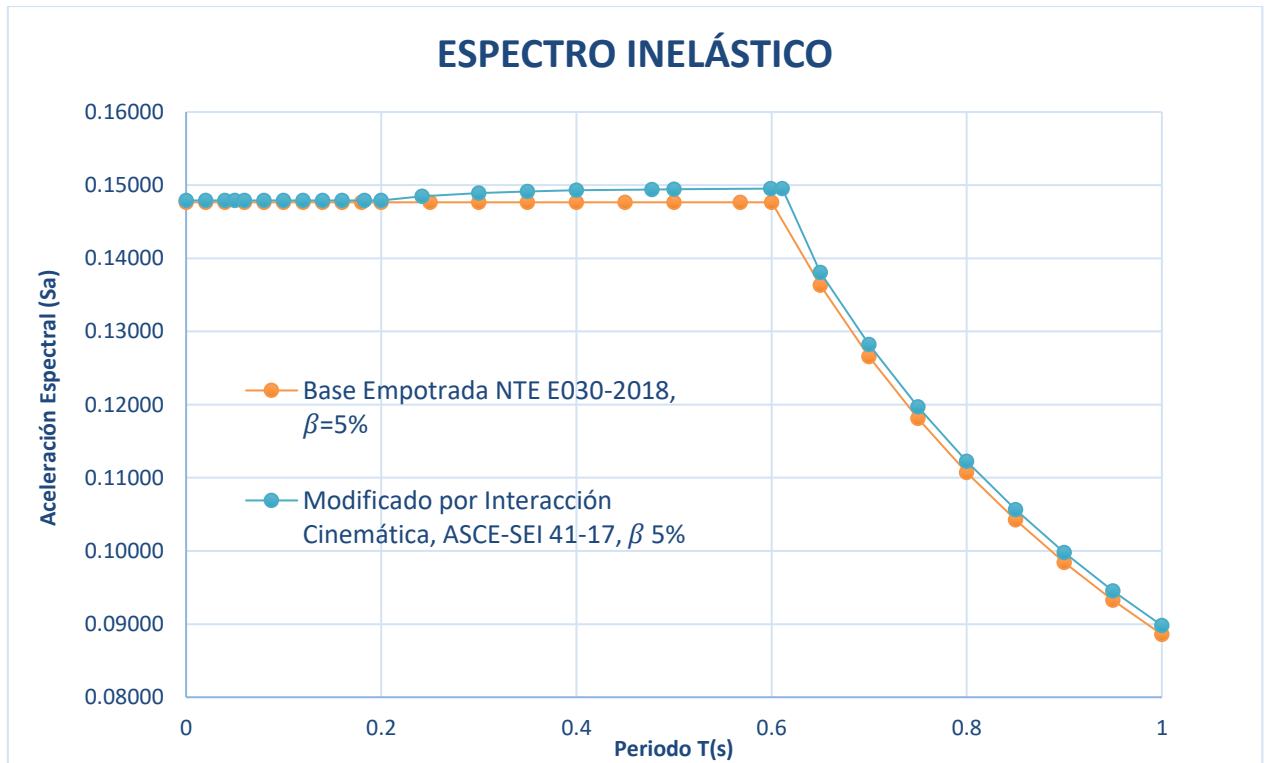


Figura 26 – Espectro de respuesta E030 e ISE por el modelo ASCE 41-17 en zona de periodos cortos

H. Cálculo de los coeficientes de rigidez Modelo ASCE/SEI 41-17

1. Cálculo del Módulo de Cortante Efectivo del Suelo

Para hacer el cálculo de los coeficientes de rigidez, se tiene que calcular el módulo de cortante efectivo, el cual está en funcionalidad de los parámetros sísmicos y de las características mecánicas del suelo. Para eso se encontró el valor del módulo de Balasto, el cual se obtuvo del análisis de mecánica de suelos (EMS).

$$Ks = 8.79 \text{ kg/cm}^3 \quad (\text{Dato del EMS})$$

Para este valor de módulo de Balasto, y las propiedades mecánicas del suelo, nos permite clasificarlo dentro de Suelo S2, y tenemos una velocidad de ondas de corte (V_s) igual a 191.938 m/s.

Se reemplazó para obtener los valores del Promedio del módulo de corte para suelos bajo la cimentación para bajos niveles de esfuerzos (G_0), y el Módulo de Cortante Efectivo.

Tabla 13 - Módulo de corte efectivo "G"

$G = G_o * \frac{Sxs}{2.5}$	473.373 kgf/cm^2
-----------------------------	----------------------------

2. Rigideces de la cimentación en la Superficie.

Tabla 14 - Coeficientes de rigidez para la zapata en el modelo ASCE 41-17

$K_x (tn/m)$	$K_y (tn/m)$	$K_z (tn/m)$	$K_{\phi x} (tn * m)$	$K_{\phi y} (tn * m)$	$K_{\psi z} (tn * m)$
12808.916	12808.916	15891.808	3381.236	3408.286	4923.079

3. Factores de Corrección por profundidad de empotramiento.

Tabla 15 - Factores de corrección por empotramiento para la zapata

β_x	β_y	β_z	β_{xx}	β_{yy}	β_{zz}
3.361	3.361	1.725	3.786	3.918	3.787

4. Factores de Rigidez Corregidos por profundidad de empotramiento.

Tabla 16 – Factores de rigidez corregidos considerando ISE para la zapata en el modelo ASCE 41-17

$K_x (tn/m)$	$K_y (tn/m)$	$K_z (tn/m)$	$K_{\phi x} (tn * m)$	$K_{\phi y} (tn * m)$	$K_{\psi z} (tn * m)$
43049.354	43049.354	22092.819	12800.765	13352.804	18641.786

5. Relación de Alargamiento de periodo:

- Reemplazando en la Fórmula 31, podemos obtener la relación de alargamiento del periodo, tal como se muestra a continuación:

$$T_{eff} = 1.0101$$

Después, como se tiene un amortiguamiento efectivo (β_{ssi}) de 4.895%, y al inicio se poseía un amortiguamiento (β) de 5%, se tuvo que realizar un reajuste por amortiguamiento. La alteración del Amortiguamiento se puede tener en cuenta por medio de la modificación del espectro, para lo que se aplica el componente de ajuste espectral por amortiguamiento, la alteración se muestra en la figura N°27 y N°28.

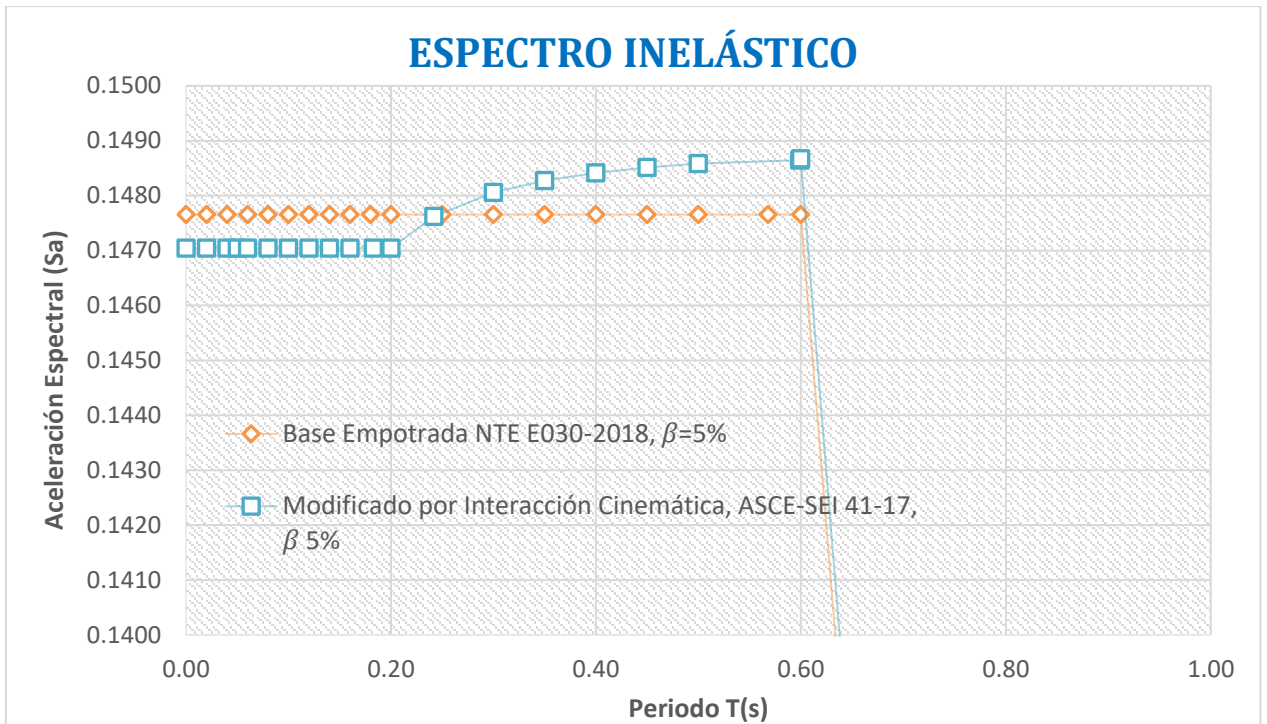


Figura 27 - Espectro de respuesta E-030 vs espectro de ISE considerando el amortiguamiento de 5% por el modelo ASCE/SEI 41-17

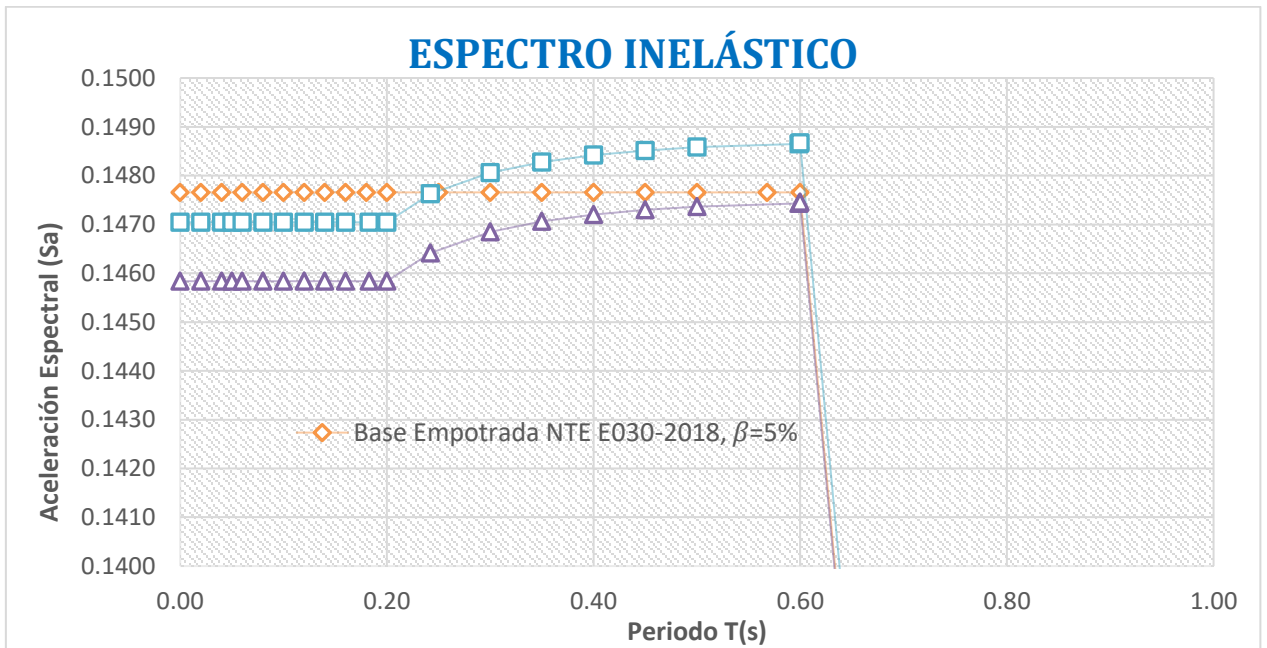


Figura 28 - Espectro de respuesta E-030 vs espectro de ISE considerando el amortiguamiento variable por el modelo ASCE/SEI 41-17

I. Incorporación Interacción Suelo Estructura ASCE/SEI 41-17 en el programa Etabs.

- Modificación de la Función Espectral, y los casos de carga Dinámicos.

Como se definió un nuevo espectro, se ha cargado el nuevo espectro modificado, para tener en cuenta la interacción suelo estructura del ASCE/SEI 41-17; luego, se muestra la funcionalidad espectral tomando en cuenta la ISE, y la modificación de su amortiguamiento; y por último, se incluyó la funcionalidad espectral tomando en cuenta la interacción suelo estructura, a los casos espectrales.

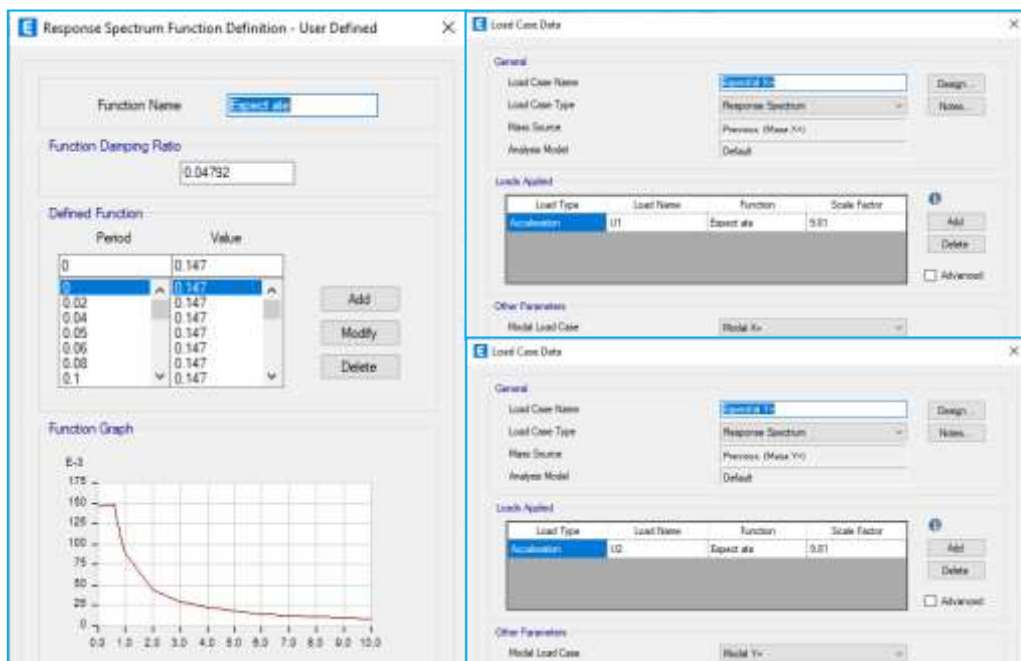


Figura 29 - Modificación del espectro considerando ISE y casos modales para el sismo dinámico para el modelo ASCE 41-17

- Asignación de los coeficientes de Rigidez calculados.
 - Para asignar los coeficientes de rigidez, se introdujo mediante la opción “Point Spring”, tal como se muestra en la Figura N°30.

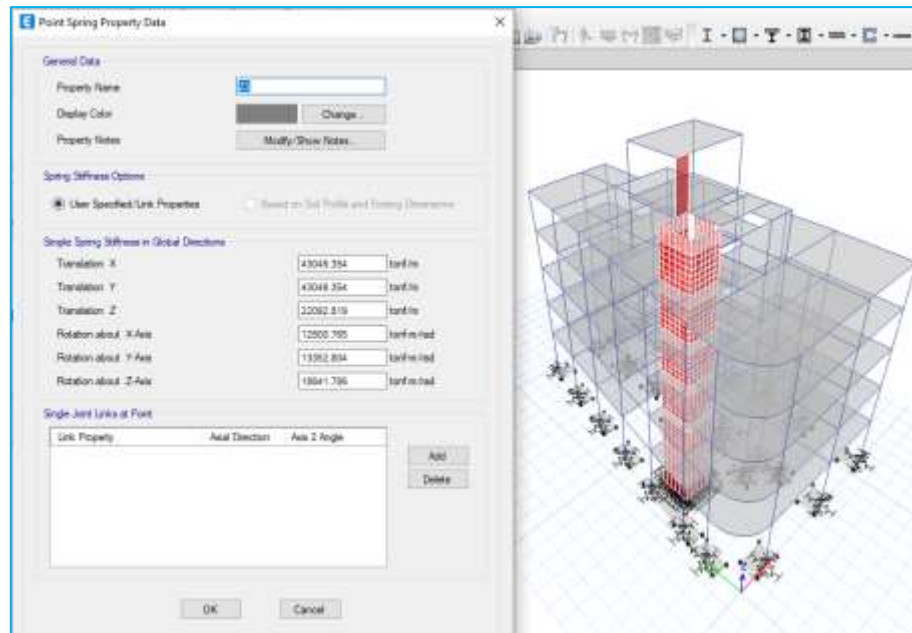


Figura 30 - Integración de los coeficientes de rigidez de ISE con el modelo ASCE 41-17

2.6. Aspectos éticos

En el presente proyecto de investigación se respetarán cada una de las posiciones éticas con interacción a los derechos de autoría y propiedad intelectual de cada investigación o análisis que permanecen siendo usados para reforzar el razonamiento en relación a los temas que permanecen siendo tratados, esto con el objetivo de asegurar una buena conducta ética sujeta al cumplimiento de la ley.

Las políticas públicas realizan viable el desarrollo de esta investigación debido a que no perjudica de manera negativa en ningún aspecto al asunto ambiental, económico ni social, además es posible aprender el fenómeno en cuestión debido a que se cuenta con los recursos necesarios para la misma.

CAPÍTULO III: RESULTADOS

3.1. Propiedades y Especificaciones Técnicas de los Suelos de Cimentación y Edificaciones empleados

3.1.1. Propiedades Mecánicas de los Suelos de Cimentación empleados

3.1.1.1. Suelo intermedio – S2

Las propiedades del suelo se obtuvieron del Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación del proyecto “Creación de la casa de adulto mayor en el AA.HH. Bocanegra Sector I, provincia del Callao – Callao”, elaborado por la empresa INGPU S.A.C en julio del año 2019. En dicho informe se describen tanto los trabajos realizados in situ (calicatas), como los que se realizaron en laboratorio. La información recolectada fue procesada, posteriormente, en gabinete con el fin de determinar las propiedades mecánicas del suelo sobre el cual se diseñará la cimentación. En la Tabla N°17 se presenta un resumen de tales características.

Tabla 17 - Propiedades y especificaciones técnicas de la cimentación

PROPIEDADES	VALOR
Tipo de Suelo (Clasificación SUCS)	GP (Grava mal graduada)
Módulo de corte del suelo (G)	473.373 kgf/cm ²
Módulo de elasticidad del suelo	8000 Tonf/m ²
Coefficiente de Balasto	8791.21 Tonf/m ³
Módulo de poisson(μ_s)	0.3
Peso Específico del Suelo (γ_s)	1715 kgf/m ³
Densidad del suelo (ρ_s)	0.175 Tonf.s ² /m ⁴
Ángulo de fricción Interna	32.8°
Cohesión (C)	0.00 kgf/cm ²
Profundidad de la cimentación	-1.40 m (bajo el N.T.N)
Capacidad portante del suelo q_a	2.99 kgf/cm ²
Velocidad de ondas de corte:	191.938 m/s (rango de 180 m/s – 500 m/s)

3.1.1.2. Suelo flexible – S3

Las propiedades del suelo se obtuvieron del Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación del proyecto “Elaboración del Estudio de Pre inversión a nivel de Factibilidad y el Servicio de Consultoría de Obra para la Elaboración del expediente Técnico del Proyecto de Inversión pública: "Creación de los Servicios Recreativos en las Mzs. A Lote 1, C Lote 1 y D Lote 1 en la U.P.I.S.- P.E.C.P.- Zona Oeste- Distrito de Ventanilla-Callao”, elaborado por la empresa PEPAKEL S.A.C en febrero del año 2018. En dicho informe se describen tanto los trabajos realizados in situ (calicatas), como los que se realizaron en laboratorio. La información recolectada fue procesada, posteriormente, en gabinete con el fin de determinar las propiedades mecánicas del suelo sobre el cual se diseñará la cimentación. En la Tabla N°18 se presenta un resumen de tales características.

Tabla 18 - Propiedades y especificaciones técnicas de la cimentación

PROPIEDADES	VALOR
Tipo de Suelo (Clasificación SUCS)	SP (arena mal graduada)
Módulo de corte del suelo (G)	319.674 kgf/cm^2
Módulo de elasticidad del suelo	2000 $Tonf/m^2$
Coefficiente de Balasto	8791.21 $Tonf/m^3$
Módulo de poisson(μ_s)	0.25
Peso Específico del Suelo (γ_s)	1600 kgf/m^3
Densidad del suelo (ρ_s)	0.1631 $Tonf \cdot s^2/m^4$
Ángulo de fricción Interna	28°
Cohesión (C)	0.00 kgf/cm^2
Profundidad de la cimentación	-1.40 m (bajo el nivel de terreno natural)
Capacidad portante del suelo q_a	0.90 kgf/cm^2
Velocidad de ondas de corte:	140 m/s (rango < 180m/s)

3.1.2. Propiedades de los edificios empleados

3.1.2.1. Edificio N°01

A. Edificio N°01 – Descripción de la Estructura en Estudio

El Edificio N°01 está ubicado en el Distrito de Ate, su construcción inició en el año 2021, no culminándose aún esta etapa. En planta posee un área en planta de 198.84 m², cuenta con 5 niveles y una azotea y una losa para el tanque elevado, sumando juntos 19.10 m de altura. Su uso se ha previsto para el de oficinas y departamentos. En la Tabla N°19 se hace un resumen de la distribución en planta y en altura de cada nivel.

Tabla 19 - Distribución de áreas y alturas de entrepiso del Edificio N°01

Nivel	Área construida (m ²)	Altura de entrepiso (m)	Altura acum. (m)
Nivel 1	198.84	3.50	3.50
Nivel 2	198.84	2.60	6.10
Nivel 3	198.84	2.60	8.70
Nivel 4	198.84	2.60	11.30
Nivel 5	198.84	2.60	13.90
Azotea	26.02	2.60	16.50
Losa tanque	12.66	2.60	19.10
Total	1,032.88	19.10	

B. Edificio N°01 – Propiedades y Especificaciones Técnicas de los Elementos Estructurales

Las propiedades de los elementos estructurales del Edificio N°01 se han obtenido de los Planos de Estructuras, así como de la Memoria de Cálculo de Estructuras. Las propiedades mecánicas de los materiales empleados y de los elementos estructurales se describen en la Tabla N°20

Tabla 20 - Propiedades y especificaciones técnicas de los elementos estructurales (Edificio N°01)

PROPIEDADES	ELEMENTO ESTRUCTURAL - VALOR	
Resistencia a la compresión ($f'c$)	Vigas	210 kgf/cm^2
	Columnas	210 kgf/cm^2
	Placas / muros estructurales	210 kgf/cm^2
	Losa Aligerada	210 kgf/cm^2
	Zapatas	210 kgf/cm^2
Peso unitario del concreto	2400 kgf/cm^3	
Módulo de Elasticidad (E) Concreto $f'c$ 210 kgf/cm^2	$15000\sqrt{f'c} = 217370.65 \text{ } kgf/cm^2$	
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	4200 kgf/cm^2	
Módulo de poisson (μ_c)	0.15	
Peso unitario del acero	7850 kgf/cm^3	
Módulo de elasticidad del acero	2000000.00 kgf/cm^2	
Recubrimiento libre	Losas y escaleras	2.5 cm
	Elementos enterrados	4 cm
	Resto de elementos	7.5 cm

C. Edificio N°01 – Metrado de Cargas

El metrado de las cargas vivas y muertas se realizó considerando los requerimientos y pesos preestablecidos en la Norma E.020 “Cargas”, perteneciente al Reglamento Nacional de Edificaciones. En la Tabla N°21 se muestra un resumen de las cargas que se aplicaron para el análisis. Para la sobrecarga se ha considerado un peso repartido de 250 kgf/m^2 , la cual corresponde a “Oficinas”, en base a la Tabla 01 del Capítulo 3 de la norma mencionada anteriormente.

Tabla 21 – Metrado de carga muerta de acuerdo a la Norma Técnica E-020

METRADO DE CARGA MUERTA EN PLANTA	VALOR
Peso de Ladrillo	0.070 $tonnef/m^2$
Acabados	0.100 $tonnef/m^2$
Cielo raso + Inst.	0.020 $tonnef/m^2$
Tabiquería	0.100 $tonnef/m^2$
Carga Muerta Impuesta	0.290 $tonnef/m^2$

Tabla 22 - Cargas para insertar en Etabs 19.10

METRADO DE CARGA PARA PISO TÍPICO Y TECHO	VALOR
Carga Muerta Impuesta	0.290 <i>tonnef/m²</i>
Sobrecarga o Carga Viva	0.250 <i>tonnef/m²</i>
Carga Muerta de Azotea	0.100 <i>tonnef/m²</i>
Carga Viva de Azotea	0.100 <i>tonnef/m²</i>

El metrado de cargas descrito en la Tabla N°22, se asignó en el programa ETABS v19.1.0 como cargas uniformemente distribuidas (Define → Shell Uniform Load Sets) para los pisos típicos, variando el metrado solo en el último nivel. Una vez terminado de asignarse los metrados, se procedió a correr el modelo con base empotrada para determinar el periodo fundamental de vibración.

3.1.2.2. Edificio N°02

A. *Edificio N°02 – Descripción de la Estructura en Estudio.*

El Edificio N°02 está ubicado en el Distrito de Ate, su construcción inició en el año 2021, no culminándose aún esta etapa. En planta posee un área en planta de 177.55 m², cuenta con 5 niveles y una azotea, sumando juntos 13.50 m de altura. Su uso se ha previsto para el de oficinas y departamentos. En la Tabla N°23 se hace un resumen de la distribución en planta y en altura de cada nivel.

Tabla 23 - Distribución de áreas y alturas de entrepiso del Edificio N°02

Nivel	Área construida (m²)	Altura de entrepiso (m)	Altura acum. (m)
Nivel 1	177.55	3.50	3.50
Nivel 2	177.55	2.50	6.00
Nivel 3	177.55	2.50	8.50
Nivel 4	177.55	2.50	11.00
Nivel 5	177.55	2.50	13.50
Total	887.75	13.50	

B. Edificio N°02 – Propiedades y Especificaciones Técnicas de los Elementos Estructurales

Las propiedades de los elementos estructurales del Edificio N°02 se han obtenido de los Planos de Estructuras. Las propiedades mecánicas de los materiales empleados y de los elementos estructurales se describen en la Tabla N°24

Tabla 24 - Propiedades y especificaciones técnicas de los elementos estructurales (Edificio N°2)

PROPIEDADES	ELEMENTO ESTRUCTURAL - VALOR	
Resistencia a la compresión ($f'c$)	Vigas	210 kgf/cm^2
	Columnas	210 kgf/cm^2
	Placas / muros estructurales	210 kgf/cm^2
	Losa Aligerada	210 kgf/cm^2
	Zapatas	210 kgf/cm^2
Peso unitario del concreto	2400 kgf/cm^3	
Módulo de Elasticidad (E) Concreto $f'c$ 210 kgf/cm^2	$15000\sqrt{f'c} = 217370.65 \text{ } kgf/cm^2$	
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	4200 kgf/cm^2	
Módulo de poisson (μ_c)	0.15	
Peso unitario del acero	7850 kgf/cm^3	
Módulo de elasticidad del acero	2000000.00 kgf/cm^2	
Recubrimiento libre	Losas y escaleras	2.5 cm
	Elementos enterrados	4 cm
	Resto de elementos	7.5 cm

C. Edificio N°02 – Metrado de Cargas

El metrado de las cargas vivas y muertas se realizó considerando los requerimientos y pesos preestablecidos en la Norma E.020 “Cargas”, perteneciente al Reglamento Nacional de Edificaciones. En la Tabla N°25 se muestra un resumen de las cargas que se aplicaron para el análisis. Para la sobrecarga se ha considerado un peso repartido de 250 kgf/m^2 , la cual corresponde a “Oficinas”, en base a la Tabla 01 del Capítulo 3 de la norma mencionada anteriormente.

Tabla 25 – Metrado de carga muerta de acuerdo a la Norma Técnica E-020

METRADO DE CARGA MUERTA EN PLANTA	VALOR
Peso de Ladrillo	0.070 tonnef/m ²
Acabados	0.100 tonnef/m ²
Cielo raso + Inst.	0.020 tonnef/m ²
Tabiquería	0.100 tonnef/m ²
Carga Muerta Impuesta	0.290 tonnef/m ²

Tabla 26 - Cargas para insertar en Etabs 19.10

METRADO DE CARGA PARA PISO TÍPICO Y TECHO	VALOR
Carga Muerta Impuesta	0.290 tonnef/m ²
Sobrecarga o Carga Viva	0.250 tonnef/m ²
Carga Muerta de Azotea	0.100 tonnef/m ²
Carga Viva de Azotea	0.100 tonnef/m ²

El metrado de cargas descrito en la Tabla N°26, se asignó en el programa ETABS v19.1.0 como cargas uniformemente distribuidas (Define → Shell Uniform Load Sets) para los pisos típicos, variando el metrado solo en el último nivel. Una vez terminado de asignarse los metrados, se procedió a correr el modelo con base empotrada para determinar el periodo fundamental de vibración.

3.1.2.3. Edificio N°03

A. *Edificio N°03 – Descripción de la Estructura en Estudio.*

El Edificio N°03 está ubicado en la Urb. Los Portales Etapa IV, en el Distrito de Ate. En la actualidad la edificación se encuentra en etapa de servicio. En planta posee un área en planta de 259.65 m², cuenta con 9 niveles, sumando juntos 27.85 m de altura. Su uso se ha previsto para el de oficinas y departamentos. En la Tabla N°27 se hace un resumen de la distribución en planta y en altura de cada nivel.

Tabla 27 - Distribución de áreas y alturas de entrepiso del Edificio N°03

Nivel	Área construida (m²)	Altura de entrepiso (m)	Altura acum. (m)
Nivel 1	259.65	3.85	3.85
Nivel 2	259.65	3.00	6.85

Nivel 3	259.65	3.00	9.85
Nivel 4	259.65	3.00	12.85
Nivel 5	259.65	3.00	15.85
Nivel 6	259.65	3.00	18.85
Nivel 7	259.65	3.00	21.85
Nivel 8	259.65	3.00	24.85
Nivel 9	259.65	3.00	27.85
Total	2336.85	27.85	

B. Edificio N°03 – Propiedades y especificaciones Técnicas de los Elementos Estructurales

Las propiedades de los elementos estructurales del Edificio N°03 se han obtenido de los Planos de Estructuras. Las propiedades mecánicas de los materiales empleados y de los elementos estructurales se describen en la Tabla N°28

Tabla 28 - Propiedades y especificaciones técnicas de los elementos estructurales (Edificio N°3)

PROPIEDADES	ELEMENTO ESTRUCTURAL - VALOR	
Resistencia a la compresión ($f'c$)	Vigas	210 kgf/cm^2
	Columnas	210 kgf/cm^2
	Placas / muros estructurales	210 kgf/cm^2
	Losa Aligerada	210 kgf/cm^2
	Zapatas	210 kgf/cm^2
Peso unitario del concreto	2400 kgf/cm^3	
Módulo de Elasticidad (E) Concreto $f'c$ 210 kgf/cm^2	$15000\sqrt{f'c} = 217370.65$ kgf/cm^2	
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	4200 kgf/cm^2	
Módulo de poisson (μ_c)	0.15	
Peso unitario del acero	7850 kgf/cm^3	
Módulo de elasticidad del acero	2000000.00 kgf/cm^2	
Recubrimiento libre	Losas y escaleras	2.5 cm
	Elementos enterrados	4 cm
	Resto de elementos	7.5 cm

C. *Edificio N°03 – Metrado de Cargas*

El metrado de las cargas vivas y muertas se realizó considerando los requerimientos y pesos preestablecidos en la Norma E.020 “Cargas”, perteneciente al Reglamento Nacional de Edificaciones. En la Tabla N°29 se muestra un resumen de las cargas que se aplicaron para el análisis. Para la sobrecarga se ha considerado un peso repartido de 250 kgf/m^2 , la cual corresponde a “Oficinas”, en base a la Tabla 01 del Capítulo 3 de la norma mencionada anteriormente.

Tabla 29 – Metrado de carga muerta de acuerdo a la Norma Técnica E-020

METRADO DE CARGA MUERTA EN PLANTA	VALOR
Peso de Ladrillo	0.070 tonnef/m^2
Acabados	0.100 tonnef/m^2
Cielo raso + Inst.	0.020 tonnef/m^2
Tabiquería	0.100 tonnef/m^2
Carga Muerta Impuesta	0.290 tonnef/m^2

Tabla 30 - Cargas para insertar en Etabs 19.10

METRADO DE CARGA PARA PISO TÍPICO Y TECHO	VALOR
Carga Muerta Impuesta	0.290 tonnef/m^2
Sobrecarga o Carga Viva	0.250 tonnef/m^2
Carga Muerta de Azotea	0.100 tonnef/m^2
Carga Viva de Azotea	0.100 tonnef/m^2

El metrado de cargas descrito en la Tabla N°30, se asignó en el programa ETABS v19.1.0 como cargas uniformemente distribuidas (Define → Shell Uniform Load Sets) para los pisos típicos, variando el metrado solo en el último nivel. Una vez terminado de asignarse los metrados, se procedió a correr el modelo con base empotrada para determinar el periodo fundamental de vibración.

3.2. OBJETIVO ESPECÍFICO 1:

O.E.1: Comparar los periodos de vibración principales de las estructuras de concreto armado que se obtendrán al considerar una base rígida e interacción suelo – estructura en el análisis sísmico estático (FHE) y dinámico (Modal – Espectral).

3.2.1. Edificio N°01 - Análisis Sísmico con base rígida y base flexible para suelos S2 y S3

3.2.1.1. Análisis Sísmico Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes – S2 y S3

La Norma E.030 (2018) señala que cualquier edificación, sea regular o irregular, ubicado en la Zona Sísmica 1 puede analizarse mediante este método. Sin embargo, en las demás Zonas Sísmicas se establecen restricciones, como que sean regulares y que la altura no supere los 30 metros, o que para los sistemas de muros estructurales o albañilería (armada o confinada) no se supere la altura de 15 m, independientemente de si son regulares o irregulares.

En el presente trabajo de investigación, se ha realizado el análisis estático solo con fines comparativos, además del propósito de cumplir con el requisito de la Fuerza Cortante Mínima empleada para el análisis dinámico Modal – Espectral señalado en la Norma de Diseño Sismorresistente (art. 29.4), la cual establece que esta debe ser no menor al 80% de la cortante del análisis estático para edificios regulares o al 90% para edificios irregulares.

En la tabla N°31 se mostrará el resumen de carga acumulada que a medida que de pisos superior a inferior irá aumentando el peso de la edificación hasta llegar al peso total y por piso típico viene a ser la diferencia de peso entre niveles.

Tabla 31 - Metrado de carga por Nivel

Story	Load Case/Combo	Location	Peso Acumulado tonnef	Peso por Nivel tonnef
Story7	100CM+25CV	Bottom	14.64	14.64
Story6	100CM+25CV	Bottom	41.37	26.73
Story5	100CM+25CV	Bottom	157.39	116.02
Story4	100CM+25CV	Bottom	306.12	148.73
Story3	100CM+25CV	Bottom	454.85	148.73
Story2	100CM+25CV	Bottom	603.58	148.73
Story1	100CM+25CV	Bottom	763.97	160.39
PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN (P) =			763.97	tonnef

Nota. En esta tabla se exponen los resultados del cálculo del metrado de cargas realizado mediante el programa ETABS v19, considerando la combinación del 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva como carga de servicio.

Seguidamente en la tabla N°32, se muestra el resumen los parámetros con los que se trabajó para el cálculo de la cortante basal estática

Tabla 32 - Análisis Sísmico Estático O De Fuerzas Estáticas Equivalentes con suelo intermedio (S2)

PARÁMETROS DE ANÁLISIS			DETERMINACIÓN	VALOR
Z: Factor de zona	[ZONA 4]		Tabla 01 (E.030)	0.45
U: Factor de uso o importancia	[CATEGORÍA C]		Tabla 03 (E.030)	1.00
S: Factor de amplificación del suelo	[SUELO 2]		Tabla 04 (E.030)	1.05
TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)	[SUELO 2]		Tabla 04 (E.030)	0.60
TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)	[SUELO 2]		Tabla 05 (E.030)	2.00
P: Peso Total de la Edificación (Tonnef)				763.97
DIRECCIÓN X-X	TX: Periodo natural en la dirección X (s)			0.426
	CX: Factor de amplificación sísmica en X			Art. 14 (E.030)
	Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas			Tabla 07 (E.030)
	IRREGULARIDADES EN ALTURA [Ia] X - X			Tabla 08 (E.030)
	IRREGULARIDADES EN PLANTA [IP] X - X			Tabla 09 (E.030)
	RX: Coeficiente de reducción sísmico en X			Art. 22 (E.030)
	Cx/Rx =	0.31	>	0.11
	VX: Fuerza cortante en la base en la dirección X -X (Tonnef)			112.805
DIRECCIÓN Y-Y	TY: Periodo natural en la dirección Y (s)			0.588
	CY: Factor de amplificación sísmica en Y			Art. 14 (E.030)
	Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas			Tabla 07 (E.030)
	IRREGULARIDADES EN ALTURA [Ia] Y - Y			Tabla 08 (E.030)

IRREGULARIDADES EN PLANTA [IP] Y - Y			Tabla 09 (E.030)	1.000
RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y			Art. 22 (E.030)	8.000
Cy/Ry =	0.31	>	0.11	CUMPLE
VX: Fuerza cortante en la base en la dirección Y -Y (Tonnes)				112.805

Nota: Se consideró un sistema tipo pórtico al inicio para el cálculo de la cortante basal, seguidamente para el análisis dinámico y determinación del porcentaje de cortante en placas y columnas se corregirá el Ro.

Para la distribución de las fuerzas horizontales equivalentes por entrepiso, se realizó, en primer lugar, el cálculo de la cortante basal, luego se calculó el factor de distribución de fuerza sísmica en altura “ α ” para cada nivel de entrepiso, los cuales se multiplicaron, finalmente, por el peso sísmico del edificio que se obtuvo a partir del metrado de cargas. Cabe señalar que en ambas direcciones de análisis se determinaron los mismos coeficientes de reducción, siendo $R_x = R_y$, de modo que la cortante basal será la misma en los dos sentidos de análisis, tanto para la dirección en el eje X como para el eje Y.

Tabla 33 – Coeficientes de asignación para el cálculo manual y también en Etabs

AUTO LATERAL LOAD USER COEFFICIENT	
* Para T menor o igual a 0.5 segundos:	$K = 1$
* Para T mayor a 0.5 segundos:	$K = (0.75 + 0.5T) < 2.0$
DIRECCIÓN X - X	
K: Exponente relacionado con el período fundamental (Building Height Exp.)	1.000
C: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_x / R_x$	0.14766
DIRECCIÓN Y - Y	
K: Exponente relacionado con el período fundamental (Building Height Exp.)	1.044
C: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_y / R_y$	0.14766

Nota. En esta tabla se puede apreciar el procedimiento para el cálculo del coeficiente de carga lateral, el cual está en función del periodo de vibración de la estructura; así como los coeficientes de cortante basal tanto para la dirección de análisis XX como YY.

Tabla 34 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en X

Techo	Altura Acum. (hi)	Peso por Piso (Pi)	$Pi * hi^k$	α	Fuerza actuante en el CM (Fi)
Story7	19.10	14.64	279.55	0.04	4.65
Story6	16.50	26.73	441.09	0.07	7.34
Story5	13.90	116.02	1612.63	0.24	26.84
Story4	11.30	148.73	1680.68	0.25	27.98
Story3	8.70	148.73	1293.97	0.19	21.54
Story2	6.10	148.73	907.27	0.13	15.10
Story1	3.50	160.39	561.35	0.08	9.34
SUMATORIA		763.97	6776.54	1.00	112.80

Tabla 35 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en Y

Techo	Altura Acum. (hi)	Peso por Piso (Pi)	$Pi * hi^k$	α	Fuerza actuante en el CM (Fi)
Story7	19.10	14.64	318.29	0.04	4.79
Story6	16.50	26.73	498.99	0.07	7.51
Story5	13.90	116.02	1810.63	0.24	27.25
Story4	11.30	148.73	1869.91	0.25	28.14
Story3	8.70	148.73	1423.19	0.19	21.42
Story2	6.10	148.73	982.40	0.13	14.78
Story1	3.50	160.39	593.16	0.08	8.93
SUMATORIA		763.97	7496.58	1.00	112.80

Tal como se muestra en las tablas 34 y 35, el Edificio 01 presenta un peso típico de entre 160 y 148 toneladas, en promedio, variando sustancialmente, en los últimos dos niveles, en donde se presenta una azotea con cuarto de máquinas y una losa para el tanque elevado. Asimismo, el valor de la cortante estática calculada es de 112.80 Ton.

Tabla 36 - Análisis Sísmico Estático O De Fuerzas Estáticas Equivalentes con suelo flexible (S3)

PARÁMETROS DE ANÁLISIS			DETERMINACIÓN	VALOR	
Z: Factor de zona	[ZONA 4]		Tabla 01 (E.030)	0.45	
U: Factor de uso o importancia	[CATEGORÍA C]		Tabla 03 (E.030)	1.00	
S: Factor de amplificación del suelo	[SUELO 3]		Tabla 04 (E.030)	1.10	
TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)	[SUELO 3]		Tabla 04 (E.030)	1.00	
TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)	[SUELO 3]		Tabla 05 (E.030)	1.60	
P: Peso Total de la Edificación (Tonnes)				763.97	
DIRECCIÓN X-X	TX: Periodo natural en la dirección X (s)			0.426	
	CX: Factor de amplificación sísmica en X		Art. 14 (E.030)	2.500	
	Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas		Tabla 07 (E.030)	8.000	
	IRREGULARIDADES EN ALTURA [Ia] X - X		Tabla 08 (E.030)	1.000	
	IRREGULARIDADES EN PLANTA [IP] X - X		Tabla 09 (E.030)	1.000	
	RX: Coeficiente de reducción sísmico en X		Art. 22 (E.030)	8.000	
	Cx/Rx =	0.31	>	0.11	CUMPLE
	VX: Fuerza cortante en la base en la dirección X -X (Tonnes)				118.176
DIRECCIÓN Y-Y	TY: Periodo natural en la dirección Y (s)			0.588	
	CY: Factor de amplificación sísmica en Y		Art. 14 (E.030)	2.500	
	Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas		Tabla 07 (E.030)	8.000	
	IRREGULARIDADES EN ALTURA [Ia] Y - Y		Tabla 08 (E.030)	1.000	
	IRREGULARIDADES EN PLANTA [IP] Y - Y		Tabla 09 (E.030)	1.000	
	RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y		Art. 22 (E.030)	8.000	
	Cy/Ry =	0.31	>	0.11	CUMPLE
	VX: Fuerza cortante en la base en la dirección Y -Y (Tonnes)				118.176

Nota: Se consideró un sistema tipo pórtico al inicio para el cálculo de la cortante basal, seguidamente para el análisis dinámico y determinación del porcentaje de cortante en placas y columnas se corregirá el Ro.

Para la distribución de las fuerzas horizontales equivalentes por entrepiso, se realizó, en primer lugar, el cálculo de la cortante basal, luego se calculó el factor de distribución de fuerza sísmica en altura “ α ” para cada nivel de entrepiso, los cuales se multiplicaron, finalmente, por el peso sísmico del edificio que se obtuvo a partir del metrado de cargas. Cabe señalar que en ambas direcciones de análisis se determinaron los mismos coeficientes de reducción, siendo $R_x = R_y$, de modo que la cortante basal será la misma en los dos sentidos de análisis, tanto para la dirección en el eje X como para el eje Y.

Tabla 37 – Coeficientes de asignación para el cálculo manual y también en Etabs

AUTO LATERAL LOAD USER COEFFICIENT	
* Para T menor o igual a 0.5 segundos:	$K = 1$
* Para T mayor a 0.5 segundos:	$K = (0.75 + 0.5T) < 2.0$
DIRECCIÓN X - X	
K: Exponente relacionado con el período fundamental (Building Height Exp.)	1.000
C: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_x / R_x$	0.15469
DIRECCIÓN Y - Y	
K: Exponente relacionado con el período fundamental (Building Height Exp.)	1.044
C: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_y / R_y$	0.15469

Tabla 38 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en X

Techo	Altura Acum. (hi)	Peso por Piso (Pi)	$P_i * h_i^k$	α	Fuerza actuante en el CM (Fi)
Story7	19.10	14.64	279.55	0.04	4.88
Story6	16.50	26.73	441.09	0.07	7.69
Story5	13.90	116.02	1612.63	0.24	28.12
Story4	11.30	148.73	1680.68	0.25	29.31
Story3	8.70	148.73	1293.97	0.19	22.57
Story2	6.10	148.73	907.27	0.13	15.82
Story1	3.50	160.39	561.35	0.08	9.79
SUMATORIA		763.97	6776.54	1.00	118.18

Tabla 39 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en Y

Techo	Altura Acum. (hi)	Peso por Piso (Pi)	$P_i * h_i^k$	α	Fuerza actuante en el CM (Fi)
Story7	19.10	14.64	318.29	0.04	5.02
Story6	16.50	26.73	498.99	0.07	7.87
Story5	13.90	116.02	1810.63	0.24	28.54
Story4	11.30	148.73	1869.91	0.25	29.48
Story3	8.70	148.73	1423.19	0.19	22.44
Story2	6.10	148.73	982.40	0.13	15.49
Story1	3.50	160.39	593.16	0.08	9.35
SUMATORIA		763.97	7496.58	1.00	118.18

3.2.1.2. Edificio N°01 - (Modelo con base empotrada) con suelo de tipo S2 y S3

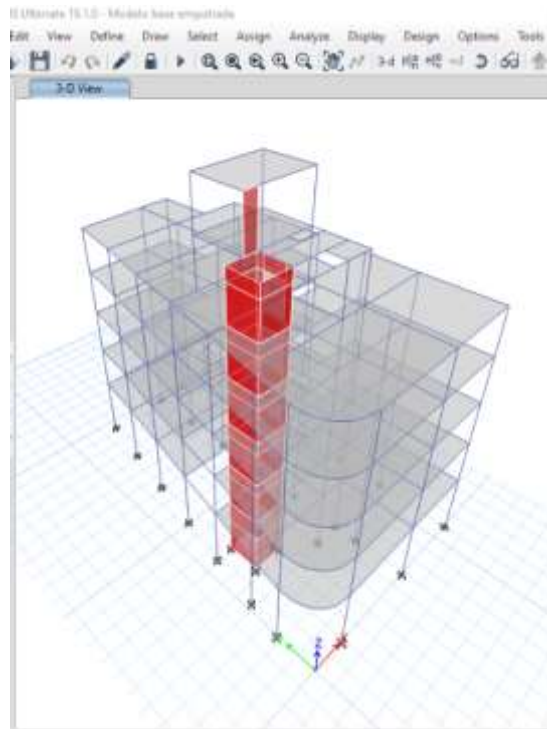


Ilustración 3 - Modelo idealizado Ate 7 Niveles en Etabs con suelo S2, elaboración propia

Tabla 40 - Masa participativa de acuerdo a los modos de vibración con base empotrada, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	0.588	0.008	0.639	0.008	0.639	0.230
Modal Y+	2	0.426	0.551	0.073	0.559	0.712	0.103
Modal Y+	3	0.387	0.247	0.073	0.806	0.785	0.522

Como se muestra en la Tabla 40, el período fundamental tiene una masa participativa de 63.9% y es de 0.588s, mientras que el segundo modo tiene 55.1% con un periodo de 0.426s y por último el tercer modo tiene 52.2% con un periodo de 0.387s

3.2.1.3. Edificio N°01 - (Modelo ASCE) con suelo de tipo S2

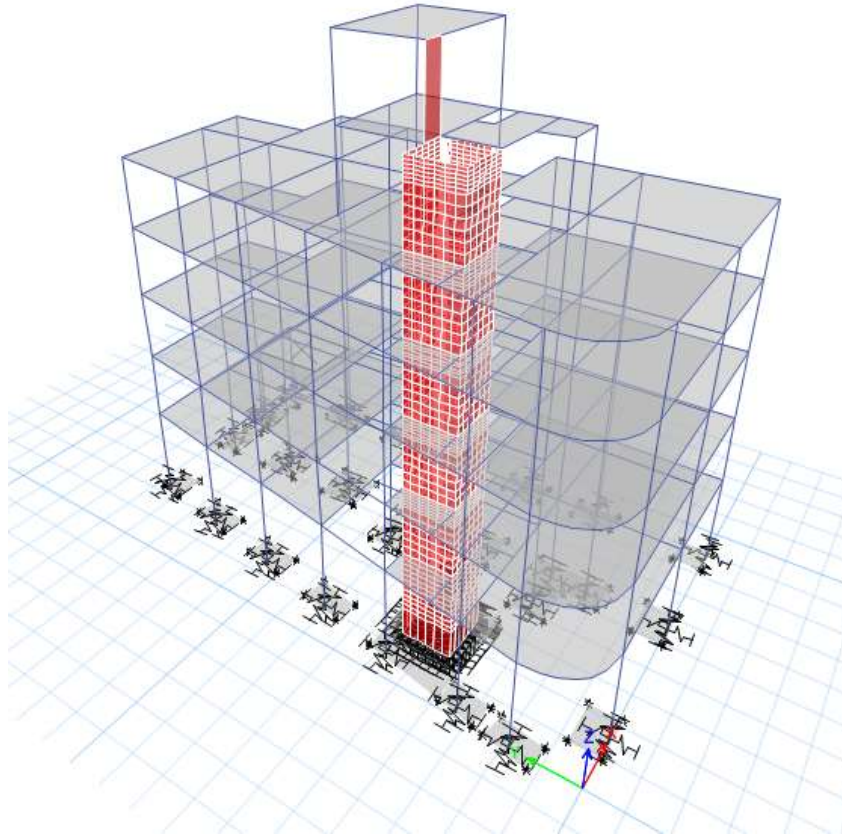


Ilustración 4 - Idealización con suelo intermedio método ASCE, elaboración propia

Tabla 41 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo ASCE, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	0.685	0.004	0.736	0.004	0.736	0.088
Modal Y+	2	0.495	0.761	0.010	0.765	0.746	0.005
Modal Y+	3	0.474	0.037	0.036	0.802	0.782	0.736

Como se muestra en la Tabla 41, el período fundamental tiene una masa participativa de 73.6% y es de 0.685s, mientras que el segundo modo tiene 76.1% con un periodo de 0.495s y por último el tercer modo tiene 73.6% con un periodo de 0.474s

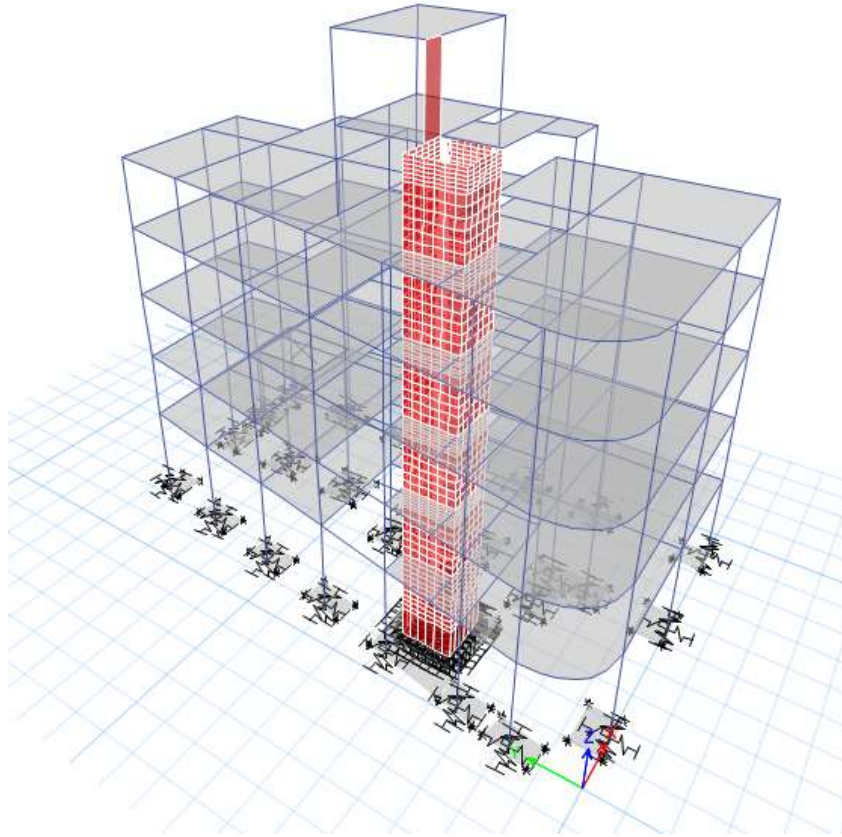
3.2.1.4. Edificio N°01 - (Modelo ASCE) con suelo de tipo S3


Ilustración 5 - Idealización con suelo flexible método ASCE, elaboración propia

Tabla 42 - Masa participativa con base flexible usando el modelo ASCE, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	0.749	0.005	0.749	0.005	0.749	0.058
Modal Y+	2	0.544	0.778	0.007	0.784	0.757	0.000
Modal Y+	3	0.517	0.010	0.021	0.794	0.778	0.762

Como se muestra en la Tabla 42, el período fundamental tiene una masa participativa de 74.9% y es de 0.749s, mientras que el segundo modo tiene 77.8% con un periodo de 0.544s y por último el tercer modo tiene 76.2% con un periodo de 0.517s

3.2.1.5. Edificio N°01 - (Modelo Barkan Savinov) con suelo de tipo S2

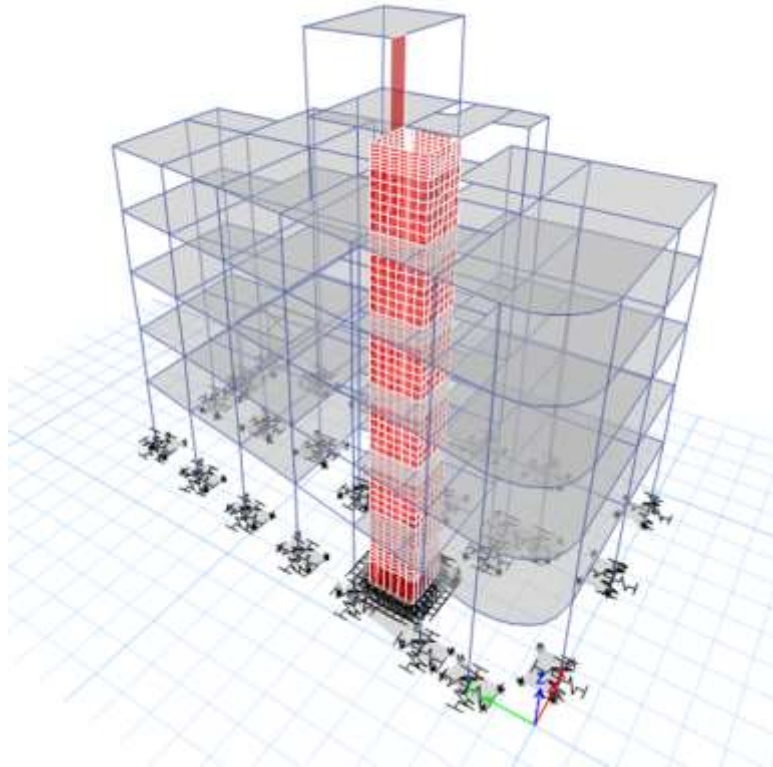


Ilustración 6 - Idealización con suelo intermedio método Barkan Savinov, elaboración propia

Tabla 43 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo Barkan Savinov, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	0.687	0.005	0.695	0.005	0.695	0.107
Modal Y+	2	0.508	0.721	0.017	0.726	0.711	0.013
Modal Y+	3	0.482	0.059	0.045	0.785	0.756	0.690

Como se muestra en la Tabla 43, el período fundamental tiene una masa participativa de 72.1% y es de 0.687s, mientras que el segundo modo tiene 69.5% con un periodo de 0.508s y por último el tercer modo tiene 69.0% con un periodo de 0.482s

3.2.1.6. Edificio N°01 - (Modelo Barkan Savinov) con suelo de tipo S3

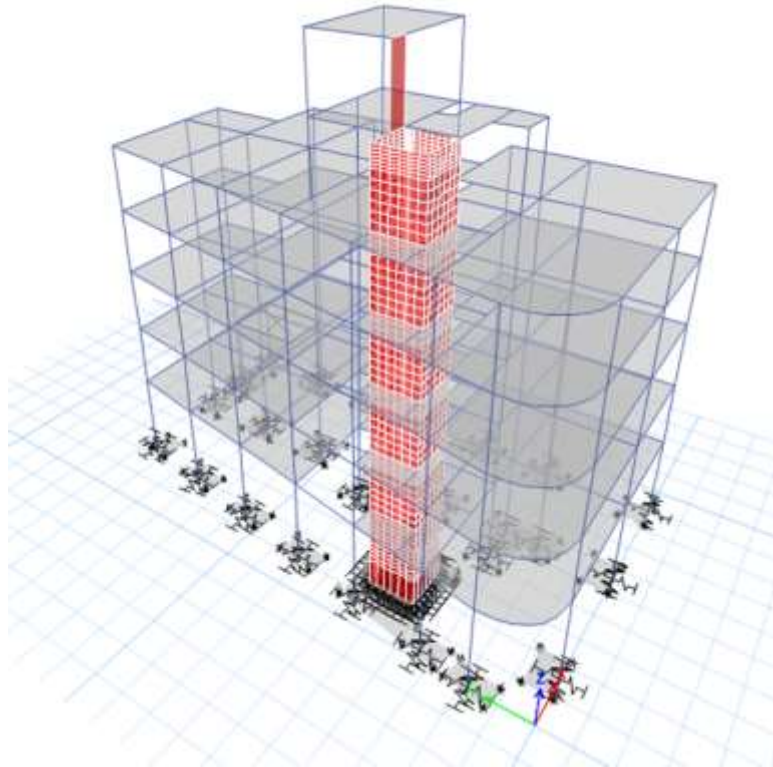


Ilustración 7 - Idealización con suelo flexible método Barkan Savinov, elaboración propia

Tabla 44 - Masa participativa con base flexible usando el modelo Barkan Savinov, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	0.700	0.006	0.705	0.006	0.705	0.098
Modal Y+	2	0.520	0.743	0.014	0.749	0.719	0.006
Modal Y+	3	0.494	0.041	0.042	0.790	0.761	0.709

Como se muestra en la Tabla 44, el período fundamental tiene una masa participativa de 70.5% y es de 0.700s, mientras que el segundo modo tiene 74.3% con un periodo de 0.520s y por último el tercer modo tiene 70.9% con un periodo de 0.494s

3.2.1.7. Edificio N°01 - (Modelo de la Norma Rusa) con suelo de tipo S2

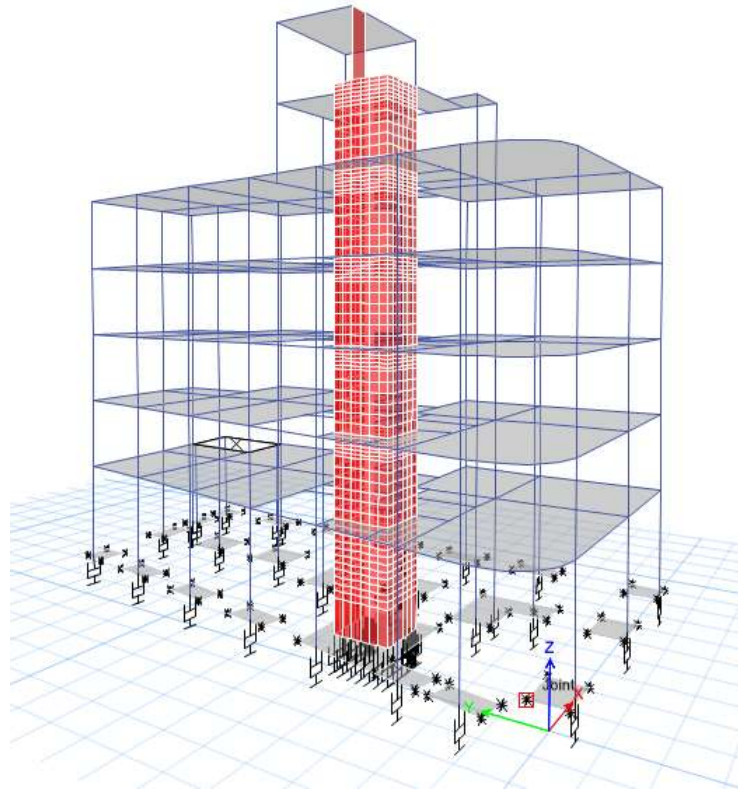


Ilustración 8 - Idealización con suelo intermedio a través del modelo de la Norma Rusa, elaboración propia

Tabla 45 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	0.831	0.012	0.775	0.012	0.775	0.060
Modal Y+	2	0.625	0.790	0.016	0.802	0.791	0.001
Modal Y+	3	0.574	0.023	0.019	0.824	0.810	0.795

Como se muestra en la Tabla 45, el período fundamental tiene una masa participativa de 77.5% y es de 0.831s, mientras que el segundo modo tiene 79.0% con un periodo de 0.625s y por último el tercer modo tiene 79.5% con un periodo de 0.574s

3.2.1.8. Edificio N°01 - (Modelo de la Norma Rusa) con suelo de tipo S3

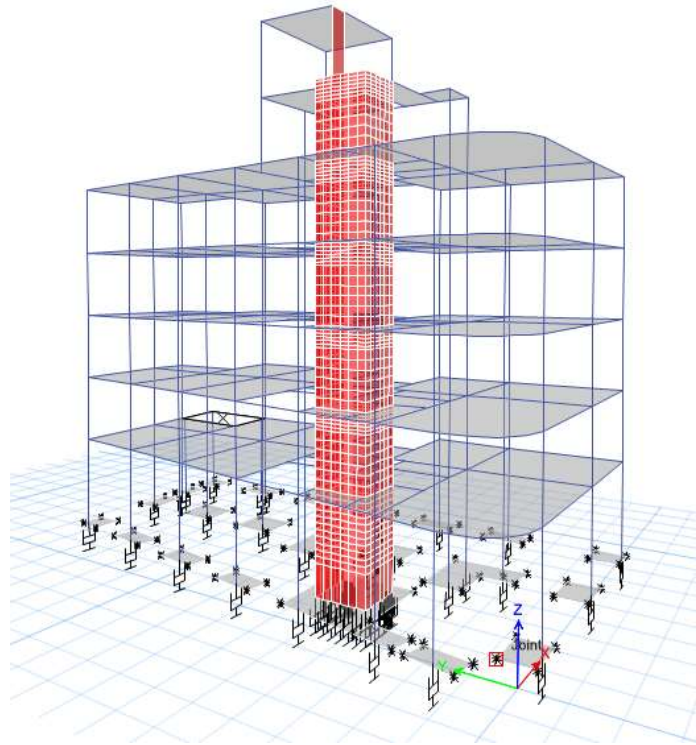


Ilustración 9 - Idealización con suelo flexible a través del modelo de la Norma Rusa, elaboración propia

Tabla 46 - Masa participativa con suelo flexible usando el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	0.831	0.012	0.775	0.012	0.775	0.060
Modal Y+	2	0.625	0.790	0.016	0.802	0.791	0.001
Modal Y+	3	0.574	0.023	0.019	0.824	0.810	0.795

Como se muestra en la Tabla 46, el período fundamental tiene una masa participativa de 77.5% y es de 0.831s, mientras que el segundo modo tiene 79.0% con un periodo de 0.625s y por último el tercer modo tiene 79.5% con un periodo de 0.574s

3.2.1.9. Resumen de resultados Edificio N°01

Los datos obtenidos anteriormente, se han resumido para su mejor interpretación en la siguiente tabla:

Tabla 47 - Comparación porcentual de los 3 primeros modos de vibración – suelo S2

Modelo	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz
Base Empotrada	100.00%	100.00%	100.00%
ASCE/SEI 41-17	116.50%	116.20%	122.48%
D. D. Barkan - O. A. Savinov	116.84%	119.25%	124.55%
Norma Rusa	141.33%	146.71%	148.32%

Tabla 48 - Comparación porcentual de los 3 primeros modos de vibración – suelo S3

Modelo	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz
Base Empotrada	100.00%	100.00%	100.00%
ASCE/SEI 41-17	127.38%	127.70%	133.59%
D. D. Barkan - O. A. Savinov	119.05%	122.07%	127.65%
Norma Rusa	141.33%	146.71%	148.32%

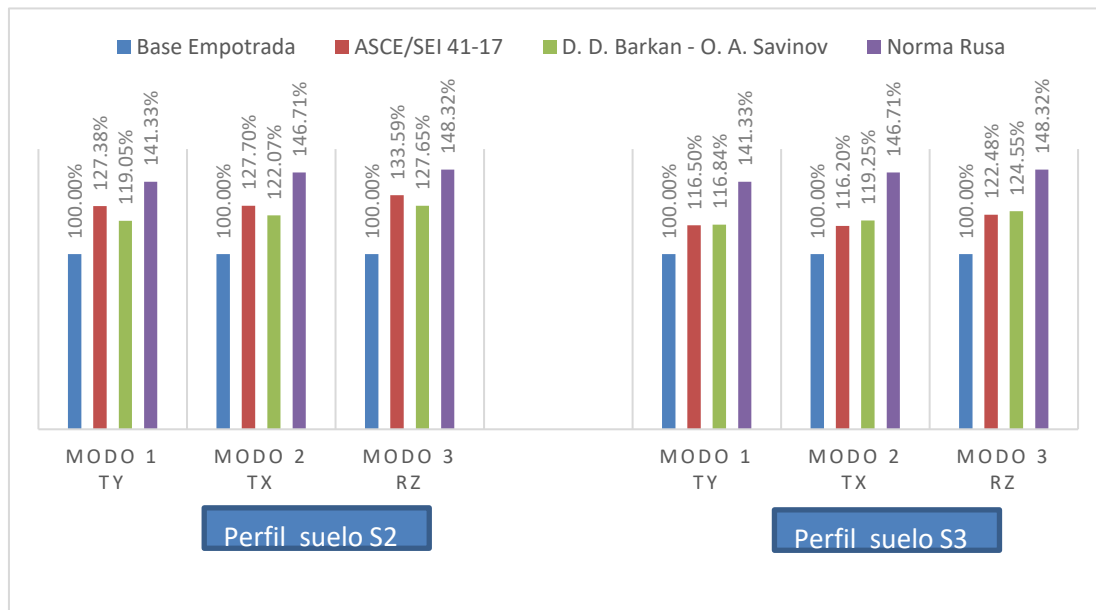


Figura 31 - Comparación de los 3 primeros modos de vibración del edificio n°01 para suelo s2 y s3

De acuerdo a los períodos se aprecia que entre el modelo ASCE y el de Barkan existe un margen de diferencia de 7%, pero a partir de la base empotrada (E030) con el mínimo período de los 3 modelos dinámicos con base flexible es de 19.048%, puesto que se está considerando los resortes en su base y generan su propio desplazamiento, de esta manera

crece el período; además, el período de la Norma Rusa es mucho mayor ya que considera amortiguamiento mas no resortes en las zapatas.

Tabla 49 - Comparación porcentual de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración para suelo S2

Modelo	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz
Base Empotrada	100.00%	100.00%	100.00%
ASCE/SEI 41-17	115.06%	138.25%	141.18%
D. D. Barkan - O. A. Savinov	108.63%	130.95%	132.23%
Norma Rusa	121.18%	143.53%	152.43%

Tabla 50 - Comparación porcentual de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración

Modelo	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz
Base Empotrada	100.00%	100.00%	100.00%
ASCE/SEI 41-17	117.19%	141.37%	146.11%
D. D. Barkan - O. A. Savinov	110.20%	135.00%	135.99%
Norma Rusa	121.18%	143.53%	152.43%

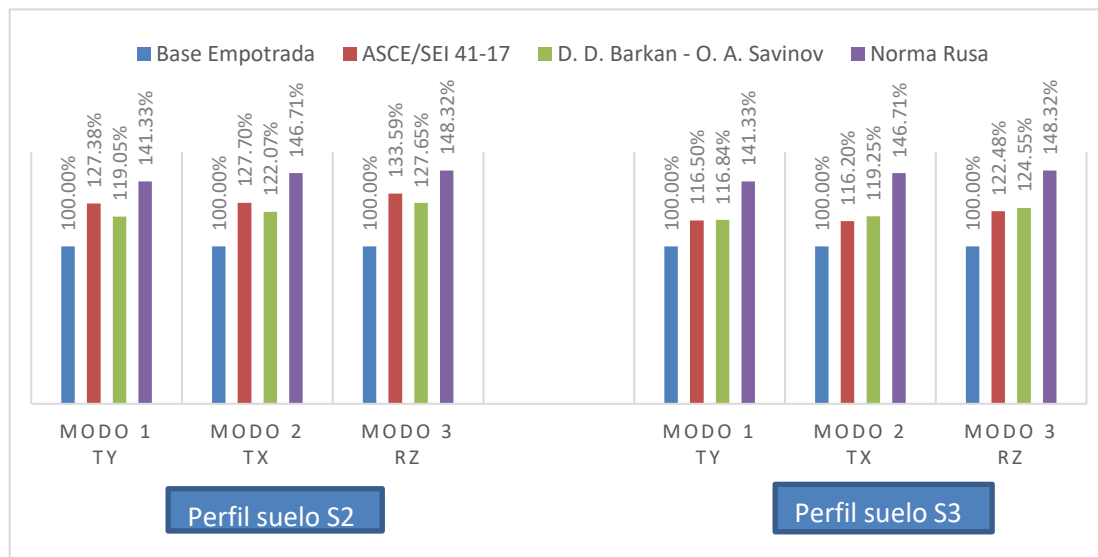


Figura 32 - Comparación de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración del edificio n°01 para suelo s2 y s3

3.2.2. Edificio N°02 - Análisis Sísmico con base rígida y base flexible para suelos S2 y S3

3.2.2.1. Análisis Sísmico Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes:

La Norma E.030 (2018) señala que cualquier edificación, sea regular o irregular, ubicado en la Zona Sísmica 1 puede analizarse mediante este método. Sin embargo, en las demás Zonas Sísmicas se establecen restricciones, como que sean regulares y que la altura no supere los 30 metros, o que para los sistemas de muros estructurales o albañilería (armada o confinada) no se supere la altura de 15 m, independientemente de si son regulares o irregulares.

En el presente trabajo de investigación, se ha realizado el análisis estático solo con fines comparativos, además del propósito de cumplir con el requisito de la Fuerza Cortante Mínima empleada para el análisis dinámico Modal – Espectral señalado en la Norma de Diseño Sismorresistente (art. 29.4), la cual establece que esta debe ser no menor al 80% de la cortante del análisis estático para edificios regulares o al 90% para edificios irregulares.

En la tabla N°51 se mostrará el resumen de carga acumulada que a medida que de pisos superior a inferior irá aumentando el peso de la edificación hasta llegar al peso total y por piso típico viene a ser la diferencia de peso entre niveles.

Tabla 51 - Medrado de carga por Nivel

Story	Load Case/Combo	Location	Peso Acumulado tonnef	Peso por Nivel tonnef
AZOTEA	100CM+25CV	Bottom	124.7533	124.753
TE-4	100CM+25CV	Bottom	278.9158	154.163
TE-3	100CM+25CV	Bottom	433.0783	154.163
TE-2	100CM+25CV	Bottom	587.2407	154.162
TE-1	100CM+25CV	Bottom	753.8712	166.631
PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN (P) =			753.8712	tonnef

Nota. En esta tabla se exponen los resultados del cálculo del medrado de cargas realizado mediante el programa ETABS v19, considerando la combinación del 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva como carga de servicio.

Seguidamente en la tabla N°52, se muestra el resumen los parámetros con los que se trabajó para el cálculo de la cortante basal estática

Tabla 52 - Análisis Sísmico Estático O De Fuerzas Estáticas Equivalentes con suelo intermedio (S2)

PARÁMETROS DE ANÁLISIS			DETERMINACIÓN	VALOR	
Z: Factor de zona		[ZONA 4]	Tabla 01 (E.030)	0.45	
U: Factor de uso o importancia		[CATEGORÍA C]	Tabla 03 (E.030)	1.00	
S: Factor de amplificación del suelo		[SUELO 2]	Tabla 04 (E.030)	1.05	
TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)		[SUELO 2]	Tabla 04 (E.030)	0.60	
TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)		[SUELO 2]	Tabla 05 (E.030)	2.00	
P: Peso Total de la Edificación (Tonnes)				753.87	
DIRECCIÓN X-X	TX: Periodo natural en la dirección X (s)			0.463	
	CX: Factor de amplificación sísmica en X		Art. 14 (E.030)	2.500	
	Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas		Tabla 07 (E.030)	7.000	
	IRREGULARIDADES EN ALTURA [Ia] X - X		Tabla 08 (E.030)	1.000	
	IRREGULARIDADES EN PLANTA [IP] X - X		Tabla 09 (E.030)	1.000	
	RX: Coeficiente de reducción sísmico en X		Art. 22 (E.030)	7.000	
	Cx/Rx =	Art. 14 (E.030)	>	0.11	CUMPLE
	VX: Fuerza cortante en la base en la dirección X -X (Tonnes)				127.216
DIRECCIÓN Y-Y	TY: Periodo natural en la dirección Y (s)			0.525	
	CY: Factor de amplificación sísmica en Y		Art. 14 (E.030)	2.500	
	Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas		Tabla 07 (E.030)	8.000	
	IRREGULARIDADES EN ALTURA [Ia] Y - Y		Tabla 08 (E.030)	1.000	
	IRREGULARIDADES EN PLANTA [IP] Y - Y		Tabla 09 (E.030)	1.000	
	RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y		Art. 22 (E.030)	8.000	
	Cy/Ry =	0.11	>	0.11	CUMPLE
	VX: Fuerza cortante en la base en la dirección Y -Y (Tonnes)				111.314

Nota: Se consideró un sistema tipo pórtico al inicio para el cálculo de la cortante basal, seguidamente para el análisis dinámico y determinación del porcentaje de cortante en placas y columnas se corregirá el Ro.

Para la distribución de las fuerzas horizontales equivalentes por entrepiso, se realizó, en primer lugar, el cálculo de la cortante basal, luego se calculó el factor de distribución de fuerza sísmica en altura “ α ” para cada nivel de entrepiso, los cuales se multiplicaron, finalmente, por el peso sísmico del edificio que se obtuvo a partir del metrado de cargas. Cabe señalar que en ambas direcciones de análisis se determinaron los mismos coeficientes de

reducción, siendo $R_x = R_y$, de modo que la cortante basal será la misma en los dos sentidos de análisis, tanto para la dirección en el eje X como para el eje Y.

Tabla 53 – Coeficientes de asignación para el cálculo manual y también en Etabs

AUTO LATERAL LOAD USER COEFFICIENT	
* Para T menor o igual a 0.5 segundos:	$K = 1$
* Para T mayor a 0.5 segundos:	$K = (0.75 + 0.5T) < 2.0$
DIRECCIÓN X - X	
K: Exponente relacionado con el período fundamental (Building Height Exp.)	1.000
C: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_x / R_x$	0.16875
DIRECCIÓN Y - Y	
K: Exponente relacionado con el período fundamental (Building Height Exp.)	1.013
C: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_y / R_y$	0.14766

Nota. En esta tabla se puede apreciar el procedimiento para el cálculo del coeficiente de carga lateral, el cual está en función del periodo de vibración de la estructura; así como los coeficientes de cortante basal tanto para la dirección de análisis XX como YY.

Tabla 54 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en X

Techo	Altura Acum. (hi)	Peso por Piso (Pi)	$P_i * h_i^k$	α	Fuerza actuante en el CM (Fi)
AZOTEA	13.50	124.75	1684.17	0.27	34.57
TE-4	11.00	154.16	1695.79	0.27	34.80
TE-3	8.50	154.16	1310.38	0.21	26.89
TE-2	6.00	154.16	924.97	0.15	18.98
TE-1	3.50	166.63	583.21	0.09	11.97
SUMATORIA		753.87	6198.52	1.00	127.22

Tabla 55 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en Y

Techo	Altura Acum. (hi)	Peso por Piso (Pi)	$P_i * h_i^k$	α	Fuerza actuante en el CM (Fi)
AZOTEA	13.50	124.75	1739.86	0.27	30.40
TE-4	11.00	154.16	1747.39	0.27	30.53
TE-3	8.50	154.16	1345.91	0.21	23.51
TE-2	6.00	154.16	945.92	0.15	16.53
TE-1	3.50	166.63	592.41	0.09	10.35
SUMATORIA		753.87	6371.49	1.00	111.31

Tal como se muestra en las tablas 54 y 55, el Edificio 02 presenta un peso típico de entre 166 y 154 toneladas, en promedio, variando sustancialmente, en el último nivel (azotea), en donde se estima un peso de más de 124 toneladas. Asimismo, el valor de la cortante estática calculada es de 113.31 Ton.

Tabla 56 - Análisis Sísmico Estático O De Fuerzas Estáticas Equivalentes con suelo flexible (S3)

PARÁMETROS DE ANÁLISIS			DETERMINACIÓN	VALOR	
Z: Factor de zona	[ZONA 4]		Tabla 01 (E.030)	0.45	
U: Factor de uso o importancia	[CATEGORÍA C]		Tabla 03 (E.030)	1.00	
S: Factor de amplificación del suelo	[SUELO 3]		Tabla 04 (E.030)	1.10	
TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)	[SUELO 3]		Tabla 04 (E.030)	1.00	
TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)	[SUELO 3]		Tabla 05 (E.030)	1.60	
P: Peso Total de la Edificación (Tonnet)				753.87	
DIRECCIÓN X-X	TX: Periodo natural en la dirección X (s)			0.463	
	CX: Factor de amplificación sísmica en X		Art. 14 (E.030)	2.500	
	Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas		Tabla 07 (E.030)	7.000	
	IRREGULARIDADES EN ALTURA [Ia] X - X		Tabla 08 (E.030)	1.000	
	IRREGULARIDADES EN PLANTA [IP] X - X		Tabla 09 (E.030)	1.000	
	RX: Coeficiente de reducción sísmico en X		Art. 22 (E.030)	7.000	
	Cx/Rx =	0.36	>	0.11	CUMPLE
	VX: Fuerza cortante en la base en la dirección X -X (Tonnet)			133.274	
DIRECCIÓN Y-Y	TY: Periodo natural en la dirección Y (s)			0.525	
	CY: Factor de amplificación sísmica en Y		Art. 14 (E.030)	2.500	
	Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas		Tabla 07 (E.030)	8.000	
	IRREGULARIDADES EN ALTURA [Ia] Y - Y		Tabla 08 (E.030)	1.000	
	IRREGULARIDADES EN PLANTA [IP] Y - Y		Tabla 09 (E.030)	1.000	
	RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y		Art. 22 (E.030)	8.000	
	Cy/Ry =	0.31	>	0.11	CUMPLE
	VX: Fuerza cortante en la base en la dirección Y -Y (Tonnet)			116.614	

Nota: Se consideró un sistema tipo pórtico al inicio para el cálculo de la cortante basal, seguidamente para el análisis dinámico y determinación del porcentaje de cortante en placas y columnas se corregirá el Ro.

Para la distribución de las fuerzas horizontales equivalentes por entrepiso, se realizó, en primer lugar, el cálculo de la cortante basal, luego se calculó el factor de distribución de fuerza sísmica en altura “ α ” para cada nivel de entrepiso, los cuales se multiplicaron,

finalmente, por el peso sísmico del edificio que se obtuvo a partir del metrado de cargas. Cabe señalar que en ambas direcciones de análisis se determinaron los mismos coeficientes de reducción, siendo $R_x = R_y$, de modo que la cortante basal será la misma en los dos sentidos de análisis, tanto para la dirección en el eje X como para el eje Y.

Tabla 57 – Coeficientes de asignación para el cálculo manual y también en Etabs

AUTO LATERAL LOAD USER COEFFICIENT	
* Para T menor o igual a 0.5 segundos:	$K = 1$
* Para T mayor a 0.5 segundos:	$K = (0.75 + 0.5T) < 2.0$
DIRECCIÓN X - X	
K: Exponente relacionado con el período fundamental (Building Height Exp.)	1.000
C: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_x / R_x$	0.17679
DIRECCIÓN Y - Y	
K: Exponente relacionado con el período fundamental (Building Height Exp.)	1.013
C: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_y / R_y$	0.15469

Tabla 58 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en X

Techo	Altura Acum. (hi)	Peso por Piso (Pi)	$P_i * h_i^k$	α	Fuerza actuante en el CM (Fi)
AZOTEA	13.50	124.75	1684.17	0.27	36.21
TE-4	11.00	154.16	1695.79	0.27	36.46
TE-3	8.50	154.16	1310.38	0.21	28.17
TE-2	6.00	154.16	924.97	0.15	19.89
TE-1	3.50	166.63	583.21	0.09	12.54
SUMATORIA		753.87	6198.52	1.00	133.27

Tabla 59 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en Y

Techo	Altura Acum. (hi)	Peso por Piso (Pi)	$P_i * h_i^k$	α	Fuerza actuante en el CM (Fi)
AZOTEA	13.50	124.75	1739.86	0.27	31.84
TE-4	11.00	154.16	1747.39	0.27	31.98
TE-3	8.50	154.16	1345.91	0.21	24.63
TE-2	6.00	154.16	945.92	0.15	17.31
TE-1	3.50	166.63	592.41	0.09	10.84
SUMATORIA		753.87	6371.49	1.00	116.61

3.2.2.2. Edificio N°02 - (Modelo con base empotrada) con suelo de tipo S2 y S3

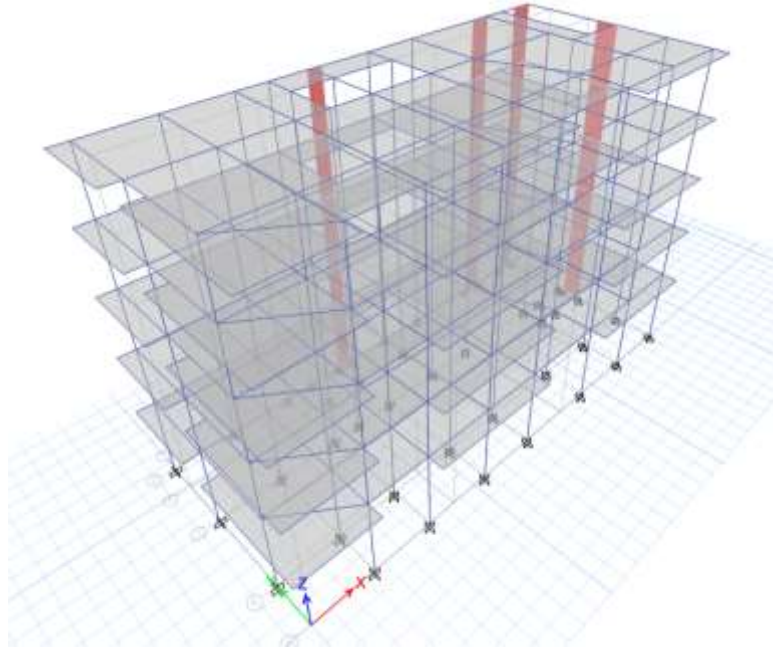


Ilustración 10 - Modelo idealizado 5 Niveles en Etabs, elaboración propia

Tabla 60 - Masa participativa del Edificio N°02 - con base empotrada, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal X-	1	0.525	0.590	0.037	0.590	0.037	0.365
Modal X-	2	0.463	0.061	0.816	0.651	0.852	0.002
Modal X-	3	0.403	0.209	0.033	0.860	0.885	0.498

Nota: Como se muestra en la Tabla 60, el período fundamental tiene una masa participativa de 59.0% y es de 0.525s, mientras que el segundo modo tiene 81.6% con un periodo de 0.463s y por último el tercer modo tiene 49.8% con un periodo de 0.403s

3.2.2.3. Edificio N°02 - (Modelo ASCE) con suelo de tipo S2

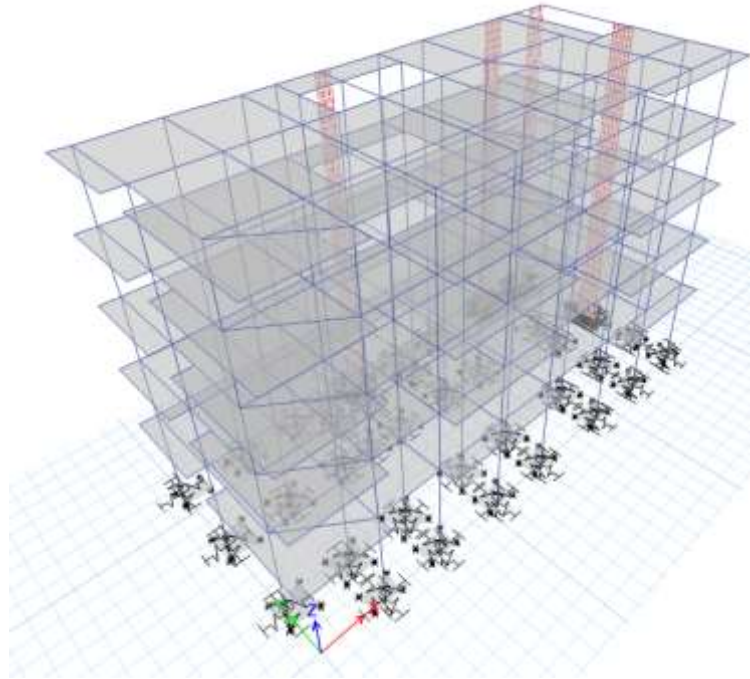


Ilustración 11 - Idealización con suelo intermedio método ASCE, elaboración propia

Tabla 61 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo ASCE, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal X-	1	0.626	0.616	0.001	0.616	0.001	0.367
Modal X-	2	0.576	0.003	0.867	0.619	0.868	0.002
Modal X-	3	0.511	0.245	0.004	0.864	0.872	0.499

Nota: Como se muestra en la Tabla 61, el período fundamental tiene una masa participativa de 61.6% y es de 0.626s, mientras que el segundo modo tiene 86.7% con un periodo de 0.583s y por último el tercer modo tiene 49.4% con un periodo de 0.515s

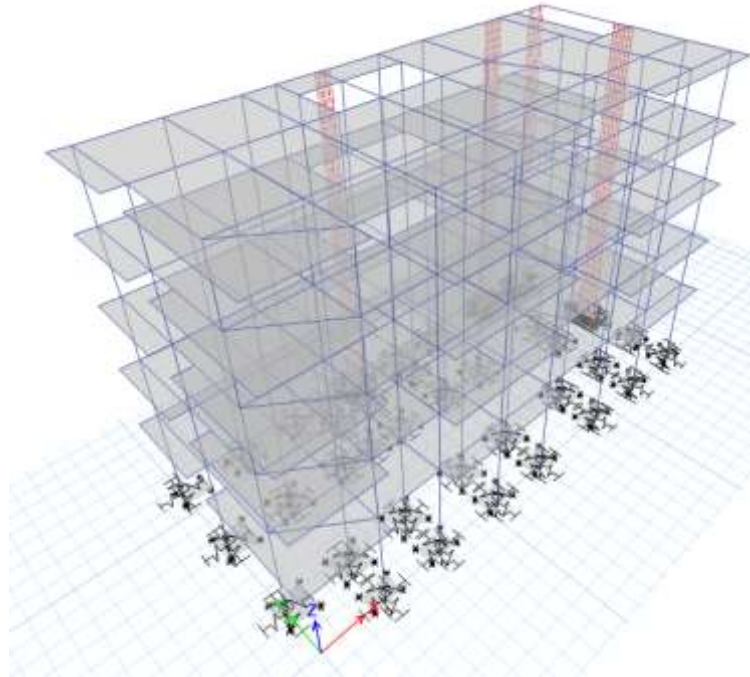
3.2.2.4. Edificio N°02 - (Modelo ASCE) con suelo de tipo S3


Ilustración 12 - Idealización con base flexible método ASCE, elaboración propia

Tabla 62 - Masa participativa con base flexible usando el modelo ASCE, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal X-	1	0.689	0.582	0.014	0.582	0.014	0.386
Modal X-	2	0.664	0.011	0.852	0.593	0.865	0.007
Modal X-	3	0.572	0.272	0.000	0.865	0.865	0.478

Nota: Como se muestra en la Tabla 62, el período fundamental tiene una masa participativa de 58.2% y es de 0.689s, mientras que el segundo modo tiene 85.2% con un periodo de 0.664s y por último el tercer modo tiene 47.8% con un periodo de 0.572s

3.2.2.5. Edificio N°02 - (Modelo Barkan Savinov) con suelo de tipo S2

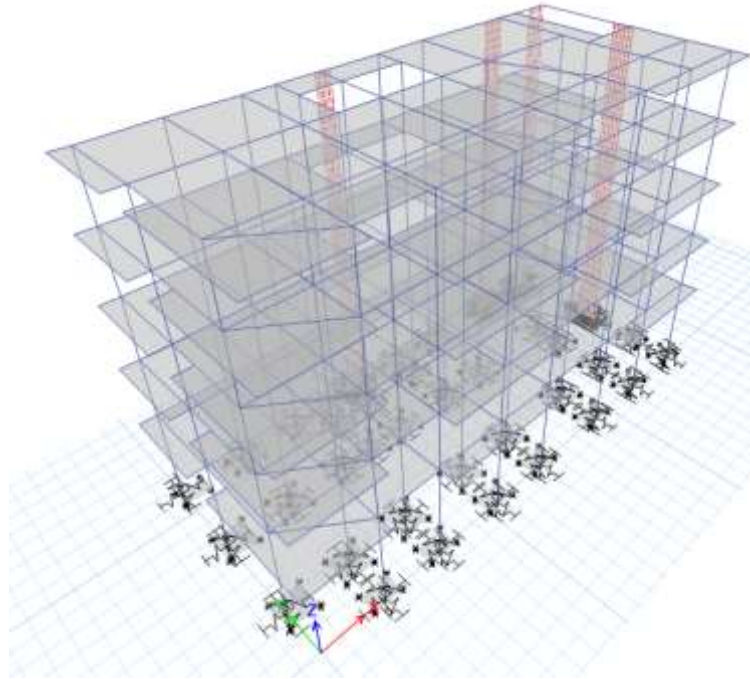


Ilustración 13 - Idealización con suelo intermedio por el modelo de Barkan S., elaboración propia

Tabla 63 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo Barkan S., elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal X-	1	0.660	0.610	0.001	0.610	0.001	0.376
Modal X-	2	0.605	0.000	0.871	0.610	0.872	0.002
Modal X-	3	0.539	0.256	0.000	0.866	0.872	0.495

Nota: Como se muestra en la Tabla 63, el período fundamental tiene una masa participativa de 61.0% y es de 0.660s, mientras que el segundo modo tiene 87.1% con un periodo de 0.605s y por último el tercer modo tiene 49.5% con un periodo de 0.539s

3.2.2.6. Edificio N°02 - (Modelo Barkan Savinov) con suelo de tipo S3

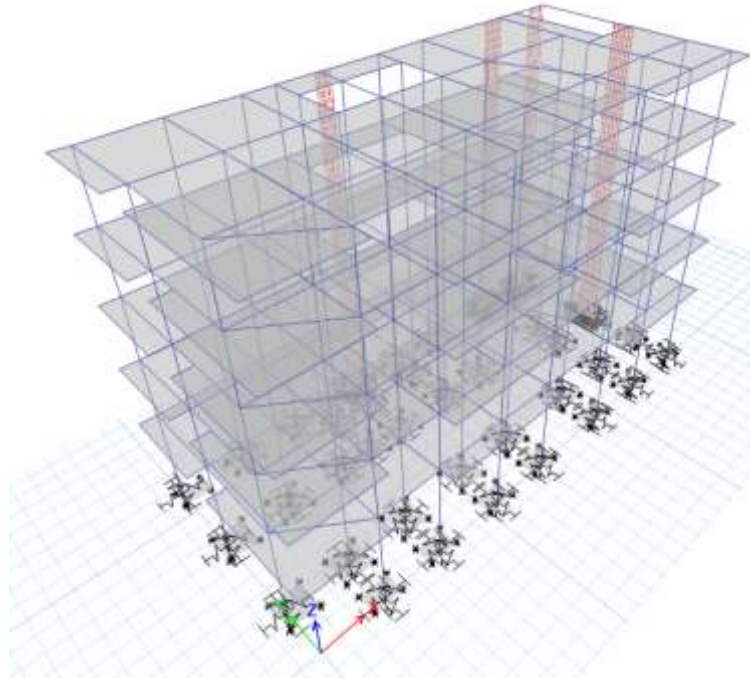


Ilustración 14 - Idealización con suelo flexible por el modelo de Barkan S., elaboración propia

Tabla 64 - Masa participativa con suelo flexible usando el modelo Barkan S., elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal X-	1	0.689	0.687	0.003	0.687	0.003	0.295
Modal X-	2	0.624	0.011	0.854	0.698	0.857	0.007
Modal X-	3	0.562	0.177	0.015	0.875	0.873	0.572

Nota: Como se muestra en la Tabla 64, el período fundamental tiene una masa participativa de 68.7% y es de 0.689s, mientras que el segundo modo tiene 85.4% con un periodo de 0.624s y por último el tercer modo tiene 57.2% con un periodo de 0.562s

3.2.2.7. Edificio N°02 - (Modelo de la Norma Rusa) con suelo de tipo S2

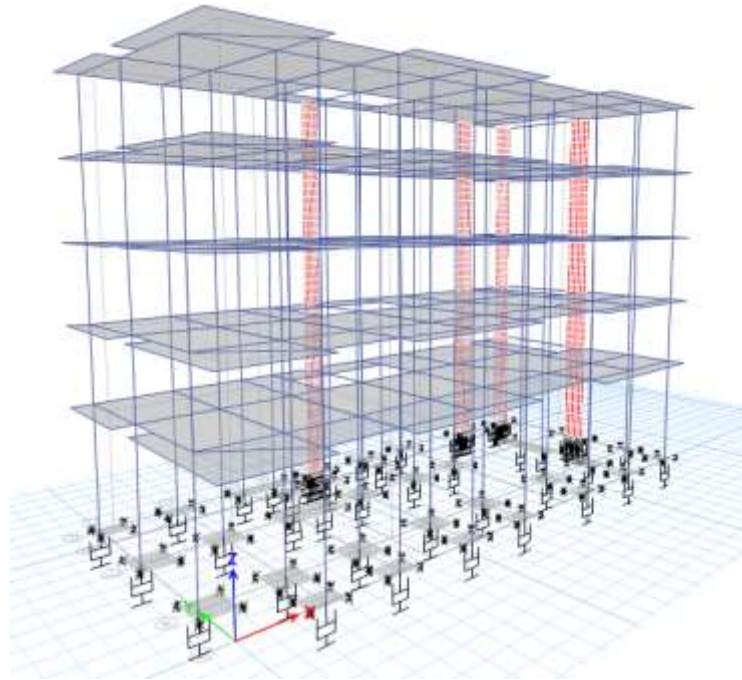


Ilustración 15 - Idealización con suelo intermedio por el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia

Tabla 65 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	0.866	0.016	0.805	0.016	0.805	0.139
Modal Y+	2	0.796	0.663	0.053	0.679	0.858	0.192
Modal Y+	3	0.688	0.206	0.025	0.885	0.882	0.555

Nota: Como se muestra en la Tabla 65, el período fundamental tiene una masa participativa de 80.5% y es de 0.866s, mientras que el segundo modo tiene 66.3% con un periodo de 0.796s y por último el tercer modo tiene 55.5% con un periodo de 0.688s

3.2.2.8. Edificio N°02 - (Modelo de la Norma Rusa) con suelo de tipo S3

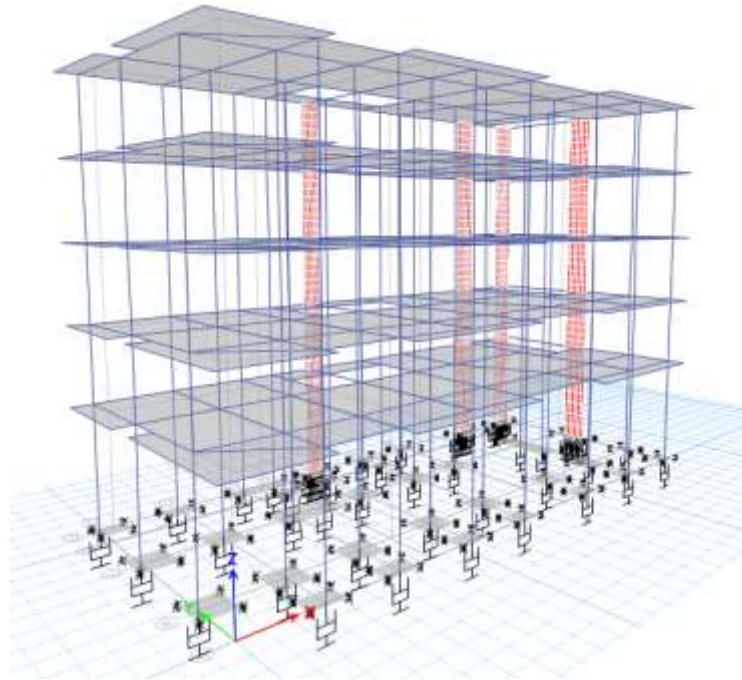


Ilustración 16 - Idealización con suelo flexible por el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia

Tabla 66 - Masa participativa con suelo flexible usando el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	1.052	0.001	0.858	0.001	0.858	0.059
Modal Y+	2	0.903	0.716	0.007	0.717	0.865	0.206
Modal Y+	3	0.766	0.169	0.009	0.886	0.873	0.622

Nota: Como se muestra en la Tabla 66, el período fundamental tiene una masa participativa de 85.8% y es de 1.052s, mientras que el segundo modo tiene 71.6% con un periodo de 0.90.s y por último el tercer modo tiene 62.2% con un periodo de 0.766s

3.2.2.9. Resumen resultados Edificio N°02

De acuerdo a los períodos se aprecia que entre el modelo ASCE y el de Barkan existe un margen de diferencia de 0% en el periodo fundamental, pero a partir de la base empotrada (E030) con el mínimo período de los 3 modelos dinámicos con base flexible es de 31.24%, puesto que se está considerando los resortes en su base y generan su propio desplazamiento,

de esta manera crece el período; además, el período de la Norma Rusa es mucho mayor ya que considera amortiguamiento mas no resortes en las zapatas.

Tabla 67 - Comparación porcentual de los 3 primeros modos de vibración – suelo S2

Modelo	Modo 1 Tx	Modo 2 Ty	Modo 3 Rz
Base Empotrada	100.00%	100.00%	100.00%
ASCE/SEI 41-17	120.00%	125.92%	127.79%
D. D. Barkan - O. A. Savinov	125.71%	130.67%	133.75%
Norma Rusa	164.95%	171.92%	170.72%

Tabla 68 - Comparación porcentual de los 3 primeros modos de vibración – suelo S3

Modelo	Modo 1 Tx	Modo 2 Ty	Modo 3 Rz
Base Empotrada	100.00%	100.00%	100.00%
ASCE/SEI 41-17	103.51%	106.51%	99.08%
D. D. Barkan - O. A. Savinov	103.32%	106.83%	99.36%
Norma Rusa	136.38%	81.23%	111.42%

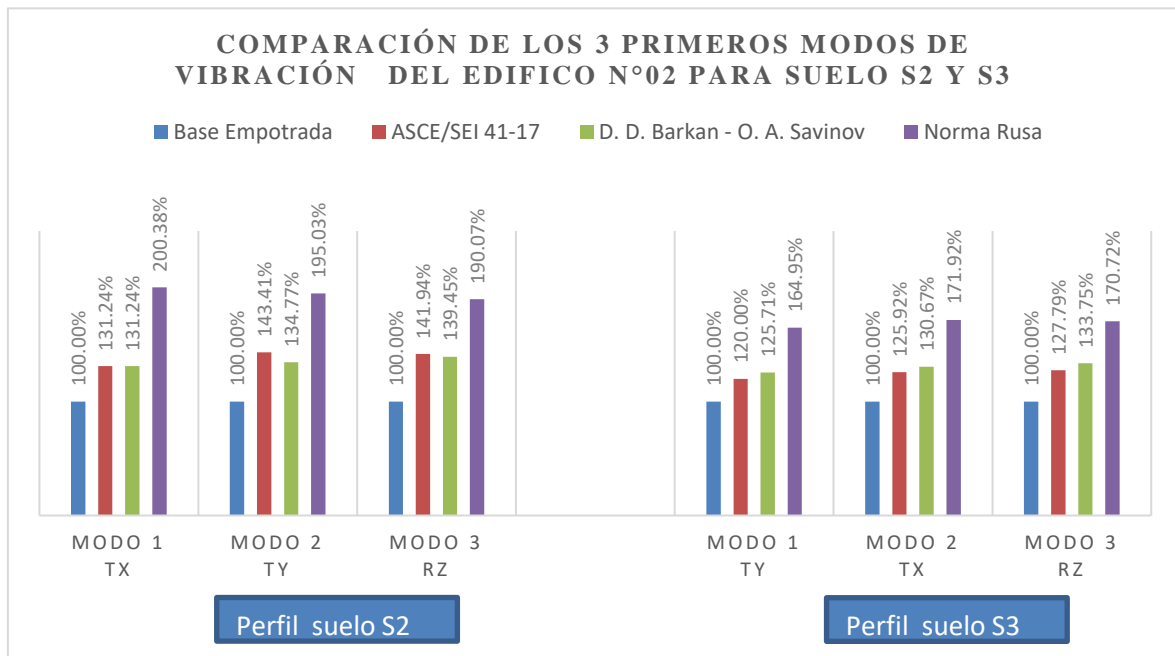


Figura 33 - Comparación de los 3 primeros modos de vibración del edificio n°02 para suelo s2 y s3

Tabla 69 - Comparación porcentual de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración para suelo S2

Modelo	Modo 1 Tx	Modo 2 Ty	Modo 3 Rz
Base Empotrada	100.00%	100.00%	100.00%
ASCE/SEI 41-17	115.06%	138.25%	141.18%
D. D. Barkan - O. A. Savinov	108.63%	130.95%	132.23%
Norma Rusa	121.18%	143.53%	152.43%

Tabla 70 - Comparación porcentual de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración

Modelo	Modo 1 Tx	Modo 2 Ty	Modo 3 Rz
Base Empotrada	100.00%	100.00%	100.00%
ASCE/SEI 41-17	117.19%	141.37%	146.11%
D. D. Barkan - O. A. Savinov	110.20%	135.00%	135.99%
Norma Rusa	121.18%	143.53%	152.43%

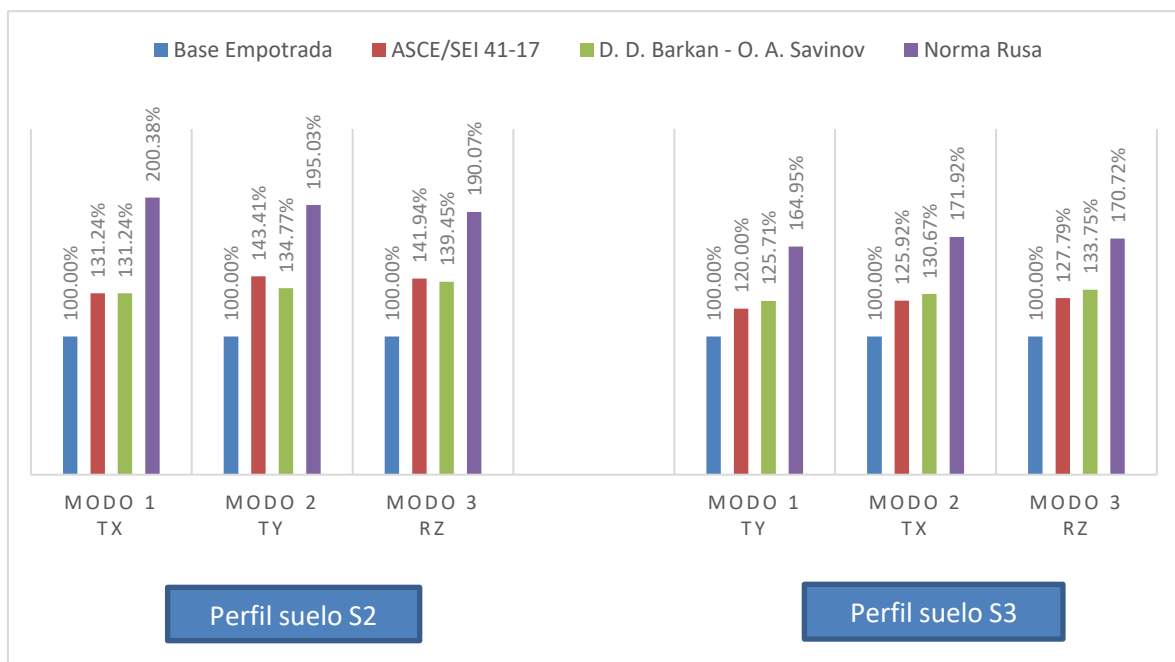


Figura 34 - Comparación de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración del edificio n°02 para suelo s2 y s3

3.2.3. Edificio N°03 - Análisis Sísmico con base rígida y base flexible para suelos S2 y S3

3.2.3.1. Análisis Sísmico Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes:

La Norma E.030 (2018) señala que cualquier edificación, sea regular o irregular, ubicado en la Zona Sísmica 1 puede analizarse mediante este método. Sin embargo, en las demás Zonas Sísmicas se establecen restricciones, como que sean regulares y que la altura no supere los 30 metros, o que para los sistemas de muros estructurales o albañilería (armada o confinada) no se supere la altura de 15 m, independientemente de si son regulares o irregulares.

En el presente trabajo de investigación, se ha realizado el análisis estático solo con fines comparativos, además del propósito de cumplir con el requisito de la Fuerza Cortante Mínima empleada para el análisis dinámico Modal – Espectral señalado en la Norma de Diseño Sismorresistente (art. 29.4), la cual establece que esta debe ser no menor al 80% de la cortante del análisis estático para edificios regulares o al 90% para edificios irregulares.

En la tabla N°71 se mostrará el resumen de carga acumulada que a medida que de pisos superior a inferior irá aumentando el peso de la edificación hasta llegar al peso total y por piso típico viene a ser la diferencia de peso entre niveles.

Tabla 71 - Medrado de carga por Nivel

Story	Load Case/Combo	Location	Peso Acumulado tonnef	Peso por Nivel tonnef
Story9	100CM+25CV	Bottom	239.7664	239.766
Story8	100CM+25CV	Bottom	527.0338	287.267
Story7	100CM+25CV	Bottom	814.3012	287.267
Story6	100CM+25CV	Bottom	1101.5686	287.267
Story5	100CM+25CV	Bottom	1388.836	287.267
Story4	100CM+25CV	Bottom	1676.1034	287.267
Story3	100CM+25CV	Bottom	1963.3708	287.267
Story2	100CM+25CV	Bottom	2253.0425	289.672
Story1	100CM+25CV	Bottom	2551.4093	298.367
PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN (P) =			2551.4093	tonnef

Nota. En esta tabla se exponen los resultados del cálculo del metrado de cargas realizado mediante el programa ETABS v19, considerando la combinación del 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva como carga de servicio.

Seguidamente en la tabla N°72, se muestra el resumen los parámetros con los que se trabajó para el cálculo de la cortante basal estática

Tabla 72 - Análisis Sísmico Estático O De Fuerzas Estáticas Equivalentes con suelo intermedio (S2)

PARÁMETROS DE ANÁLISIS			DETERMINACIÓN	VALOR
Z: Factor de zona	[ZONA 4]		Tabla 01 (E.030)	0.45
U: Factor de uso o importancia	[CATEGORÍA C]		Tabla 03 (E.030)	1.00
S: Factor de amplificación del suelo	[SUELO 2]		Tabla 04 (E.030)	1.05
TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)	[SUELO 2]		Tabla 04 (E.030)	0.60
TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)	[SUELO 2]		Tabla 05 (E.030)	2.00
P: Peso Total de la Edificación (Tonnes)				2551.41
DIRECCIÓN X-X	TX: Periodo natural en la dirección X (s)			0.727
	CX: Factor de amplificación sísmica en X			Art. 14 (E.030)
	Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas			Tabla 07 (E.030)
	IRREGULARIDADES EN ALTURA [Ia] X - X			Tabla 08 (E.030)
	IRREGULARIDADES EN PLANTA [IP] X - X			Tabla 09 (E.030)
	RX: Coeficiente de reducción sísmico en X			Art. 22 (E.030)
	Cx/Rx =	0.34	>	0.11
	VX: Fuerza cortante en la base en la dirección X -X (Tonnes)			414.560
DIRECCIÓN Y-Y	TY: Periodo natural en la dirección Y (s)			0.798
	CY: Factor de amplificación sísmica en Y			Art. 14 (E.030)
	Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas			Tabla 07 (E.030)
	IRREGULARIDADES EN ALTURA [Ia] Y - Y			Tabla 08 (E.030)
	IRREGULARIDADES EN PLANTA [IP] Y - Y			Tabla 09 (E.030)
	RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y			Art. 22 (E.030)
	Cy/Ry =	0.31	>	0.11
	VX: Fuerza cortante en la base en la dirección Y -Y (Tonnes)			377.676

Nota: Se consideró un sistema tipo pórtico al inicio para el cálculo de la cortante basal, seguidamente para el análisis dinámico y determinación del porcentaje de cortante en placas y columnas se corregirá el Ro.

Para la distribución de las fuerzas horizontales equivalentes por entrepiso, se realizó, en primer lugar, el cálculo de la cortante basal, luego se calculó el factor de distribución de

fuerza sísmica en altura “ α ” para cada nivel de entrepiso, los cuales se multiplicaron, finalmente, por el peso sísmico del edificio que se obtuvo a partir del metrado de cargas. Cabe señalar que en ambas direcciones de análisis se determinaron los mismos coeficientes de reducción, siendo $R_x = R_y$, de modo que la cortante basal será la misma en los dos sentidos de análisis, tanto para la dirección en el eje X como para el eje Y.

Tabla 73 – Coeficientes de asignación para el cálculo manual y también en Etabs

AUTO LATERAL LOAD USER COEFFICIENT	
* Para T menor o igual a 0.5 segundos:	$K = 1$
* Para T mayor a 0.5 segundos:	$K = (0.75 + 0.5T) < 2.0$
DIRECCIÓN X - X	
K: Exponente relacionado con el período fundamental (Building Height Exp.)	1.114
C: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_x / R_x$	0.16248
DIRECCIÓN Y - Y	
K: Exponente relacionado con el período fundamental (Building Height Exp.)	1.149
C: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_y / R_y$	0.14803

Nota. En esta tabla se puede apreciar el procedimiento para el cálculo del coeficiente de carga lateral, el cual está en función del periodo de vibración de la estructura; así como los coeficientes de cortante basal tanto para la dirección de análisis XX como YY.

Tabla 74 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en X

Techo	Altura Acum. (hi)	Peso por Piso (Pi)	$P_i * h_i^k$	α	Fuerza actuante en el CM (Fi)
Story9	27.85	239.77	9740.95	0.177	73.26
Story8	24.85	287.27	10279.74	0.186	77.31
Story7	21.85	287.27	8907.70	0.162	66.99
Story6	18.85	287.27	7556.93	0.137	56.83
Story5	15.85	287.27	6230.44	0.113	46.86
Story4	12.85	287.27	4932.31	0.089	37.09
Story3	9.85	287.27	3668.41	0.067	27.59
Story2	6.85	289.67	2468.58	0.045	18.57
Story1	3.85	298.37	1338.63	0.024	10.07
SUMATORIA		2551.41	55123.69	1.00	414.56

Tabla 75 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en Y

Techo	Altura Acum. (hi)	Peso por Piso (Pi)	$Pi * hi^k$	α	Fuerza actuante en el CM (Fi)
Story9	27.85	239.77	10962.07	0.179	67.75
Story8	24.85	287.27	11521.69	0.189	71.21
Story7	21.85	287.27	9938.39	0.163	61.42
Story6	18.85	287.27	8387.24	0.137	51.84
Story5	15.85	287.27	6872.58	0.112	42.48
Story4	12.85	287.27	5400.28	0.088	33.38
Story3	9.85	287.27	3978.73	0.065	24.59
Story2	6.85	289.67	2643.11	0.043	16.34
Story1	3.85	298.37	1404.25	0.023	8.68
SUMATORIA		2551.41	61108.34	1.00	377.68

Tal como se muestra en las tablas 74 y 75, el Edificio 03 presenta un peso típico de entre 287 y 298 toneladas, en promedio, variando sustancialmente, en el último nivel, en donde el peso se reduce hasta casi 240 toneladas. Asimismo, el valor de la cortante estática calculada es de 377.68 Ton.

Tabla 76 - Análisis Sísmico Estático O De Fuerzas Estáticas Equivalentes con suelo flexible (S3)

PARÁMETROS DE ANÁLISIS			DETERMINACIÓN	VALOR	
Z: Factor de zona		[ZONA 4]	Tabla 01 (E.030)	0.45	
U: Factor de uso o importancia		[CATEGORÍA C]	Tabla 03 (E.030)	1.00	
S: Factor de amplificación del suelo		[SUELO 3]	Tabla 04 (E.030)	1.10	
TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)		[SUELO 3]	Tabla 04 (E.030)	1.00	
TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)		[SUELO 3]	Tabla 05 (E.030)	1.60	
P: Peso Total de la Edificación (Tonnef)				763.97	
DIRECCIÓN X-X	TX: Periodo natural en la dirección X (s)			0.727	
	CX: Factor de amplificación sísmica en X		Art. 14 (E.030)	2.500	
	Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas		Tabla 07 (E.030)	6.000	
	IRREGULARIDADES EN ALTURA [Ia] X - X		Tabla 08 (E.030)	1.000	
	IRREGULARIDADES EN PLANTA [IP] X - X		Tabla 09 (E.030)	1.000	
	RX: Coeficiente de reducción sísmico en X		Art. 22 (E.030)	6.000	
	Cx/Rx =	0.42	>	0.11	CUMPLE
	VX: Fuerza cortante en la base en la dirección X -X (Tonnef)				526.228
DIRECCIÓN Y	TY: Periodo natural en la dirección Y (s)			0.798	
	CY: Factor de amplificación sísmica en Y		Art. 14 (E.030)	2.500	
	Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas		Tabla 07 (E.030)	6.000	

IRREGULARIDADES EN ALTURA [Ia] Y - Y			Tabla 08 (E.030)	1.000
IRREGULARIDADES EN PLANTA [IP] Y - Y			Tabla 09 (E.030)	1.000
RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y			Art. 22 (E.030)	6.000
Cy/Ry =	0.42	>	0.11	CUMPLE
VX: Fuerza cortante en la base en la dirección Y -Y (Tonnes)				526.228

Nota: Se consideró un sistema tipo pórtico al inicio para el cálculo de la cortante basal, seguidamente para el análisis dinámico y determinación del porcentaje de cortante en placas y columnas se corregirá el Ro.

Para la distribución de las fuerzas horizontales equivalentes por entrepiso, se realizó, en primer lugar, el cálculo de la cortante basal, luego se calculó el factor de distribución de fuerza sísmica en altura “ α ” para cada nivel de entrepiso, los cuales se multiplicaron, finalmente, por el peso sísmico del edificio que se obtuvo a partir del metrado de cargas. Cabe señalar que en ambas direcciones de análisis se determinaron los mismos coeficientes de reducción, siendo $R_x = R_y$, de modo que la cortante basal será la misma en los dos sentidos de análisis, tanto para la dirección en el eje X como para el eje Y.

Tabla 77 – Coeficientes de asignación para el cálculo manual y también en Etabs

AUTO LATERAL LOAD USER COEFFICIENT	
* Para T menor o igual a 0.5 segundos:	$K = 1$
* Para T mayor a 0.5 segundos:	$K = (0.75 + 0.5T) < 2.0$
DIRECCIÓN X - X	
K: Exponente relacionado con el período fundamental (Building Height Exp.)	1.114
C: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_x / R_x$	0.20625
DIRECCIÓN Y - Y	
K: Exponente relacionado con el período fundamental (Building Height Exp.)	1.149
C: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_y / R_y$	0.20625

Tabla 78 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en X

Techo	Altura Acum. (hi)	Peso por Piso (Pi)	$P_i * h_i^k$	α	Fuerza actuante en el CM (Fi)
Story9	27.85	239.77	9740.95	0.177	92.99
Story8	24.85	287.27	10279.74	0.186	98.13
Story7	21.85	287.27	8907.70	0.162	85.04
Story6	18.85	287.27	7556.93	0.137	72.14
Story5	15.85	287.27	6230.44	0.113	59.48
Story4	12.85	287.27	4932.31	0.089	47.09
Story3	9.85	287.27	3668.41	0.067	35.02
Story2	6.85	289.67	2468.58	0.045	23.57
Story1	3.85	298.37	1338.63	0.024	12.78
SUMATORIA		2551.41	55123.69	1.00	526.23

Tabla 79 - Distribución de Fuerzas Estáticas Equivalentes en Y

Techo	Altura Acum. (hi)	Peso por Piso (Pi)	$P_i * h_i^k$	α	Fuerza actuante en el CM (Fi)
Story9	27.85	239.77	10962.07	0.179	94.40
Story8	24.85	287.27	11521.69	0.189	99.22
Story7	21.85	287.27	9938.39	0.163	85.58
Story6	18.85	287.27	8387.24	0.137	72.23
Story5	15.85	287.27	6872.58	0.112	59.18
Story4	12.85	287.27	5400.28	0.088	46.50
Story3	9.85	287.27	3978.73	0.065	34.26
Story2	6.85	289.67	2643.11	0.043	22.76
Story1	3.85	298.37	1404.25	0.023	12.09
SUMATORIA		2551.41	61108.34	1.00	526.23

3.2.3.2. Edificio N°03 - (Modelo con base empotrada) con tipo de suelo S2 y S3

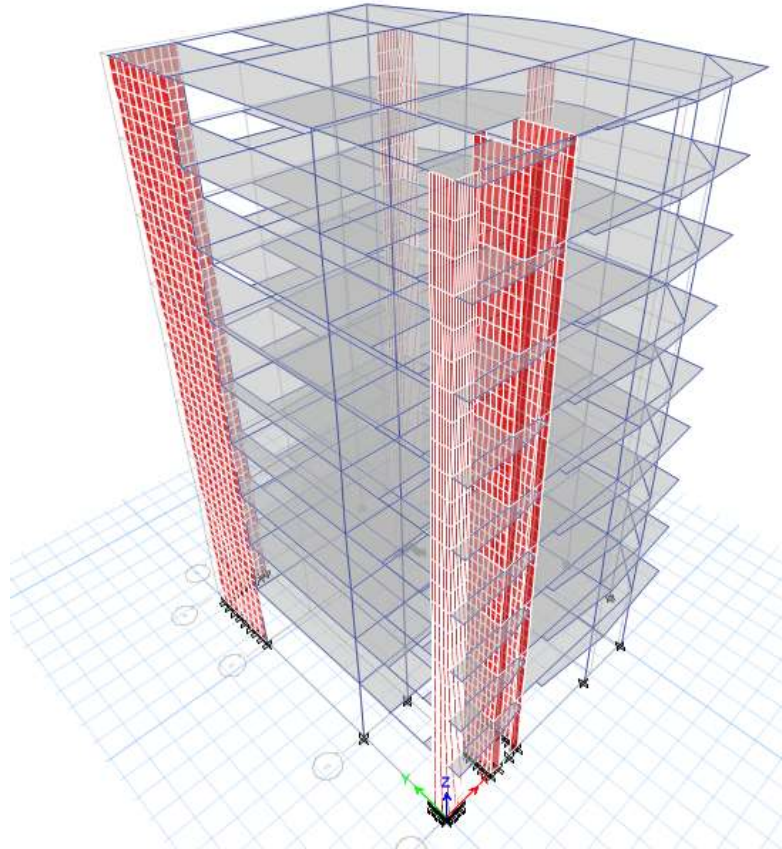


Ilustración 17 - Modelo idealizado del Edificio N°03 - en Etabs, elaboración propia

Tabla 80 - Masa participativa de acuerdo a los modos de vibración con base empotrada, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	0.798	0.004	0.652	0.004	0.652	0.222
Modal Y+	2	0.727	0.754	0.012	0.758	0.664	0.053
Modal Y+	3	0.461	0.022	0.104	0.780	0.768	0.521

Nota: Como se muestra en la Tabla 80, el período fundamental tiene una masa participativa de 65.2% y es de 0.798s, mientras que el segundo modo tiene 75.4% con un periodo de 0.727s y por último el tercer modo tiene 52.1% con un periodo de 0.461s

3.2.3.3. Edificio N°03 - (Modelo ASCE) con suelo de tipo S2

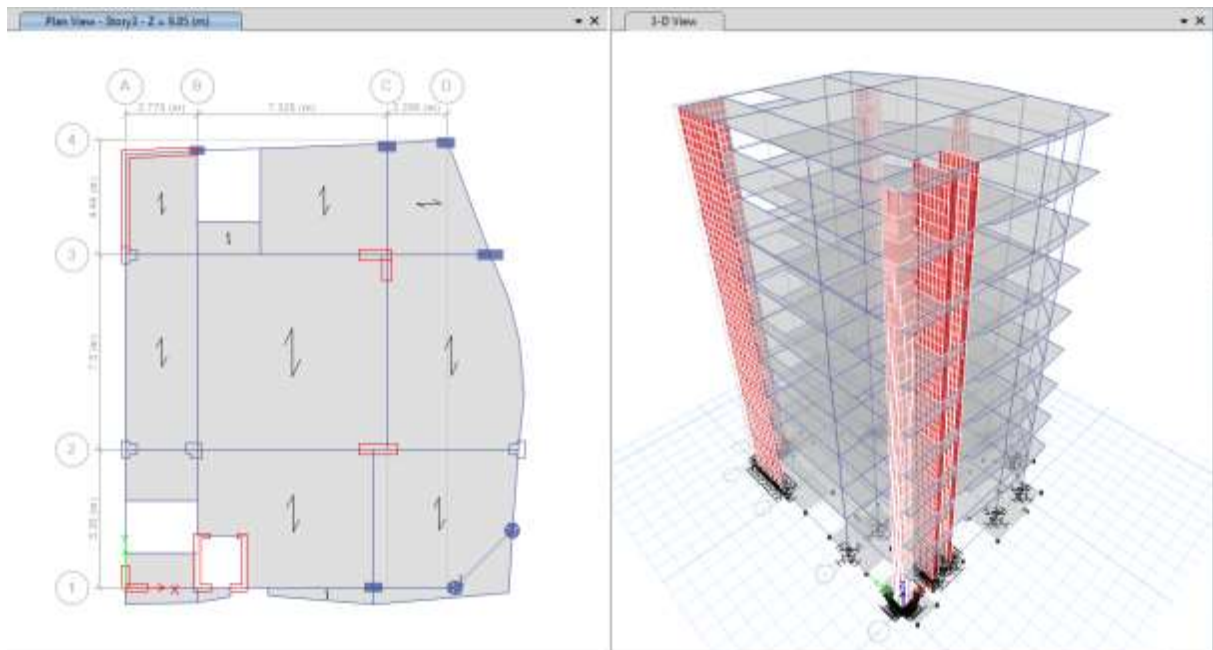


Ilustración 18 - Idealización con suelo intermedio método ASCE, elaboración propia

Tabla 81 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo ASCE, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	0.912	0.021	0.685	0.021	0.685	0.107
Modal Y+	2	0.836	0.734	0.014	0.755	0.699	0.043
Modal Y+	3	0.585	0.003	0.067	0.758	0.766	0.626

Nota: Como se muestra en la Tabla 81, el período fundamental tiene una masa participativa de 68.5% y es de 0.912s, mientras que el segundo modo tiene 73.4% con un periodo de 0.836s y por último el tercer modo tiene 62.6% con un periodo de 0.585s

3.2.3.4. Edificio N°03 - (Modelo ASCE) con suelo de tipo S3

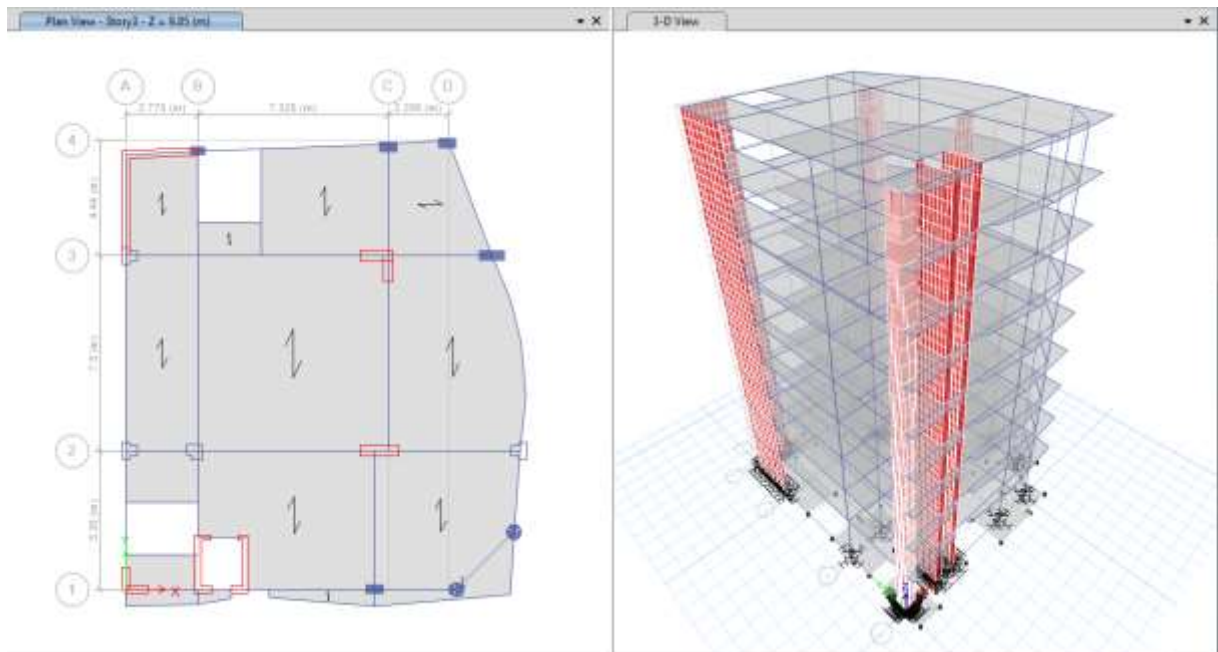


Ilustración 19 - Idealización con suelo flexible método ASCE, elaboración propia

Tabla 82 - Masa participativa con suelo flexible usando el modelo ASCE, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	1.019	0.019	0.735	0.019	0.735	0.068
Modal Y+	2	0.943	0.752	0.017	0.771	0.751	0.026
Modal Y+	3	0.642	0.000	0.034	0.771	0.786	0.702

Nota: Como se muestra en la Tabla 82, el período fundamental tiene una masa participativa de 73.5% y es de 1.019s, mientras que el segundo modo tiene 75.2% con un periodo de 0.943s y por último el tercer modo tiene 70.2% con un periodo de 0.642s

3.2.3.5. Edificio N°03 - (Modelo Barkan Savinov) con suelo de tipo S2

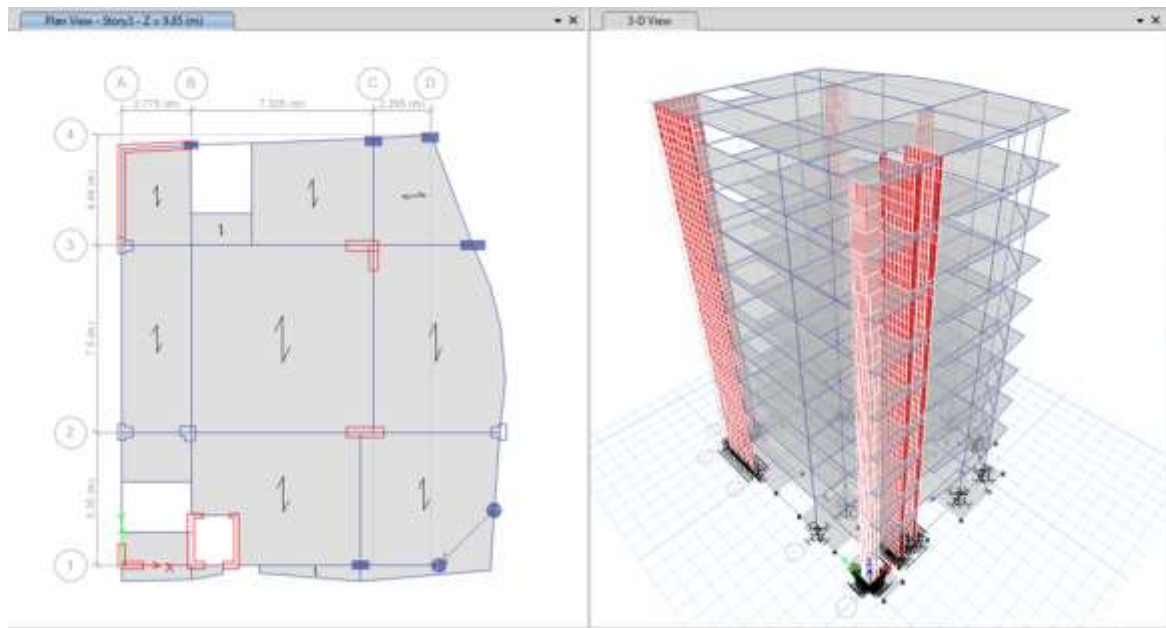


Ilustración 20 - Idealización con suelo intermedio método Barkan Savinov, elaboración propia

Tabla 83 - Masa participativa con suelo intermedio el modelo Barkan Savinov, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	0.862	0.039	0.638	0.039	0.638	0.131
Modal Y+	2	0.804	0.722	0.025	0.761	0.664	0.061
Modal Y+	3	0.555	0.004	0.092	0.764	0.756	0.589

Nota: Como se muestra en la Tabla 83, el período fundamental tiene una masa participativa de 63.8% y es de 0.862s, mientras que el segundo modo tiene 72.2% con un periodo de 0.804s y por último el tercer modo tiene 58.9% con un periodo de 0.555s

3.2.3.6. Edificio N°03 - (Modelo Barkan Savinov) con suelo de tipo S3

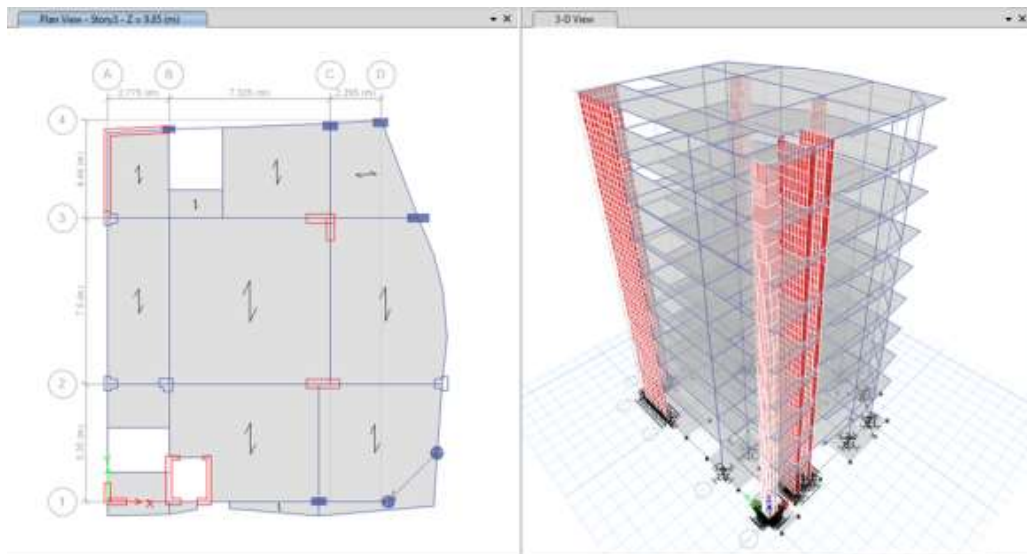


Ilustración 21 - Idealización con suelo flexible método Barkan Savinov, elaboración propia

Tabla 84 - Masa participativa con suelo flexible el modelo Barkan Savinov, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	0.912	0.029	0.677	0.029	0.677	0.109
Modal Y+	2	0.842	0.732	0.021	0.761	0.698	0.048
Modal Y+	3	0.588	0.003	0.071	0.763	0.769	0.623

Nota: Como se muestra en la Tabla 84, el período fundamental tiene una masa participativa de 67.7% y es de 0.912s, mientras que el segundo modo tiene 73.2% con un periodo de 0.842s y por último el tercer modo tiene 62.3% con un periodo de 0.588s

3.2.3.7. Edificio N°03 - (Modelo de la Norma Rusa) con suelo de tipo S2

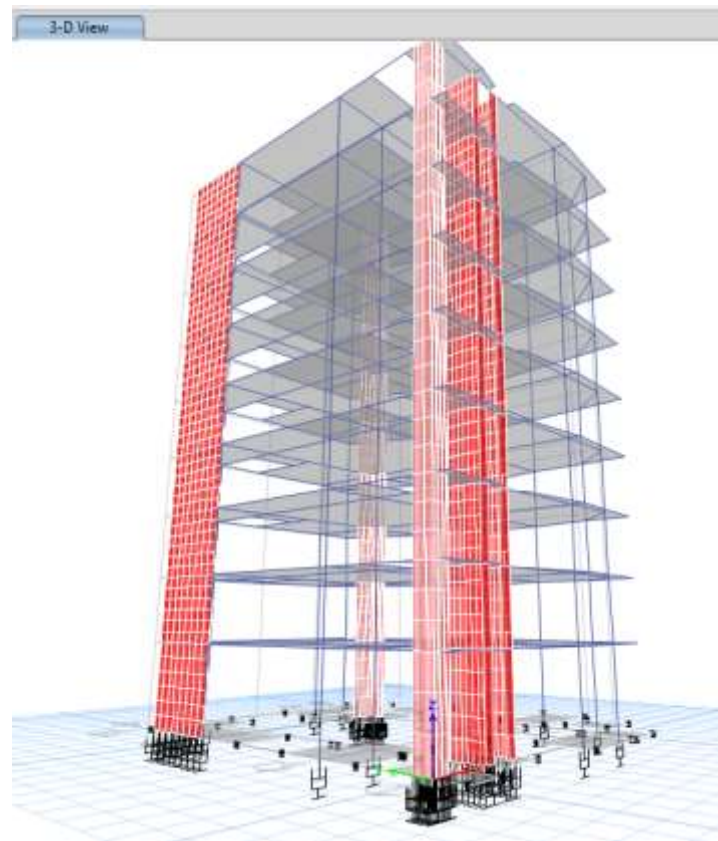


Ilustración 22 - Idealización con suelo intermedio a través del modelo de la Norma Rusa, elaboración propia

Tabla 85 - Masa participativa con suelo intermedio usando el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	1.042	0.030	0.730	0.030	0.730	0.067
Modal Y+	2	0.967	0.754	0.026	0.784	0.756	0.033
Modal Y+	3	0.654	0.001	0.035	0.785	0.791	0.702

Nota: Como se muestra en la Tabla 85, el período fundamental tiene una masa participativa de 73.0% y es de 1.042s, mientras que el segundo modo tiene 75.4% con un periodo de 0.967s y por último el tercer modo tiene 70.2% con un periodo de 0.654s

3.2.3.8. Edificio N°03 - (Modelo de la Norma Rusa) con suelo de tipo S3

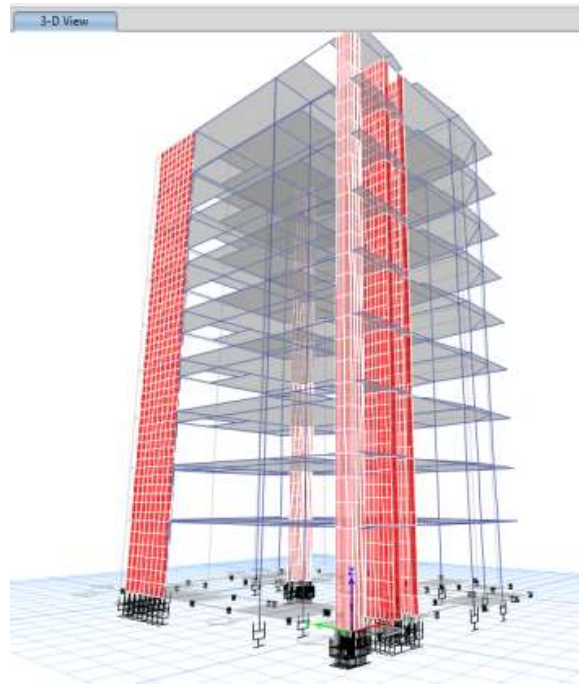


Ilustración 23 - Idealización con base flexible a través del modelo de la Norma Rusa, elaboración propia

Tabla 86 - Masa participativa con base flexible usando el modelo de la Norma Rusa, elaboración propia

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal Y+	1	1.221	0.064	0.707	0.064	0.707	0.039
Modal Y+	2	1.157	0.715	0.061	0.779	0.769	0.027
Modal Y+	3	0.698	0.000	0.017	0.779	0.786	0.738

Nota: Como se muestra en la Tabla 86, el período fundamental tiene una masa participativa de 70.7% y es de 1.221s, mientras que el segundo modo tiene 71.5% con un periodo de 1.157s y por último el tercer modo tiene 73.8% con un periodo de 0.698s

3.2.3.9. Resumen de resultados Edificio N°03

De acuerdo a los períodos se aprecia que entre el modelo ASCE y el de Barkan existe un margen de diferencia de 11.66%, pero a partir de la base empotrada (E030) con el mínimo período de los 3 modelos dinámicos con base flexible es de 11.73%, puesto que se está considerando los resortes en su base y generan su propio desplazamiento, de esta manera

crece el período; además, el período de la Norma Rusa es mucho mayor ya que considera amortiguamiento mas no resortes en las zapatas.

Tabla 87 - Comparación porcentual de los 3 primeros modos de vibración – suelo S2

Modelo	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz
Base Empotrada	100.00%	100.00%	100.00%
ASCE/SEI 41-17	114.29%	114.99%	126.90%
D. D. Barkan - O. A. Savinov	108.02%	110.59%	120.39%
Norma Rusa	130.58%	133.01%	141.87%

Tabla 88 - Comparación porcentual de los 3 primeros modos de vibración – suelo S3

Modelo	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz
Base Empotrada	100.00%	100.00%	100.00%
ASCE/SEI 41-17	127.69%	129.71%	139.26%
D. D. Barkan - O. A. Savinov	114.29%	115.82%	127.55%
Norma Rusa	153.01%	159.15%	151.41%

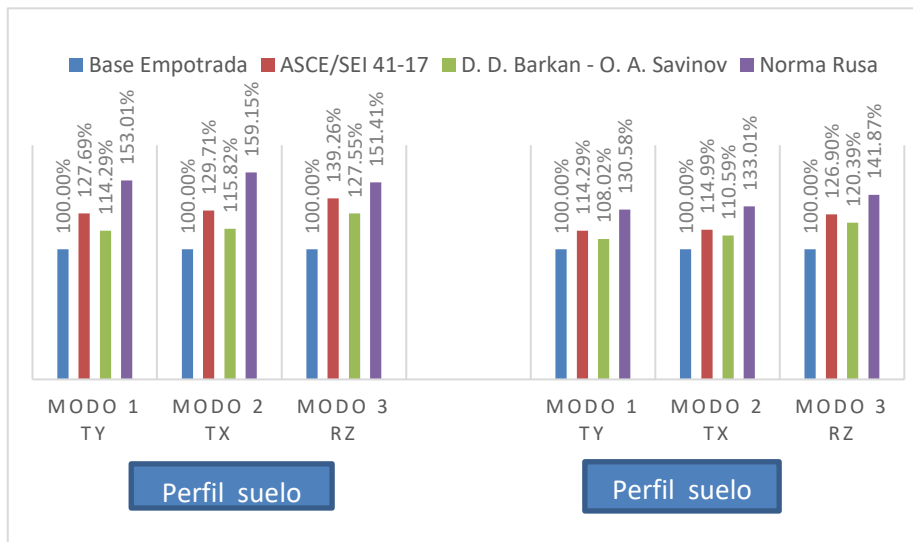


Figura 35 - comparación de los 3 primeros modos de vibración del edificio n°03 para suelo s2 y s3

Tabla 89 - Comparación porcentual de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración para suelo S2

Modelo	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz
Base Empotrada	100.00%	100.00%	100.00%
ASCE/SEI 41-17	105.02%	97.35%	120.08%
D. D. Barkan - O. A. Savinov	97.91%	95.69%	112.97%
Norma Rusa	111.95%	99.96%	134.72%

Tabla 90 - Comparación porcentual de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración

Modelo	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz
Base Empotrada	100.00%	100.00%	100.00%
ASCE/SEI 41-17	112.65%	99.63%	134.68%
D. D. Barkan - O. A. Savinov	103.85%	97.03%	119.53%
Norma Rusa	108.50%	94.78%	141.51%

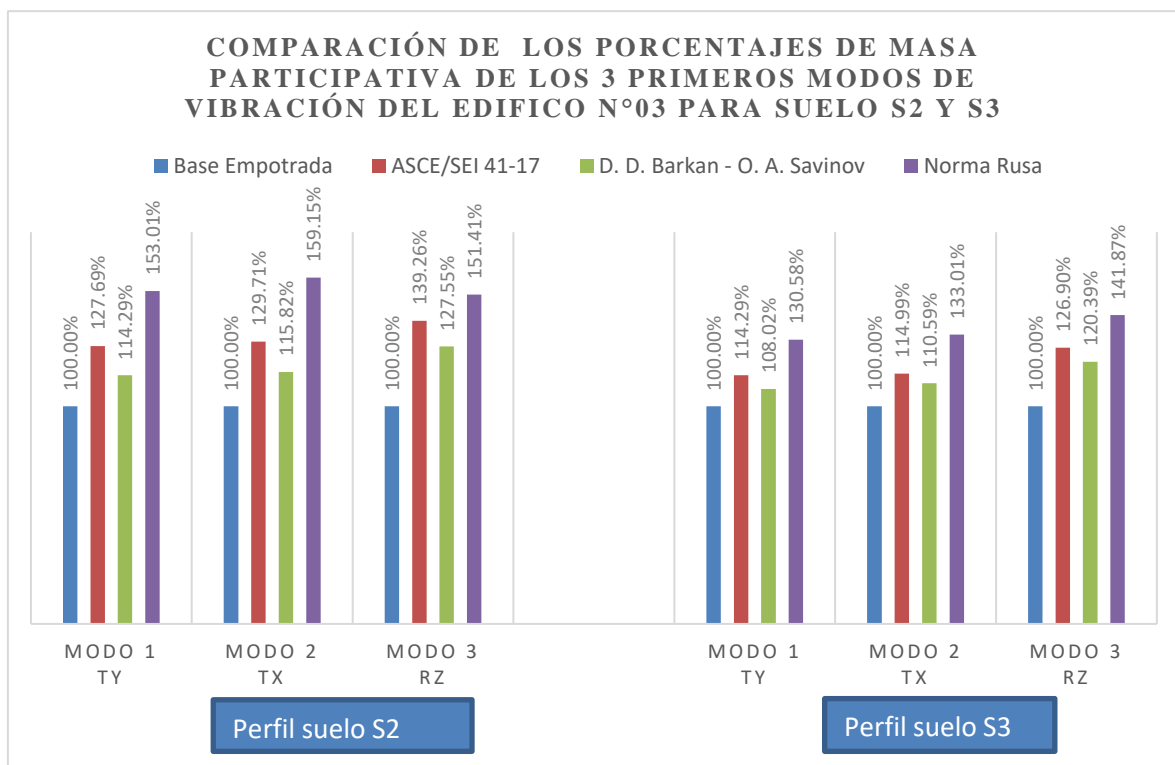


Figura 36 - Comparación de los porcentajes de Masa Participativa de los 3 primeros modos de vibración del edificio n°03 para suelo s2 y s3

3.2.4. RESUMEN DE RESULTADOS

A continuación, se presenta un resumen de los resultados obtenidos para las 03 edificaciones analizadas tanto en el modelo de base flexible como en los 03 modelos de interacción suelo – estructura, considerando, además, los perfiles de suelo s2 y s3. En la Tabla N°91 se muestra un resumen de los periodos obtenidos.

Tabla 91. Resumen de periodos obtenidos de los 04 análisis para cada edificación considerando distintos perfiles de suelo.

TIPO DE SUELO	Modelo Analítico	EDIFICIO N°01			EDIFICIO N°02			EDIFICIO N°03		
		Periodo (s)			Periodo (s)			Periodo (s)		
		Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz	Modo 1 Tx	Modo 2 Ty	Modo 3 Rz	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz
PERFIL SUELO S2	Base Empotrada	0.588	0.426	0.387	0.525	0.463	0.403	0.798	0.727	0.461
	ASCE/SEI 41-17	0.685	0.495	0.474	0.630	0.583	0.515	0.912	0.836	0.585
	D. D. Barkan - O. A. Savinov	0.687	0.508	0.482	0.660	0.605	0.539	0.862	0.804	0.555
	Norma Rusa	0.831	0.625	0.574	0.866	0.796	0.688	1.042	0.967	0.654
PERFIL SUELO S3	Base Empotrada	0.588	0.426	0.387	0.525	0.463	0.403	0.798	0.727	0.461
	ASCE/SEI 41-17	0.749	0.544	0.517	0.689	0.664	0.572	1.019	0.943	0.642
	D. D. Barkan - O. A. Savinov	0.700	0.520	0.494	0.689	0.624	0.562	0.912	0.842	0.588
	Norma Rusa	0.831	0.625	0.574	1.052	0.903	0.766	1.221	1.157	0.698

Nota. La tabla reúne de forma sintética los resultados presentados anteriormente, tanto para los modelos que incluyen el efecto de interacción suelo – estructura, como para el modelo de base rígida, considerando tanto el perfil de suelo S2, como S3.

Tal como se puede apreciar en la tabla anterior, el modelo que genera los periodos de vibración más altos, al considerar el efecto de la ISE, es el modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, el cual presentó en las 6 combinaciones (03 edificios X 02 suelos) los mayores valores para el 1°, 2° y 3° modo de vibración de cada análisis.

Si se genera una gráfica de barras a partir de dichos datos, se obtendrá el siguiente arreglo:

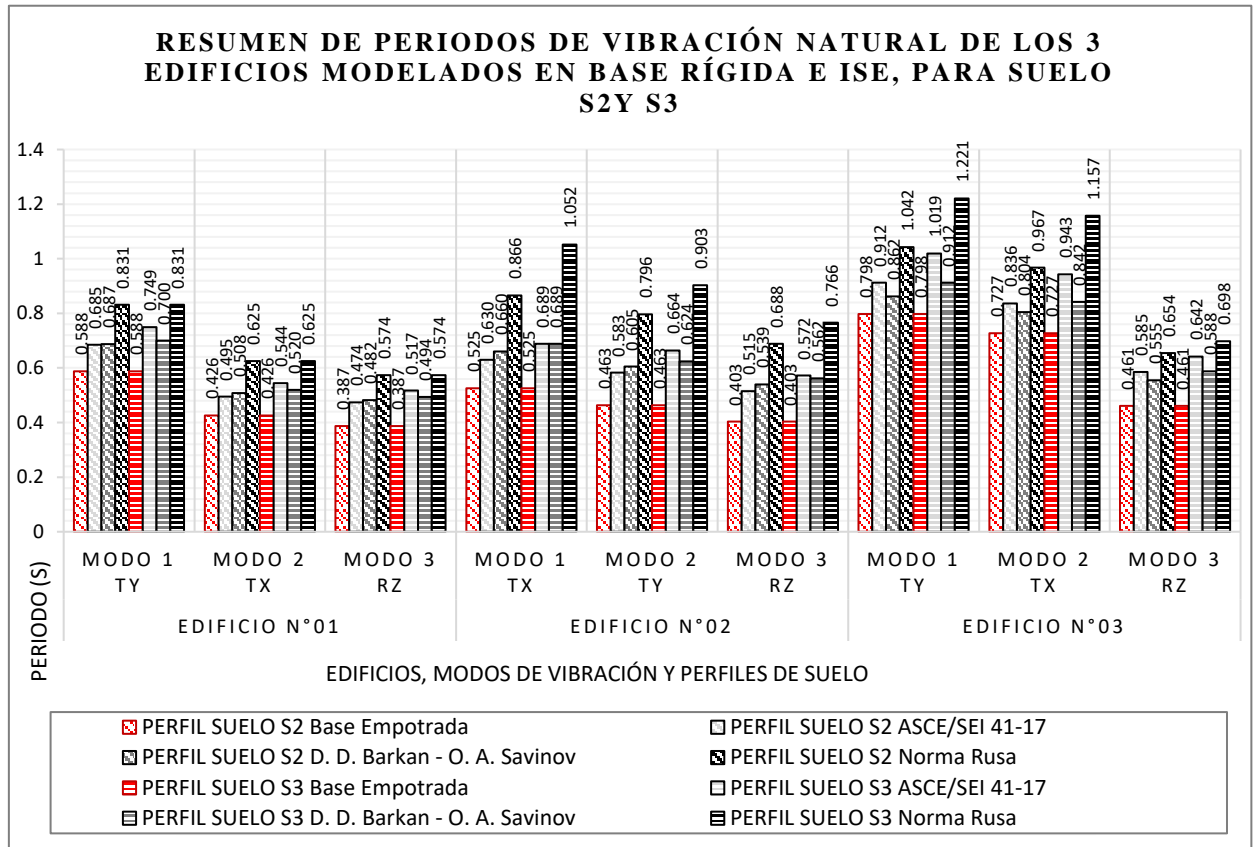


Figura 37. Resumen de periodos de vibración natural de los 3 edificios modelados en base rígida e ISE, para suelo S2, así como S3.

En consecuencia, en la Figura 37, se puede apreciar de una forma gráfica todos los resultados condensados en la tabla anterior. En este sentido, se observa que, en todos los modos de vibración de las estructuras analizadas, los periodos de vibración tienden a incrementarse, a excepción – en todos los casos – del modelo de la norma E.030 ya que, como es sabido, las propiedades relacionadas a los modos de vibrar de una estructura dependen directamente de la masa de la edificación, así como de la rigidez de la estructura, la cual es independiente del suelo, para el caso del modelo con base empotrada, siendo indiferente dicha variable en este caso.

Del mismo modo, se puede apreciar que, para todos los edificios y modos, los modelos con ISE presentan siempre mayores periodos en el análisis con el suelo de menor capacidad. Sin

embargo, ¿cuánta es la variación porcentual y cuál es el promedio de estas para cada modelo de análisis con ISE empleando el suelo S3 versus el análisis realizado con el suelo S2? En la siguiente la tabla N°92 se presenta dicho análisis.

Tabla 92. Incremento porcentual de los periodos al variar el suelo

Modelo	EDIFICIO N°01			EDIFICIO N°02			EDIFICIO N°03			Prom. (%)
	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz	Modo 1 Tx	Modo 2 Ty	Modo 3 Rz	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz	
Base Empotrada	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
ASCE/SEI 41-17	9.34%	9.90%	9.07%	9.37%	13.89%	11.07%	11.73%	12.80%	9.74%	10.95%
Barkan - Savinov	1.89%	2.36%	2.49%	4.39%	3.14%	4.27%	5.80%	4.73%	5.95%	4.14%
Norma Rusa	0.00%	0.00%	0.00%	21.48%	13.44%	11.34%	17.18%	19.65%	6.73%	11.23%

Nota: La variación porcentual se ha obtenido al restar los periodos para cada modelo analizado con el suelo S3, menos el periodo obtenido en el modelo con suelo S2.

Además, en la Tabla N°92 se presentan los promedios de variación de cada modelo de ISE, al variar el suelo de S2 a S3, siendo los modelos de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y el de la ASCE/SEI 41 -17 los que presentan los mayores incrementos porcentuales al modificarse el suelo de fundación en el cálculo, obteniéndose variaciones promedias de 11.23% y 10.95%, respectivamente. En la Figura 38 se puede apreciar mediante un gráfico de líneas, dichos cambios porcentuales, siendo el mayor de todos el obtenido con la Norma Rusa para el Edificio N°02 en el modo 1°, en donde se alcanzó un incremento del 21.48% al variar el suelo.

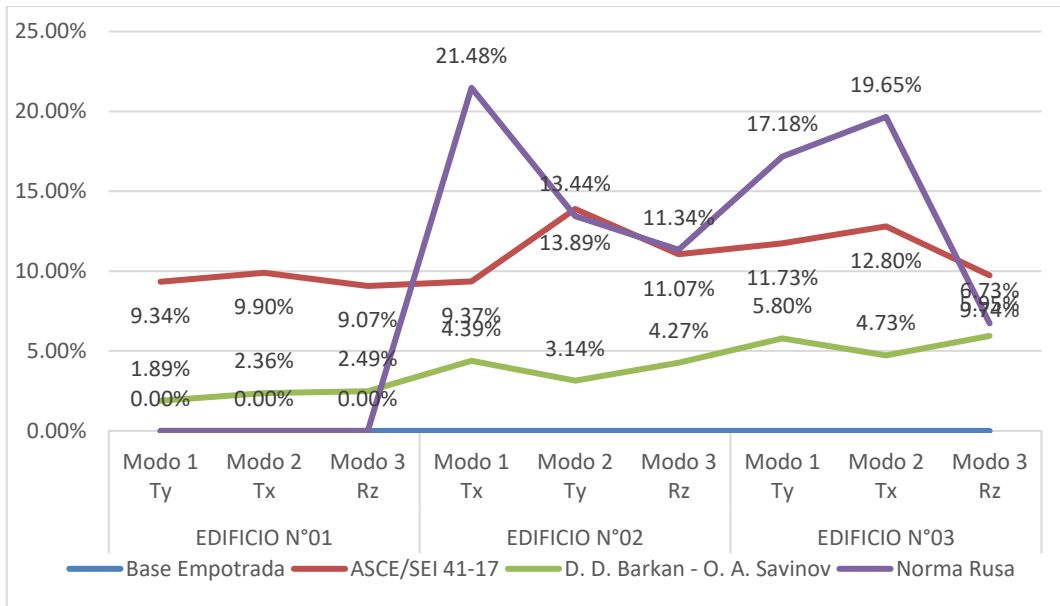


Figura 38 - Incrementos porcentuales en los periodos de vibración de los edificios analizados al variar el suelo de S2 a S3

Por otro lado, con relación a las masas modales que participan para cada modo de vibración, se puede apreciar un incremento significativo de estas para los 03 primeros modos, en todos los casos que incluyen el análisis con ISE. En la tabla N° 93 se muestra un resumen de dichos porcentajes.

Tabla 93. Resumen de los porcentajes de masa modal participante obtenidos de los 04 análisis para cada edificación considerando distintos perfiles de suelo.

TIPO DE SUELO	Modelo Analítico	EDIFICIO N°01			EDIFICIO N°02			EDIFICIO N°03		
		Periodo (s)			Periodo (s)			Periodo (s)		
		Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz	Modo 1 Tx	Modo 2 Ty	Modo 3 Rz	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz
PERFIL SUELO S2	Base Empotrada	0.6394	0.5506	0.5216	0.590	0.816	0.498	0.652	0.754	0.521
	ASCE/SEI 41-17	0.736	0.761	0.736	0.611	0.869	0.494	0.685	0.734	0.626
	D. D. Barkan - O. A. Savinov	0.695	0.721	0.690	0.610	0.871	0.495	0.638	0.722	0.589
	Norma Rusa	0.775	0.790	0.795	0.805	0.663	0.555	0.730	0.754	0.702
PERFIL SUELO S3	Base Empotrada	0.639	0.551	0.522	0.590	0.816	0.498	0.652	0.754	0.521
	ASCE/SEI 41-17	0.749	0.778	0.762	0.582	0.852	0.478	0.735	0.752	0.702
	D. D. Barkan - O. A. Savinov	0.705	0.743	0.709	0.687	0.854	0.572	0.677	0.732	0.623
	Norma Rusa	0.775	0.790	0.795	0.858	0.716	0.622	0.707	0.715	0.738

Nota. La tabla reúne de forma sintética los resultados presentados anteriormente, tanto para los modelos que incluyen el efecto de interacción suelo – estructura, como para el modelo de base rígida, considerando tanto el perfil de suelo S2, como S3.

A partir de la tabla mostrada anteriormente, se pueden establecer las variaciones porcentuales que existen cuando se analiza con un suelo más flexible, pasando del perfil S2 al S3. En ese sentido, los incrementos o reducción de la masa modal participativa, se presenta en la tabla 94.

Tabla 94 - Incremento porcentual de los periodos al variar el suelo

Modelo	EDIFICIO N°01			EDIFICIO N°02			EDIFICIO N°03			Prom. (%)
	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz	Modo 1 Tx	Modo 2 Ty	Modo 3 Rz	Modo 1 Ty	Modo 2 Tx	Modo 3 Rz	
Base Empotrada	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
ASCE/SEI 41-17	1.85%	2.26%	3.49%	-4.70%	-1.98%	-3.24%	7.27%	2.34%	12.16%	2.20%
Barkan - Savinov	1.44%	3.09%	2.84%	12.61%	-1.99%	15.61%	6.06%	1.40%	5.81%	5.68%
Norma Rusa	0.00%	0.00%	0.00%	6.62%	8.02%	12.07%	-3.08%	-5.19%	5.04%	2.93%

Tal como se muestra, se puede afirmar que la masa modal no siempre incrementa al incluirse en el análisis un suelo más blando, es decir, no existe, necesariamente una relación entre ambas variables; ya que, los resultados señalan que incluso, en algunos modelos como el de Barkan – Savinov se produjeron incrementos cercanos a solo el 3% para el Edificio 01, y en el caso del modelo de la ASCE/SEI, se redujo este porcentaje en menos del 4.7%.

3.3. OBJETIVO ESPECÍFICO 2:

O.E.2: Evaluar las derivas de entrepiso que se obtendrán realizando un análisis sísmico estático (FHE) y dinámico (Modal – Espectral), considerando base rígida e interacción suelo – estructura en los edificios de concreto armado analizados.

3.3.1. Edificio N°01 - Derivas con suelo intermedio (S2)

3.3.1.1. Edificio N°01 - (Modelo con base empotrada) con suelo de tipo S2

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base empotrada en la dirección X-X.

Tabla 95 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story7	19.10	Top	0.01058
Story6	16.50	Top	0.00936
Story5	13.90	Top	0.00794
Story4	11.30	Top	0.00671
Story3	8.70	Top	0.00518
Story2	6.10	Top	0.00344
Story1	3.50	Top	0.00170
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico analizado en la dirección X-X.

En la tabla N° 95 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 1.058 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.

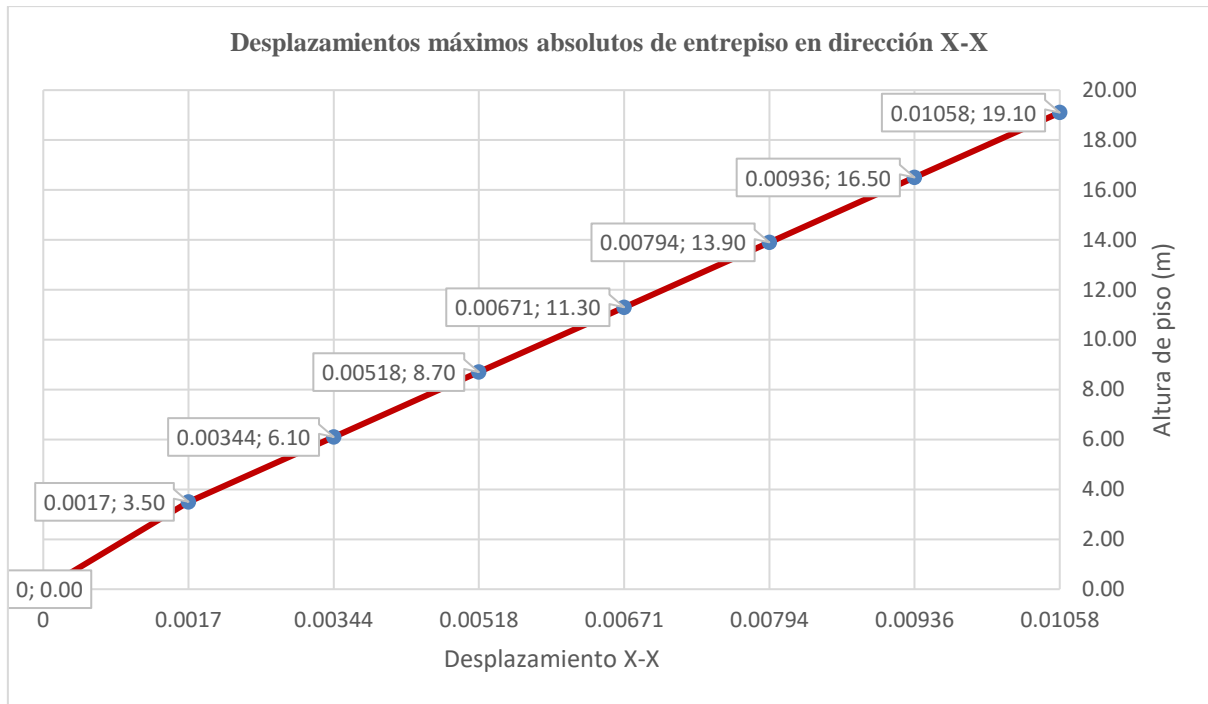


Figura 39 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 39 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis con suelo intermedio (S2) para el modelo con base empotrada en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 96.

Tabla 96 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.60	0.00122	0.00047	0.0025	0.007
2.60	0.00142	0.00055	0.0029	0.007
2.60	0.00123	0.00047	0.0025	0.007
2.60	0.00153	0.00059	0.0031	0.007
2.60	0.00174	0.00067	0.0035	0.007
2.60	0.00174	0.00067	0.0035	0.007
3.50	0.00170	0.00048	0.0025	0.007

Sin embargo, al ser el análisis propuesto por la norma E.030, un análisis que se da en el rango elástico (razón por la cual se aplicó un factor de reducción sísmica R a la cortante calculada), estas derivas se tienen que pasar al rango inelástico, para lo cual se multiplicaron estos valores por el factor de $0.75R$, según lo menciona la norma nacional de Diseño Sismorresistente. En la columna 04 de la tabla 97 se muestran los valores de deriva inelástica, así como la verificación realizada para dichas derivas, según la cual la norma E.030 requiere que dichas derivas no sobrepasen el valor límite de $7/1000$, para el caso de este tipo de sistema estructural de pórticos de concreto armado.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base empotrada en la dirección de análisis.

Tabla 97 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story7	19.10	Top	0.01540
Story6	16.50	Top	0.01418
Story5	13.90	Top	0.01320
Story4	11.30	Top	0.01126
Story3	8.70	Top	0.00876
Story2	6.10	Top	0.00589
Story1	3.50	Top	0.00295
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico analizado en la dirección Y-Y.

En la tabla 97 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 1.54 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.

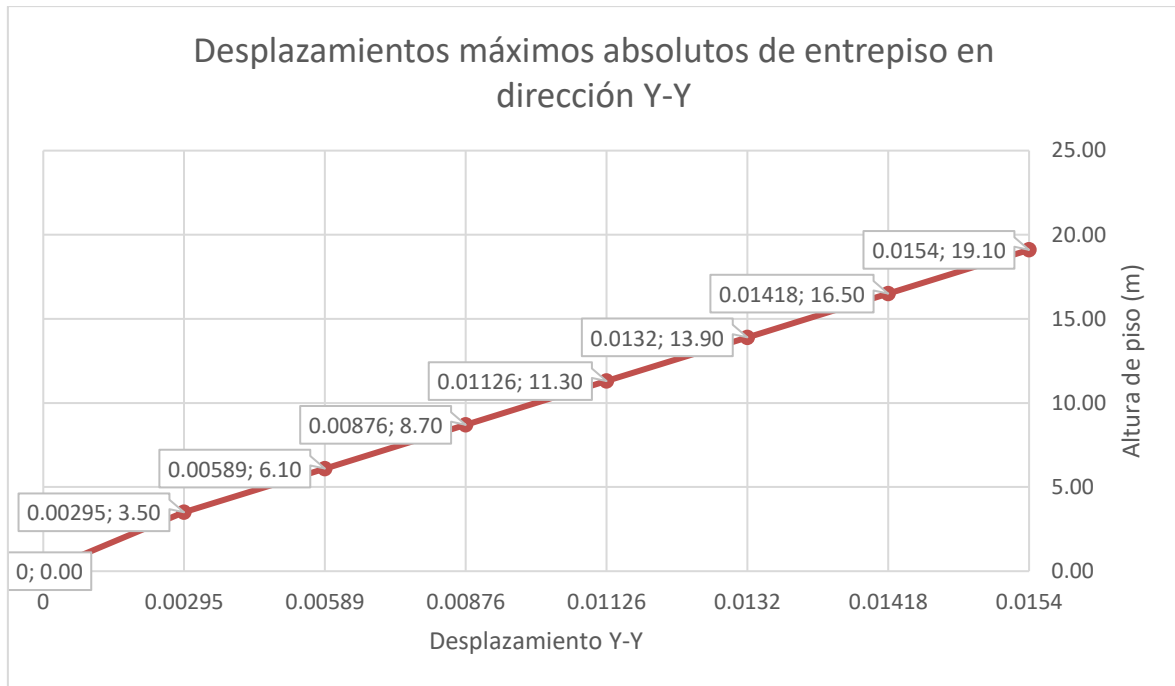


Figura 40 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 40 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis con suelo intermedio (S2) para el modelo con base empotrada en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 98.

Tabla 98 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.60	0.00123	0.00047	0.0025	0.007
2.60	0.00098	0.00038	0.0020	0.007
2.60	0.00194	0.00074	0.0039	0.007
2.60	0.00250	0.00096	0.0050	0.007
2.60	0.00287	0.00110	0.0058	0.007
2.60	0.00295	0.00113	0.0060	0.007
3.50	0.00295	0.00084	0.0044	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que todas las derivas cumplen con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.1.2. Edificio N°01 - (Modelo ASCE) con suelo de tipo S2

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la norma ASCE/SEI 41-17 en la dirección de análisis.

Tabla 99 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story7	19.10	Top	0.01308
Story6	16.50	Top	0.01202
Story5	13.90	Top	0.00986
Story4	11.30	Top	0.00860
Story3	8.70	Top	0.00689
Story2	6.10	Top	0.00490
Story1	3.50	Top	0.00274
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico analizado en la dirección X-X.

En la tabla 99 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 1.308 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.



Figura 41 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 41 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis con suelo intermedio (S2) para el modelo en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 93.

Tabla 100 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.60	0.00106	0.00041	0.0021	0.007
2.60	0.00217	0.00083	0.0044	0.007
2.60	0.00126	0.00048	0.0025	0.007
2.60	0.00171	0.00066	0.0034	0.007
2.60	0.00200	0.00077	0.0040	0.007
2.60	0.00216	0.00083	0.0044	0.007
3.50	0.00274	0.00078	0.0041	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por $0.75R$) y se verificó que todas las derivas cumplen con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la norma ASCE/SEI 41-17 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 101 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story7	19.10	Top	0.02303
Story6	16.50	Top	0.02123
Story5	13.90	Top	0.01890
Story4	11.30	Top	0.01605
Story3	8.70	Top	0.01254
Story2	6.10	Top	0.00862
Story1	3.50	Top	0.00456
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico analizado en la dirección Y-Y.

En la tabla 101 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 2.303 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.

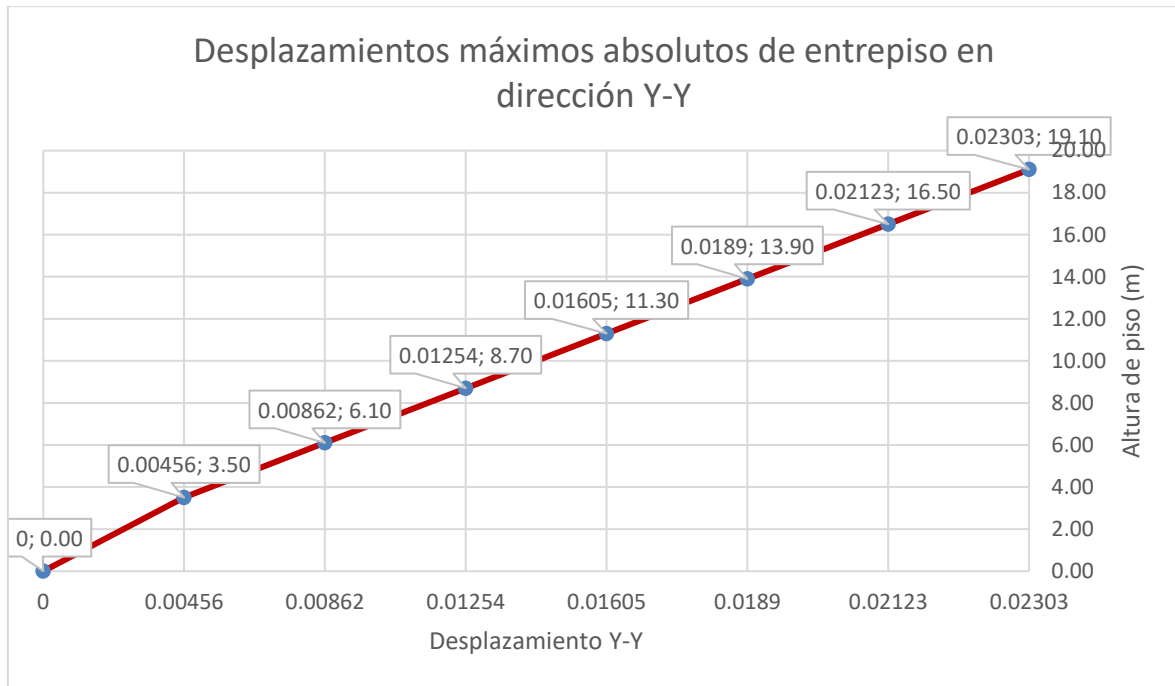


Figura 42 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 28 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis con suelo intermedio (S2) para el modelo en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 102.

Tabla 102 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.60	0.00180	0.00069	0.0036	0.007
2.60	0.00233	0.00090	0.0047	0.007
2.60	0.00285	0.00110	0.0058	0.007
2.60	0.00351	0.00135	0.0071	0.007
2.60	0.00391	0.00151	0.0079	0.007
2.60	0.00407	0.00156	0.0082	0.007
3.50	0.00456	0.00130	0.0068	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.1.3. Edificio N°01 - (Modelo Barkan Savinov) con suelo de tipo S2

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de D. D. Barkan – O. A. Savinov en la dirección de análisis señalada.

Tabla 103 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story7	19.10	Top	0.01381
Story6	16.50	Top	0.01273
Story5	13.90	Top	0.01037
Story4	11.30	Top	0.00898
Story3	8.70	Top	0.00730
Story2	6.10	Top	0.00532
Story1	3.50	Top	0.00317
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico analizado en la dirección X-X.

En la tabla 103 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 1.381 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.

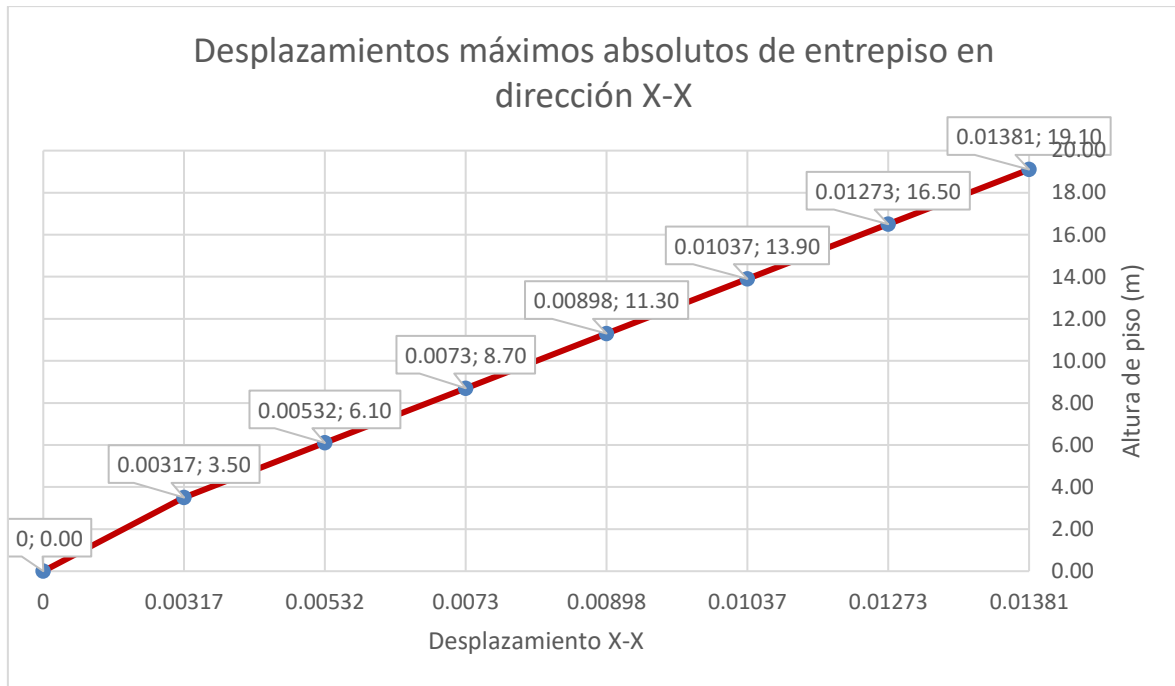


Figura 43 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 43 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis con suelo intermedio (S2) para el modelo en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 104.

Tabla 104 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.60	0.00108	0.00042	0.0022	0.007
2.60	0.00236	0.00091	0.0048	0.007
2.60	0.00138	0.00053	0.0028	0.007
2.60	0.00168	0.00065	0.0034	0.007
2.60	0.00198	0.00076	0.0040	0.007
2.60	0.00216	0.00083	0.0044	0.007
3.50	0.00317	0.00090	0.0048	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que Sí se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de D. D. Barkan – O. A. Savinov en la dirección de análisis señalada.

Tabla 105 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story7	19.10	Top	0.02277
Story6	16.50	Top	0.02102
Story5	13.90	Top	0.01887
Story4	11.30	Top	0.01611
Story3	8.70	Top	0.01266
Story2	6.10	Top	0.00882
Story1	3.50	Top	0.00480
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico analizado en la dirección Y-Y.

En la tabla 105 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 2.277 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.



Figura 44 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 44 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis con suelo intermedio (S2) para el modelo en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 106.

Tabla 106 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.60	0.00174	0.00067	0.0035	0.007
2.60	0.00216	0.00083	0.0044	0.007
2.60	0.00276	0.00106	0.0056	0.007
2.60	0.00344	0.00132	0.0070	0.007
2.60	0.00385	0.00148	0.0078	0.007
2.60	0.00402	0.00154	0.0081	0.007
3.50	0.00480	0.00137	0.0072	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.1.4. Edificio N°01 - (Modelo de la Norma Rusa) con suelo de tipo S2

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 107 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story7	19.10	Top	0.02050
Story6	16.50	Top	0.01900
Story5	13.90	Top	0.01540
Story4	11.30	Top	0.01327
Story3	8.70	Top	0.01086
Story2	6.10	Top	0.00807
Story1	3.50	Top	0.00499
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico analizado en la dirección X-X.

En la tabla 107 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 2.050 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.

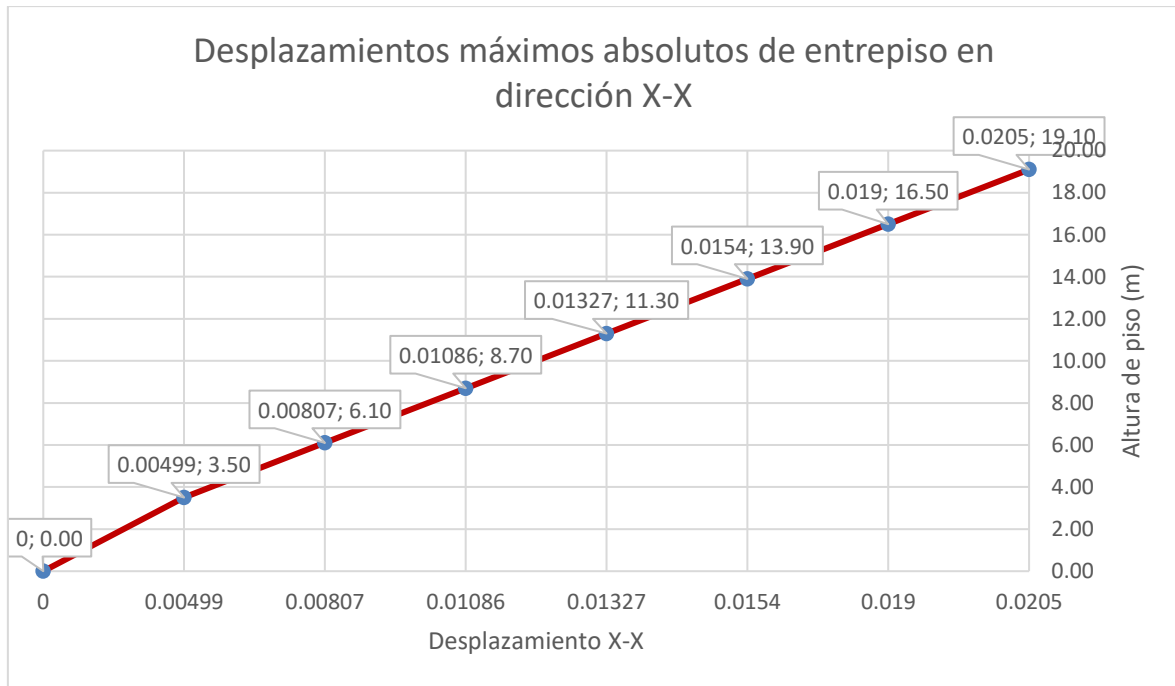


Figura 45 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 45 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis con suelo intermedio (S2) para el modelo en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 108.

Tabla 108 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.60	0.00150	0.00058	0.0030	0.007
2.60	0.00360	0.00139	0.0073	0.007
2.60	0.00213	0.00082	0.0043	0.007
2.60	0.00241	0.00093	0.0049	0.007
2.60	0.00279	0.00107	0.0056	0.007
2.60	0.00309	0.00119	0.0062	0.007
3.50	0.00499	0.00142	0.0075	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por $0.75R$) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 109 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story7	19.10	Top	0.02785
Story6	16.50	Top	0.02600
Story5	13.90	Top	0.02310
Story4	11.30	Top	0.01973
Story3	8.70	Top	0.01578
Story2	6.10	Top	0.01137
Story1	3.50	Top	0.00668
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico analizado en la dirección Y-Y.

En la tabla 109 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 2.785 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.

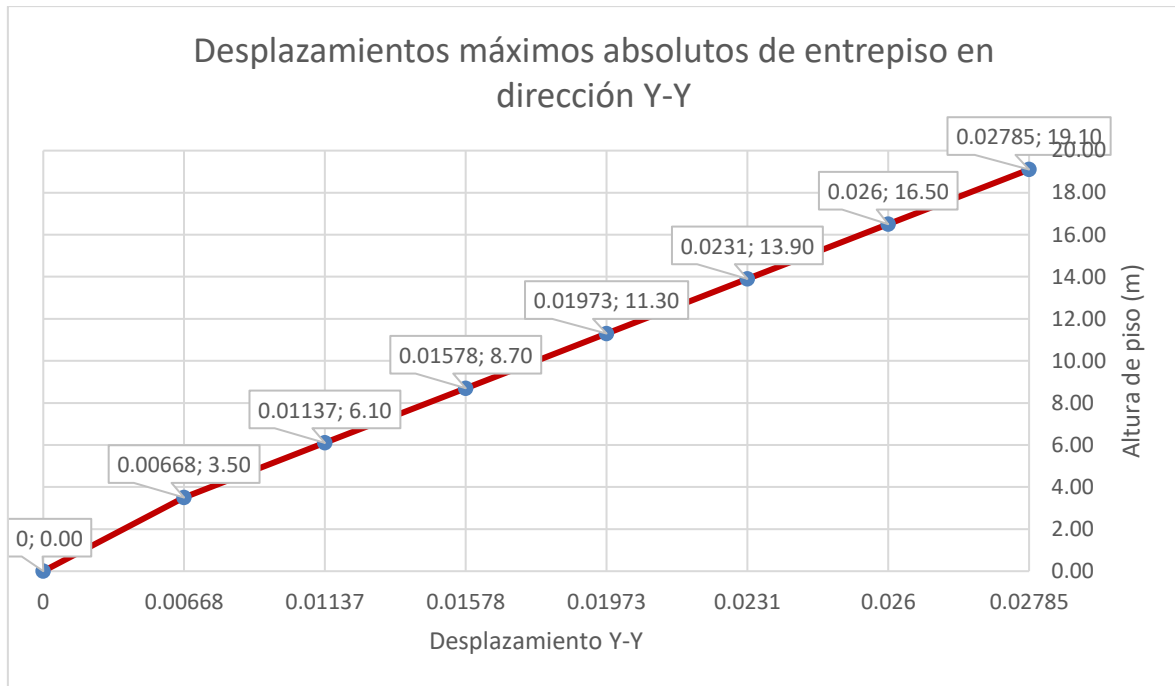


Figura 46 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 46 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis con suelo intermedio (S2) para el modelo en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 110.

Tabla 110 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.60	0.00184	0.00071	0.0037	0.007
2.60	0.00291	0.00112	0.0059	0.007
2.60	0.00337	0.00130	0.0068	0.007
2.60	0.00395	0.00152	0.0080	0.007
2.60	0.00441	0.00169	0.0089	0.007
2.60	0.00470	0.00181	0.0095	0.007
3.50	0.00668	0.00191	0.0100	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.1.5. Comparativa de las derivas en los modelos dinámicos con suelo intermedio (S2)

Tabla 111 - Derivas Inelásticas en la dirección X-X con base empotrada e ISE

H piso (m)	Norma E-030	ASCE 41-17	BARKAN S.	NORMA RUSA
19.10	0.25%	0.21%	0.22%	0.30%
16.50	0.29%	0.44%	0.48%	0.73%
13.90	0.25%	0.25%	0.28%	0.43%
11.30	0.31%	0.34%	0.34%	0.49%
8.70	0.35%	0.40%	0.40%	0.56%
6.10	0.35%	0.44%	0.44%	0.62%
3.50	0.25%	0.41%	0.48%	0.75%
0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

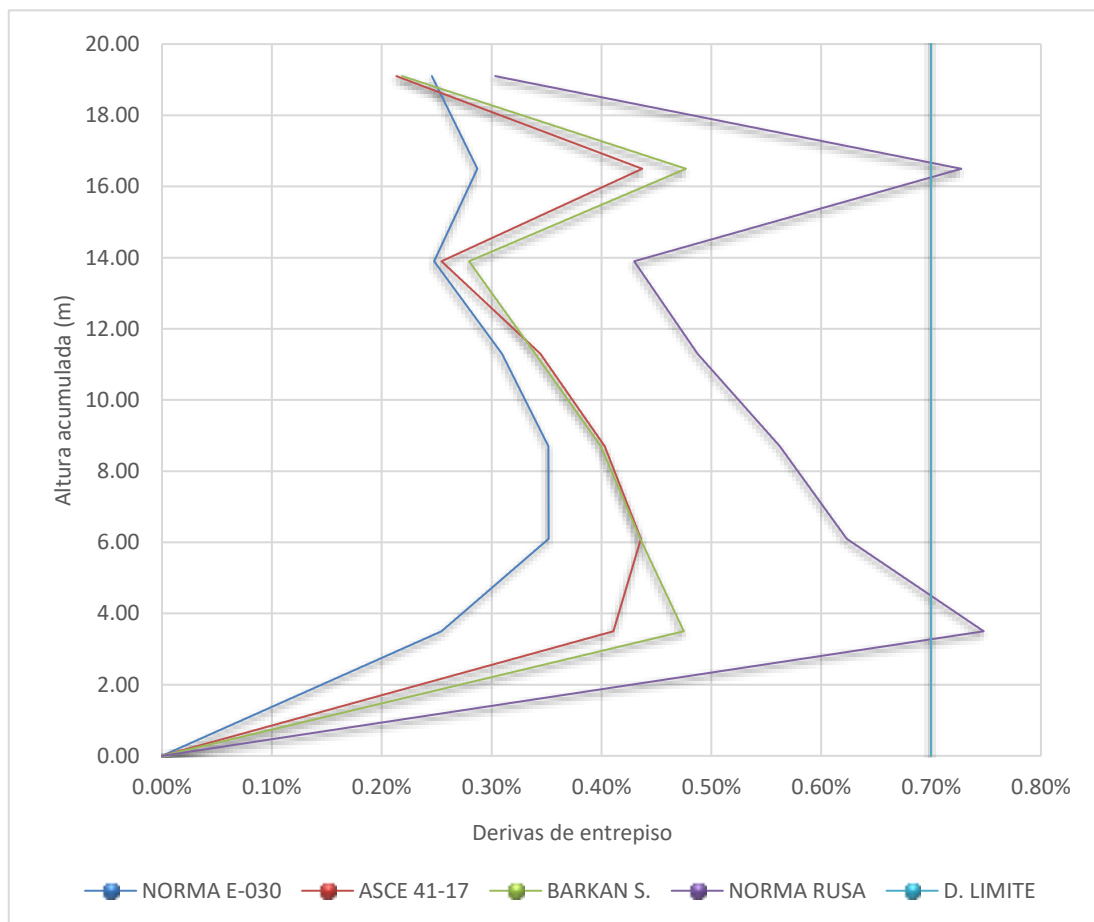


Figura 47 Derivas inelásticas para el edificio N°01 y suelo tipo S2 con y sin ISE para sismo en dirección X-X

Comentario: Como se puede apreciar en la figura 47, el modelo que corresponde a las derivas calculadas con base empotrada es el denominado “Norma E-030”, el cual cumple con el requisito de deriva límite para todos sus niveles analizados para un sismo en dirección X-X. Por otro lado, todos los modelos que consideran interacción suelo – estructura, han reportado un incremento en las derivas de entrepiso, siendo el modelo de la Norma Rusa aquel que no logra cumplir con la deriva límite normalizada, alcanzando valores de 0.75% y 0.73% para el primer y sexto nivel de entrepiso. En este sentido, se puede señalar que el modelo que genera una mayor respuesta estructural a nivel de derivas de entrepiso, para el Edificio N°01 y considerando el perfil de suelo S2, es el de la Norma Rusa; por otro lado, los modelos de la ASCE/SEI 41-17 y de D.D. Barkan – O.A. Savinov han presentado comportamientos muy similares.

Tabla 112 - Derivas Inelásticas en la dirección Y-Y con base empotrada e ISE

H piso (m)	Norma E-030	ASCE 41-17	BARKAN S.	NORMA RUSA
19.10	0.25%	0.36%	0.35%	0.37%
16.50	0.20%	0.47%	0.44%	0.59%
13.90	0.39%	0.58%	0.56%	0.68%
11.30	0.50%	0.71%	0.70%	0.80%
8.70	0.58%	0.79%	0.78%	0.89%
6.10	0.60%	0.82%	0.81%	0.95%
3.50	0.44%	0.68%	0.72%	1.00%
0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

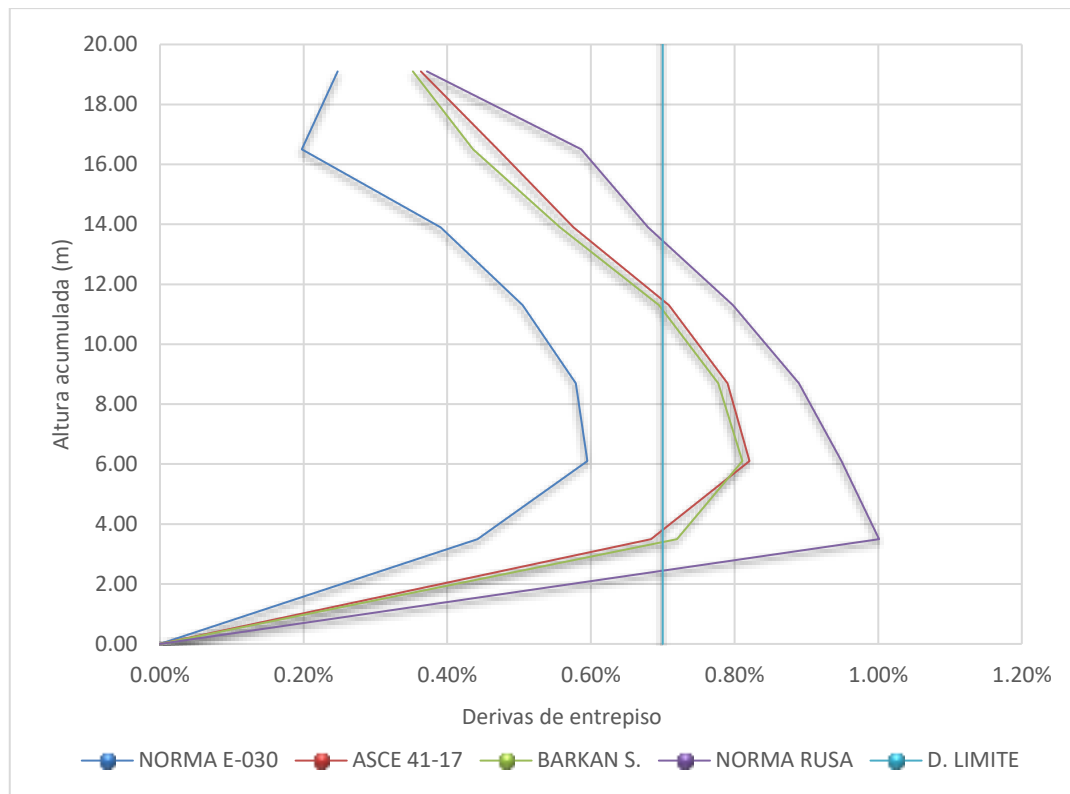


Figura 48 Derivas inelásticas para el edificio N°01 y suelo tipo S2 con y sin ISE para sismo en dirección Y-

Y

Comentario: Como se puede apreciar en la figura 48, el modelo que corresponde a las derivas calculadas con base empotrada es el denominado “Norma E-030”, el cual cumple con el requisito de deriva límite para todos sus niveles analizados para un sismo en dirección Y-Y. Por otro lado, todos los modelos que consideran interacción suelo – estructura, han reportado un incremento en las derivas de entrepiso, no llegando a cumplir ninguno de estos con el valor de deriva límite máximo normalizado, alcanzando el máximo valor de 1.00% el modelo de la Norma Rusa, seguido del modelo de la ASCE 41-17 (0.82%) y del modelo de D.D. Barkan – O.A. Savinov (0.81%).

En este sentido, se puede señalar que – al igual que en el análisis en la dirección X-X – el modelo que genera una mayor respuesta estructural a nivel de derivas de entrepiso, para el Edificio N°01 y considerando el perfil de suelo S2, es el de la Norma Rusa. Asimismo, los modelos de la ASCE/SEI 41-17 y de D.D. Barkan – O.A. Savinov han presentado

comportamientos muy similares, teniendo una respuesta un poco mayor el modelo de la ASCE/SEI 41-17.

3.3.2. Edificio N°01 - Derivas con suelo flexible (S3)

3.3.2.1. Edificio N°01 - (Modelo con base empotrada) con suelo de tipo S3

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el modelo de base fija en la dirección de análisis señalada.

Tabla 113 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story7	19.10	Top	0.01108
Story6	16.50	Top	0.00981
Story5	13.90	Top	0.00832
Story4	11.30	Top	0.00703
Story3	8.70	Top	0.00543
Story2	6.10	Top	0.00360
Story1	3.50	Top	0.00178
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 113 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 1.108 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.



Figura 49 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 49 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis con suelo intermedio (S3) para el modelo en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 114.

Tabla 114 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.60	0.00127	0.00049	0.0026	0.007
2.60	0.00149	0.00057	0.0030	0.007
2.60	0.00129	0.00049	0.0026	0.007
2.60	0.00161	0.00062	0.0032	0.007
2.60	0.00183	0.00070	0.0037	0.007
2.60	0.00183	0.00070	0.0037	0.007
3.50	0.00178	0.00051	0.0027	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por $0.75R$) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de base fija en la dirección de análisis señalada.

Tabla 115 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story7	19.10	Top	0.01613
Story6	16.50	Top	0.01485
Story5	13.90	Top	0.01383
Story4	11.30	Top	0.01180
Story3	8.70	Top	0.00918
Story2	6.10	Top	0.00618
Story1	3.50	Top	0.00309
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 115 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 1.613 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.



Figura 50 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 50 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis con suelo intermedio (S3) para el modelo en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 116.

Tabla 116 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.60	0.00128	0.00049	0.0026	0.007
2.60	0.00103	0.00039	0.0021	0.007
2.60	0.00203	0.00078	0.0041	0.007
2.60	0.00262	0.00101	0.0053	0.007
2.60	0.00300	0.00116	0.0061	0.007
2.60	0.00309	0.00119	0.0062	0.007
3.50	0.00309	0.00088	0.0046	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.2.2. Edificio N°01 - (Modelo ASCE) con suelo de tipo S3

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la norma ASCE/SEI 41-17 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 117 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story7	19.10	Top	0.01545
Story6	16.50	Top	0.01434
Story5	13.90	Top	0.01202
Story4	11.30	Top	0.01053
Story3	8.70	Top	0.00854
Story2	6.10	Top	0.00621
Story1	3.50	Top	0.00364
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 117 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 1.545 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.

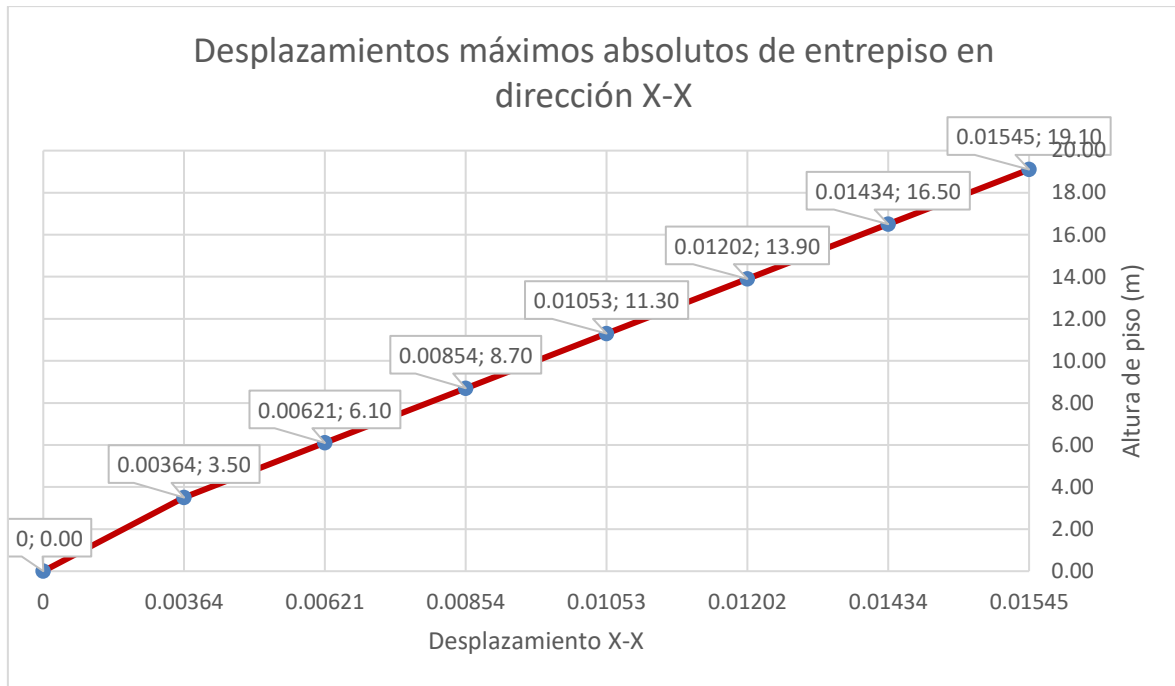


Figura 51 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 51 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis con suelo intermedio (S3) para el modelo en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 118.

Tabla 118 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.60	0.00111	0.00043	0.0022	0.007
2.60	0.00232	0.00089	0.0047	0.007
2.60	0.00149	0.00057	0.0030	0.007
2.60	0.00199	0.00077	0.0040	0.007
2.60	0.00233	0.00090	0.0047	0.007
2.60	0.00256	0.00099	0.0052	0.007
3.50	0.00364	0.00104	0.0055	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma ASCE/SEI 41-17 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 119 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story7	19.10	Top	0.02525
Story6	16.50	Top	0.02344
Story5	13.90	Top	0.02076
Story4	11.30	Top	0.01766
Story3	8.70	Top	0.01397
Story2	6.10	Top	0.00984
Story1	3.50	Top	0.00548
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 119 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 2.525 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.

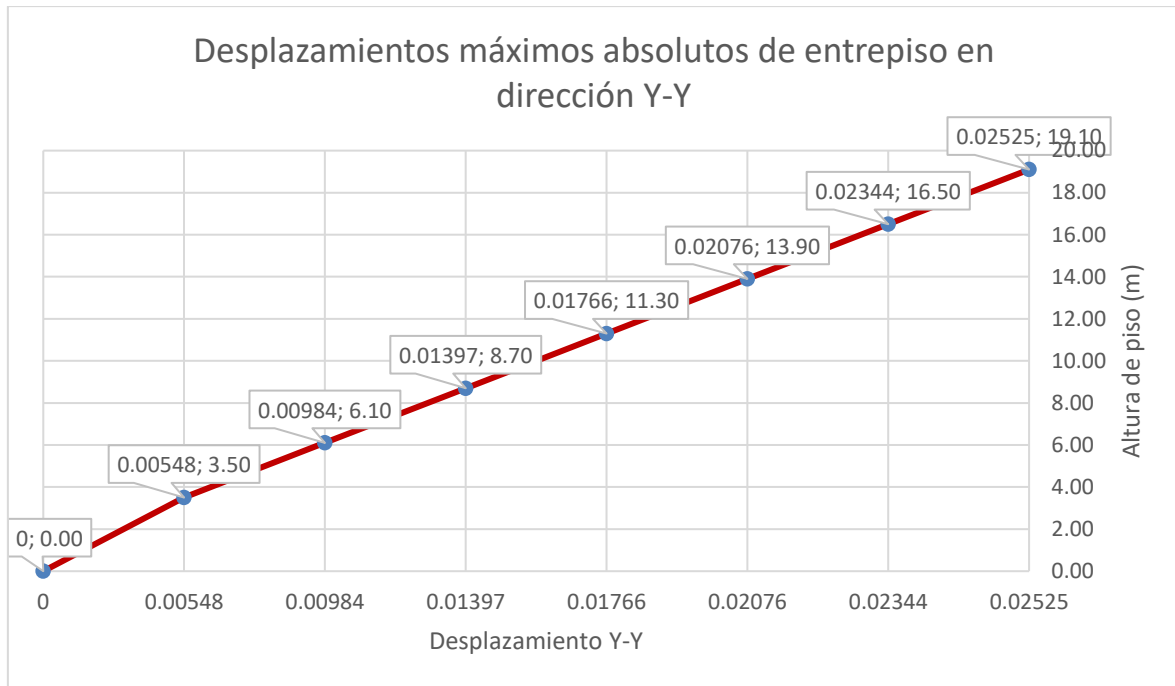


Figura 52 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 52 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis con suelo intermedio (S3) para el modelo en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 120.

Tabla 120 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.60	0.00181	0.00069	0.0036	0.007
2.60	0.00268	0.00103	0.0054	0.007
2.60	0.00310	0.00119	0.0063	0.007
2.60	0.00370	0.00142	0.0075	0.007
2.60	0.00412	0.00159	0.0083	0.007
2.60	0.00437	0.00168	0.0088	0.007
3.50	0.00548	0.00156	0.0082	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.2.3. Edificio N°01 - (Modelo Barkan Savinov) con suelo de tipo S3

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de Barkan – Savinov en la dirección de análisis señalada.

Tabla 121 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story7	19.10	Top	0.01509
Story6	16.50	Top	0.01396
Story5	13.90	Top	0.01135
Story4	11.30	Top	0.00999
Story3	8.70	Top	0.00815
Story2	6.10	Top	0.00599
Story1	3.50	Top	0.00362
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 121 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 1.509 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.

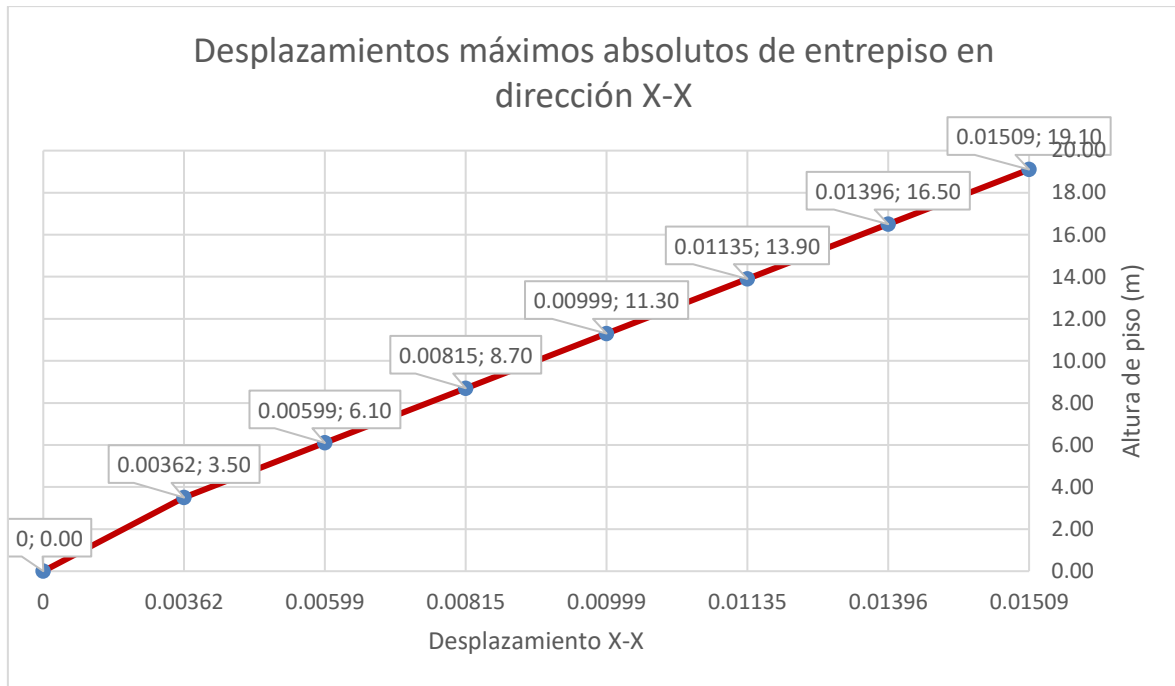


Figura 53 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 53 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 122.

Tabla 122 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.60	0.00113	0.00044	0.0023	0.007
2.60	0.00262	0.00101	0.0053	0.007
2.60	0.00135	0.00052	0.0027	0.007
2.60	0.00184	0.00071	0.0037	0.007
2.60	0.00216	0.00083	0.0044	0.007
2.60	0.00237	0.00091	0.0048	0.007
3.50	0.00362	0.00103	0.0054	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de Barkan – Savinov en la dirección de análisis señalada.

Tabla 123 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story7	19.10	Top	0.02747
Story6	16.50	Top	0.02542
Story5	13.90	Top	0.02278
Story4	11.30	Top	0.01946
Story3	8.70	Top	0.01534
Story2	6.10	Top	0.01081
Story1	3.50	Top	0.00601
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 123 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 2.747 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.

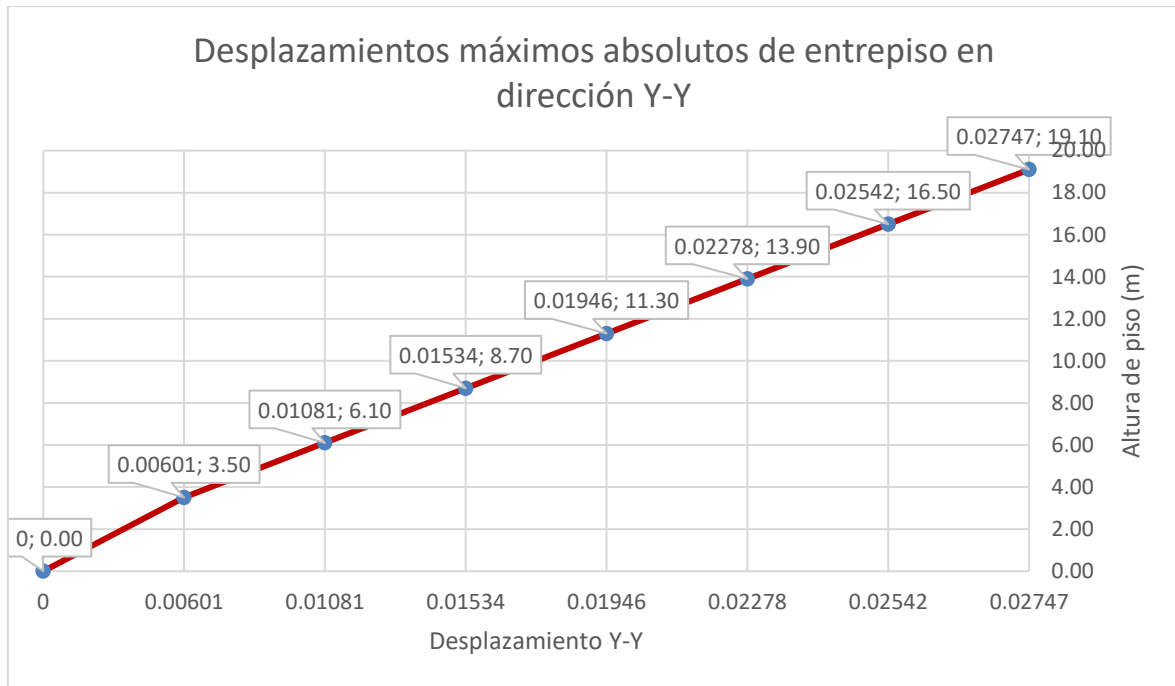


Figura 54 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 54 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 124.

Tabla 124 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.60	0.00205	0.00079	0.0041	0.007
2.60	0.00265	0.00102	0.0053	0.007
2.60	0.00332	0.00128	0.0067	0.007
2.60	0.00411	0.00158	0.0083	0.007
2.60	0.00453	0.00174	0.0092	0.007
2.60	0.00480	0.00185	0.0097	0.007
3.50	0.00601	0.00172	0.0090	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por $0.75R$) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.2.4. Edificio N°01 - (Modelo de la Norma Rusa) con suelo de tipo S3

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 125 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story7	19.10	Top	0.02253
Story6	16.50	Top	0.02091
Story5	13.90	Top	0.01715
Story4	11.30	Top	0.01506
Story3	8.70	Top	0.01233
Story2	6.10	Top	0.00917
Story1	3.50	Top	0.00567
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 125 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 2.253 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.

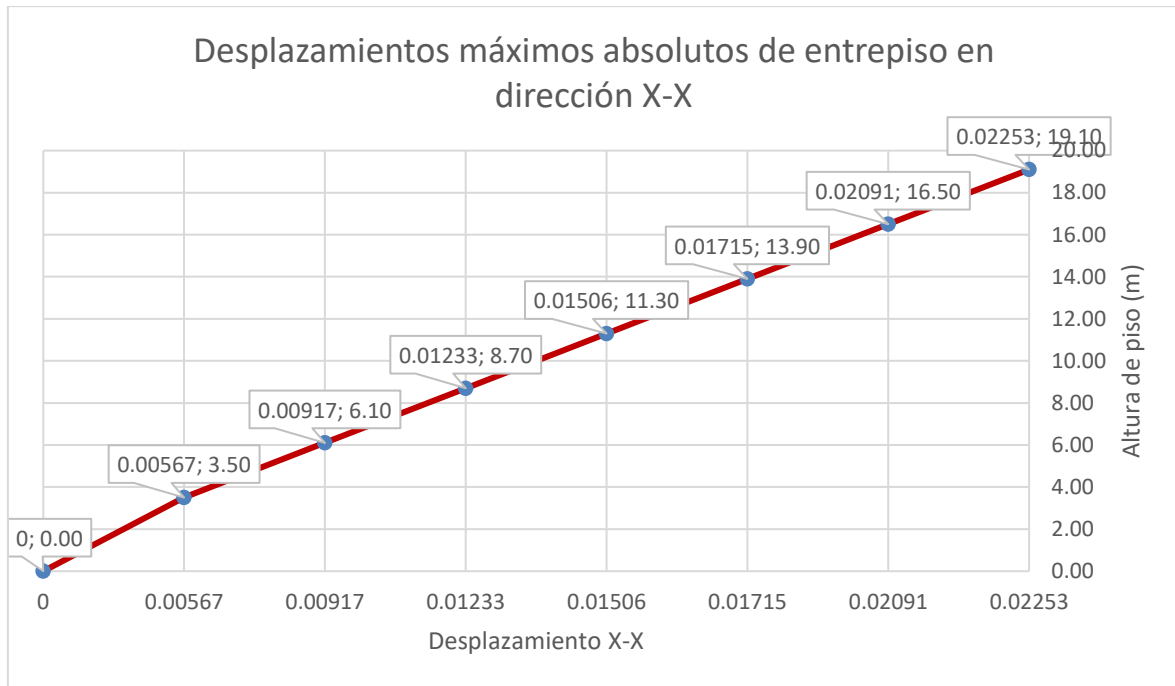


Figura 55 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 55 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 126.

Tabla 126 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.60	0.00163	0.00063	0.0033	0.007
2.60	0.00375	0.00144	0.0076	0.007
2.60	0.00209	0.00081	0.0042	0.007
2.60	0.00273	0.00105	0.0055	0.007
2.60	0.00316	0.00121	0.0064	0.007
2.60	0.00350	0.00135	0.0071	0.007
3.50	0.00567	0.00162	0.0085	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por $0.75R$) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 127 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story7	19.10	Top	0.03945
Story6	16.50	Top	0.03687
Story5	13.90	Top	0.03276
Story4	11.30	Top	0.02803
Story3	8.70	Top	0.02256
Story2	6.10	Top	0.01638
Story1	3.50	Top	0.00964
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 127 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 3.945 cm en el nivel más alto, es decir, a los 19.10 m de altura.

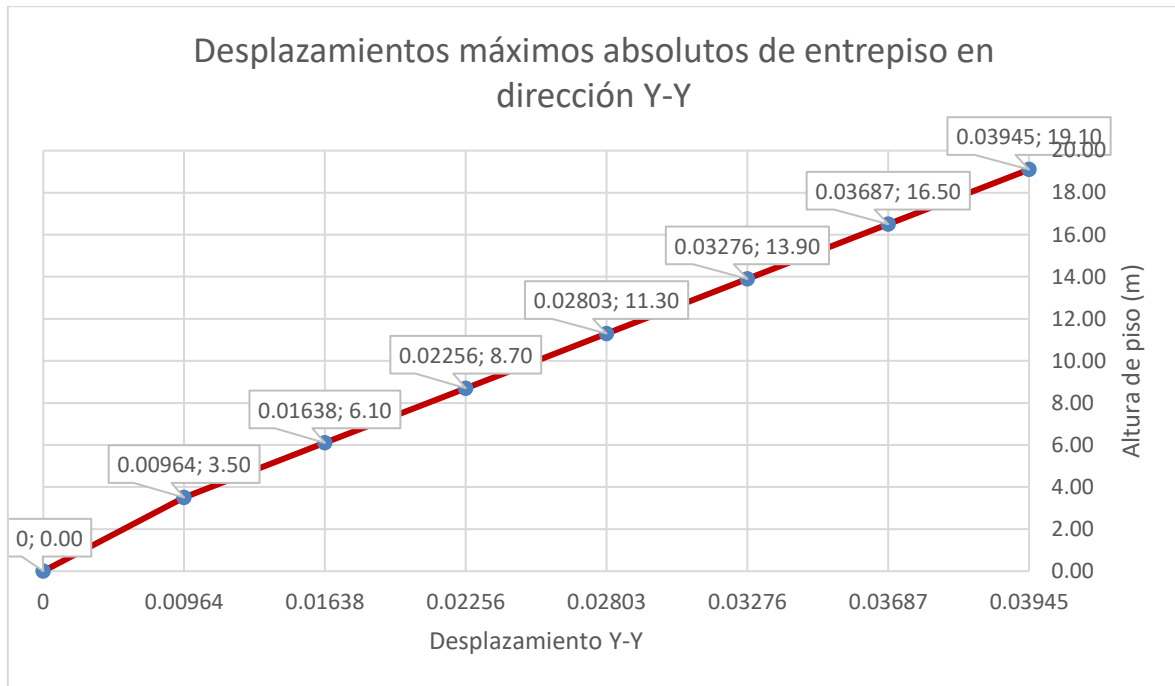


Figura 56 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 56 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 128.

Tabla 128 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.60	0.00258	0.00099	0.0052	0.007
2.60	0.00411	0.00158	0.0083	0.007
2.60	0.00473	0.00182	0.0095	0.007
2.60	0.00547	0.00210	0.0110	0.007
2.60	0.00618	0.00238	0.0125	0.007
2.60	0.00674	0.00259	0.0136	0.007
3.50	0.00964	0.00275	0.0145	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.2.5. Comparativa de las derivas en los modelos dinámicos con suelo flexible (S3)

Tabla 129 - Derivas Inelásticas en la dirección X-X con base empotrada e ISE

H piso (m)	Norma E-030	ASCE 41-17	BARKAN S.	NORMA RUSA
19.10	0.26%	0.22%	0.23%	0.33%
16.50	0.30%	0.47%	0.53%	0.76%
13.90	0.26%	0.30%	0.27%	0.42%
11.30	0.32%	0.40%	0.37%	0.55%
8.70	0.37%	0.47%	0.44%	0.64%
6.10	0.37%	0.52%	0.48%	0.71%
3.50	0.27%	0.55%	0.54%	0.85%
0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

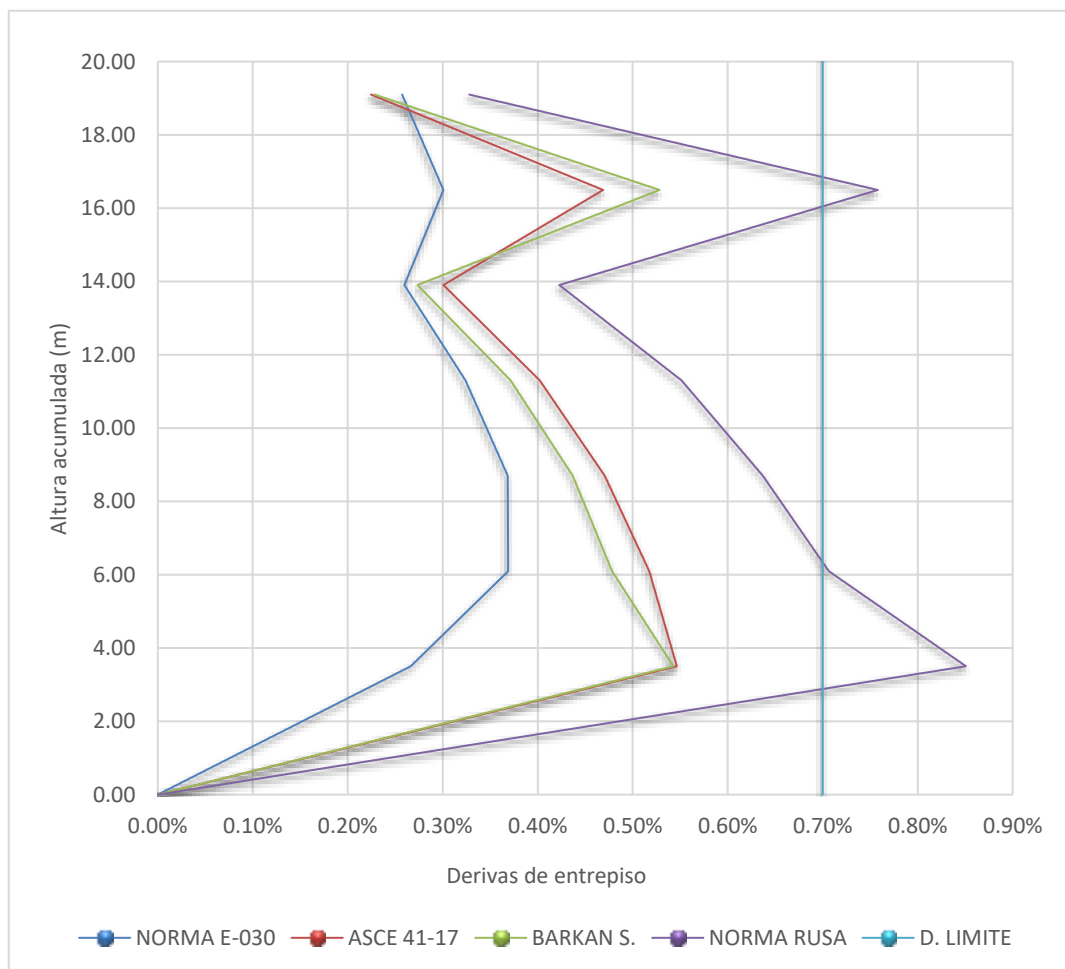


Figura 57 Derivas inelásticas para el Edificio N°01 y suelo tipo S3 con y sin ISE para sismo en dirección X-

X

Comentario: Como se puede apreciar en la figura 57, el modelo que corresponde a las derivas calculadas con base empotrada es el denominado “Norma E-030”, el cual cumple con el requisito de deriva límite para todos sus niveles analizados para un sismo en dirección X-X. Por otro lado, todos los modelos que consideran interacción suelo – estructura, han reportado un incremento en las derivas de entrepiso, siendo el modelo de la Norma Rusa aquel que no logra cumplir con la deriva límite normalizada, alcanzando valores de 0.78% y 0.71% para el primer y sexto nivel de entrepiso. En este sentido, se puede señalar que el modelo que genera una mayor respuesta estructural a nivel de derivas de entrepiso, para el Edificio N°01 y considerando el perfil de suelo S2, es el de la Norma Rusa; por otro lado, los modelos de la ASCE/SEI 41-17 y de D.D. Barkan – O.A. Savinov han presentado comportamientos muy similares.

Tabla 130 - Derivas Inelásticas en la dirección Y-Y con base empotrada e ISE

H piso (m)	Norma E-030	ASCE 41-17	BARKAN S.	NORMA RUSA
19.10	0.26%	0.36%	0.41%	0.52%
16.50	0.21%	0.54%	0.53%	0.83%
13.90	0.41%	0.63%	0.67%	0.95%
11.30	0.53%	0.75%	0.83%	1.10%
8.70	0.61%	0.83%	0.92%	1.25%
6.10	0.62%	0.88%	0.97%	1.36%
3.50	0.46%	0.82%	0.90%	1.45%
0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

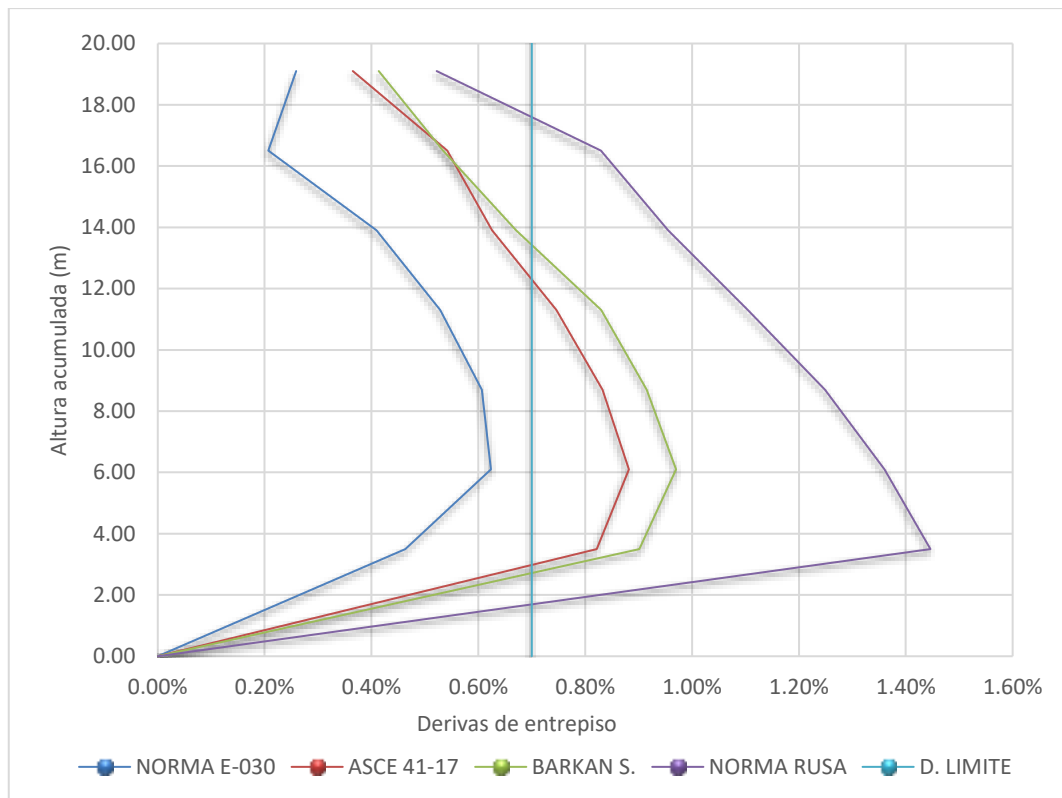


Figura 58 Derivas inelásticas para el Edificio N°01 y suelo tipo S3 con y sin ISE para sismo en dirección Y-

Y

Comentario: Como se puede apreciar la figura 58, el modelo que corresponde a las derivas calculadas con base empotrada es el denominado “Norma E-030”, el cual cumple con el requisito de deriva límite para todos sus niveles analizados para un sismo en dirección Y-Y. Por otro lado, todos los modelos que consideran interacción suelo – estructura, han reportado un incremento en las derivas de entrepiso, no llegando a cumplir ninguno de estos con el valor de deriva límite máximo normalizado, alcanzando el máximo valor de 1.00% el modelo de la Norma Rusa, seguido del modelo de la ASCE 41-17 (0.82%) y del modelo de D.D. Barkan – O.A. Savinov (0.81%).

En este sentido, se puede señalar que – al igual que en el análisis en la dirección X-X – el modelo que genera una mayor respuesta estructural a nivel de derivas de entrepiso, para el Edificio N°01 y considerando el perfil de suelo S3, es el de la Norma Rusa. Asimismo, los modelos de la ASCE/SEI 41-17 y de D.D. Barkan – O.A. Savinov han presentado

comportamientos muy similares, teniendo una respuesta un poco mayor el modelo de la ASCE/SEI 41-17.

Por otro lado, se ha determinado las variaciones porcentuales de las derivas de entre piso de los modelos con ISE en relación con el modelo de base empotrada, tal como lo señala la norma E.030. En las Figuras 59 a 62, se muestran dichas variaciones para cada dirección de análisis y tipo de suelo.

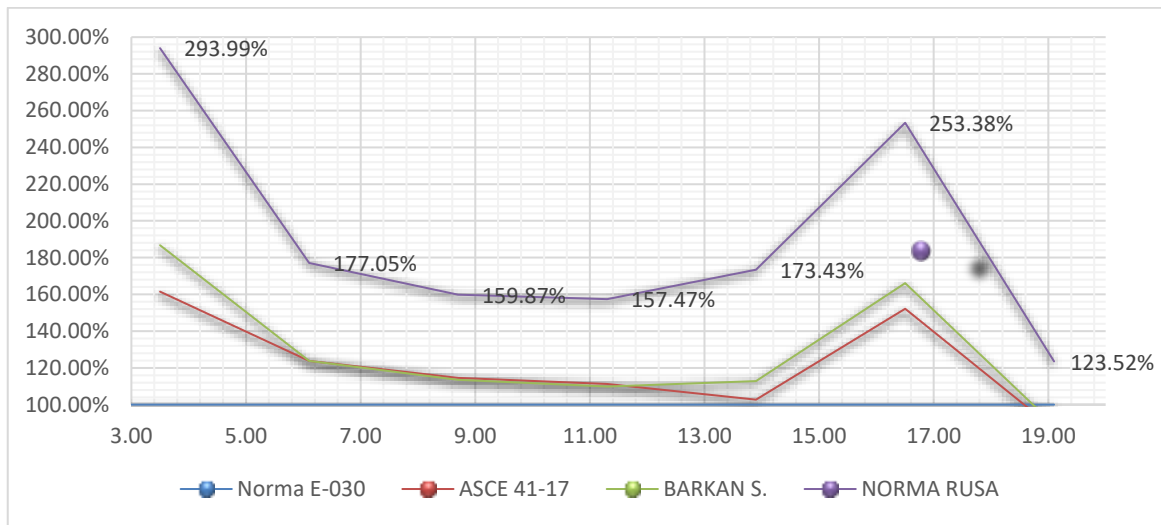


Figura 59 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s2 en la dirección x-x

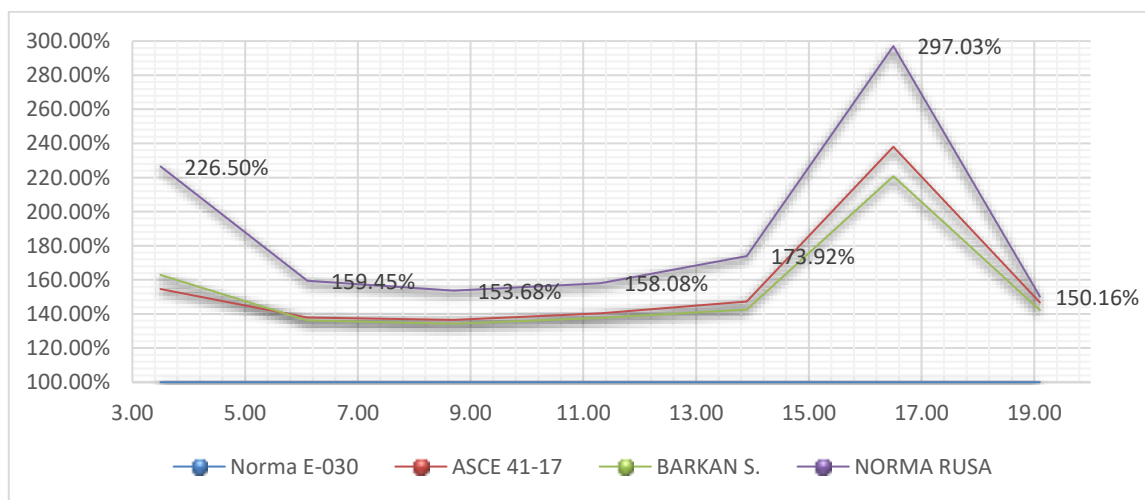


Figura 60 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s2 en la dirección y-y

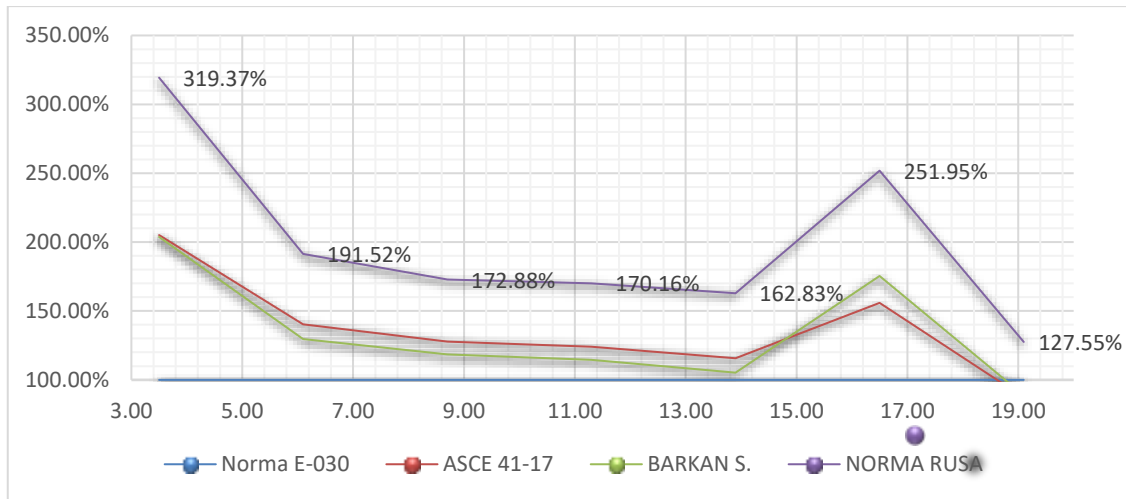


Figura 61 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s3 en la dirección x-x

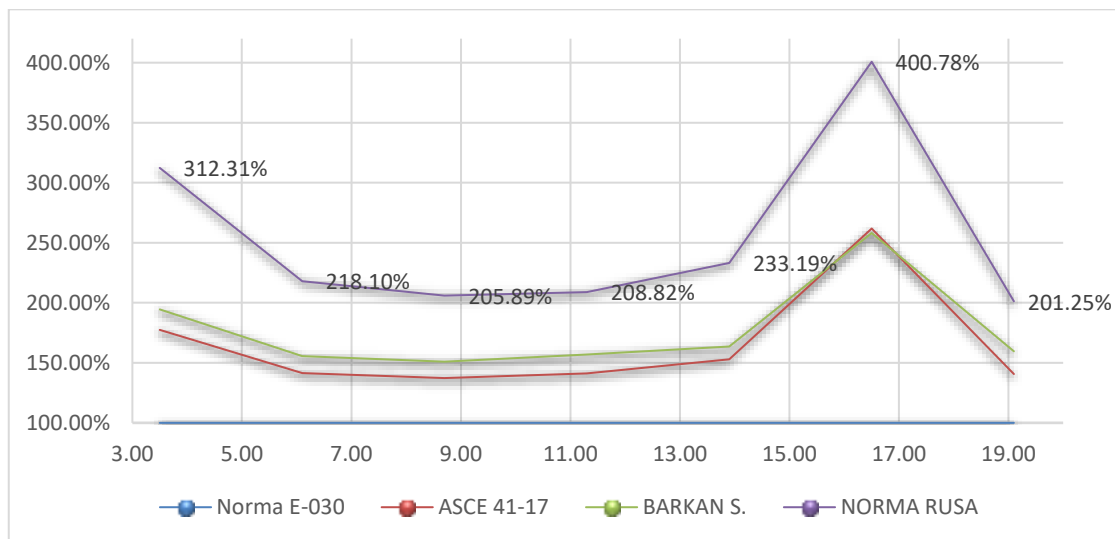


Figura 62 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s3 en la dirección y-y

De las gráficas mostradas, se puede apreciar, de forma lógica que el modelo que presenta una mayor variación porcentual con respecto al modelo de base empotrada, es el modelo de la Norma Rusa.

3.3.3. Edificio N°02 - Derivas con suelo intermedio (S2)

3.3.3.1. Edificio N°02 - (Modelo con base empotrada) con suelo de tipo S2

A. Análisis en la dirección X-X

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el modelo de Base Empotrada en la dirección de análisis señalada.

Tabla 131 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story5	14.1	Top	0.01148
Story4	11.6	Top	0.01042
Story3	9.1	Top	0.00858
Story2	6.6	Top	0.00607
Story1	4.1	Top	0.00301
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 131 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 01 es de 1.148 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.

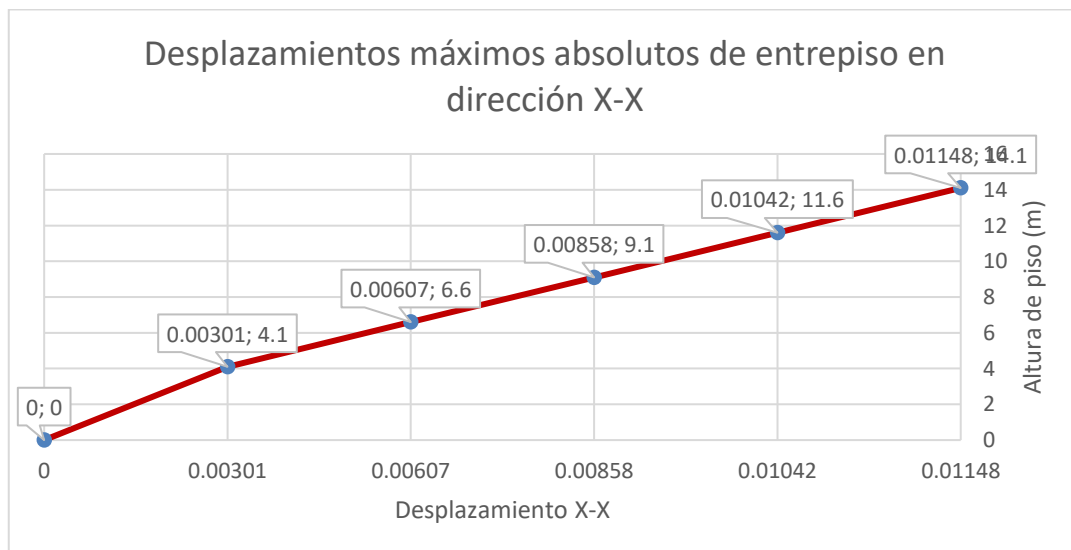


Figura 63 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 63 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 132.

Tabla 132 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.50	0.00106	0.00042	0.0022	0.007
2.50	0.00184	0.00074	0.0039	0.007
2.50	0.00251	0.00100	0.0053	0.007
2.50	0.00305	0.00122	0.0064	0.007
4.10	0.00301	0.00074	0.0039	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. *Análisis en la dirección Y-Y*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el Modelo de Base Empotrada en la dirección de análisis señalada.

Tabla 133 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story5	14.1	Top	0.00947
Story4	11.6	Top	0.00861
Story3	9.1	Top	0.00717
Story2	6.6	Top	0.00527
Story1	4.1	Top	0.00295
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 133 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 0.947 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.



Figura 64 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 64 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 134.

Tabla 134 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.50	0.00086	0.00034	0.0018	0.007
2.50	0.00144	0.00058	0.0030	0.007
2.50	0.00190	0.00076	0.0040	0.007
2.50	0.00232	0.00093	0.0049	0.007
4.10	0.00295	0.00072	0.0038	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.3.2. Edificio N°02 - (Modelo ASCE) con suelo de tipo S2

A. Análisis en la dirección X-X

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma ASCE/SEI 41-17 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 135 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story5	14.1	Top	0.01738
Story4	11.6	Top	0.01608
Story3	9.1	Top	0.01390
Story2	6.6	Top	0.01085
Story1	4.1	Top	0.00700
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 135 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 1.738 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.



Figura 65 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 65 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 136.

Tabla 136 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.50	0.00131	0.00052	0.0027	0.007
2.50	0.00218	0.00087	0.0046	0.007
2.50	0.00304	0.00122	0.0064	0.007
2.50	0.00386	0.00154	0.0081	0.007
4.10	0.00700	0.00171	0.0090	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma ASCE/SEI 41-17 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 137 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story5	14.1	Top	0.01268
Story4	11.6	Top	0.01168
Story3	9.1	Top	0.01006
Story2	6.6	Top	0.00799
Story1	4.1	Top	0.00542
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 137 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 1.268 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.



Figura 66 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 66 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 138.

Tabla 138 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.50	0.00100	0.00040	0.0021	0.007
2.50	0.00161	0.00065	0.0034	0.007
2.50	0.00208	0.00083	0.0044	0.007
2.50	0.00257	0.00103	0.0054	0.007
4.10	0.00542	0.00132	0.0069	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.3.3. Edificio N°02 - (Modelo Barkan Savinov) con suelo de tipo S2

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de Barkan – Savinov en la dirección de análisis señalada.

Tabla 139 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story5	14.1	Top	0.01842
Story4	11.6	Top	0.01715
Story3	9.1	Top	0.01501
Story2	6.6	Top	0.01201
Story1	4.1	Top	0.00811
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 139 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 1.842 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.



Figura 67 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 67 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 140.

Tabla 140 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.50	0.00128	0.00051	0.0027	0.007
2.50	0.00213	0.00085	0.0045	0.007
2.50	0.00300	0.00120	0.0063	0.007
2.50	0.00391	0.00156	0.0082	0.007
4.10	0.00811	0.00198	0.0104	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por $0.75R$) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de Barkan – Savinov en la dirección de análisis señalada.

Tabla 141 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story5	14.1	Top	0.01348
Story4	11.6	Top	0.01228
Story3	9.1	Top	0.01075
Story2	6.6	Top	0.00877
Story1	4.1	Top	0.00623
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 141 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 1.348 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.

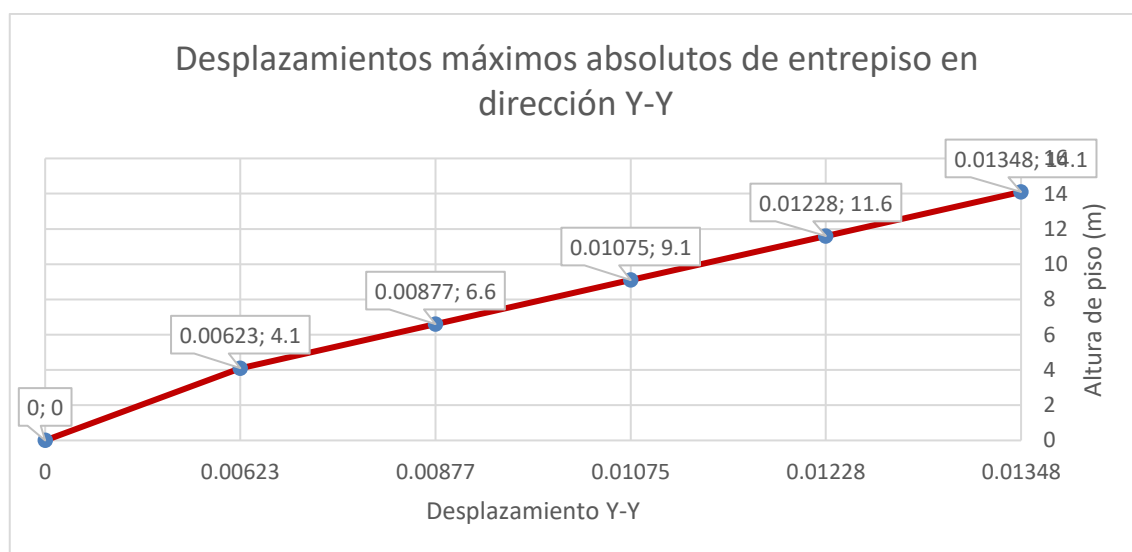


Figura 68 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 68 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 142.

Tabla 142 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.50	0.00120	0.00048	0.0025	0.007
2.50	0.00153	0.00061	0.0032	0.007
2.50	0.00199	0.00079	0.0042	0.007
2.50	0.00254	0.00101	0.0053	0.007
4.10	0.00623	0.00152	0.0080	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.3.4. Edificio N°02 - (Modelo de la Norma Rusa) con suelo de tipo S2

A. Análisis en la dirección X-X

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 143 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story5	14.1	Top	0.02238
Story4	11.6	Top	0.02089
Story3	9.1	Top	0.01868
Story2	6.6	Top	0.01568
Story1	4.1	Top	0.01157
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 143 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 2.238 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.



Figura 69 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 69 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 144.

Tabla 144 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.50	0.00149	0.00059	0.0031	0.007
2.50	0.00221	0.00088	0.0046	0.007
2.50	0.00301	0.00120	0.0063	0.007
2.50	0.00410	0.00164	0.0086	0.007
4.10	0.01157	0.00282	0.0148	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por $0.75R$) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 145 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story5	14.10	Top	0.02199
Story4	11.60	Top	0.02012
Story3	9.10	Top	0.01764
Story2	6.60	Top	0.01473
Story1	4.10	Top	0.01112
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 145 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 2.199 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.



Figura 70 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 70 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 146.

Tabla 146 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

Hpiso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.50	0.00187	0.00075	0.0039	0.007
2.50	0.00248	0.00099	0.0052	0.007
2.50	0.00291	0.00116	0.0061	0.007
2.50	0.00361	0.00145	0.0076	0.007
4.10	0.01112	0.00271	0.0142	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.3.5. Comparativa de las derivas en los modelos dinámicos con suelo intermedio (S2)

Tabla 147 - Derivas Inelásticas en la dirección X-X con base empotrada e ISE

H piso (m)	Norma E-030	ASCE 41-17	BARKAN S.	NORMA RUSA
14.10	0.22%	0.27%	0.27%	0.31%
11.60	0.39%	0.46%	0.45%	0.46%
9.10	0.53%	0.64%	0.63%	0.63%
6.60	0.64%	0.81%	0.82%	0.86%
4.10	0.39%	0.90%	1.04%	1.48%
0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

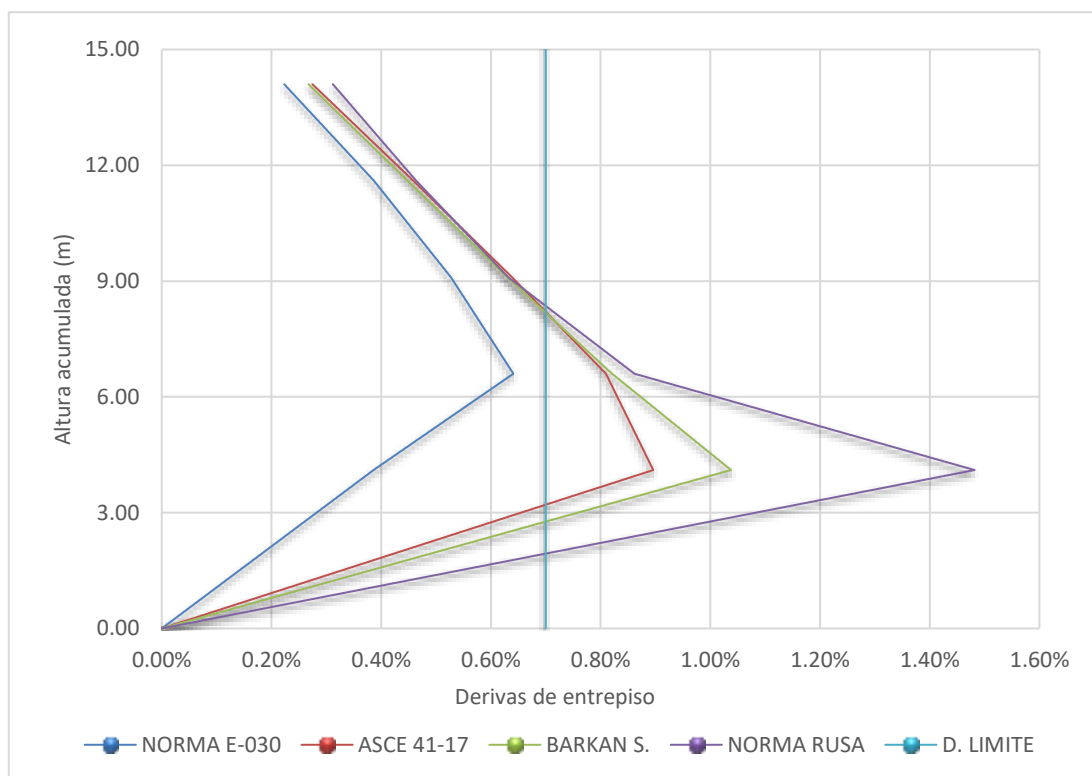


Figura 71 Derivas inelásticas para el edificio N°02 y suelo tipo S2 con y sin ISE para sismo en dirección X-

X

Comentario: Como se puede apreciar la figura 71, el modelo que corresponde a las derivas calculadas con base empotrada es el denominado “Norma E-030”, el cual cumple con el requisito de deriva límite para todos sus niveles analizados para un sismo en dirección X-X. Por otro lado, todos los modelos que consideran interacción suelo – estructura, han superado el valor de deriva máxima permitida, siendo el modelo de la Norma Rusa aquel que presenta

la mayor variación, reportando derivas de hasta 1.48%, lo cual es más del doble del valor permitido en la norma E.030 (2018). Asimismo, se puede señalar que el modelo que genera una mayor respuesta estructural a nivel de derivas de entrepiso, para el Edificio N°02 y considerando el perfil de suelo S2, es el de la Norma Rusa, sobre todo en el primer nivel de entrepiso, llegando a asemejarse mucho su comportamiento al de los otros modelos que consideran ISE, en los niveles superiores.

Tabla 148 - Derivas Inelásticas en la dirección Y-Y con base empotrada e ISE

H piso (m)	Norma E-030	ASCE 41-17	BARKAN S.	NORMA RUSA
14.10	0.18%	0.21%	0.25%	0.39%
11.60	0.30%	0.34%	0.32%	0.52%
9.10	0.40%	0.44%	0.42%	0.61%
6.60	0.49%	0.54%	0.53%	0.76%
4.10	0.38%	0.69%	0.80%	1.42%
0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

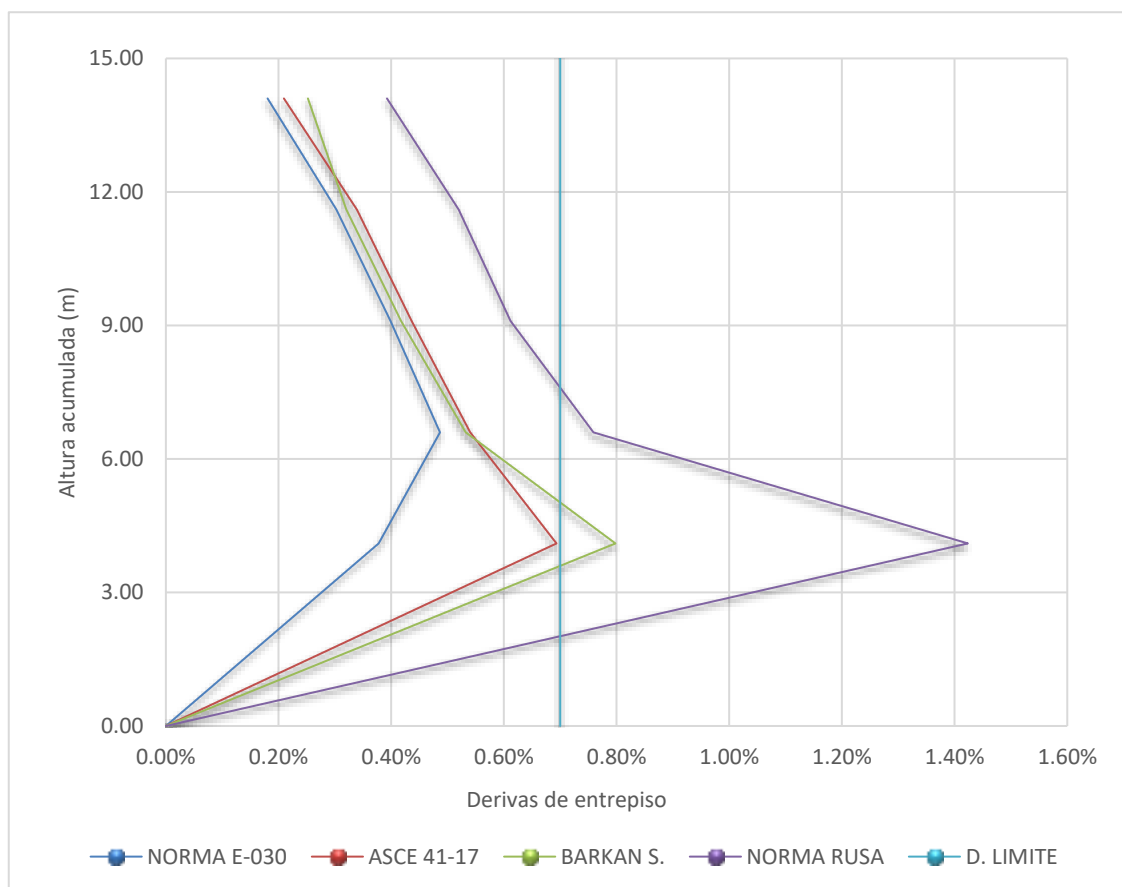


Figura 72 Derivas inelásticas para el edificio N°02 y suelo tipo S2 con y sin ISE para sismo en dirección Y-Y

Comentario: Como se puede apreciar la figura 72, el modelo que corresponde a las derivas calculadas con base empotrada es el denominado “Norma E-030”, el cual cumple con el requisito de deriva límite para todos sus niveles analizados para un sismo en dirección Y-Y. Por otro lado, solo el modelo de la ASCE/SEI 41-17 cumple con las derivas en esta dirección de análisis Y-Y para el suelo S2, aunque de forma muy justa (0.69%). Respecto a los otros modelos que consideran ISE, han reportado un incremento en las derivas de entrepiso, no llegando a cumplir ninguno de estos con el valor de deriva límite máximo normalizado, alcanzando el máximo valor de 1.42% el modelo de la Norma Rusa, seguido del modelo de D.D. Barkan – O.A. Savinov (0.80%).

En este sentido, se puede señalar que – al igual que en el análisis en la dirección X-X – el modelo que genera una mayor respuesta estructural a nivel de derivas de entrepiso, para el Edificio N°02 y considerando el perfil de suelo S2, es el de la Norma Rusa. Asimismo, los modelos de la ASCE/SEI 41-17 y de D.D. Barkan – O.A. Savinov han presentado comportamientos muy similares, sin que se pueda afirmar que uno genera una respuesta mayor que el otro para este edificio.

3.3.4. Edificio N°02 - Derivas con suelo flexible (S3)

3.3.4.1. Edificio N°02 - (Modelo con base empotrada) con suelo de tipo S3

A. Análisis en la dirección X-X

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el modelo de Base Empotrada en la dirección de análisis señalada.

Tabla 149 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story5	14.1	Top	0.01203
Story4	11.6	Top	0.01091
Story3	9.1	Top	0.00899
Story2	6.6	Top	0.00636
Story1	4.1	Top	0.00316
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 149 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 1.203 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.

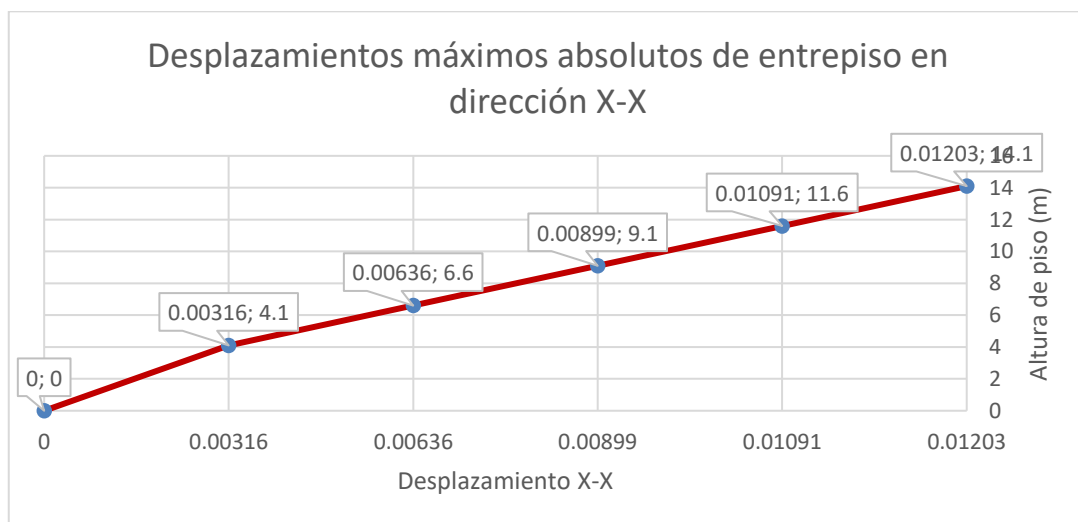


Figura 73 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 73 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 150.

Tabla 150 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.50	0.00111	0.00045	0.0023	0.007
2.50	0.00193	0.00077	0.0041	0.007
2.50	0.00263	0.00105	0.0055	0.007
2.50	0.00320	0.00128	0.0067	0.007
4.10	0.00316	0.00077	0.0040	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. *Análisis en la dirección Y-Y*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el modelo de Base Empotrada en la dirección de análisis señalada.

Tabla 151 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story5	14.1	Top	0.00992
Story4	11.6	Top	0.00902
Story3	9.1	Top	0.00751
Story2	6.6	Top	0.00552
Story1	4.1	Top	0.00309
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 151 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 0.992 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.



Figura 74 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 74 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 152.

Tabla 152 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.50	0.00090	0.00036	0.0019	0.007
2.50	0.00151	0.00060	0.0032	0.007
2.50	0.00199	0.00080	0.0042	0.007
2.50	0.00243	0.00097	0.0051	0.007
4.10	0.00309	0.00075	0.0040	0.007

3.3.4.2. Edificio N°02 - (Modelo ASCE) con suelo de tipo S3

A. Análisis en la dirección X-X

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma ASCE/SEI 41-17 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 153 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story5	14.1	Top	0.01946
Story4	11.6	Top	0.01798
Story3	9.1	Top	0.01568
Story2	6.6	Top	0.01254
Story1	4.1	Top	0.00850
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 153 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 1.946 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.

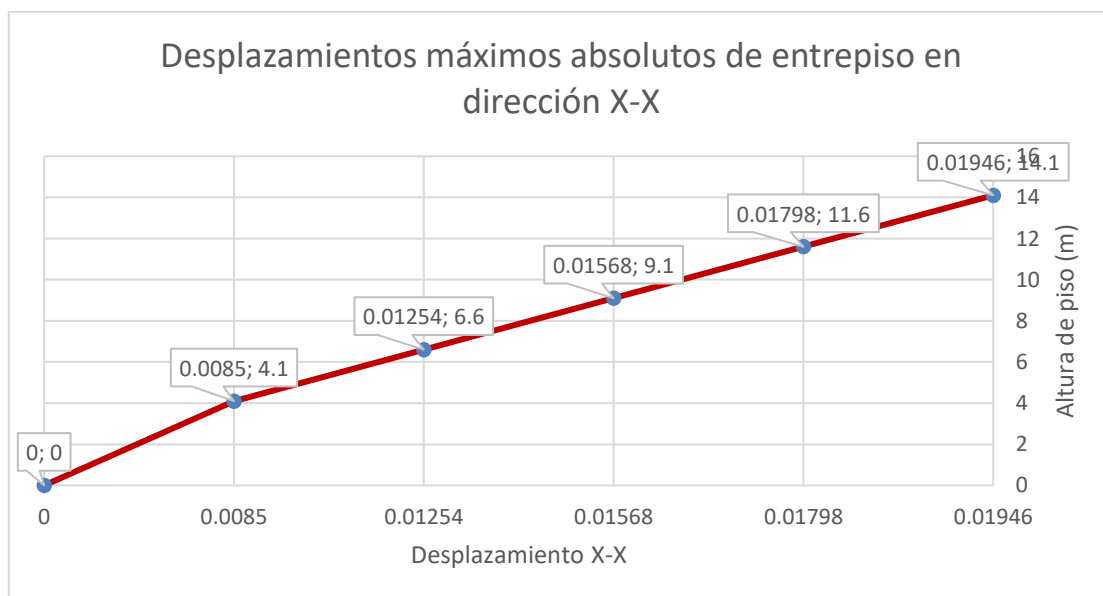


Figura 75 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 75 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 154.

Tabla 154 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.50	0.00148	0.00059	0.0031	0.007
2.50	0.00230	0.00092	0.0048	0.007
2.50	0.00314	0.00126	0.0066	0.007
2.50	0.00404	0.00162	0.0085	0.007
4.10	0.00850	0.00207	0.0109	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. *Análisis en la dirección Y-Y*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma ASCE/SEI 41-17 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 155 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story5	14.1	Top	0.01597
Story4	11.6	Top	0.01431
Story3	9.1	Top	0.01237
Story2	6.6	Top	0.00997
Story1	4.1	Top	0.00703
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 155 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 1.597 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.



Figura 76 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 76 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 156.

Tabla 156 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.50	0.00166	0.00067	0.0035	0.007
2.50	0.00194	0.00078	0.0041	0.007
2.50	0.00240	0.00096	0.0050	0.007
2.50	0.00294	0.00117	0.0062	0.007
4.10	0.00703	0.00172	0.0090	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.4.3. Edificio N°02 - (Modelo Barkan Savinov) con suelo de tipo S3

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de Barkan – Savinov en la dirección de análisis señalada.

Tabla 157 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story5	14.1	Top	0.02295
Story4	11.6	Top	0.02145
Story3	9.1	Top	0.01898
Story2	6.6	Top	0.01551
Story1	4.1	Top	0.01086
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 157 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 2.295 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.

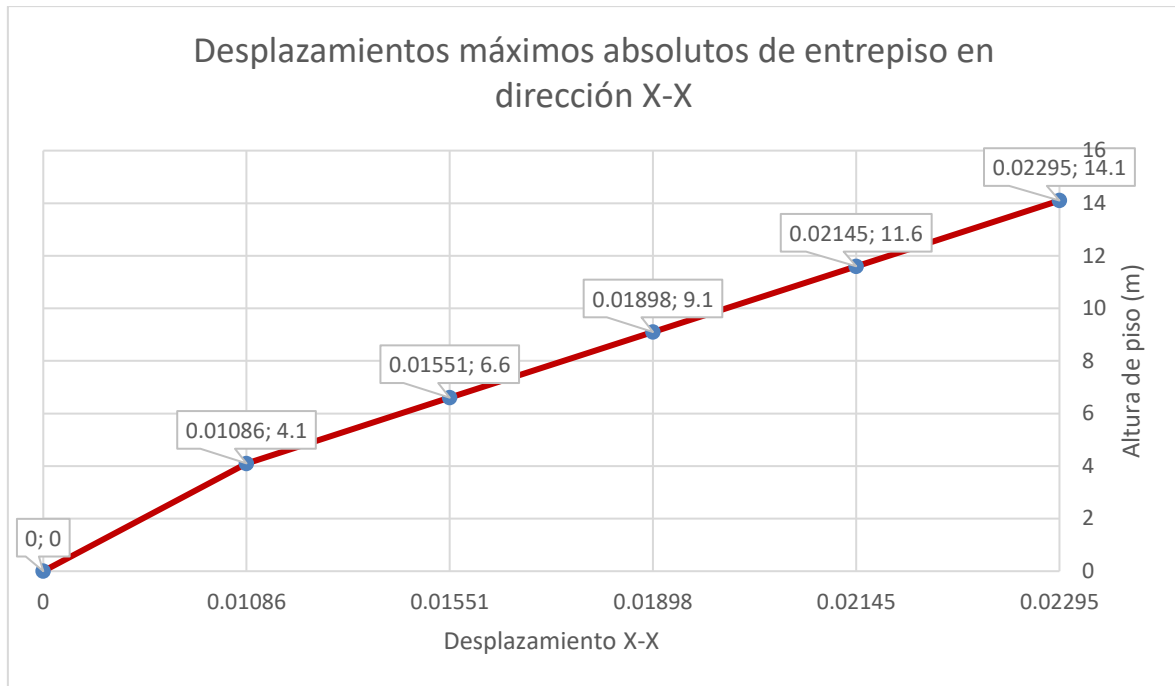


Figura 77 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 77 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 158.

Tabla 158 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.50	0.00150	0.00060	0.0032	0.007
2.50	0.00246	0.00099	0.0052	0.007
2.50	0.00348	0.00139	0.0073	0.007
2.50	0.00465	0.00186	0.0098	0.007
4.10	0.01086	0.00265	0.0139	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de Barkan – Savinov en la dirección de análisis señalada.

Tabla 159 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story5	14.1	Top	0.01599
Story4	11.6	Top	0.01480
Story3	9.1	Top	0.01289
Story2	6.6	Top	0.01047
Story1	4.1	Top	0.00742
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 159 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 1.599 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.

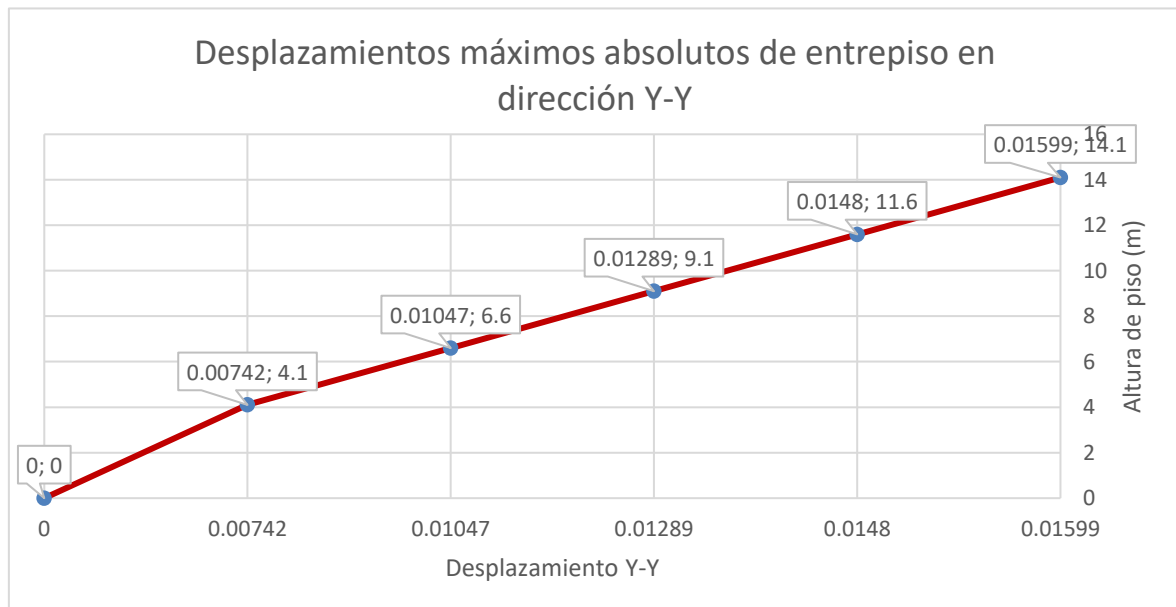


Figura 78 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 78 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 160.

Tabla 160 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.50	0.00120	0.00048	0.0025	0.007
2.50	0.00190	0.00076	0.0040	0.007
2.50	0.00242	0.00097	0.0051	0.007
2.50	0.00305	0.00122	0.0064	0.007
4.10	0.00742	0.00181	0.0095	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.4.4. Edificio N°02 - (Modelo de la Norma Rusa) con suelo de tipo S3

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 161 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story5	14.1	Top	0.02550
Story4	11.6	Top	0.02361
Story3	9.1	Top	0.02104
Story2	6.6	Top	0.01773
Story1	4.1	Top	0.01328
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 161 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 2.550 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.

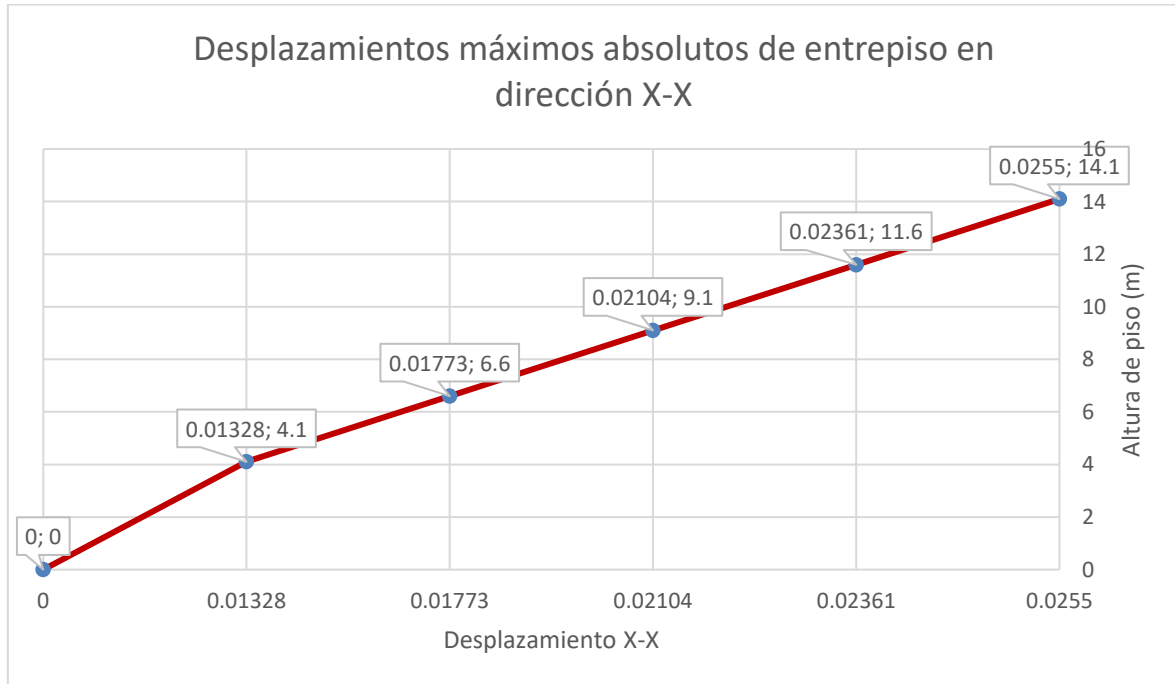


Figura 79 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 79 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 162.

Tabla 162 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
2.50	0.00189	0.00076	0.0040	0.007
2.50	0.00257	0.00103	0.0054	0.007
2.50	0.00331	0.00133	0.0070	0.007
2.50	0.00444	0.00178	0.0093	0.007
4.10	0.01328	0.00324	0.0170	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 163 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story5	14.10	Top	0.02982
Story4	11.60	Top	0.02667
Story3	9.10	Top	0.02297
Story2	6.60	Top	0.01887
Story1	4.10	Top	0.01406
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 163 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 02 es de 2.982 cm en el nivel más alto, es decir, a los 14.10 m de altura.



Figura 80 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 80 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 164.

Tabla 164 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
2.50	0.00316	0.00126	0.0066	0.007
2.50	0.00370	0.00148	0.0078	0.007
2.50	0.00410	0.00164	0.0086	0.007
2.50	0.00481	0.00192	0.0101	0.007
4.10	0.01406	0.00343	0.0180	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.4.5. Comparativa de las derivas en los modelos dinámicos con suelo flexible (S3)

Tabla 165 - Derivas Inelásticas en la dirección X-X con base empotrada e ISE

H piso (m)	Norma E-030	ASCE 41-17	BARKAN S.	NORMA RUSA
14.10	0.23%	0.31%	0.32%	0.40%
11.60	0.41%	0.48%	0.52%	0.54%
9.10	0.55%	0.66%	0.73%	0.70%
6.60	0.67%	0.85%	0.98%	0.93%
4.10	0.40%	1.09%	1.39%	1.70%
0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

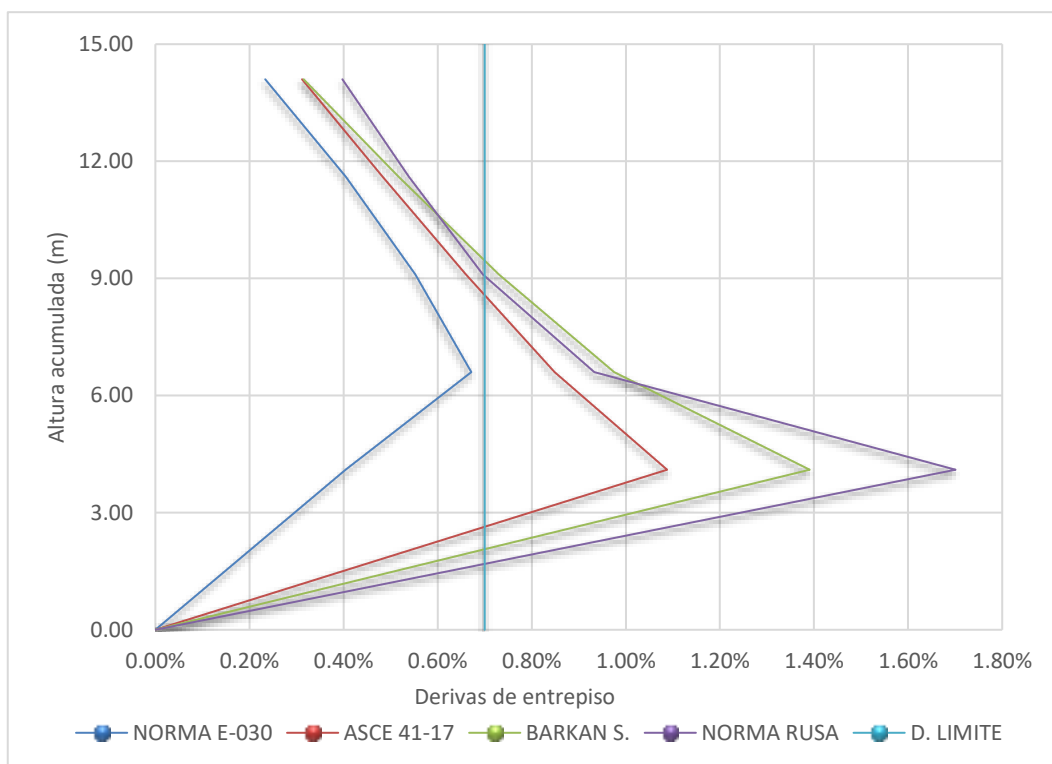


Figura 81 Derivas inelásticas para el edificio N°02 y suelo tipo S3 con y sin ISE para sismo en dirección X-

X

Comentario: Como se puede apreciar en la figura 81, el modelo que corresponde a las derivas calculadas con base empotrada es el denominado “Norma E-030”, el cual cumple con el requisito de deriva límite para todos sus niveles analizados para un sismo en dirección X-X. Por otro lado, todos los modelos que consideran interacción suelo – estructura, han superado el valor de deriva máxima permitida, siendo el modelo de la Norma Rusa aquel que presenta la mayor variación, reportando derivas de hasta 1.70%, lo cual es más del doble del valor

permitido en la norma E.030 (2018). Asimismo, se puede señalar que el modelo que genera una mayor respuesta estructural a nivel de derivas de entrepiso, para el Edificio N°02 y considerando el perfil de suelo S3, es el de la Norma Rusa, sobre todo en el primer nivel de entrepiso, llegando a asemejarse mucho su comportamiento al de los otros modelos que consideran ISE, en los niveles superiores.

Tabla 166 - Derivas Inelásticas en la dirección Y-Y con base empotrada e ISE

H piso (m)	Norma E-030	ASCE 41-17	BARKAN S.	NORMA RUSA
14.10	0.19%	0.35%	0.25%	0.66%
11.60	0.32%	0.41%	0.40%	0.78%
9.10	0.42%	0.50%	0.51%	0.86%
6.60	0.51%	0.62%	0.64%	1.01%
4.10	0.40%	0.90%	0.95%	1.80%
0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

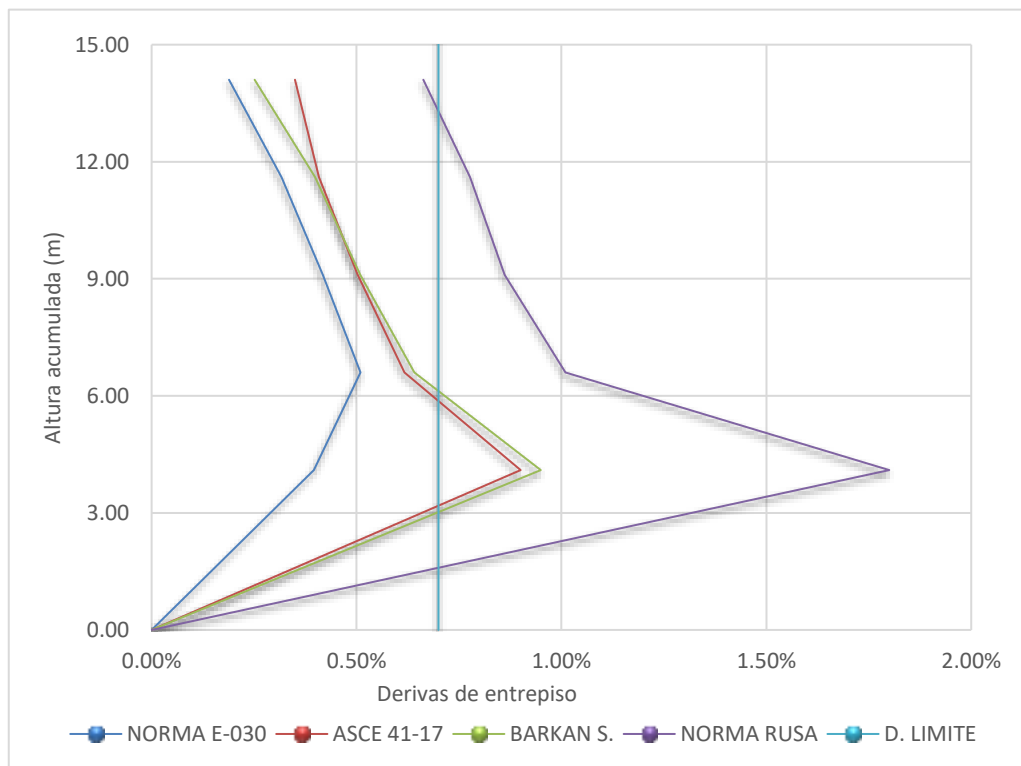


Figura 82 Derivas inelásticas para el edificio N°02 y suelo tipo s3 con y sin ISE para sismo en dirección Y-Y

Comentario: Como se puede apreciar en la figura 82, el modelo que corresponde a las derivas calculadas con base empotrada es el denominado “Norma E-030”, el cual cumple con el

requisito de deriva límite para todos sus niveles analizados para un sismo en dirección Y-Y. Por otro lado, todos los modelos que consideran interacción suelo – estructura, han superado el valor de deriva máxima permitida, siendo el modelo de la Norma Rusa aquel que presenta la mayor variación, reportando derivas de hasta 1.80%, lo cual es más del doble del valor permitido en la norma E.030 (2018). Respecto a los otros modelos que consideran ISE, han reportado un incremento en las derivas de entrepiso, no llegando a cumplir ninguno de estos con el valor de deriva límite máximo normalizado, alcanzando el máximo valor de 0.90% el modelo de la ASCE/SEI 41-17, seguido del modelo de D.D. Barkan – O.A. Savinov (0.95%). En este sentido, se puede señalar que – al igual que en el análisis en la dirección X-X – el modelo que genera una mayor respuesta estructural a nivel de derivas de entrepiso, para el Edificio N°02 y considerando el perfil de suelo S3, es el de la Norma Rusa. Asimismo, los modelos de la ASCE/SEI 41-17 y de D.D. Barkan – O.A. Savinov han presentado comportamientos muy similares, sin que se pueda afirmar que uno genera una respuesta mayor que el otro para este edificio.

Por otro lado, se ha determinado las variaciones porcentuales de las derivas de entre piso de los modelos con ISE en relación con el modelo de base empotrada, tal como lo señala la norma E.030. En la Figura 83 a 86, se muestran dichas variaciones para cada dirección de análisis y tipo de suelo.

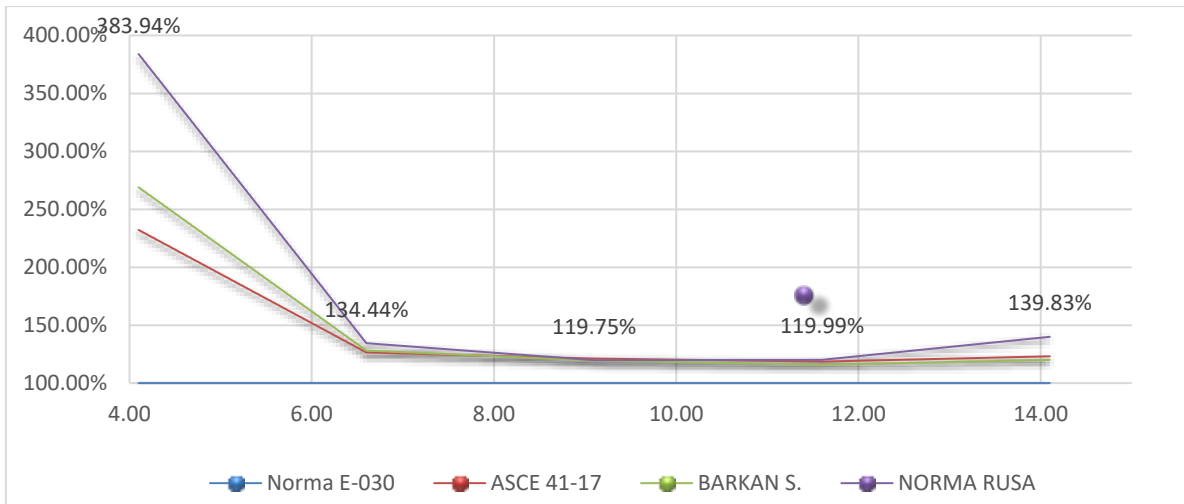


Figura 83 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s2 en la dirección x-x

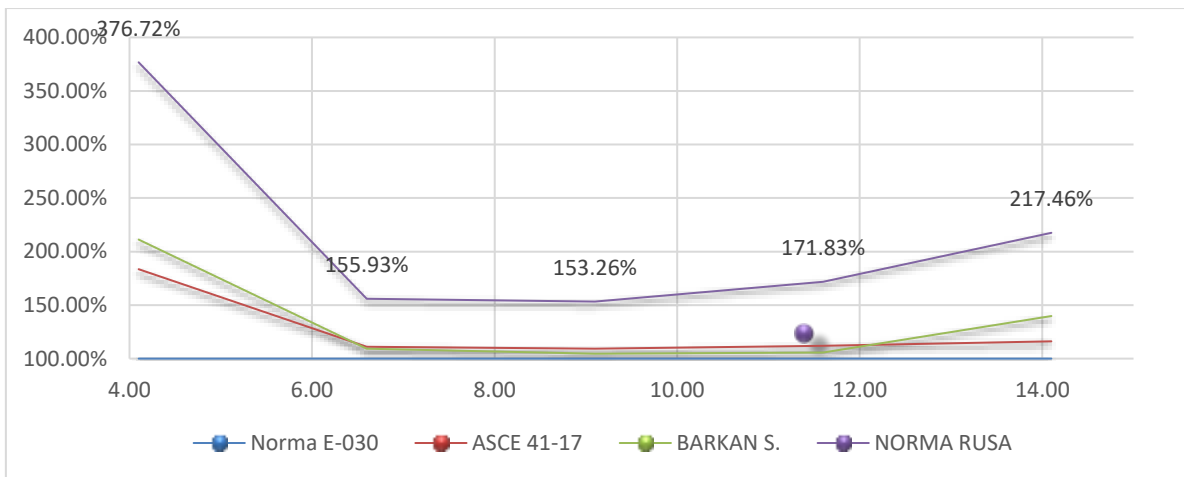


Figura 84 - variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s2 en la dirección y-y

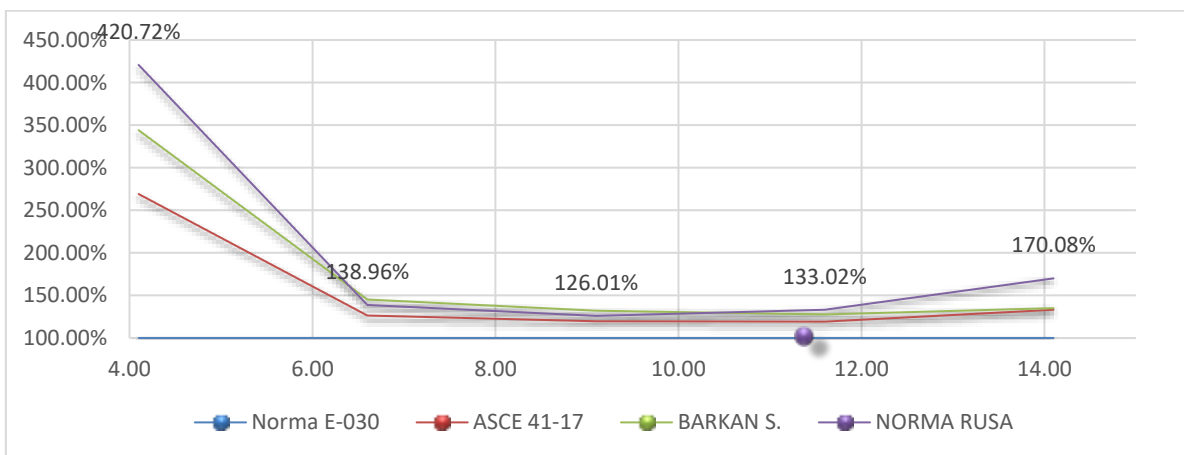


Figura 85 - variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s3 en la dirección x-x

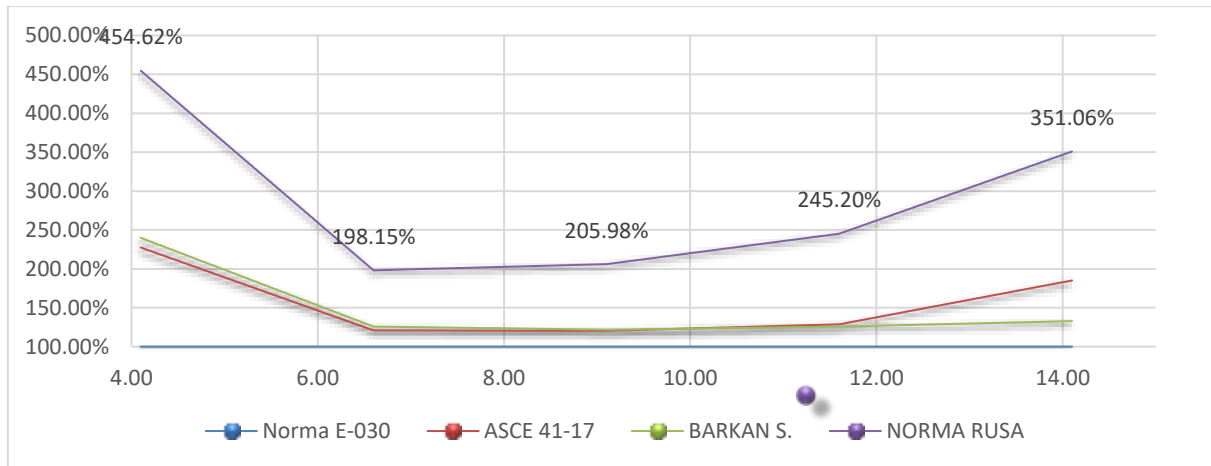


Figura 86 Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo S3 en la dirección Y-Y

De las gráficas mostradas, se puede apreciar, de forma lógica que el modelo que presenta una mayor variación porcentual con respecto al modelo de base empotrada, es el modelo de la Norma Rusa, reportando variaciones de hasta el 454.62% con respecto al modelo con base empotrada según la Norma E.030 (2018). Esto se traduce en una mayor respuesta estructural de parte del Edificio N°02, cuando se incorpora la ISE, especialmente, en el caso del modelo de la Norma Rusa.

3.3.5. Edificio N°03 - Derivas con suelo intermedio (S2)

3.3.5.1. Edificio N°03 - (Modelo con base empotrada) con suelo de tipo S2

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el modelo de Base Empotrada en la dirección de análisis señalada.

Tabla 167 *Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia*

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story9	27.85	Top	0.02748
Story8	24.85	Top	0.02533
Story7	21.85	Top	0.02283
Story6	18.85	Top	0.01992
Story5	15.85	Top	0.01665
Story4	12.85	Top	0.01313
Story3	9.85	Top	0.00951
Story2	6.85	Top	0.00596
Story1	3.85	Top	0.00279
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 167 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 2.748 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

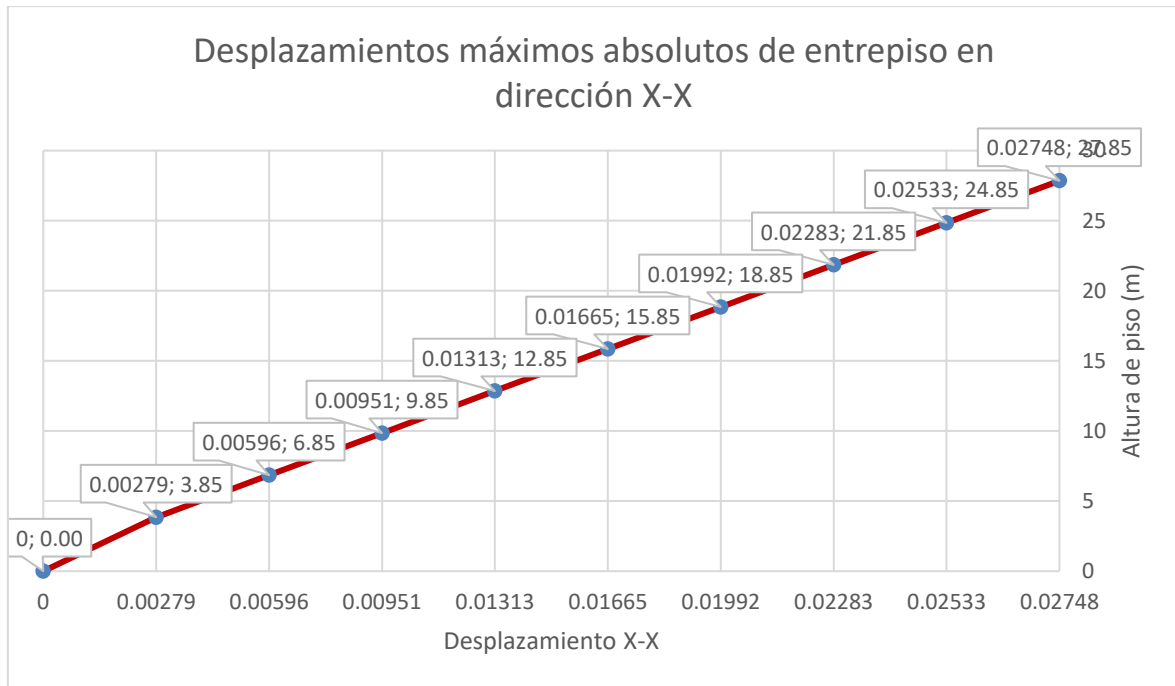


Figura 87 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 87 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 168.

Tabla 168 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
3.00	0.00215	0.00072	0.0038	0.007
3.00	0.00249	0.00083	0.0044	0.007
3.00	0.00292	0.00097	0.0051	0.007
3.00	0.00327	0.00109	0.0057	0.007
3.00	0.00352	0.00117	0.0062	0.007
3.00	0.00362	0.00121	0.0063	0.007
3.00	0.00355	0.00118	0.0062	0.007
3.00	0.00317	0.00106	0.0055	0.007
3.85	0.00279	0.00072	0.0038	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el modelo de Base Empotrada en la dirección de análisis señalada.

Tabla 169 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story9	27.85	Top	0.027423
Story8	24.85	Top	0.025489
Story7	21.85	Top	0.023117
Story6	18.85	Top	0.02027
Story5	15.85	Top	0.01702
Story4	12.85	Top	0.01347
Story3	9.85	Top	0.00976
Story2	6.85	Top	0.00611
Story1	3.85	Top	0.00275
Base	0.00	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 169 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 2.7423 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

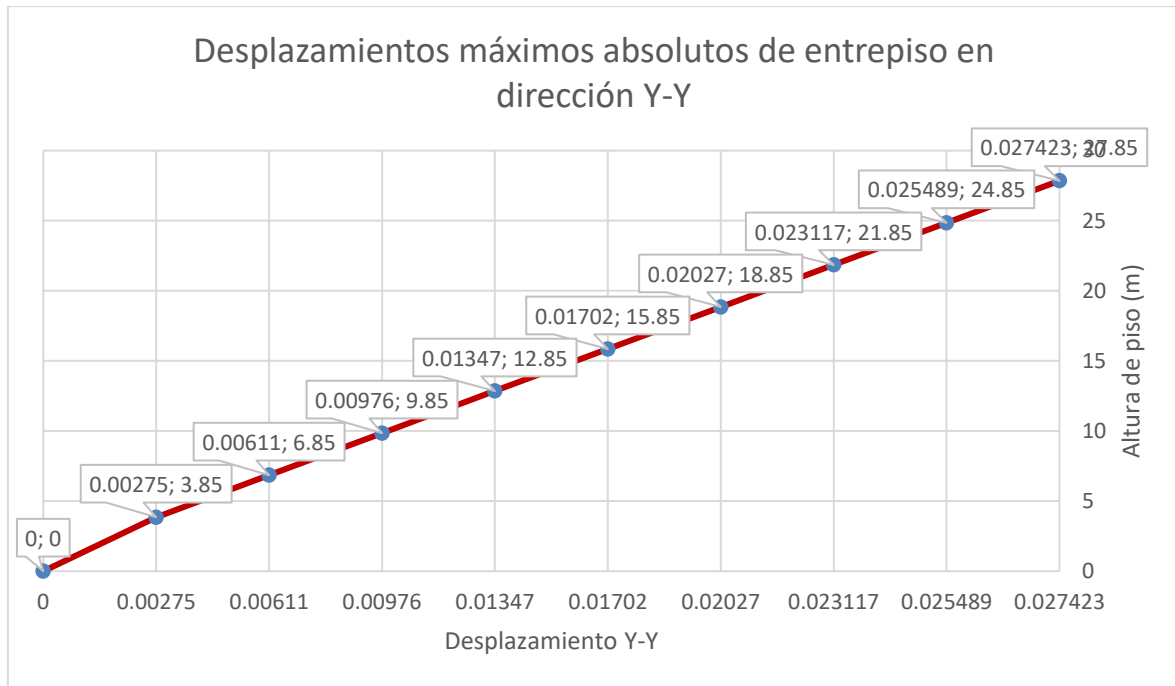


Figura 88 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 88 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 170.

Tabla 170 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
3.00	0.00193	0.00064	0.0034	0.007
3.00	0.00237	0.00079	0.0042	0.007
3.00	0.00285	0.00095	0.0050	0.007
3.00	0.00325	0.00108	0.0057	0.007
3.00	0.00355	0.00118	0.0062	0.007
3.00	0.00371	0.00124	0.0065	0.007
3.00	0.00366	0.00122	0.0064	0.007
3.00	0.00336	0.00112	0.0059	0.007
3.85	0.00275	0.00071	0.0037	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.5.2. Edificio N°03 - (Modelo ASCE) con suelo de tipo S2

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma ASCE/SEI 41-17 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 171 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story9	27.85	Top	0.03197
Story8	24.85	Top	0.02952
Story7	21.85	Top	0.02678
Story6	18.85	Top	0.02363
Story5	15.85	Top	0.02013
Story4	12.85	Top	0.01634
Story3	9.85	Top	0.01236
Story2	6.85	Top	0.00831
Story1	3.85	Top	0.00439
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 171 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 3.197 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

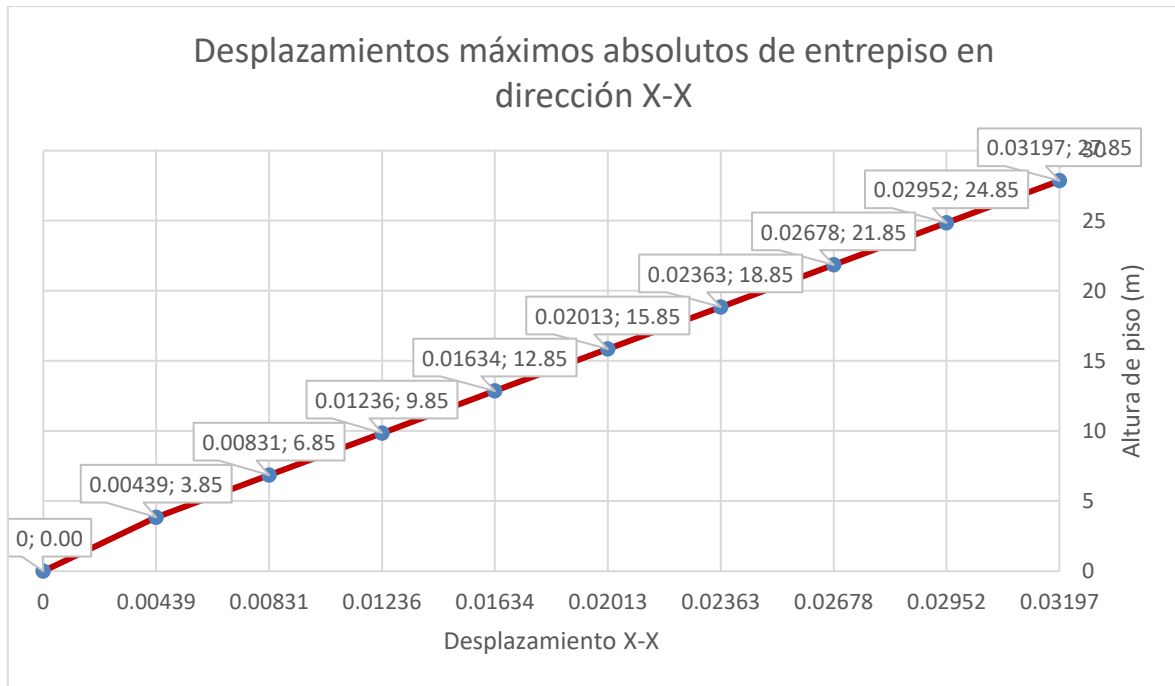


Figura 89 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 89 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 172.

Tabla 172 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
3.00	0.00245	0.00082	0.0043	0.007
3.00	0.00274	0.00091	0.0048	0.007
3.00	0.00315	0.00105	0.0055	0.007
3.00	0.00351	0.00117	0.0061	0.007
3.00	0.00379	0.00126	0.0066	0.007
3.00	0.00398	0.00133	0.0070	0.007
3.00	0.00405	0.00135	0.0071	0.007
3.00	0.00392	0.00131	0.0069	0.007
3.85	0.00439	0.00114	0.0060	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma ASCE/SEI 41-17 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 173 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story9	27.85	Top	0.033292
Story8	24.85	Top	0.030961
Story7	21.85	Top	0.028248
Story6	18.85	Top	0.025103
Story5	15.85	Top	0.02156
Story4	12.85	Top	0.01768
Story3	9.85	Top	0.01356
Story2	6.85	Top	0.00930
Story1	3.85	Top	0.00499
Base	0.00	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 173 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 3.3292 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.



Figura 90 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 90 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 174.

Tabla 174 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
3.00	0.00233	0.00078	0.0041	0.007
3.00	0.00271	0.00090	0.0047	0.007
3.00	0.00315	0.00105	0.0055	0.007
3.00	0.00354	0.00118	0.0062	0.007
3.00	0.00388	0.00129	0.0068	0.007
3.00	0.00413	0.00138	0.0072	0.007
3.00	0.00426	0.00142	0.0075	0.007
3.00	0.00431	0.00144	0.0075	0.007
3.85	0.00499	0.00130	0.0068	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.5.3. Edificio N°03 - (Modelo Barkan Savinov) con suelo de tipo S2

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de Barkan – Savinov en la dirección de análisis señalada.

Tabla 175 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story9	27.85	Top	0.03085
Story8	24.85	Top	0.02854
Story7	21.85	Top	0.02591
Story6	18.85	Top	0.02286
Story5	15.85	Top	0.01945
Story4	12.85	Top	0.01576
Story3	9.85	Top	0.01188
Story2	6.85	Top	0.00796
Story1	3.85	Top	0.00420
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 175 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 3.085 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

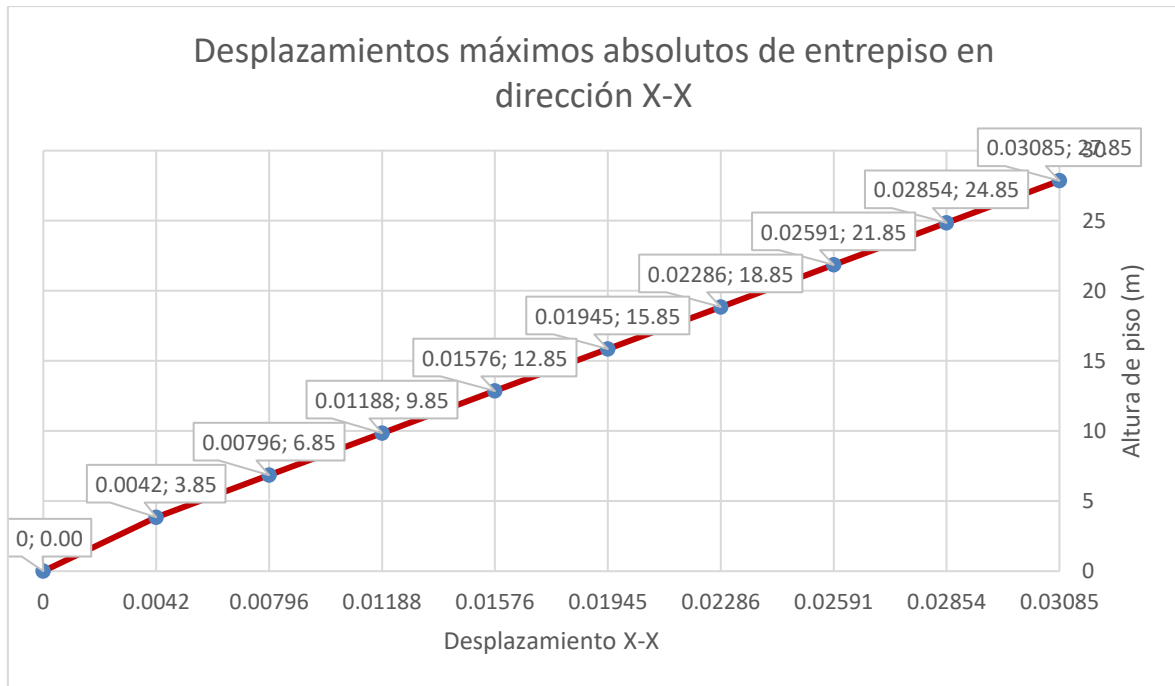


Figura 91 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 91 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 176.

Tabla 176 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
3.00	0.00232	0.00077	0.0041	0.007
3.00	0.00263	0.00088	0.0046	0.007
3.00	0.00305	0.00102	0.0053	0.007
3.00	0.00341	0.00114	0.0060	0.007
3.00	0.00370	0.00123	0.0065	0.007
3.00	0.00387	0.00129	0.0068	0.007
3.00	0.00393	0.00131	0.0069	0.007
3.00	0.00376	0.00125	0.0066	0.007
3.85	0.00420	0.00109	0.0057	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por $0.75R$) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de Barkan – Savinov en la dirección de análisis señalada.

Tabla 177 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story9	27.85	Top	0.030177
Story8	24.85	Top	0.028064
Story7	21.85	Top	0.02555
Story6	18.85	Top	0.022592
Story5	15.85	Top	0.01924
Story4	12.85	Top	0.01557
Story3	9.85	Top	0.01169
Story2	6.85	Top	0.00774
Story1	3.85	Top	0.00389
Base	0.00	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 177 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 3.0177 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.



Figura 92 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 92 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 178.

Tabla 178 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
3.00	0.00211	0.00070	0.0037	0.007
3.00	0.00251	0.00084	0.0044	0.007
3.00	0.00296	0.00099	0.0052	0.007
3.00	0.00335	0.00112	0.0059	0.007
3.00	0.00367	0.00122	0.0064	0.007
3.00	0.00388	0.00129	0.0068	0.007
3.00	0.00395	0.00132	0.0069	0.007
3.00	0.00385	0.00128	0.0067	0.007
3.85	0.00389	0.00101	0.0053	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.5.4. Edificio N°03 - (Modelo de la Norma Rusa) con suelo de tipo S2

A. *Análisis en la dirección XX*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 179 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story9	27.85	Top	0.03788
Story8	24.85	Top	0.03492
Story7	21.85	Top	0.03171
Story6	18.85	Top	0.02812
Story5	15.85	Top	0.02420
Story4	12.85	Top	0.01999
Story3	9.85	Top	0.01556
Story2	6.85	Top	0.01096
Story1	3.85	Top	0.00630
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 179 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 3.788 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

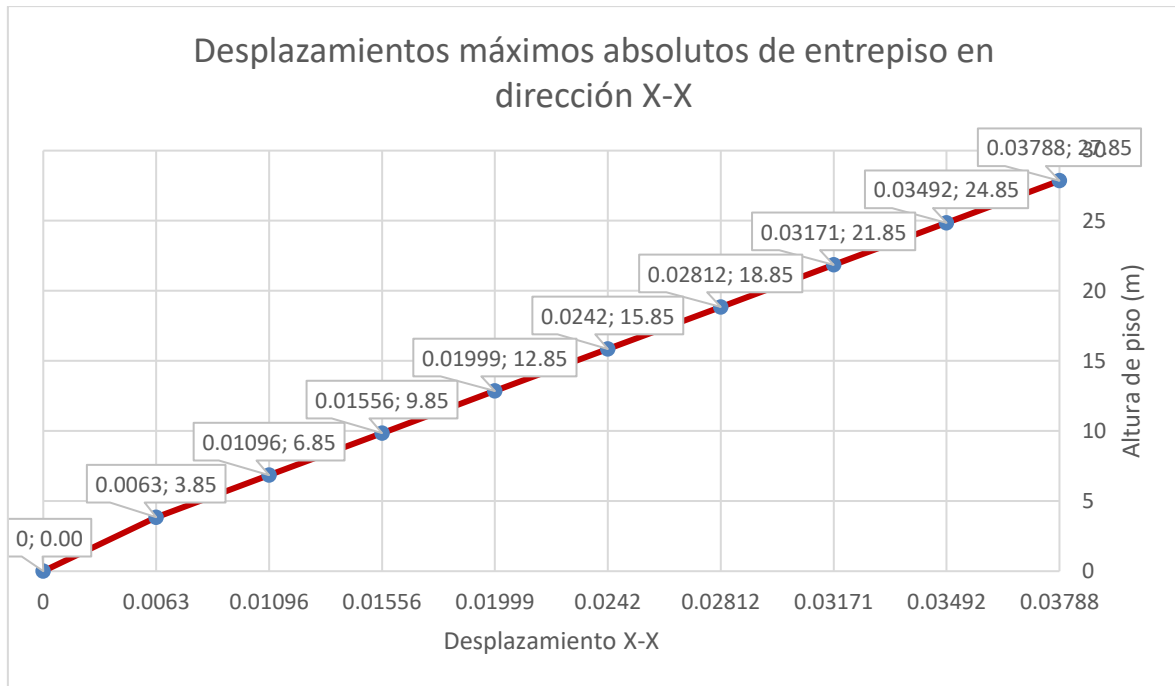


Figura 93 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 93 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 180.

Tabla 180 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
3.00	0.00296	0.00099	0.0052	0.007
3.00	0.00322	0.00107	0.0056	0.007
3.00	0.00359	0.00120	0.0063	0.007
3.00	0.00392	0.00131	0.0069	0.007
3.00	0.00421	0.00140	0.0074	0.007
3.00	0.00443	0.00148	0.0078	0.007
3.00	0.00460	0.00153	0.0081	0.007
3.00	0.00466	0.00155	0.0082	0.007
3.85	0.00630	0.00164	0.0086	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por $0.75R$) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 181 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story9	27.85	Top	0.03970
Story8	24.85	Top	0.03681
Story7	21.85	Top	0.03358
Story6	18.85	Top	0.02996
Story5	15.85	Top	0.02597
Story4	12.85	Top	0.02163
Story3	9.85	Top	0.01699
Story2	6.85	Top	0.01210
Story1	3.85	Top	0.00694
Base	0.00	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 181 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 3.970 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

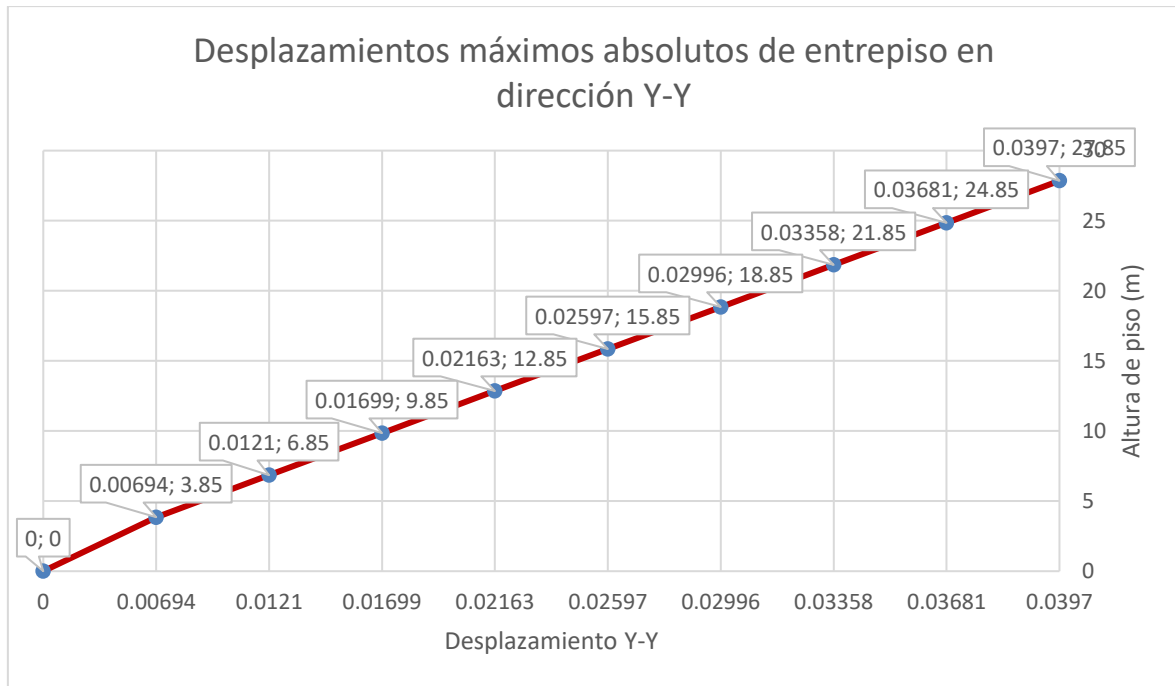


Figura 94 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 94 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 182.

Tabla 182 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
3.00	0.00289	0.00096	0.0051	0.007
3.00	0.00323	0.00108	0.0056	0.007
3.00	0.00362	0.00121	0.0063	0.007
3.00	0.00400	0.00133	0.0070	0.007
3.00	0.00434	0.00145	0.0076	0.007
3.00	0.00464	0.00155	0.0081	0.007
3.00	0.00489	0.00163	0.0086	0.007
3.00	0.00516	0.00172	0.0090	0.007
3.85	0.00694	0.00180	0.0095	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.5.5. Comparativa de las derivas en los modelos dinámicos con suelo intermedio (S2)

Tabla 183 - Derivas Inelásticas en la dirección X-X con base empotrada e ISE

H piso (m)	Norma E-030	ASCE 41-17	BARKAN S.	NORMA RUSA
27.85	0.38%	0.43%	0.41%	0.52%
24.85	0.44%	0.48%	0.46%	0.56%
21.85	0.51%	0.55%	0.53%	0.63%
18.85	0.57%	0.61%	0.60%	0.69%
15.85	0.62%	0.66%	0.65%	0.74%
12.85	0.63%	0.70%	0.68%	0.78%
9.85	0.62%	0.71%	0.69%	0.81%
6.85	0.55%	0.69%	0.66%	0.82%
3.85	0.38%	0.60%	0.57%	0.86%
0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

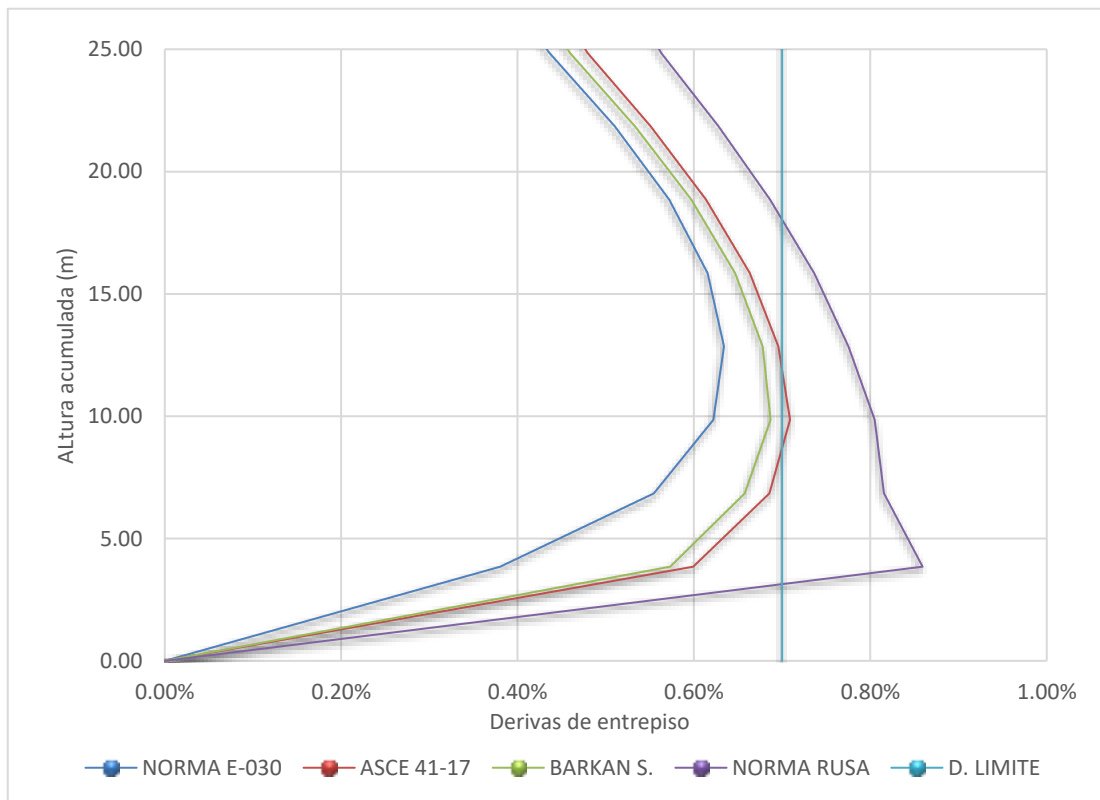


Figura 95 Derivas inelásticas para el edificio N°03 y suelo tipo S2 con y sin ISE para sismo en dirección X-X

Comentario: Como se puede apreciar en la figura 95, el modelo que corresponde a las derivas calculadas con base empotrada es el denominado “Norma E-030”, el cual cumple con el requisito de deriva límite para todos sus niveles analizados para un sismo en dirección X-X. Por otro lado, los modelos de la ASCE/SEI 41-17 y de la Norma Rusa no cumplen con la deriva límite, reportando valores de hasta 0.71% y 0.86% respectivamente. Asimismo, se puede señalar que el modelo que genera una mayor respuesta estructural a nivel de derivas de entrepiso, para el Edificio N°03 y considerando el perfil de suelo S2, es el de la Norma Rusa, sobre todo en el primer nivel de entrepiso. En oposición, los modelos de ASCE/SEI 41-17 y el de D. D. Barkan – O. A. Savinov, presentan derivas similares, habiendo obtenido una ligera mayor respuesta, el modelo de la normativa norteamericana.

Tabla 184 - Derivas Inelásticas en la dirección Y-Y con base empotrada e ISE

H piso (m)	Norma E-030	ASCE 41-17	BARKAN S.	NORMA RUSA
27.85	0.34%	0.41%	0.37%	0.51%
24.85	0.42%	0.47%	0.44%	0.56%
21.85	0.50%	0.55%	0.52%	0.63%
18.85	0.57%	0.62%	0.59%	0.70%
15.85	0.62%	0.68%	0.64%	0.76%
12.85	0.65%	0.72%	0.68%	0.81%
9.85	0.64%	0.75%	0.69%	0.86%
6.85	0.59%	0.75%	0.67%	0.90%
3.85	0.37%	0.68%	0.53%	0.95%
0.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

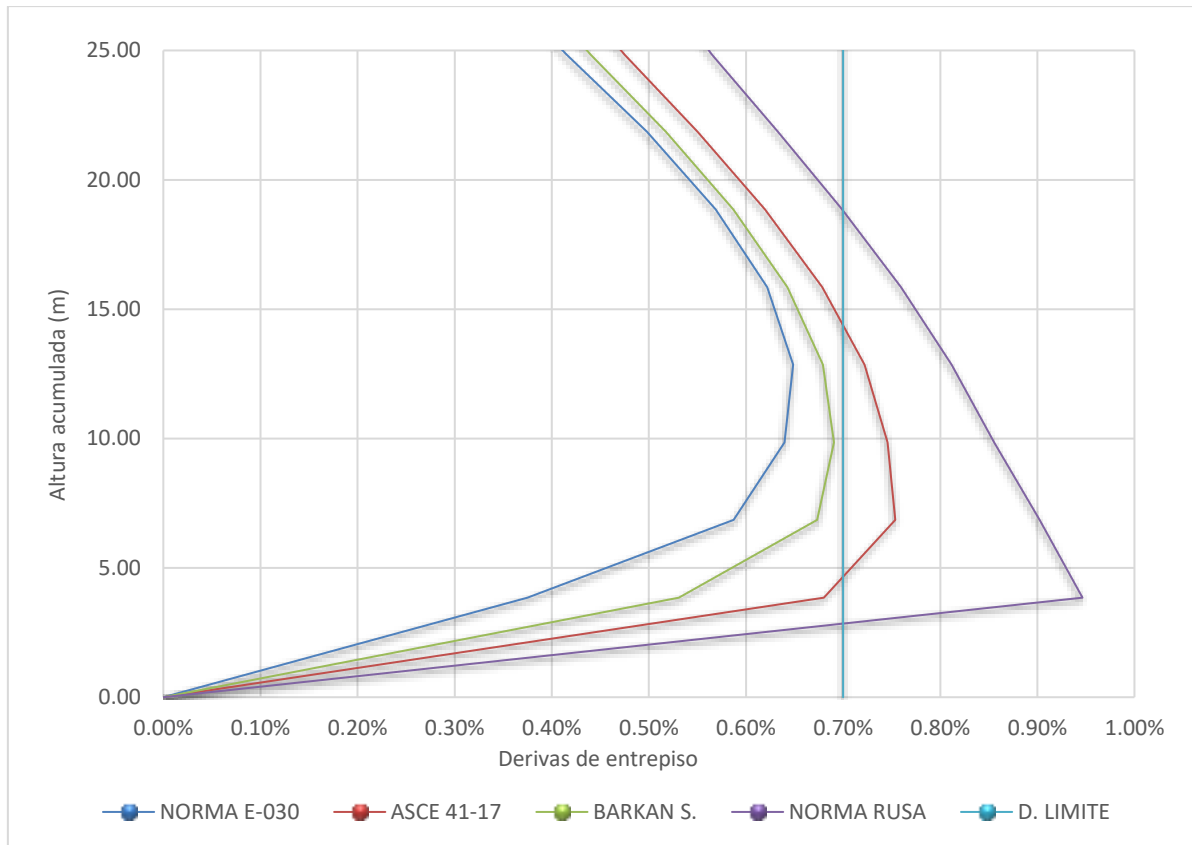


Figura 96 Derivas inelásticas para el edificio N°03 y suelo tipo S2 con y sin ISE para sismo en dirección Y-Y

Comentario: Como se puede apreciar en la figura 96, el modelo que corresponde a las derivas calculadas con base empotrada es el denominado “Norma E-030”, el cual cumple con el requisito de deriva límite para todos sus niveles analizados para un sismo en dirección Y-Y. Por otro lado, solo el modelo de D. D. Barkan – O. A. Savinov cumple con las derivas en esta dirección de análisis Y-Y para el suelo S2, aunque de forma muy justa (0.69%). Respecto a los otros modelos que consideran ISE, han reportado un incremento en las derivas de entrepiso, no llegando a cumplir ninguno de estos con el valor de deriva límite, alcanzando el máximo valor de 0.95% el modelo de la Norma Rusa, seguido del modelo de la ASCE/SEI 41-17 (0.75%).

En este sentido, se puede señalar que al igual que en el análisis en la dirección X-X – el modelo que genera una mayor respuesta estructural a nivel de derivas de entrepiso, para el Edificio N°03 y considerando el perfil de suelo S2, es el de la Norma Rusa.

3.3.6. Edificio N°03 - Derivas con suelo flexible (S3)

3.3.6.1. Edificio N°03 - (Modelo con base empotrada) con suelo de tipo S3

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el modelo de Base Empotrada en la dirección de análisis señalada.

Tabla 185 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story9	27.85	Top	0.03419
Story8	24.85	Top	0.03152
Story7	21.85	Top	0.02842
Story6	18.85	Top	0.02479
Story5	15.85	Top	0.02071
Story4	12.85	Top	0.01633
Story3	9.85	Top	0.01181
Story2	6.85	Top	0.00738
Story1	3.85	Top	0.00346
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 185 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 3.419 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

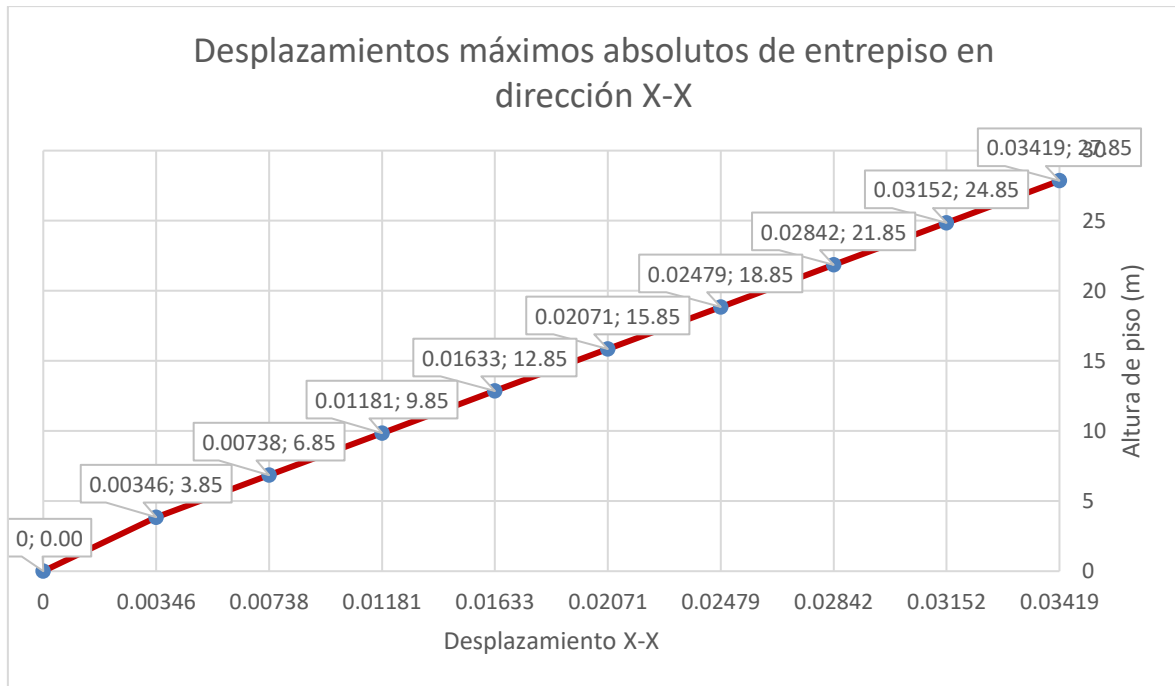


Figura 97 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 97 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 186.

Tabla 186 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
3.00	0.00267	0.00089	0.0040	0.007
3.00	0.00310	0.00103	0.0047	0.007
3.00	0.00363	0.00121	0.0054	0.007
3.00	0.00408	0.00136	0.0061	0.007
3.00	0.00439	0.00146	0.0066	0.007
3.00	0.00452	0.00151	0.0068	0.007
3.00	0.00443	0.00148	0.0066	0.007
3.00	0.00392	0.00131	0.0059	0.007
3.85	0.00346	0.00090	0.0040	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el modelo de Base Empotrada en la dirección de análisis señalada.

Tabla 187 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story9	27.85	Top	0.03554
Story8	24.85	Top	0.03322
Story7	21.85	Top	0.03029
Story6	18.85	Top	0.02668
Story5	15.85	Top	0.02202
Story4	12.85	Top	0.01739
Story3	9.85	Top	0.01289
Story2	6.85	Top	0.00828
Story1	3.85	Top	0.00378
Base	0.00	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 187 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 3.554 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

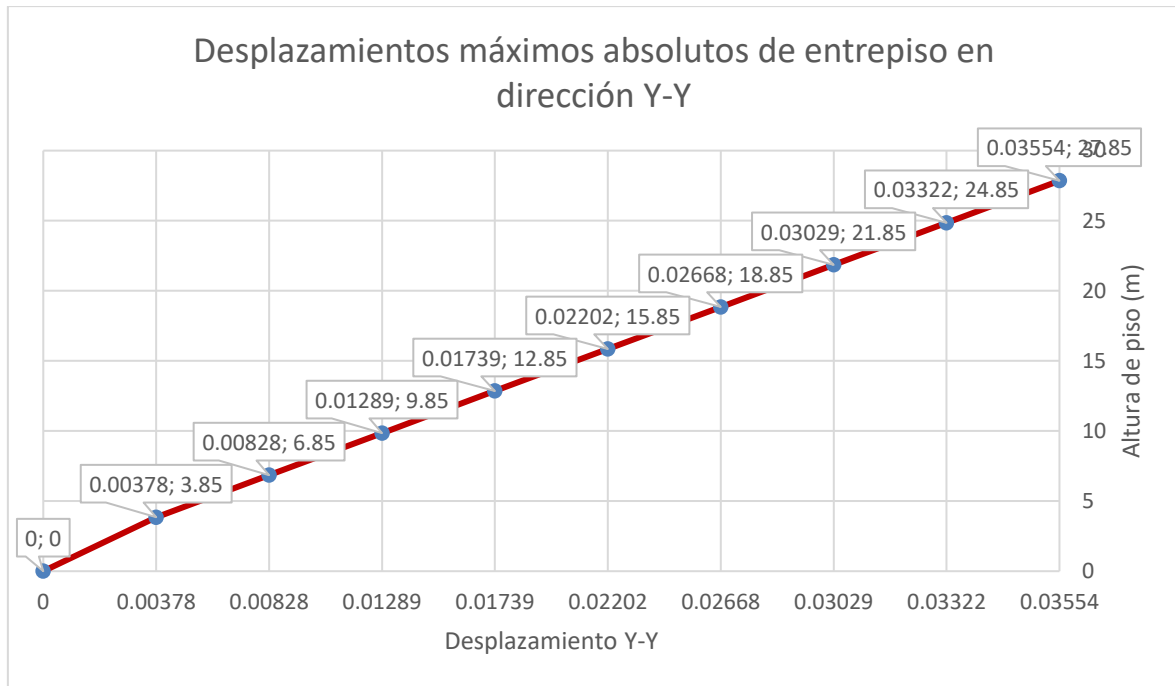


Figura 98 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 98 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 188.

Tabla 188 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
3.00	0.00232	0.00077	0.0035	0.007
3.00	0.00294	0.00098	0.0044	0.007
3.00	0.00360	0.00120	0.0054	0.007
3.00	0.00466	0.00155	0.0070	0.007
3.00	0.00463	0.00154	0.0069	0.007
3.00	0.00450	0.00150	0.0067	0.007
3.00	0.00462	0.00154	0.0069	0.007
3.00	0.00450	0.00150	0.0067	0.007
3.85	0.00378	0.00098	0.0044	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.6.2. Edificio N°03 - (Modelo ASCE) con suelo de tipo S3

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la ASCE/SEI 41-17 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 189 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story9	27.85	Top	0.03713
Story8	24.85	Top	0.03410
Story7	21.85	Top	0.03074
Story6	18.85	Top	0.02709
Story5	15.85	Top	0.02311
Story4	12.85	Top	0.01887
Story3	9.85	Top	0.01443
Story2	6.85	Top	0.00989
Story1	3.85	Top	0.00540
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 189 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 3.713 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

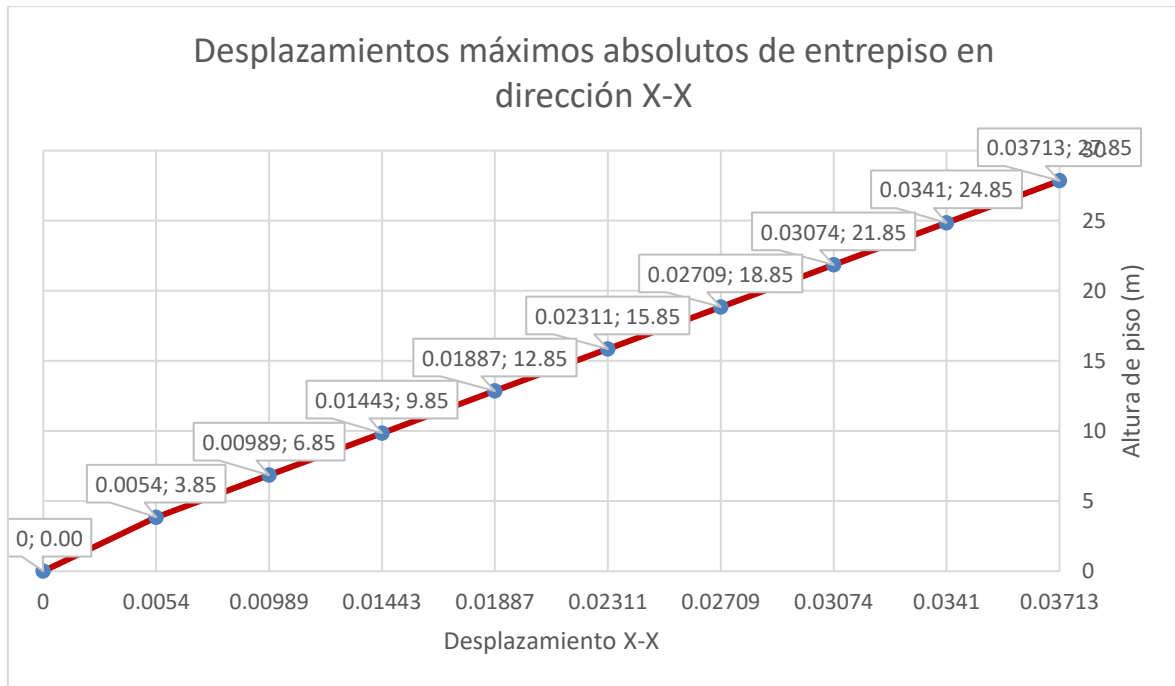


Figura 99 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 99 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 190.

Tabla 190 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
3.00	0.00303	0.00101	0.0045	0.007
3.00	0.00336	0.00112	0.0050	0.007
3.00	0.00365	0.00122	0.0055	0.007
3.00	0.00398	0.00133	0.0060	0.007
3.00	0.00425	0.00142	0.0064	0.007
3.00	0.00444	0.00148	0.0067	0.007
3.00	0.00454	0.00151	0.0068	0.007
3.00	0.00449	0.00150	0.0067	0.007
3.85	0.00540	0.00140	0.0063	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la ASCE/SEI 41-17 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 191 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story9	27.85	Top	0.03910
Story8	24.85	Top	0.03620
Story7	21.85	Top	0.03297
Story6	18.85	Top	0.02934
Story5	15.85	Top	0.02533
Story4	12.85	Top	0.02099
Story3	9.85	Top	0.01636
Story2	6.85	Top	0.01151
Story1	3.85	Top	0.00647
Base	0.00	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 191 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 3.910 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

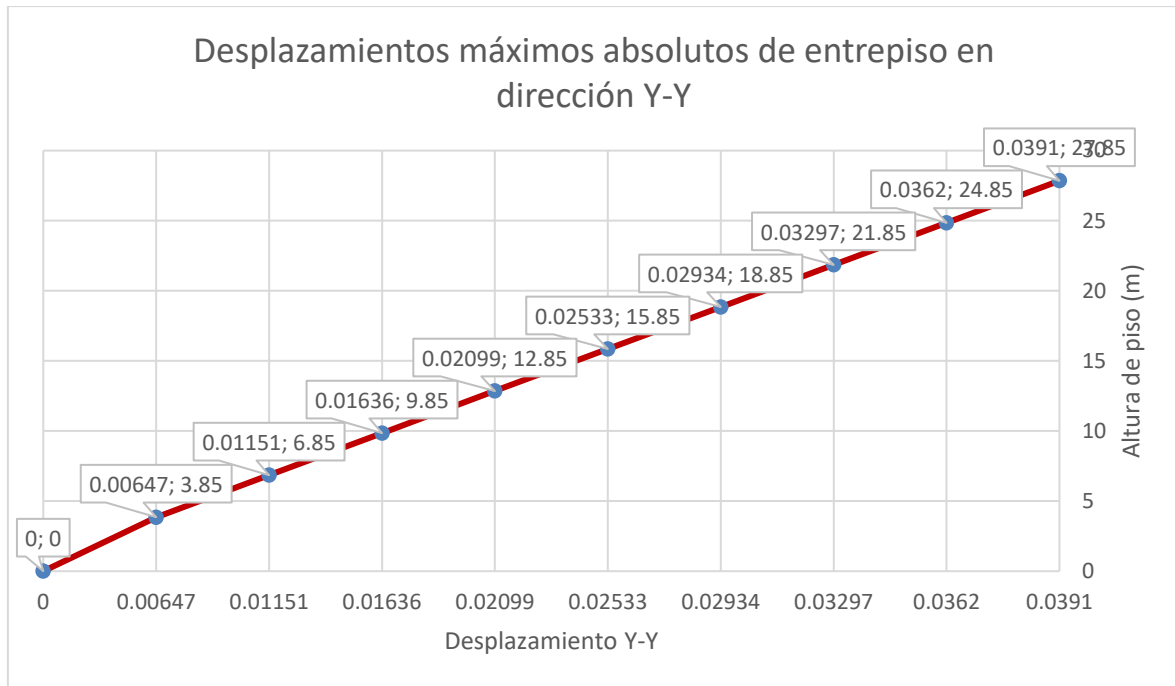


Figura 100 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 100 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 192.

Tabla 192 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
3.00	0.00289	0.00096	0.0043	0.007
3.00	0.00323	0.00108	0.0049	0.007
3.00	0.00363	0.00121	0.0054	0.007
3.00	0.00401	0.00134	0.0060	0.007
3.00	0.00435	0.00145	0.0065	0.007
3.00	0.00463	0.00154	0.0069	0.007
3.00	0.00485	0.00162	0.0073	0.007
3.00	0.00504	0.00168	0.0076	0.007
3.85	0.00647	0.00168	0.0076	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por $0.75R$) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.6.3. Edificio N°03 - (Modelo Barkan Savinov) con suelo de tipo S3

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de Barkan – Savinov en la dirección de análisis señalada.

Tabla 193 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story9	27.85	Top	0.04823
Story8	24.85	Top	0.04461
Story7	21.85	Top	0.04055
Story6	18.85	Top	0.03587
Story5	15.85	Top	0.03065
Story4	12.85	Top	0.02499
Story3	9.85	Top	0.01903
Story2	6.85	Top	0.01294
Story1	3.85	Top	0.00700
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 193 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 4.823 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

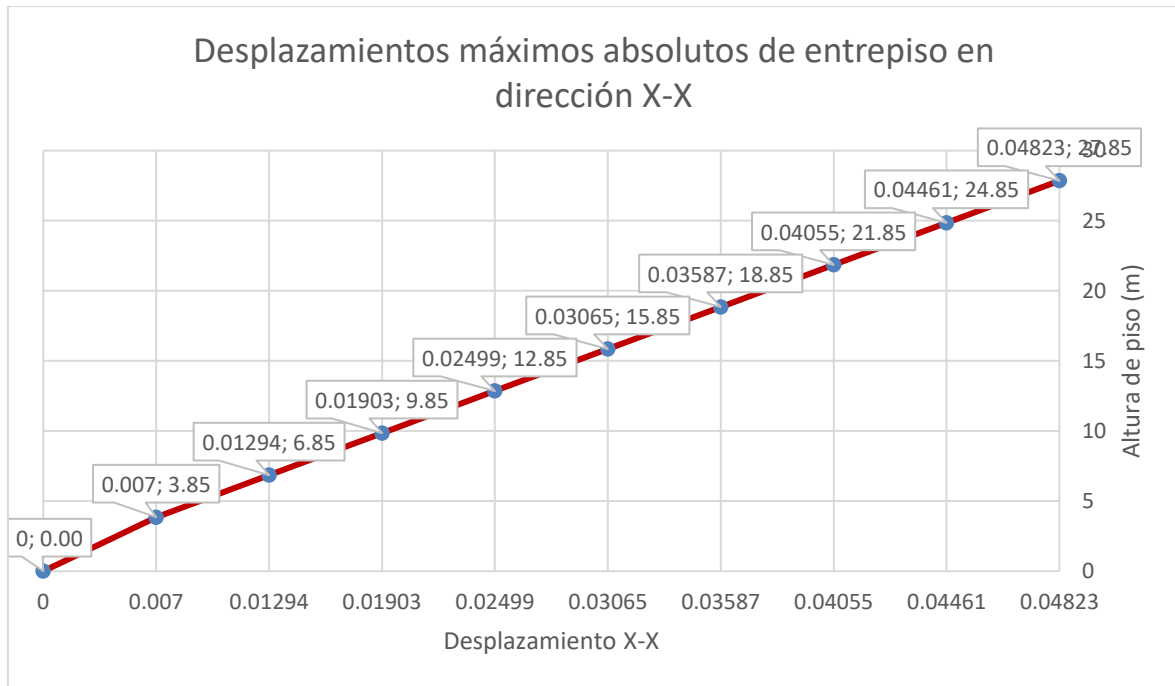


Figura 101 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 101 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 194.

Tabla 194 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
3.00	0.00362	0.00121	0.0054	0.007
3.00	0.00406	0.00135	0.0061	0.007
3.00	0.00468	0.00156	0.0070	0.007
3.00	0.00522	0.00174	0.0078	0.007
3.00	0.00566	0.00189	0.0085	0.007
3.00	0.00596	0.00199	0.0089	0.007
3.00	0.00609	0.00203	0.0091	0.007
3.00	0.00593	0.00198	0.0089	0.007
3.85	0.00700	0.00182	0.0082	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por $0.75R$) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de Barkan – Savinov en la dirección de análisis señalada.

Tabla 195 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story9	27.85	Top	0.04994
Story8	24.85	Top	0.04675
Story7	21.85	Top	0.04293
Story6	18.85	Top	0.03836
Story5	15.85	Top	0.03314
Story4	12.85	Top	0.02734
Story3	9.85	Top	0.02111
Story2	6.85	Top	0.01461
Story1	3.85	Top	0.00792
Base	0.00	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 195 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 4.994 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

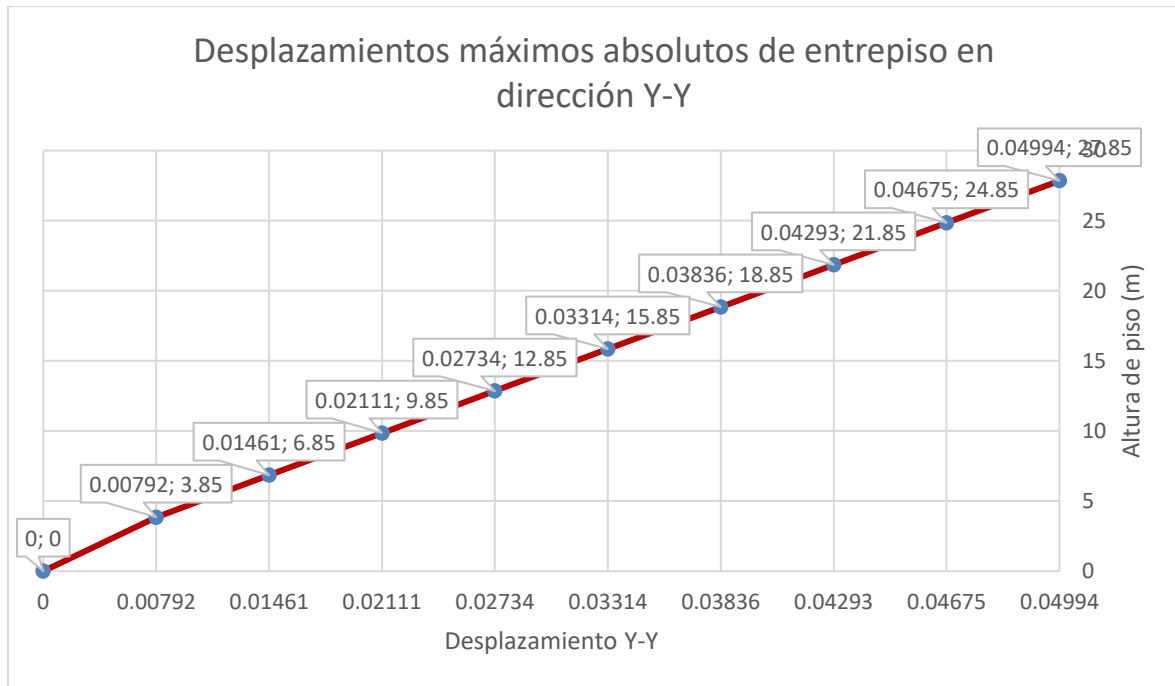


Figura 102 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 102 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 196.

Tabla 196 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
3.00	0.00318	0.00106	0.0048	0.007
3.00	0.00382	0.00127	0.0057	0.007
3.00	0.00457	0.00152	0.0068	0.007
3.00	0.00523	0.00174	0.0078	0.007
3.00	0.00580	0.00193	0.0087	0.007
3.00	0.00623	0.00208	0.0093	0.007
3.00	0.00650	0.00217	0.0098	0.007
3.00	0.00669	0.00223	0.0100	0.007
3.85	0.00792	0.00206	0.0093	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.6.4. Edificio N°03 - (Modelo de la Norma Rusa) con suelo de tipo S3

A. *Análisis en la dirección X-X*

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 197 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en X, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – X (m)
Story9	27.85	Top	0.08165
Story8	24.85	Top	0.07480
Story7	21.85	Top	0.06753
Story6	18.85	Top	0.05970
Story5	15.85	Top	0.05133
Story4	12.85	Top	0.04251
Story3	9.85	Top	0.03329
Story2	6.85	Top	0.02372
Story1	3.85	Top	0.01390
Base	0	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 197 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 8.165 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.



Figura 103 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en X, elaboración propia

En la figura 103 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 198.

Tabla 198 - Verificación de cumplimiento de Deriva en X

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico X	D. Límite
3.00	0.00685	0.00228	0.0103	0.007
3.00	0.00727	0.00242	0.0109	0.007
3.00	0.00784	0.00261	0.0118	0.007
3.00	0.00836	0.00279	0.0125	0.007
3.00	0.00883	0.00294	0.0132	0.007
3.00	0.00922	0.00307	0.0138	0.007
3.00	0.00956	0.00319	0.0143	0.007
3.00	0.00983	0.00328	0.0147	0.007
3.85	0.01390	0.00361	0.0162	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por $0.75R$) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

B. Análisis en la dirección Y-Y

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos de entrepiso medidos a partir del centro de masa de cada nivel para el análisis con base flexible empleando el método de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 en la dirección de análisis señalada.

Tabla 199 - Desplazamientos máximos de Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

NIVEL	ELEVATION (m)	LOCATION	DIRE – Y (m)
Story9	27.85	Top	0.08283
Story8	24.85	Top	0.07632
Story7	21.85	Top	0.06929
Story6	18.85	Top	0.06166
Story5	15.85	Top	0.05343
Story4	12.85	Top	0.04462
Story3	9.85	Top	0.03528
Story2	6.85	Top	0.02550
Story1	3.85	Top	0.01501
Base	0.00	Top	0.00000

Nota. Los desplazamientos máximos han sido tomados en la parte superior del nivel de entrepiso con el sismo dinámico en la dirección de análisis.

En la tabla 199 se puede apreciar que el desplazamiento máximo para el Edificio 03 es de 8.283 cm en el nivel más alto, es decir, a los 27.85 m de altura.

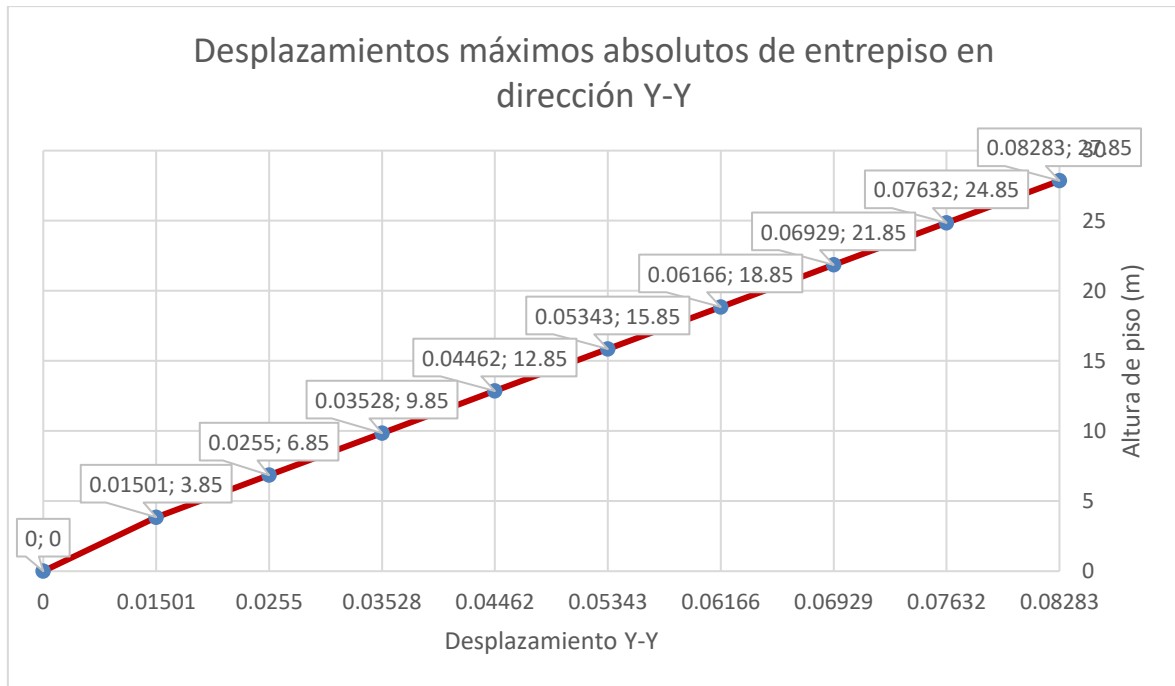


Figura 104 - Desplazamiento Absoluto por Nivel debido al Sismo Dinámico en Y, elaboración propia

En la figura 104 se presentan de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos.

Estos desplazamientos máximos, para poder ser interpretados como una medida de control de daño de la estructura, se tienen que pasar a derivas de entrepiso, para lo cual se realiza un procedimiento que consiste en el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso, dividiendo el desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos entre la altura relativa de ambos (altura de entrepiso). Dicho cálculo se muestra en la tabla 200.

Tabla 200 - Verificación de cumplimiento de Deriva en Y

H piso (m)	Desp. Entrepiso (m)	Deriva Elástica	D. Inelástico Y	D. Límite
3.00	0.00651	0.00217	0.0098	0.007
3.00	0.00702	0.00234	0.0105	0.007
3.00	0.00763	0.00254	0.0114	0.007
3.00	0.00823	0.00274	0.0124	0.007
3.00	0.00881	0.00294	0.0132	0.007
3.00	0.00934	0.00311	0.0140	0.007
3.00	0.00978	0.00326	0.0147	0.007
3.00	0.01049	0.00350	0.0157	0.007
3.85	0.01501	0.00390	0.0175	0.007

Asimismo, a partir de las derivas elásticas obtenidas, se calcularon las derivas inelásticas (al multiplicarlas por 0.75R) y se verificó que NO se cumple (en esta dirección de análisis) con el control de deriva límite establecido en la norma E.030 para dicho sistema estructural.

3.3.6.5. Comparativa de las derivas en los modelos dinámicos con suelo flexible (S3)

Tabla 201 - Derivas Inelásticas en la dirección X-X con base empotrada e ISE

H piso (m)	Norma E-030	ASCE 41-17	BARKAN S.	NORMA RUSA
27.85	0.400%	0.455%	0.543%	1.027%
24.85	0.465%	0.504%	0.609%	1.090%
21.85	0.545%	0.548%	0.702%	1.175%
18.85	0.611%	0.597%	0.783%	1.254%
15.85	0.658%	0.637%	0.850%	1.324%
12.85	0.678%	0.666%	0.894%	1.383%
9.85	0.664%	0.681%	0.914%	1.434%
6.85	0.589%	0.673%	0.890%	1.474%
3.85	0.404%	0.631%	0.818%	1.624%
0.00	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%

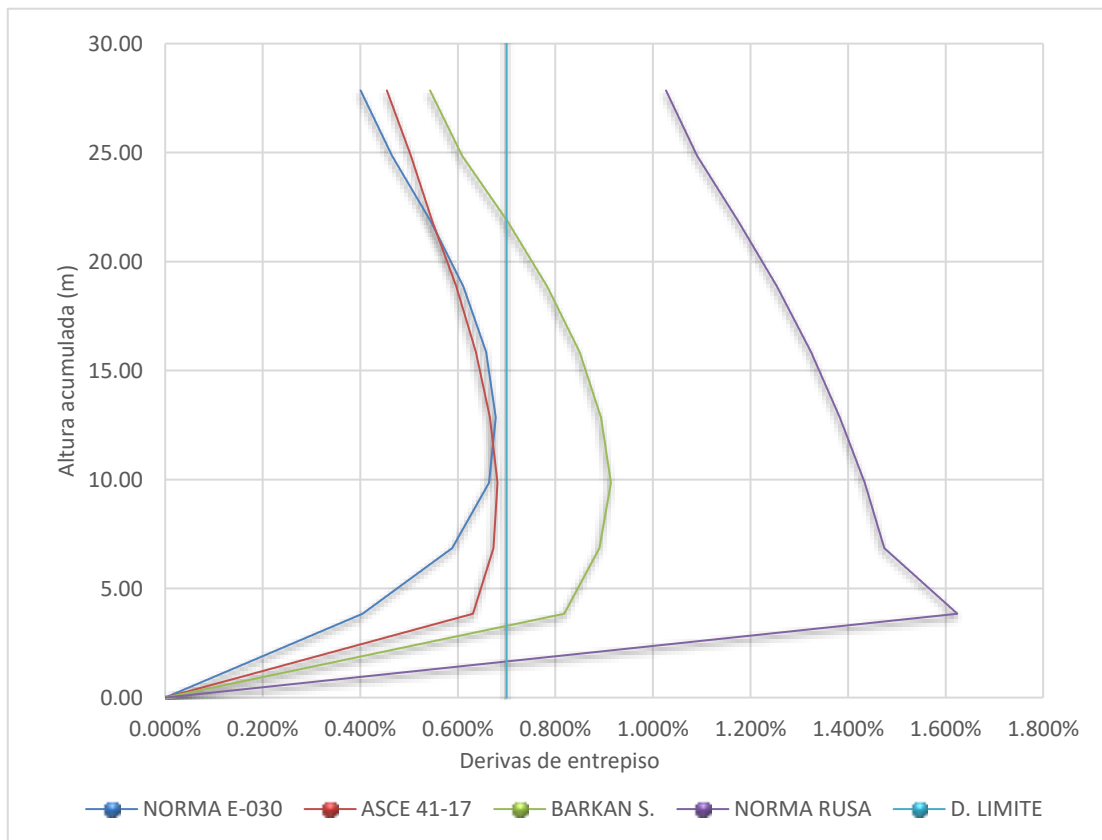


Figura 105 Derivas inelásticas para el Edificio N°03 y suelo tipo S3 con y sin ISE para sismo en dirección

X-X

Comentario: Como se puede apreciar en la figura 105, el modelo que corresponde a las derivas calculadas con base empotrada es el denominado “Norma E-030”, el cual cumple con el requisito de deriva límite para todos sus niveles analizados para un sismo en dirección X-X. Por otro lado, de los modelos que consideran ISE, solo el modelo de la norma ASCE/SEI 41-17 cumple con la deriva límite, siendo los modelos de la Norma Rusa y de D. D. Barkan – O. A. Savinov los modelos que no cumplen (con derivas máximas de 1.624% y 0.890%, respectivamente). Asimismo, se puede señalar que el modelo que genera una mayor respuesta estructural a nivel de derivas de entrepiso, para el Edificio N°03 y considerando el perfil de suelo S3, es el de la Norma Rusa, que presenta una gran flexibilidad, ya que no cumple con la deriva máxima permitida en ninguno de los entrepisos analizados.

Tabla 202 - Derivas Inelásticas en la dirección Y-Y con base empotrada e ISE

H piso (m)	Norma E-030	ASCE 41-17	BARKAN S.	NORMA RUSA
27.85	0.348%	0.434%	0.478%	0.976%
24.85	0.440%	0.485%	0.574%	1.053%
21.85	0.541%	0.544%	0.685%	1.145%
18.85	0.699%	0.601%	0.784%	1.235%
15.85	0.694%	0.652%	0.870%	1.321%
12.85	0.675%	0.695%	0.934%	1.401%
9.85	0.693%	0.727%	0.975%	1.466%
6.85	0.674%	0.756%	1.004%	1.574%
3.85	0.442%	0.757%	0.925%	1.754%
0.00	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%

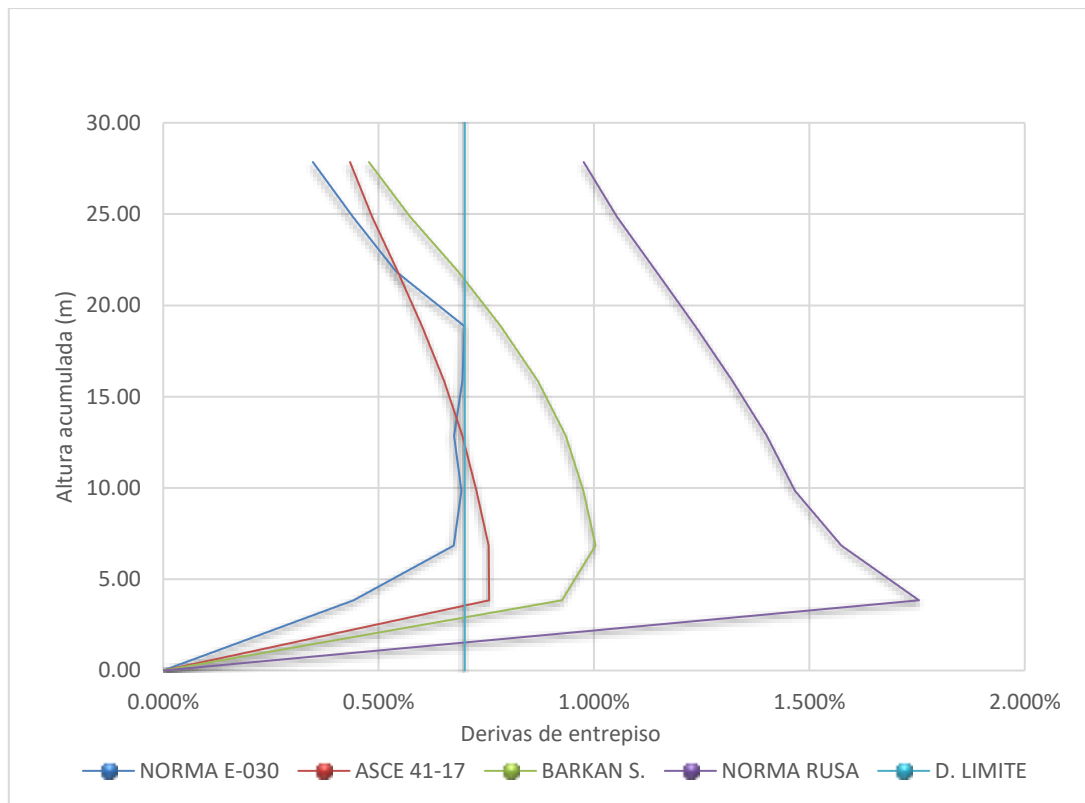


Figura 106 Derivas inelásticas para el Edificio N°03 y suelo tipo S3 con y sin ISE para sismo en dirección Y-Y

Comentario: Como se puede apreciar en la figura 106, el modelo que corresponde a las derivas calculadas con base empotrada es el denominado “Norma E-030”, el cual cumple con el requisito de deriva límite para todos sus niveles analizados para un sismo en dirección Y-Y. Por otro lado, todos los modelos que consideran interacción suelo – estructura, han superado el valor de deriva máxima permitida, siendo el modelo de la Norma Rusa aquel que presenta la mayor variación, reportando derivas de hasta 1.754%, lo cual es más del doble del valor permitido en la norma E.030 (2018). Respecto a los otros modelos que consideran ISE, han reportado un incremento en las derivas de entrepiso, no llegando a cumplir ninguno de estos con el valor de deriva límite máximo normalizado, alcanzando el máximo valor de 1.004% el modelo de D.D. Barkan – O.A. Savinov, seguido de 0.757% del modelo de la ASCE/SEI 41-17.

En este sentido, se puede señalar que – al igual que en el análisis en la dirección X-X – el modelo que genera una mayor respuesta estructural a nivel de derivas de entrepiso, para el Edificio N°03 y considerando el perfil de suelo S3, es el de la Norma Rusa.

Por otro lado, se ha determinado las variaciones porcentuales de las derivas de entre piso de los modelos con ISE en relación con el modelo de base empotrada, tal como lo señala la norma E.030. En la Figura 107 a 110, se muestran dichas variaciones para cada dirección de análisis y tipo de suelo.

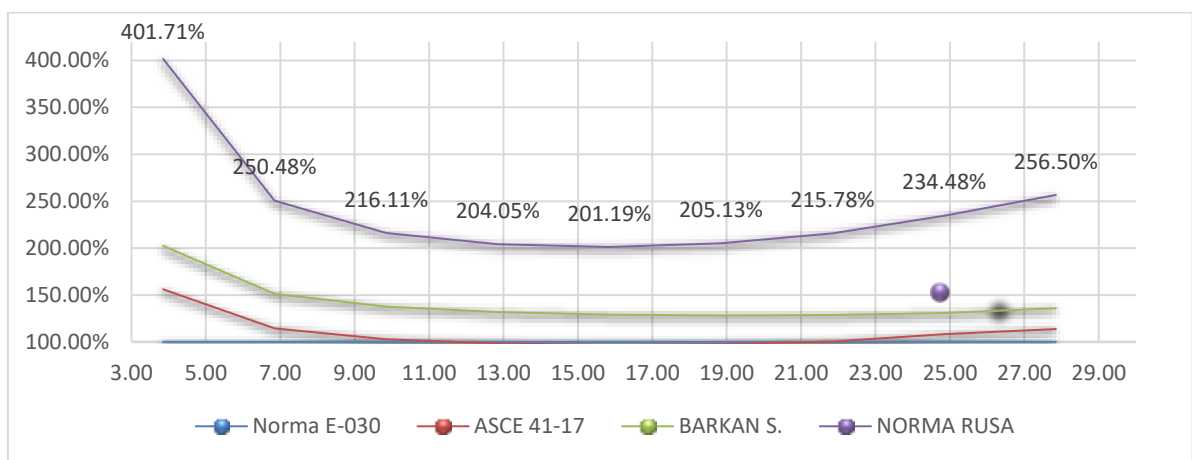


Figura 107 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s2 en la dirección x-x

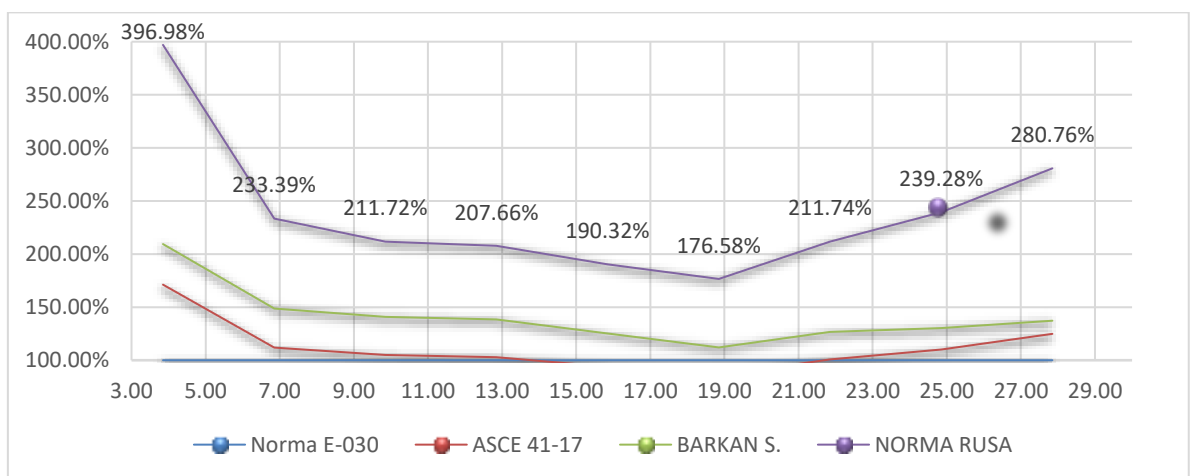


Figura 108 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s2 en la dirección y-y

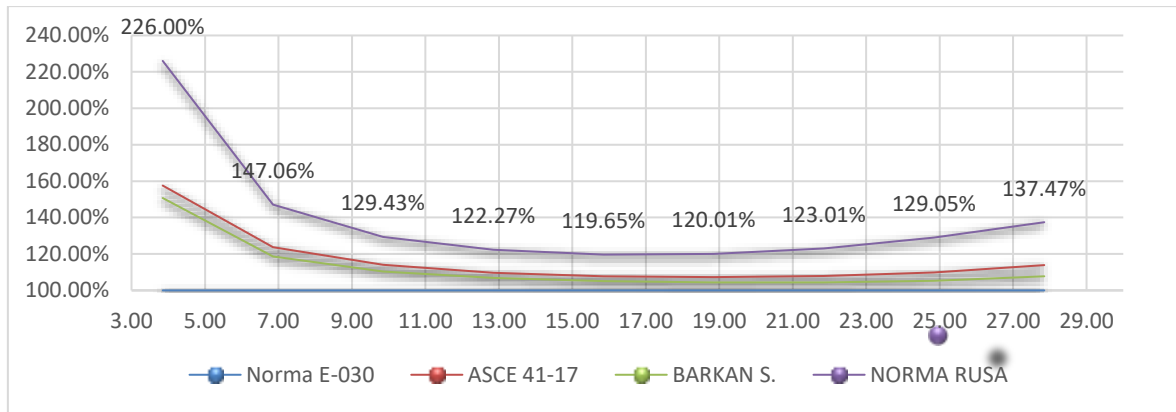


Figura 109 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s3 en la dirección x-x

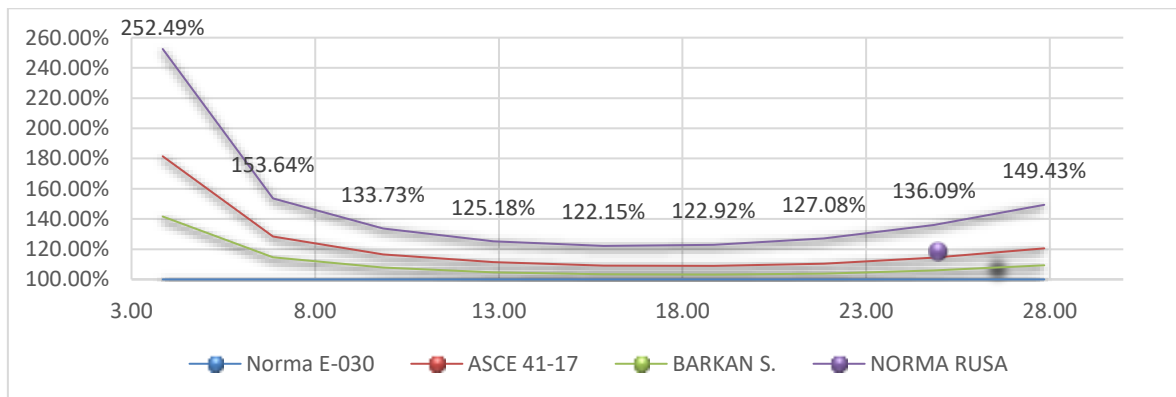


Figura 110 - Variación porcentual de las derivas inelásticas al considerar ISE para un suelo s3 en la dirección y-y

De las gráficas mostradas, se puede apreciar, de forma lógica que el modelo que presenta una mayor variación porcentual con respecto al modelo de base empotrada, es el modelo de la Norma Rusa, reportando variaciones de hasta el 401.71% con respecto al modelo con base empotrada según la Norma E.030 (2018). Esto se traduce en una mayor respuesta estructural de parte del Edificio N°02, cuando se incorpora la ISE, especialmente, en el caso del modelo de la Norma Rusa.

Finalmente, se ha observado que las derivas aumentan conforme más blando es el suelo de fundación. En ese sentido, en la tabla que se muestra a continuación, se puede apreciar la

diferencia porcentual que existe entre el modelo analizado con suelo S3 y el de suelo S2, tanto para los análisis en dirección X-X e Y-Y.

3.3.7. Resumen de resultados de los 03 edificios analizados para el O.E. 02

Con el propósito de condensar los resultados obtenidos para las derivas de entrepiso, se elaboró una tabla que reúne los resultados obtenidos para los edificios E01, E02 y E03 en los diferentes modelos con base rígida e interacción suelo – estructura, para ambos perfiles de suelo (S2 y S3), analizados en las dos direcciones ortogonales de las estructuras. Sin embargo, debido a que las alturas de entrepiso difieren para cada estructura, se ha realizado una salvedad con el fin de obtener resultados más sencillos de interpretar, de modo que no se resumen las derivas por altura, sino por nivel de entrepiso, asumiendo que todos los entrepisos son iguales para todos los modelos.

Para el caso de las derivas en X-X e Y-Y evaluadas sobre el suelo intermedio S2, se construyeron las siguientes tablas:

Tabla 203 - Derivas máximas en suelo S2 en dirección X-X

NIVEL	E01				E02				E03			
	E030	ASCE	BARK.	N. RUSA	E030	ASCE	BARK.	N. RUSA	E030	ASCE	BARK.	N. RUSA
9									0.38%	0.43%	0.41%	0.52%
8									0.44%	0.48%	0.46%	0.56%
7	0.25%	0.21%	0.22%	0.30%					0.51%	0.55%	0.53%	0.63%
6	0.29%	0.44%	0.48%	0.73%					0.57%	0.61%	0.60%	0.69%
5	0.25%	0.25%	0.28%	0.43%	0.22%	0.27%	0.27%	0.31%	0.62%	0.66%	0.65%	0.74%
4	0.31%	0.34%	0.34%	0.49%	0.39%	0.46%	0.45%	0.46%	0.63%	0.70%	0.68%	0.78%
3	0.35%	0.40%	0.40%	0.56%	0.53%	0.64%	0.63%	0.63%	0.62%	0.71%	0.69%	0.81%
2	0.35%	0.44%	0.44%	0.62%	0.64%	0.81%	0.82%	0.86%	0.55%	0.69%	0.66%	0.82%
1	0.25%	0.41%	0.48%	0.75%	0.39%	0.90%	1.04%	1.48%	0.38%	0.60%	0.57%	0.86%
0	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Nota. En esta tabla se muestran las derivas alcanzadas en los 4 modelos de análisis para cada uno de los 3 edificios estudiados. Se han asumido el mismo tamaño de entrepiso para todas

las edificaciones. El análisis se ha realizado en la dirección X-X y el suelo empleado es el perfil de suelo intermedio S2.

Tabla 204 - Derivas máximas en suelo S2 en dirección Y-Y

NIVEL	E01				E02				E03			
	E030	ASCE	BARK.	N. RUSA	E030	ASCE	BARKAN	N. RUSA	E030	ASCE	BARK.	N. RUSA
9									0.34%	0.41%	0.37%	0.51%
8									0.42%	0.47%	0.44%	0.56%
7	0.25%	0.36%	0.35%	0.37%					0.50%	0.55%	0.52%	0.63%
6	0.20%	0.47%	0.44%	0.59%					0.57%	0.62%	0.59%	0.70%
5	0.39%	0.58%	0.56%	0.68%	0.18%	0.21%	0.25%	0.39%	0.62%	0.68%	0.64%	0.76%
4	0.50%	0.71%	0.70%	0.80%	0.30%	0.34%	0.32%	0.52%	0.65%	0.72%	0.68%	0.81%
3	0.58%	0.79%	0.78%	0.89%	0.40%	0.44%	0.42%	0.61%	0.64%	0.75%	0.69%	0.86%
2	0.60%	0.82%	0.81%	0.95%	0.49%	0.54%	0.53%	0.76%	0.59%	0.75%	0.67%	0.90%
1	0.44%	0.68%	0.72%	1.00%	0.38%	0.69%	0.80%	1.42%	0.37%	0.68%	0.53%	0.95%
0	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Nota. En esta tabla se muestran las derivas alcanzadas en los 4 modelos de análisis para cada uno de los 3 edificios estudiados. Se han asumido el mismo tamaño de entrepiso para todas las edificaciones. El análisis se ha realizado en la dirección Y-Y y el suelo empleado es el perfil de suelo intermedio S2.

De la misma forma, para el caso de las derivas en X-X e Y-Y evaluadas sobre el suelo blando S3, se construyeron las siguientes tablas:

Tabla 205 - Derivas máximas en suelo S3 en dirección X-X

NIVEL	E01				E02				E03			
	E030	ASCE	BARK.	N. RUSA	E030	ASCE	BARK.	N. RUSA	E030	ASCE	BARK.	N. RUSA
9									0.40%	0.45%	0.54%	1.03%
8									0.47%	0.50%	0.61%	1.09%
7	0.26%	0.22%	0.23%	0.33%					0.54%	0.55%	0.70%	1.18%
6	0.30%	0.47%	0.53%	0.76%					0.61%	0.60%	0.78%	1.25%
5	0.26%	0.30%	0.27%	0.42%	0.23%	0.31%	0.32%	0.40%	0.66%	0.64%	0.85%	1.32%
4	0.32%	0.40%	0.37%	0.55%	0.41%	0.48%	0.52%	0.54%	0.68%	0.67%	0.89%	1.38%
3	0.37%	0.47%	0.44%	0.64%	0.55%	0.66%	0.73%	0.70%	0.66%	0.68%	0.91%	1.43%

2	0.37%	0.52%	0.48%	0.71%	0.67%	0.85%	0.98%	0.93%	0.59%	0.67%	0.89%	1.47%
1	0.27%	0.55%	0.54%	0.85%	0.40%	1.09%	1.39%	1.70%	0.40%	0.63%	0.82%	1.62%
0	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Nota. En esta tabla se muestran las derivas alcanzadas en los 4 modelos de análisis para cada uno de los 3 edificios estudiados. Se han asumido el mismo tamaño de entrepiso para todas las edificaciones. El análisis se ha realizado en la dirección X-X y el suelo empleado es el perfil de suelo blando S3.

Tabla 206 - Derivas máximas en suelo S3 en dirección Y-Y

NIVEL	E01				E02				E03			
	E030	ASCE	BARK.	N. RUSA	E030	ASCE	BARKAN	N. RUSA	E030	ASCE	BARK.	N. RUSA
9									0.35%	0.43%	0.48%	0.98%
8									0.44%	0.49%	0.57%	1.05%
7	0.26%	0.36%	0.41%	0.52%					0.54%	0.54%	0.68%	1.14%
6	0.21%	0.54%	0.53%	0.83%					0.70%	0.60%	0.78%	1.24%
5	0.41%	0.63%	0.67%	0.95%	0.19%	0.35%	0.25%	0.66%	0.69%	0.65%	0.87%	1.32%
4	0.53%	0.75%	0.83%	1.10%	0.32%	0.41%	0.40%	0.78%	0.67%	0.69%	0.93%	1.40%
3	0.61%	0.83%	0.92%	1.25%	0.42%	0.50%	0.51%	0.86%	0.69%	0.73%	0.98%	1.47%
2	0.62%	0.88%	0.97%	1.36%	0.51%	0.62%	0.64%	1.01%	0.67%	0.76%	1.00%	1.57%
1	0.46%	0.82%	0.90%	1.45%	0.40%	0.90%	0.95%	1.80%	0.44%	0.76%	0.93%	1.75%
0	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Nota. En esta tabla se muestran las derivas alcanzadas en los 4 modelos de análisis para cada uno de los 3 edificios estudiados. Se han asumido el mismo tamaño de entrepiso para todas las edificaciones. El análisis se ha realizado en la dirección Y-Y y el suelo empleado es el perfil de suelo blando S3.

A partir de estos datos, se construyeron los siguientes gráficos con el fin de visualizar las derivas de todos los edificios estudiados para cada modelo analítico, para cada dirección de análisis, primero para el suelo S2 y, luego, para el S3.

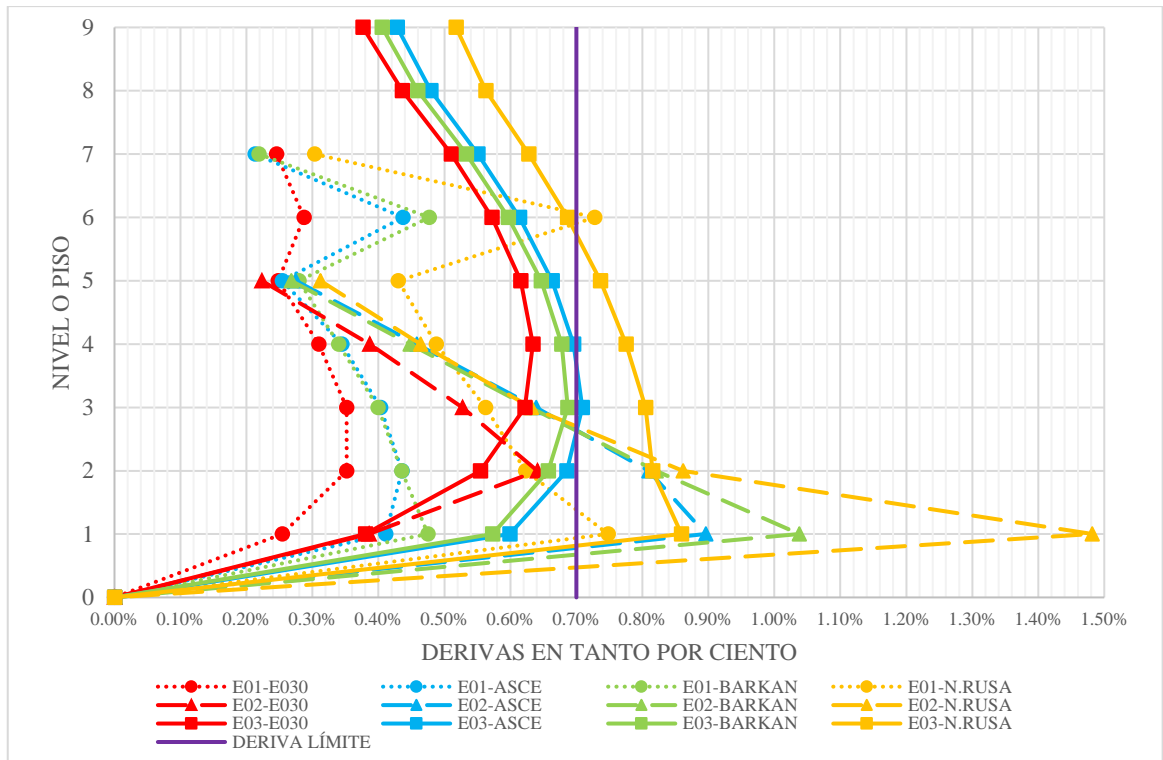


Figura 111 - Derivas máximas en suelo S2 en dirección X-X para los 03 edificios analizados

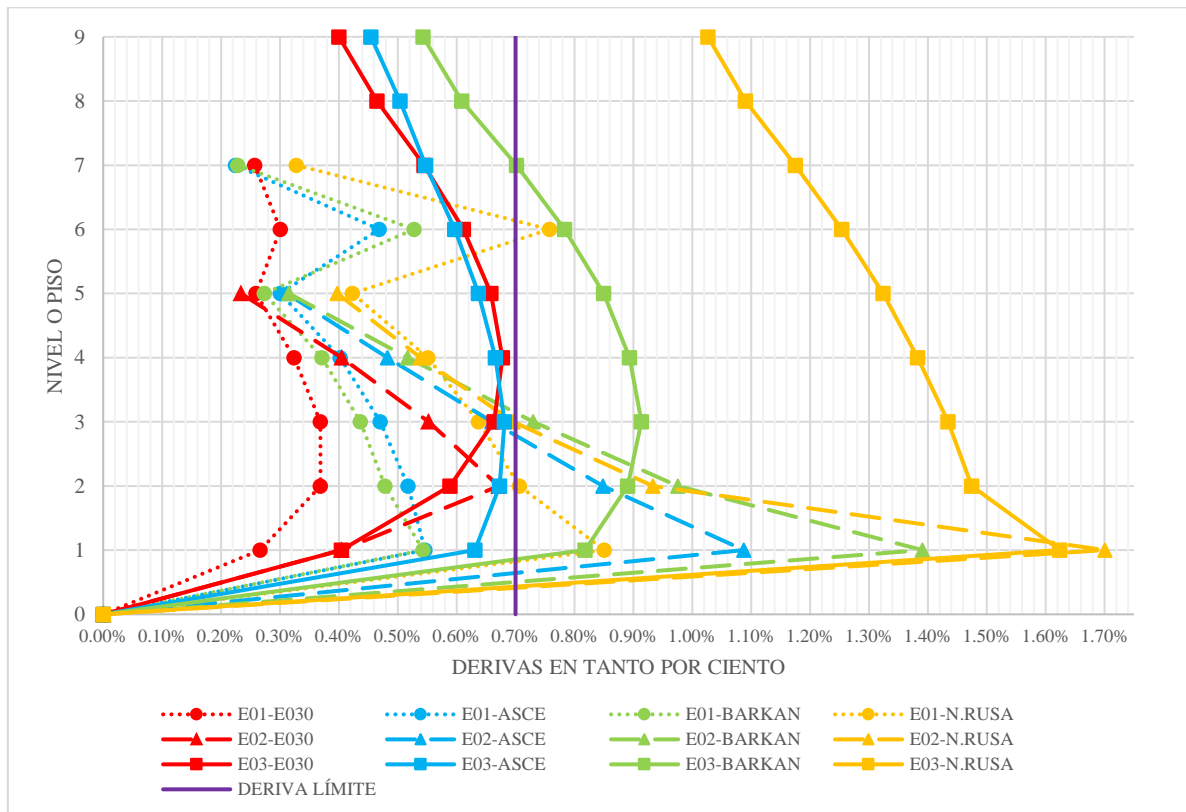


Figura 112 - Derivas máximas en suelo S3 en dirección X-X para los 03 edificios analizados

Tal como se pueden apreciar en las figuras 111 y 112, existe un incremento sustancial de las derivas para todos los casos cuando se cambia el suelo de fundación en el análisis de S2 a S3 (peor suelo). Por ejemplo, en el caso del modelo con la Norma Rusa, si bien es cierto que el modelo con suelo S2 no cumplía el control de derivas límites para sus 5 primeros niveles, al empeorar el suelo de base, estas derivas incrementaron, especialmente para los últimos niveles, no cumpliendo, ahora, ninguno de los 9 entrepisos con la deriva límite.

Siguiendo ese mismo criterio, se realizaron gráficos similares para la otra dirección de análisis, es decir, Y-Y, tanto en el modelo con suelo S2 como con S3.

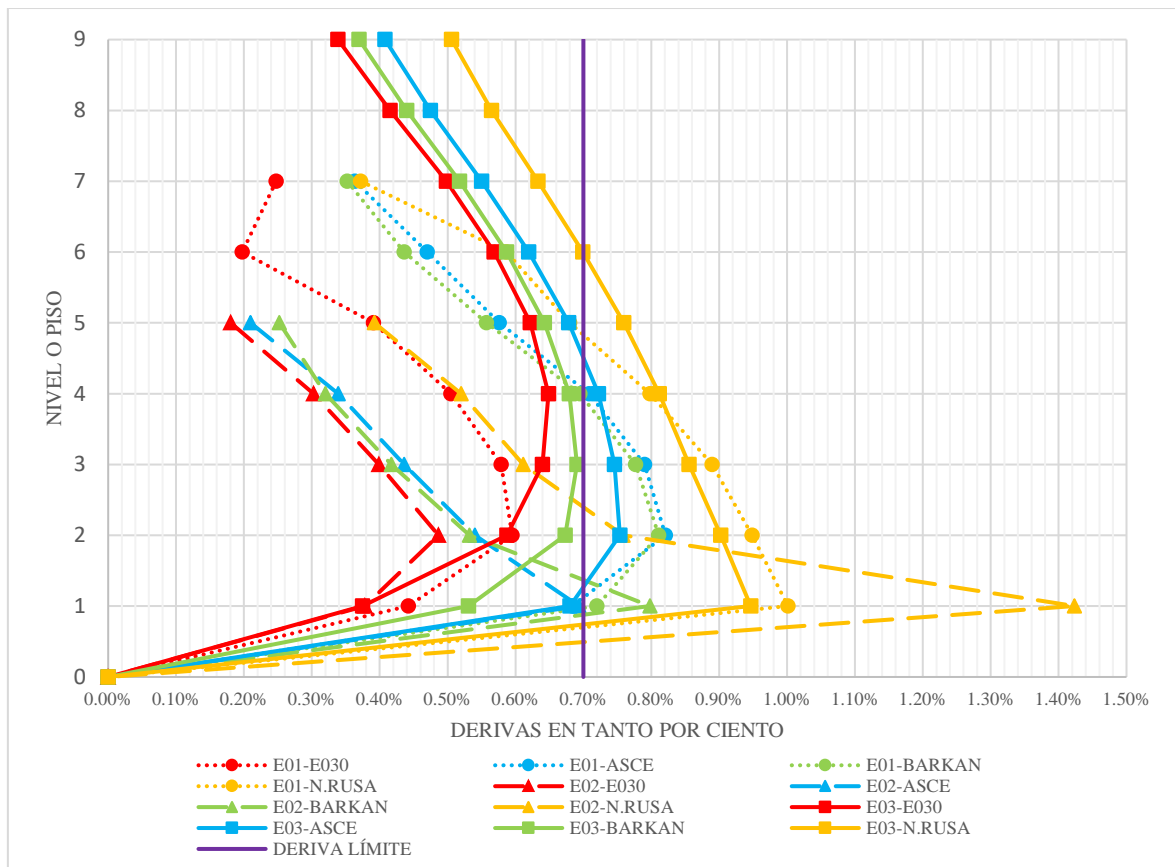


Figura 113 - Derivas máximas en suelo S2 en dirección Y-Y para los 03 edificios analizados

En las figuras 113 y 114 se puede apreciar que existe un incremento significativo de las derivas al variar el tipo de suelo. Por ejemplo, en el caso de la Norma Rusa, la deriva máxima para el E03 se alcanza en el nivel 01, se incrementa de 0.0095 para el análisis con suelo S2 a 0.0175 para el análisis en suelo S3

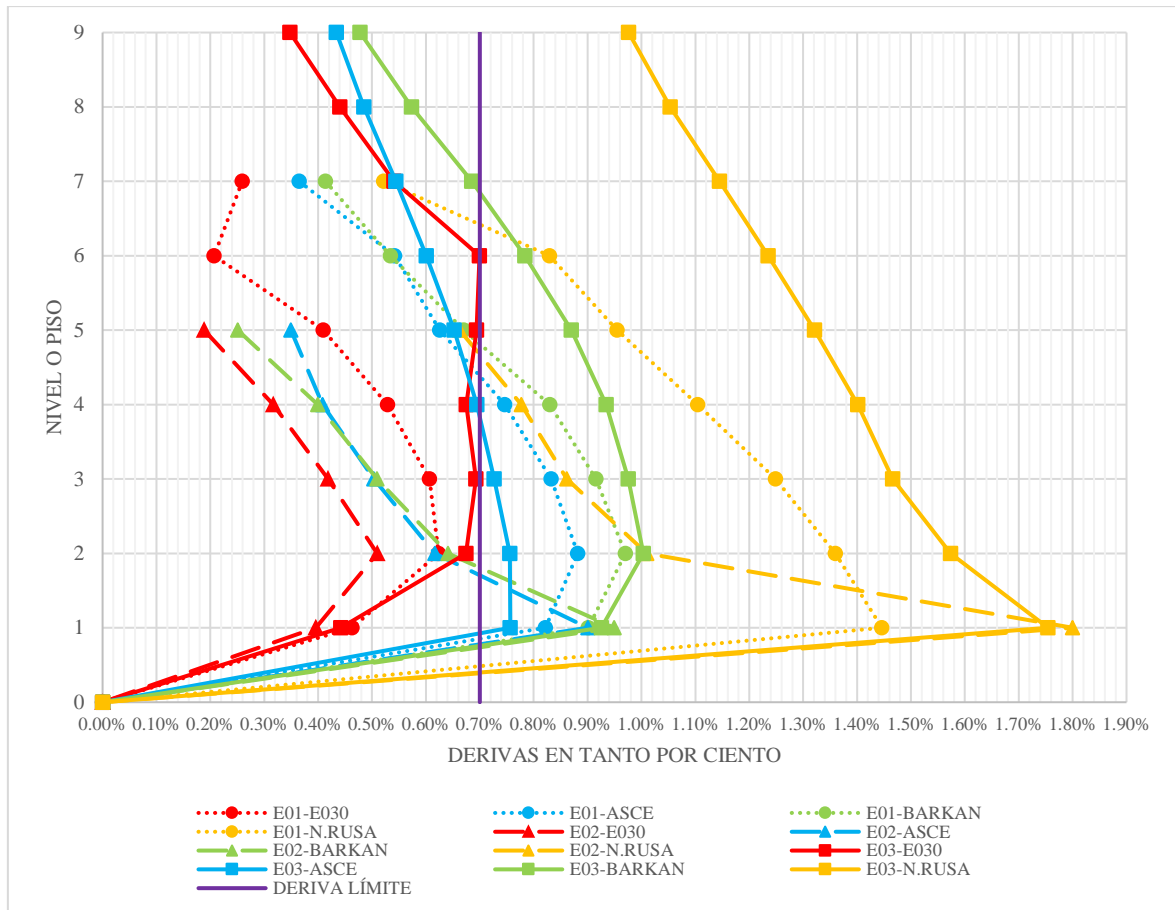


Figura 114 - Derivas máximas en suelo S3 en dirección Y-Y para los 03 edificios analizados

Ahora bien, se puede inferir, a partir de los resultados mostrados que 1) las derivas se incrementan en, prácticamente todos los modelos analizados, 2) siendo el que mayores incrementos o repuesta estructural genera al considerar la ISE, el modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y 3) la variación de las derivas está relacionada a la flexibilidad del suelo de fundación, siendo, por regla general, estos valores mayores en todos los modelos, en tanto se tenga un suelo más flexible o de peor rigidez, ergo, de menor capacidad portante.

Ahora bien, se puede establecer el incremento porcentual que existe entre los modelos que consideran la interacción suelo – estructura para el análisis sísmico dinámico, con relación a los modelos con base empotrada, para todos los edificios idealizados con una cimentación sobre suelo intermedio, así como sobre suelo blando (flexible). En la tabla que se presenta a continuación, se muestran dichos incrementos percentiles.

Tabla 207 - Variaciones porcentuales obtenidas para cada modelo de análisis que considera ISE para los dos tipos de suelo en relación a las derivas del modelo de base empotrada

EDIFICIO	EDIFICO E01				EDIFICO E02				EDIFICO E03			
	DIR X-X		DIR Y-Y		DIR X-X		DIR Y-Y		DIR X-X		DIR Y-Y	
	S2	S3	S2	S3	S2	S3	S2	S3	S2	S3	S2	S3
N. E-030	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
ASCE 41-17	21.8%	36.6%	57.4%	64.7%	44.2%	53.5%	26.4%	56.5%	16.9%	9.8%	22.4%	11.8%
BARKAN S.	28.8%	33.7%	53.8%	77.1%	50.5%	76.8%	34.1%	49.3%	12.6%	41.8%	10.5%	41.0%
N. RUSA	91.2%	99.5%	88.4%	154.3%	115.0%	97.8%	115.0%	191.0%	47.0%	142.8%	47.0%	138.7%

Nota. Para la estimación de cada variación, se ha empleado el valor promedio de las derivas para cada modelo analizado.

De la tabla anterior, se puede apreciar que el modelo que genera una mayor respuesta estructural es el de La Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, el cual produce incrementos de hasta 154.3%, 191.0% y 138.7% en relación a sus derivas inelásticas calculadas en el modelo de base empotrada para los edificios E01, E02 y E03, respectivamente, considerando un suelo S3 como terreno de fundación.

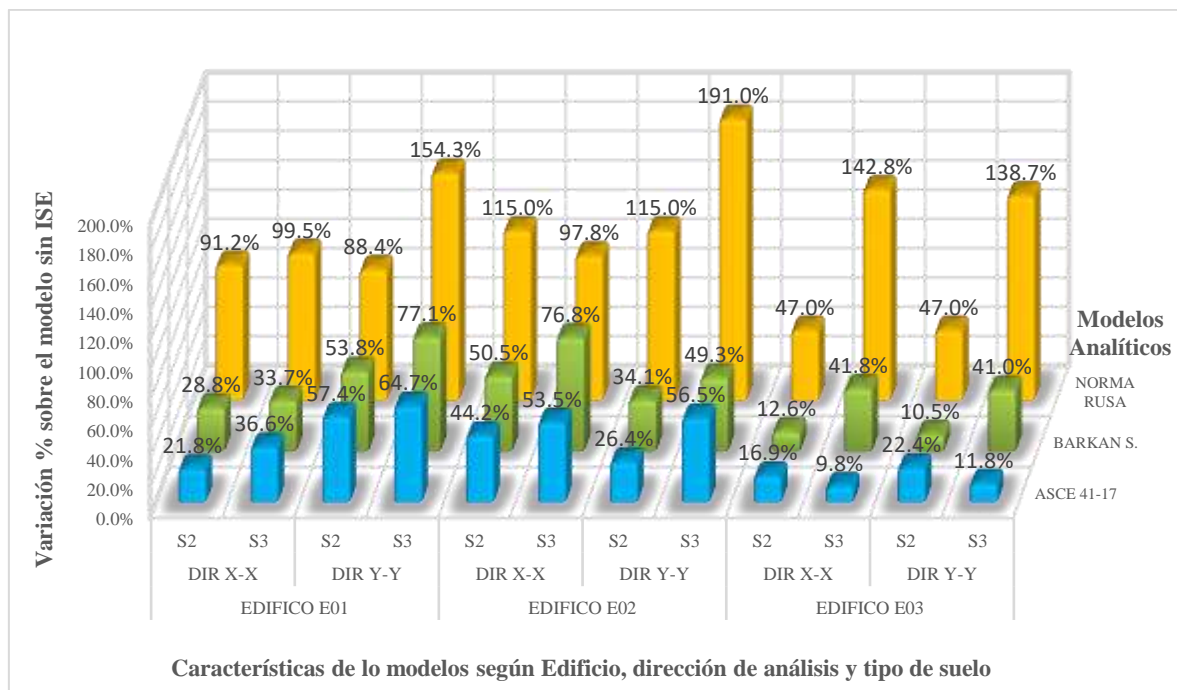


Figura 115 - Variaciones porcentuales obtenidas para cada modelo de análisis que considera ISE en relación al modelo de base empotrada

De la gráfica anterior se puede apreciar claramente que, en promedio, en todos los casos analizados, se reportaron incrementos en las derivas en comparación con el modelo de base rígida de la E.030. Asimismo, se puede observar que el modelo de la Norma Rusa presenta incrementos al variar el tipo de suelo (de S2 a S3) en todos los modelos en los que se empleó dicho análisis, a excepción del edificio E02 analizado en la dirección X-X. Algo similar sucede en los modelos con ASCE/SEI 41-14, cumpliendo dicho patrón de crecimiento de derivas al empeorarse el suelo, a excepción del caso del edificio E03 para ambas direcciones. Por otro lado, el modelo de Barkan – Savinov presenta los incrementos al variar el suelo en todos sus casos. Cabe precisar que, las medidas han sido tomadas en relación al cambio que existe con referencia al modelo con base empotrada, tanto para el suelo S2, como S3, respectivamente, por lo que, como ya se vio antes, las derivas en la base empotrada varían al variar el suelo, debido al factor “S” empleado en el cálculo de la cortante basal, (mayor cortante, mayores fuerzas laterales). De este modo, tal como se verá más adelante, siempre se presentarán mayores derivas, en promedio, al reducir la rigidez del suelo de cimentación, de modo que se puede afirmar que ambos son inversamente proporcionales.

¿Sin embargo, a cuánto ascienden estas variaciones en los modelos estudiados si tenemos como referencia el modelo con suelo intermedio S2? Para determinar dicha relación, se idearon los siguientes gráficos en donde se presenta el incremento porcentual de las derivas inelásticas cuando se pasa de un suelo S2 a uno S3. Las variaciones porcentuales están en referencia del valor obtenido para el suelo S2.

Las figuras 116 y 117 muestran las variaciones que se dan para el caso del **edificio E01** en ambas direcciones de análisis.

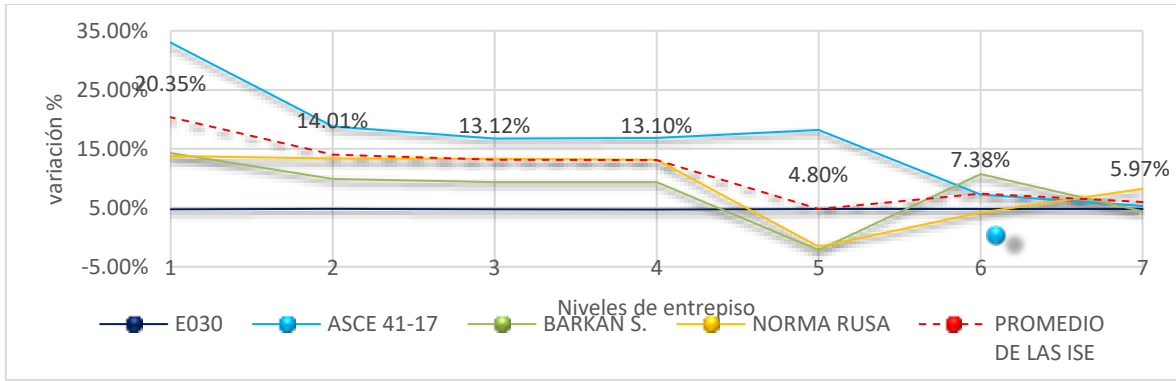


Figura 116 - Diferencia de las derivas del E01 evaluadas para S3 en relación al S2, en la dirección X-X

En la figura superior se puede observar cómo el modelo de la ASCE/SEI 41-17 presenta una mayor sensibilidad en su respuesta estructural a la variación del suelo, incrementando hasta en un 35% para el 1° nivel. En resumen, el modelo de Barkan – Savinov incrementa en 7.97%, el de la Norma Rusa, 9.19% y, finalmente, el modelo de la ASCE/SEI 41-17, 16.58%. Cabe señalar que el modelo de la E.030 incrementa de forma constante 4.77%.

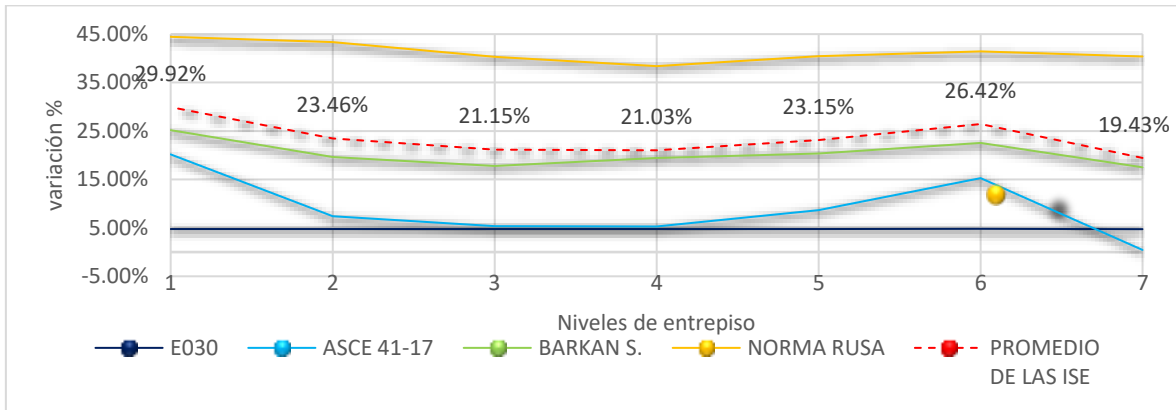


Figura 117 - Diferencia de las derivas del E01 evaluadas para S3 en relación al S2, en la dirección Y-Y

En el análisis realizado en el eje Y-Y se puede observar que la mayor variación se produce en el modelo de la Norma Rusa, alcanzando valores de hasta 45% más, seguido del modelo de la ASCE/SEI con valores cercanos al 20%. En resumen, el modelo de la ASCE/SEI 41-17 incrementa un 8.94%, el de Barkan – Savinov, un 20.34% y, finalmente, el de la Norma Rusa, un 41.24%. Asimismo, se verifica el incremento constante en el modelo de la E.030 en un 4.76%.

Se realizó el mismo análisis para el **edificio E02**. A continuación, se muestran los incrementos porcentuales al variar el suelo a uno de menor capacidad.

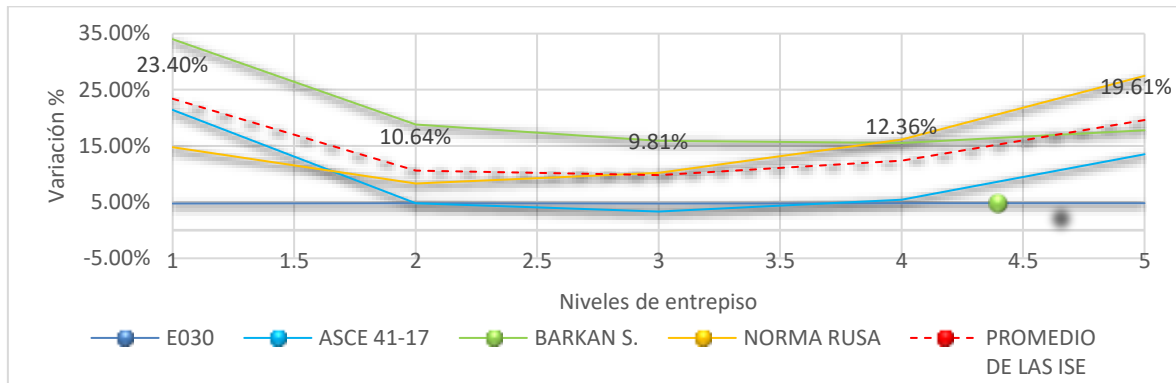


Figura 118 - Diferencia de las derivas del E02 evaluadas para S3 en relación al S2, en la dirección X-X

Del análisis en la dirección X-X se puede inferir que el modelo que presenta una mayor sensibilidad al cambio de suelo es el de Barkan – Savinov, con un promedio de incremento del 20.41%, seguido del modelo de la Norma Rusa con 15.39% y Barkan – Savinov con 9.69%. Cabe señalar que el modelo de base empotrada incrementa constantemente para cada entreciso 4.77%.

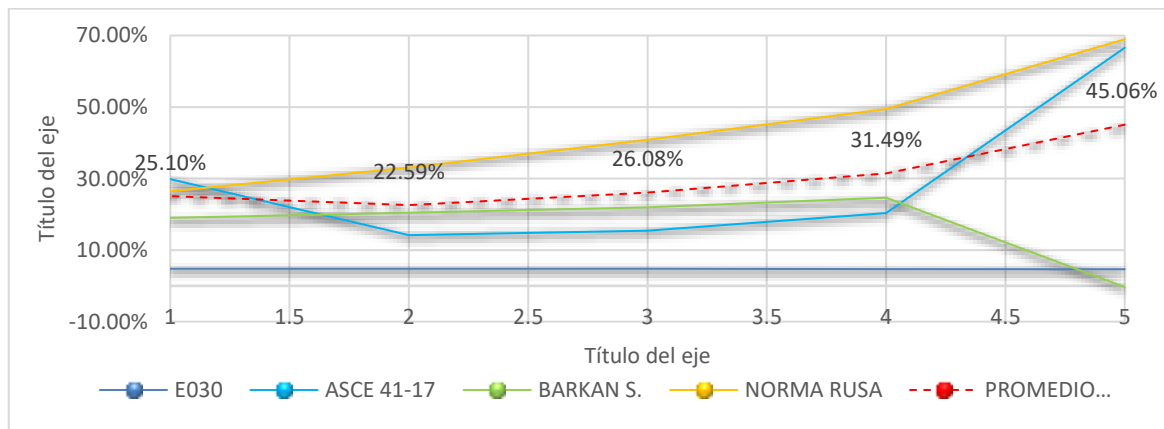


Figura 119 - Diferencia de las derivas del E02 evaluadas para S3 en relación al S2, en la dirección Y-Y

En el análisis realizado en el eje Y-Y se puede observar que la mayor variación se produce para el modelo de la Norma Rusa, incrementando sus derivas en promedio un 43.75%, seguido del modelo de la ASCE/SEI 41-17 con 29.28% y Barkan – Savinov con 17.16%.

Asimismo, se observa que el modelo con base empotrada presenta un incremento constante del 4.74%, debido a que, al cambiar el suelo, solo se incrementa el factor de suelo para el cálculo de la cortante basal, lo cual, incrementa de forma directa las fuerzas de entrepiso, mas no influye este directamente en el movimiento de la estructura.

Se realizó el mismo análisis para el edificio **E03**. A continuación, se muestran los incrementos porcentuales al variar el suelo a uno de menor capacidad.

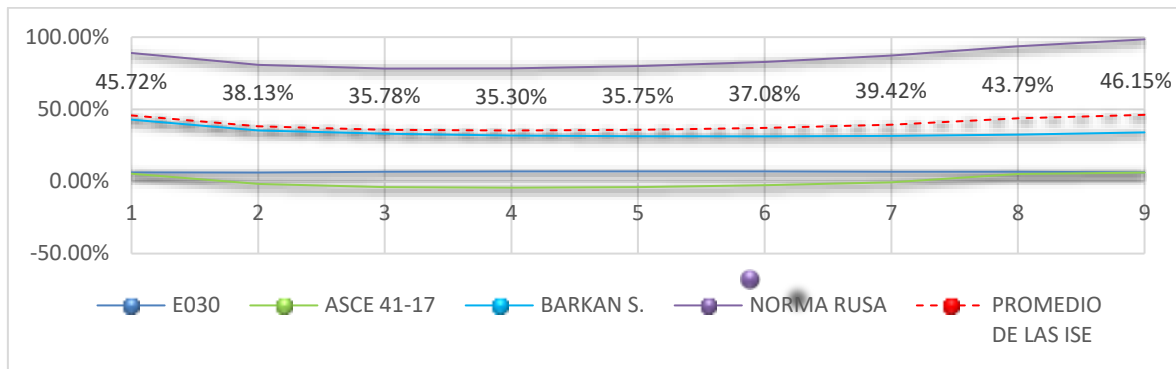


Figura 120 - Diferencia de las derivas del E03 evaluadas para S3 en relación al S2, en la dirección X-X

Del análisis en la dirección X-X se puede inferir que el modelo que presenta una mayor sensibilidad al cambio de suelo es el de la Norma Rusa, con un promedio de incremento del 85.37%, seguido del modelo de Barkan – Savinov con 33.75% y ASCE/SEI 41-17 con -0.08%, presentando una reducción promedio en este caso particular. Cabe señalar que el modelo de base empotrada incrementa constantemente para cada entrepiso 6.63%.

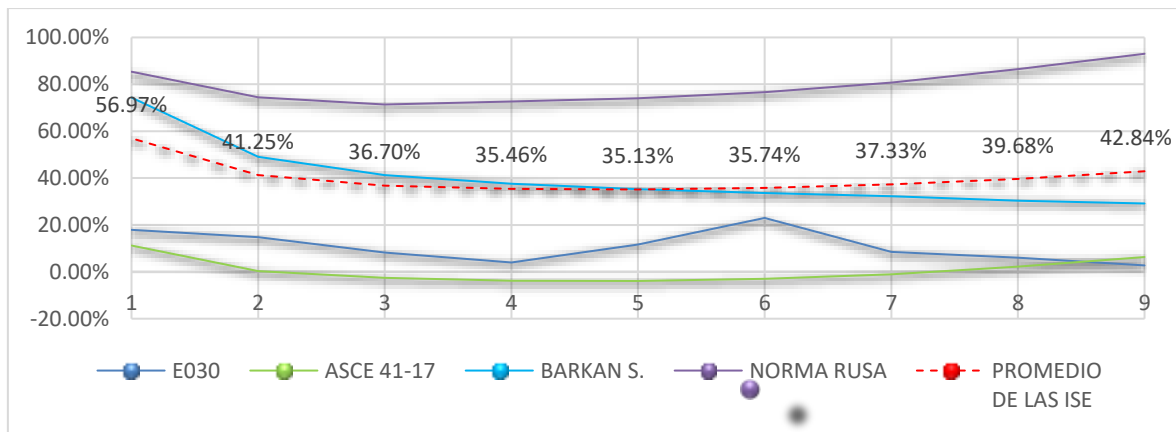


Figura 121 - Diferencia de las derivas del E03 evaluadas para S3 en relación al S2, en la dirección Y-Y

En el análisis realizado en el eje Y-Y se puede observar que la mayor variación se produce para el modelo de la Norma Rusa, incrementando sus derivas en promedio un 79.41%, seguido del modelo de Barkan – Savinov con 40.33% y la ASCE/SEI 41-17 con 0.62%. Asimismo, se observa que el modelo con base empotrada presenta un incremento constante del 10.77%.

Finalmente, se pueden presentar estos incrementos calculados en la siguiente figura:

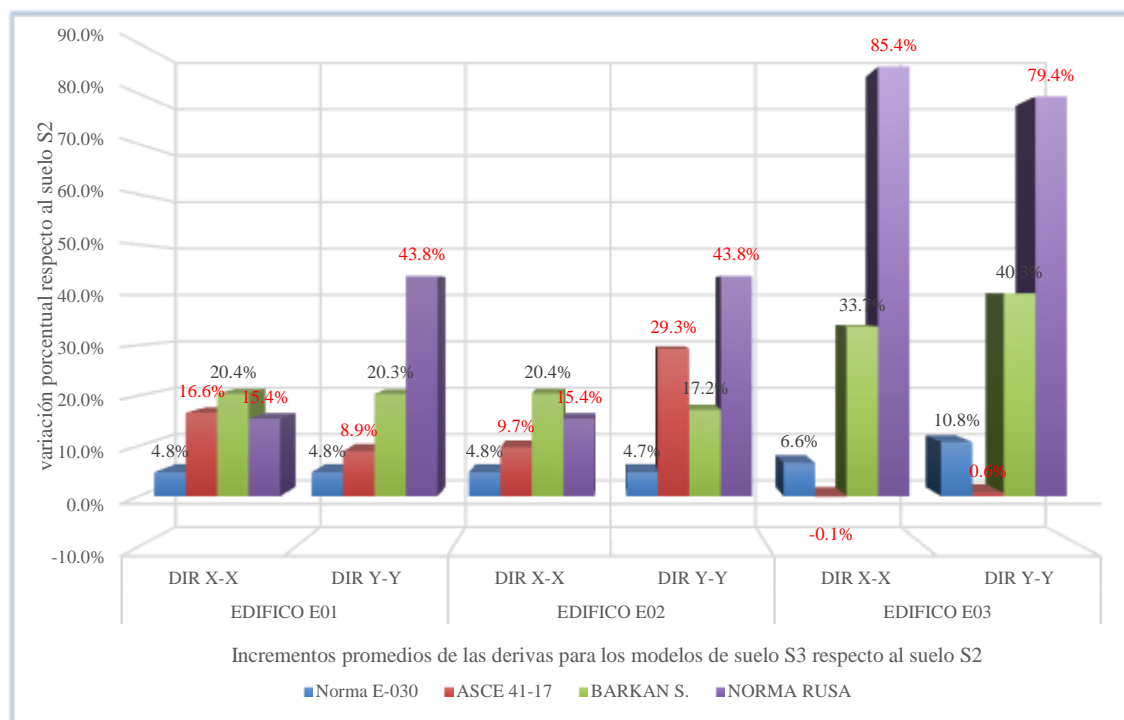


Figura 122 - Resumen de incrementos promedios de las derivas para los modelos al variar de suelo a S3

Tal como se muestra en la figura anterior, se puede afirmar que para todos los casos existe un patrón de incremento relacionado a la mayor flexibilidad del suelo; siendo este cambio más incidente o significativo para el modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, con un incremento promedio del 47.2% para todos los casos y en ambas direcciones; del 25.4% para el modelo de D. D. Barkan – O. A. Savinov y del 10.8% para el modelo de la ASCE/SEI 41-17, con lo cual se puede afirmar que existe una mayor respuesta de parte de la estructura al cambio del tipo de suelo, en comparación con el análisis clásico que no incluye ISE de la Norma del R.N.E. E.030, cuyo incremento promedio solo fue del 6.1%.

3.4. OBJETIVO ESPECÍFICO 3:

O.E.3: Calcular los esfuerzos máximos de corte realizando un análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral), para la condición de base rígida e interacción suelo – estructura en los edificios de concreto armado analizados.

3.4.1. Edificio N°01 - con suelo de tipo S2

Tabla 208 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección XX en base a modelos dinámicos asignados con suelo intermedio, elaboración propia

CORTANTE BASAL DINÁMICA XX EN SUELO S2				
Nivel	E-030 tonf	ASCE tonf	BARKAN tonf	NORMA RUSA tonf
Story1	89.24	81.81	85.13	84.28
Story1	100.00%	91.67%	95.39%	94.44%

En la tabla 208, se aprecia que la cortante basal dinámica XX mayor está en el modelo E-030, esto ya que no está considerando la rigidez del suelo por lo que varía en 4.61% con el modelo Barkan y 8.33% con el modelo ASCE, de esta forma se podrá optimizar el edificio en respuesta estructural debido a que también cumple con la deriva límite, en tanto la otra cortantes dinámica de la Norma Rusa también es menor, pero esta a su vez está fuera del límite de deriva. Para una distribución en altura, se mostrará en la figura 123.

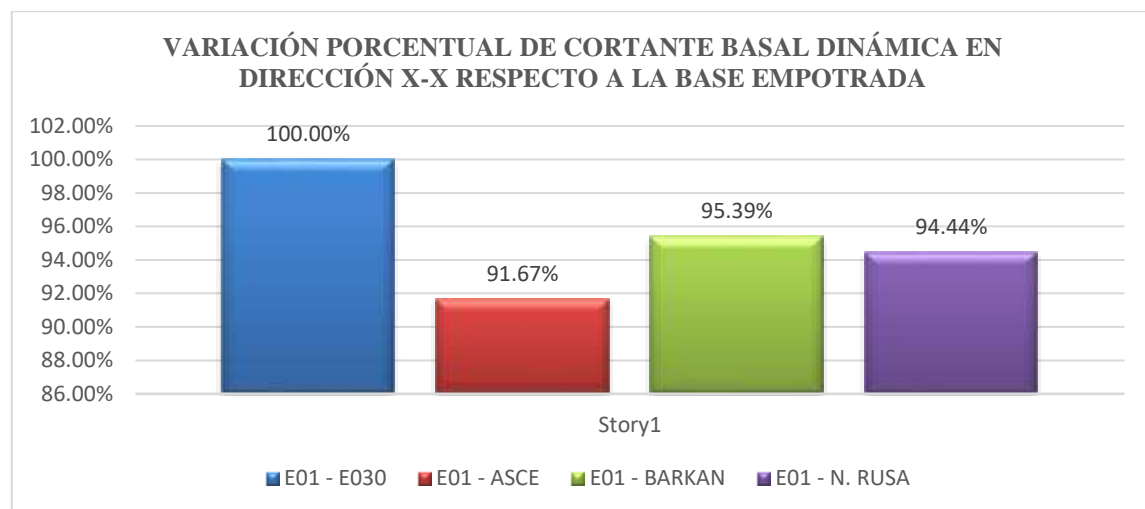


Figura 123 - Comparación de cortante basal dinámica XX, elaboración propia

Tabla 209 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección YY en base a modelos dinámicos asignados con suelo intermedio, elaboración propia

CORTANTE BASAL DINÁMICA YY EN SUELO S2				
Nivel	E-030 tonf	ASCE tonf	BARKAN tonf	NORMA RUSA tonf
Story1	78.13	80.53	81.24	68.51
Story1	100.00%	103.07%	103.98%	87.69%

En la tabla 209, de manera inversa la cortante basal dinámica YY máxima está en el modelo Barkan y quien le sigue es del modelo ASCE, con un 3.98% de más que la norma E-030 y con 3.07% de más que el modelo ASCE, además con el modelo de la Norma Rusa es directamente proporcional a la rigidez, ya que es un 12.31% menos que la norma E-030. Para una distribución en altura, se mostrará en la figura 124.

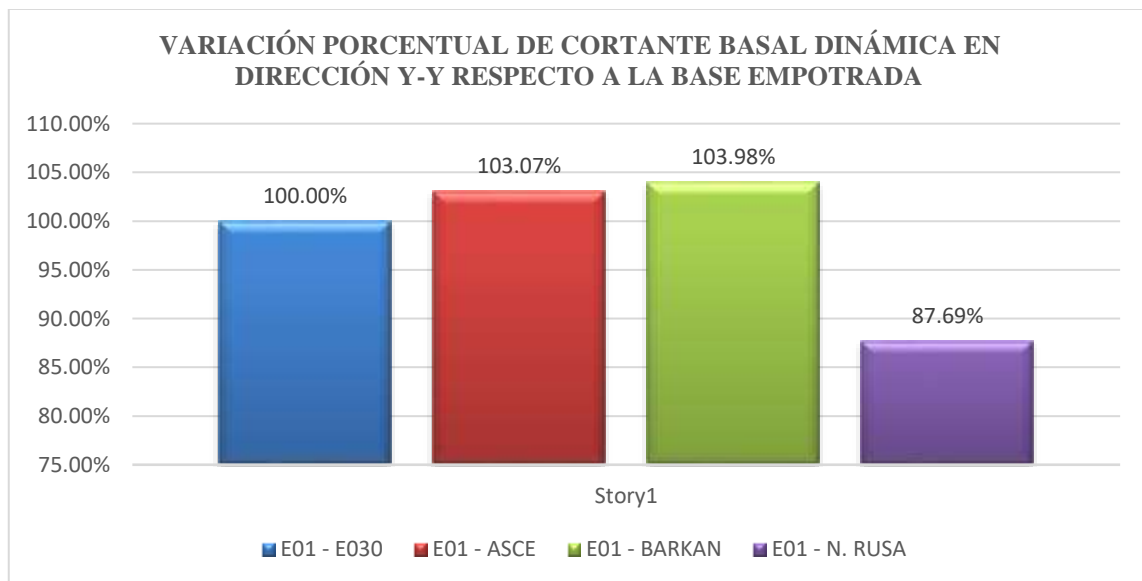


Figura 124 – Comparación de cortante basal dinámica YY, elaboración propia

3.4.2. Edificio N°01 - con suelo de tipo S3

Tabla 210 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección XX en base a modelos dinámicos asignados con suelo flexible, elaboración propia

CORTANTE BASAL DINÁMICA XX EN SUELO S3				
Nivel	E-030 tonf	ASCE tonf	BARKAN tonf	NORMA RUSA tonf
Story1	93.49	81.68	89.29	92.57
Story1	100.00%	87.37%	95.50%	99.01%

En la tabla 210, se aprecia que la cortante basal dinámica XX mayor está en el modelo E-030, esto ya que no está considerando la rigidez del suelo por lo que varía en 4.50% con el modelo Barkan y 12.63% con el modelo ASCE, de esta forma se podrá optimizar el edificio en respuesta estructural debido a que también cumple con la deriva límite, en tanto la otra cortante dinámica de la Norma Rusa también es menor con 0.99% pero está fuera del límite de deriva con 0.0085, para una distribución en altura se mostrará en la figura 125.

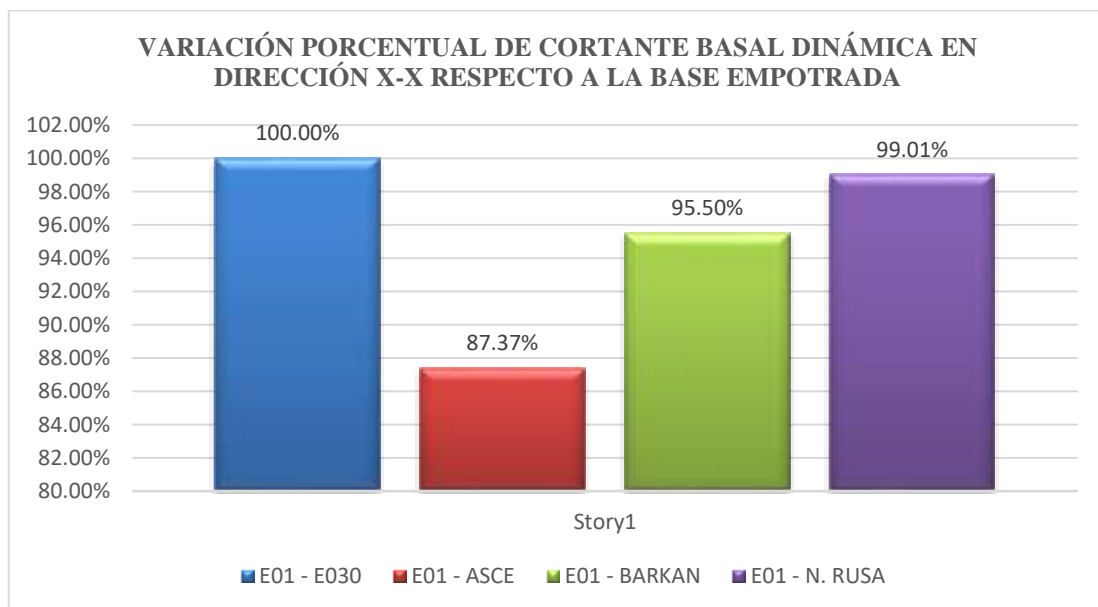


Figura 125 - Comparación de cortante basal dinámica XX, elaboración propia

Tabla 211 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección YY en base a modelos dinámicos asignados con suelo flexible, elaboración propia

CORTANTE BASAL DINÁMICA YY EN SUELO S3				
Nivel	E-030 tonf	ASCE tonf	BARKAN tonf	NORMA RUSA tonf
Story1	81.85	74.21	94.37	96.67
Story1	100.00%	90.66%	115.30%	118.11%

En la tabla 211, de manera inversa la cortante basal dinámica YY máxima está en el modelo de la Norma Rusa y quien le sigue es del modelo Barkan, esto debido a que en la dirección Y tiene mayor rigidez lateral, con un 18.11% más de cortante que la norma E-030 y con 15.30% de más que el modelo Barkan, y con un 9.34% menos que el modelo ASCE; sin embargo, para el diseño estructural se seguiría trabajando con la cortante de base empotrada ya que la deriva de los otros modelos sobrepasó la deriva límite. Para una distribución en altura se mostrará en la figura 126.

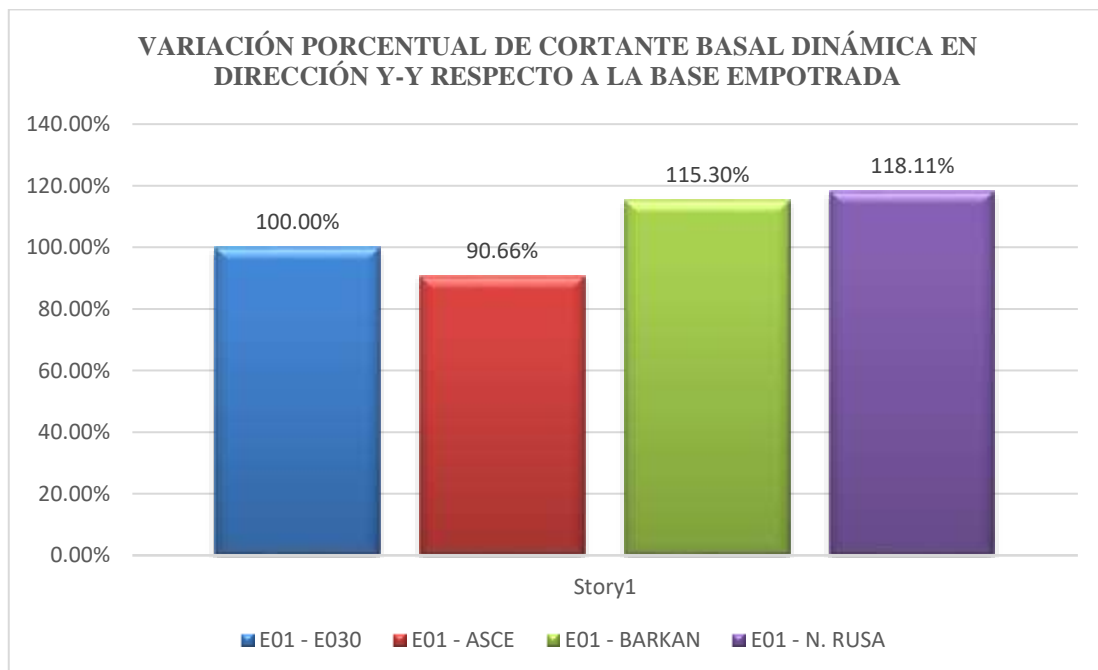


Figura 126 - Comparación de cortante basal dinámica YY, elaboración propia

3.4.3. Edificio N°02 - con suelo de tipo S2

Tabla 212 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección XX en base a modelos dinámicos asignados con suelo intermedio, elaboración propia

CORTANTE BASAL DINÁMICA XX EN SUELO S2				
Nivel	E-030 tonf	ASCE tonf	BARKAN tonf	NORMA RUSA tonf
Story1	95.42	108.61	106.68	87.13
Story1	100.00%	113.82%	111.80%	91.31%

En la tabla 212, se aprecia que la cortante basal dinámica XX mayor está en el modelo ASCE 41-17 con un 13.82% de más que la E-30, y por su parte le sigue el modelo Barkan con un 11.80% más; sin embargo, la cortante de la Norma Rusa disminuyó debido a que su deriva ya sobrepasó el límite por la cual genera menos cortante, de manera continua se seguiría trabajando con la cortante dinámica de la E-030 puesto que los otros modelos por más que varíen en un máximo de 15% no están cumpliendo con la deriva límite.

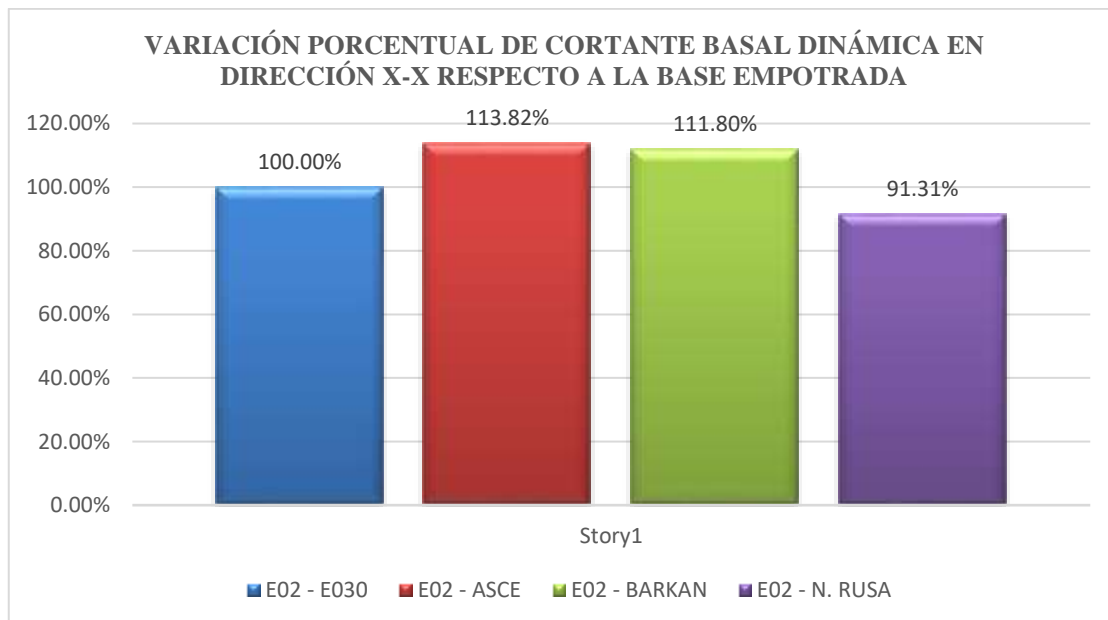


Figura 127 - Comparación de cortante basal dinámica XX, elaboración propia

Tabla 213 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección YY en base a modelos dinámicos asignados con suelo intermedio, elaboración propia

CORTANTE BASAL DINÁMICA YY EN SUELO S2				
Nivel	E-030 tonf	ASCE tonf	BARKAN tonf	NORMA RUSA tonf
Story1	90.84	84.09	80.88	68.86
Story1	100.00%	92.57%	89.04%	75.80%

En la tabla 213, se aprecia que la cortante basal dinámica YY mayor se encuentra en la E-030 y luego va disminuyendo debido a que su rigidez lateral en esa dirección es menor, por su parte le sigue el modelo ASCE con un 7.43% menos; sin embargo, podría usarse el modelo ASCE o Barkan ya que sus derivas están próximas a la deriva límite por lo que se podría hacer unos ajustes de rigidez lateral y poder trabajar con esa cortante, la cortante de la Norma Rusa disminuyó debido a que su deriva ya sobrepasó el límite a un 1.4% de 0.7%, entonces aquí sí habría que aumentar placas para disminuir con buena consideración su deriva, pero al aumentar rigidez se aumenta peso y por ende la cortante dinámica aumentará.

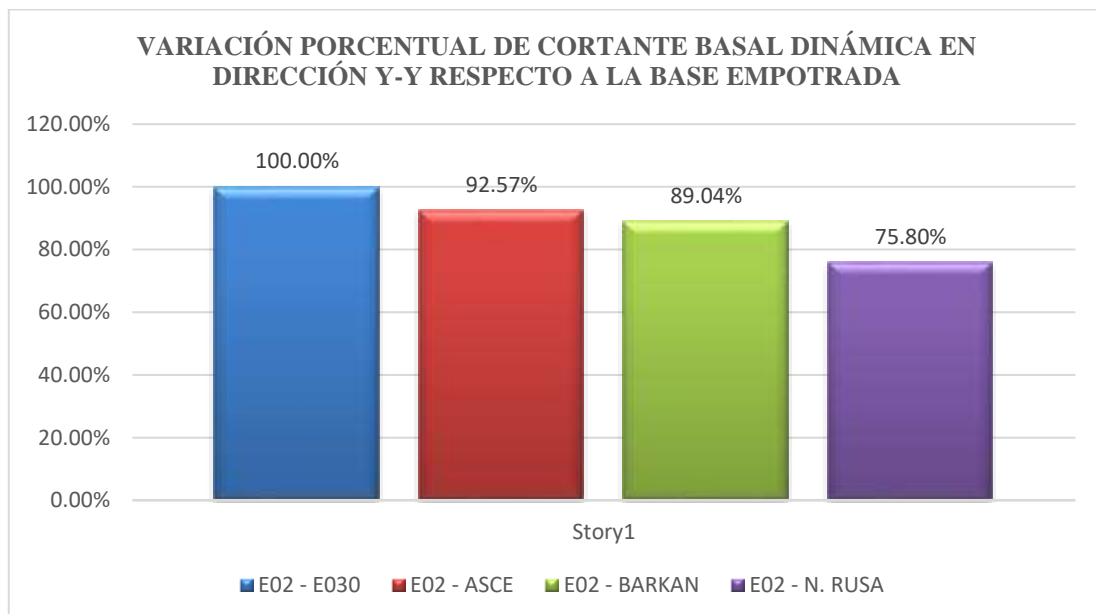


Figura 128 - Comparación de cortante basal dinámica YY, elaboración propia

3.4.4. Edificio N°02 - con suelo de tipo S3

Tabla 214 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección XX en base a modelos dinámicos asignados con suelo flexible, elaboración propia

CORTANTE BASAL DINÁMICA XX EN SUELO S3				
Nivel	E-030 tonf	ASCE tonf	BARKAN tonf	NORMA RUSA tonf
Story1	99.96	102.67	120.20	76.40
Story1	100.00%	102.71%	120.25%	76.43%

En la tabla 214, se aprecia que la cortante basal dinámica XX mayor se encuentra en el modelo de Barkan S. con 20.25% más que la E-030, por su parte le sigue el modelo ASCE con un 2.71% más que la E-030; sin embargo, podría usarse el modelo ASCE o Barkan ya que sus derivas están próximas a la deriva límite por lo que se podría hacer unos ajustes de rigidez lateral en los nudos que generan mayores desplazamientos de la estructura y poder trabajar con esa cortante, la cortante de la Norma Rusa disminuyó debido a que su deriva ya sobrepasó el límite a un 1.8% de 0.7%, entonces aquí sí habría que aumentar placas para disminuir con buena consideración su deriva, pero el edificio ya no estaría optimizado con respecto a su cortante de diseño.

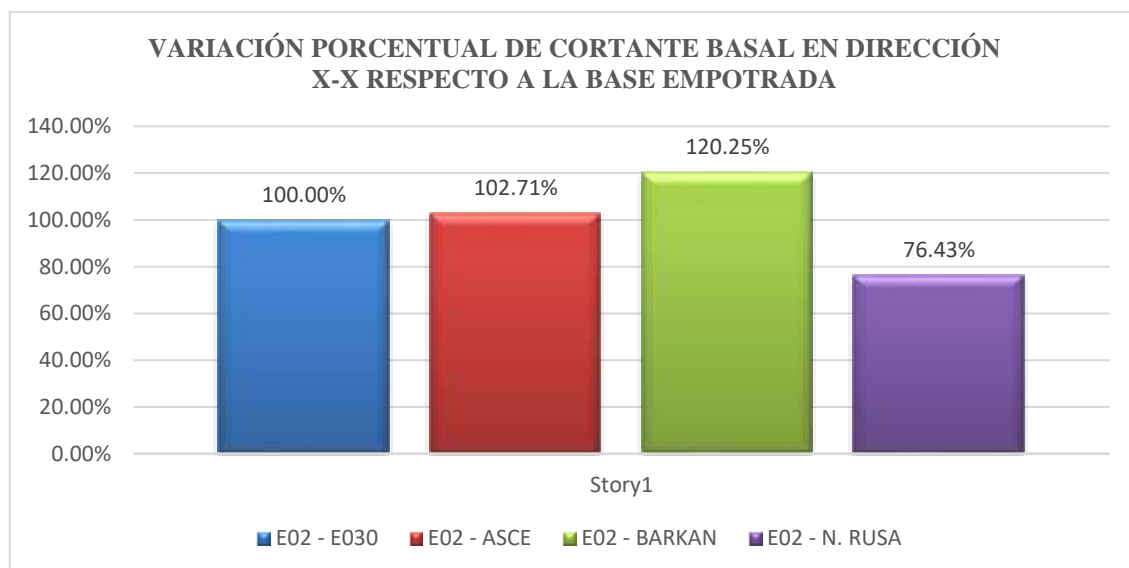


Figura 129 - Comparación de cortante basal dinámica XX, elaboración propia

Tabla 215 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección YY en base a modelos dinámicos asignados con suelo flexible, elaboración propia

CORTANTE BASAL DINÁMICA YY EN SUELO S3				
Nivel	E-030 tonf	ASCE tonf	BARKAN tonf	NORMA RUSA tonf
Story1	95.17	77.77	92.96	60.04
Story1	100.00%	81.72%	97.69%	63.09%

En la tabla 215, se aprecia que la cortante basal dinámica YY mayor se encuentra en la E-030 y luego va disminuyendo debido a que su rigidez lateral en esa dirección es menor, por su parte le sigue el modelo Barkan S. con un 2.31% menos; sin embargo, podría usarse el modelo ASCE ya que sus deriva está próxima a la deriva límite por lo que se podría hacer unos ajustes de rigidez lateral y poder trabajar con esa cortante, la cortante de la Norma Rusa disminuyó debido a que su deriva ya sobrepasó el límite a un 1.8% de 0.7%, entonces aquí sí habría que aumentar placas para disminuir con buena consideración su deriva, por ende la cortante dinámica aumentará y no sería viable ya que podría llegarse a trabajar con un modelo sobredimensionado.

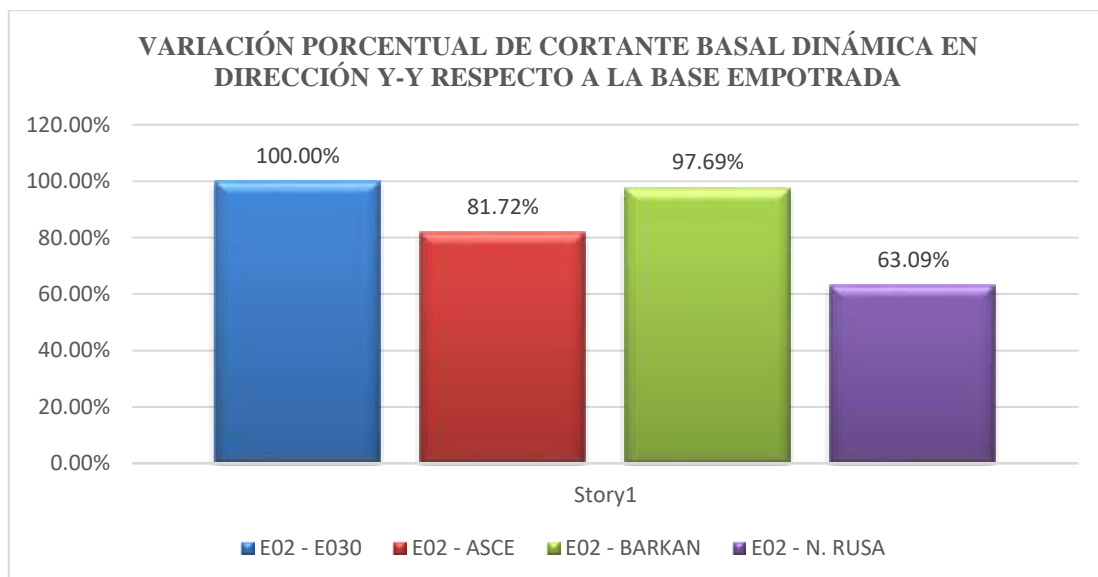


Figura 130 - Comparación de cortante basal dinámica YY, elaboración propia

3.4.5. Edificio N°03 - con suelo de tipo S2

Tabla 216 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección XX en base a modelos dinámicos asignados con suelo intermedio, elaboración propia

CORTANTE BASAL DINÁMICA XX EN SUELO S2				
Nivel	E-030 tonf	ASCE tonf	BARKAN tonf	NORMA RUSA tonf
Story1	319.86	284.20	295.16	255.85
Story1	100.00%	88.85%	92.28%	79.99%

En la tabla 216, se aprecia que la cortante basal dinámica XX mayor se encuentra en el modelo E-030. con 7.72% más que la Barkan, por su parte le sigue el modelo ASCE con un 11.15% menos que la E-030; sin embargo, podría usarse el modelo Barkan ya que sus derivas siguen siendo menor igual que deriva límite por lo que se podría hacer unos ajustes mínimos de rigidez lateral en los nudos que generan mayores desplazamientos de la estructura y poder trabajar con esa cortante, la cortante de la Norma Rusa disminuyó a un 80% de la E-030 debido a que su deriva ya sobrepasó el límite a un 0.86% de 0.7%, entonces aquí sí habría que aumentar placas para disminuir solo en ciertos puntos ya que se encuentra cerca, pero el edificio ya no estaría optimizado con respecto a su cortante de diseño.

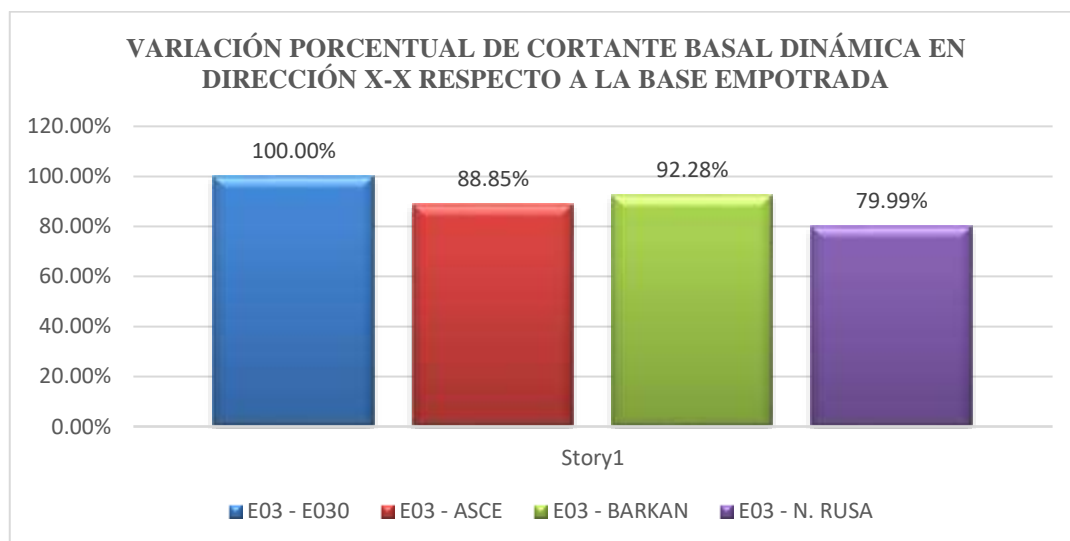


Figura 131 - Comparación de cortante basal dinámica XX, elaboración propia

Tabla 217 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección YY en base a modelos dinámicos asignados con suelo intermedio, elaboración propia

CORTANTE BASAL DINÁMICA YY EN SUELO S2				
Nivel	E-030 tonf	ASCE tonf	BARKAN tonf	NORMA RUSA tonf
Story1	287.24	271.07	276.49	245.60
Story1	100.00%	94.37%	96.26%	85.50%

En la tabla 217, se aprecia que la cortante basal dinámica YY mayor se encuentra en la E-030 y luego va disminuyendo debido a que la estructura es de dimensiones similares en ambos ejes, por su parte le sigue el modelo Barkan S. con un 3.74% menos y después el ASCE con 5.63% menos; sin embargo, podría usarse el modelo Barkan S. ya que sus derivas son inferiores a la deriva límite por lo que se puede trabajar con esa cortante, la cortante de la Norma Rusa disminuyó debido a que su deriva ya sobrepasó el límite a un 0.95% de 0.7%, entonces aquí sí habría que aumentar placas para disminuir con buena consideración su deriva, por ende la cortante dinámica aumentará y no sería viable ya que podría llegarse a trabajar con un modelo sobredimensionado.

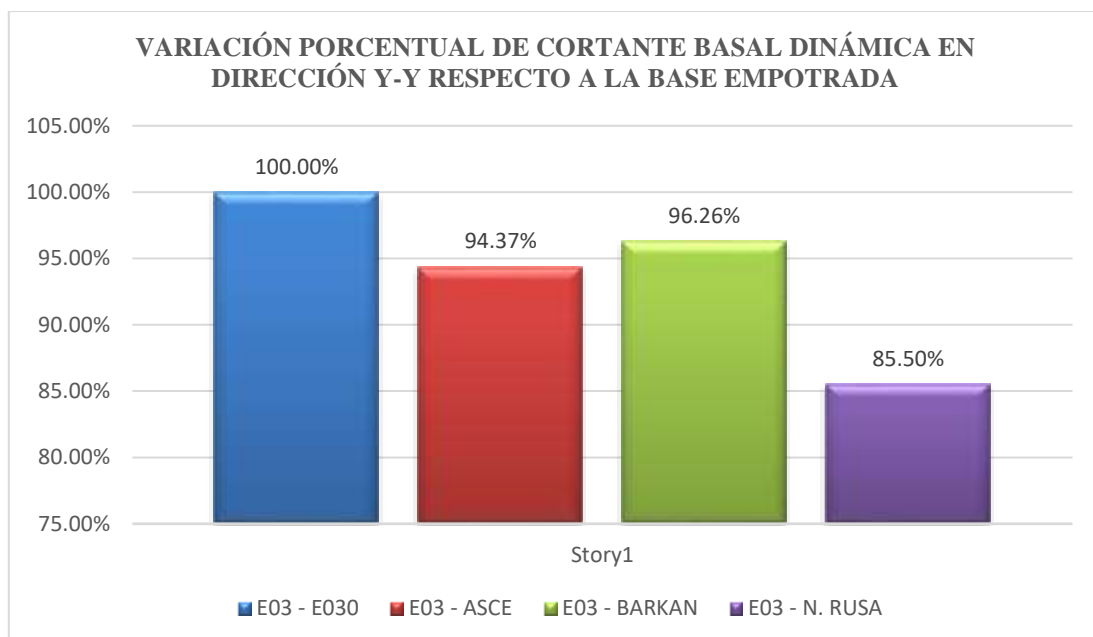


Figura 132 - Comparación de cortante basal dinámica YY, elaboración propia

3.4.6. Edificio N°03 - con suelo de tipo S3

Tabla 218 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección XX en base a modelos dinámicos asignados con suelo flexible, elaboración propia

CORTANTE BASAL DINÁMICA XX EN SUELO S3				
Nivel	E-030 tonf	ASCE tonf	BARKAN tonf	NORMA RUSA tonf
Story1	394.72	258.79	421.08	376.08
Story1	100.00%	65.56%	106.68%	95.28%

En la tabla 218, se aprecia que la cortante basal dinámica XX mayor se encuentra en el modelo de Barkan S. con 6.68% más que la E-030, por su parte le sigue el modelo de la Norma Rusa con un 4.72% menos, luego el modelo ASCE con un 34.44% menos que la E-030; sin embargo, podría usarse el modelo ASCE ya que es más conservador con respecto a estructura de 9 pisos teniendo suelo flexible y están próximas a la deriva límite por lo que se podría hacer unos ajustes de rigidez lateral en los nudos que generan mayores desplazamientos de la estructura y poder trabajar con esa cortante, la cortante de la Norma Rusa disminuyó debido a que su deriva ya sobrepasó el límite a un 1.6% de 0.7%, entonces aquí sí habría que aumentar placas para disminuir con buena consideración su deriva, pero el edificio ya no estaría optimizado con respecto a su cortante de diseño.

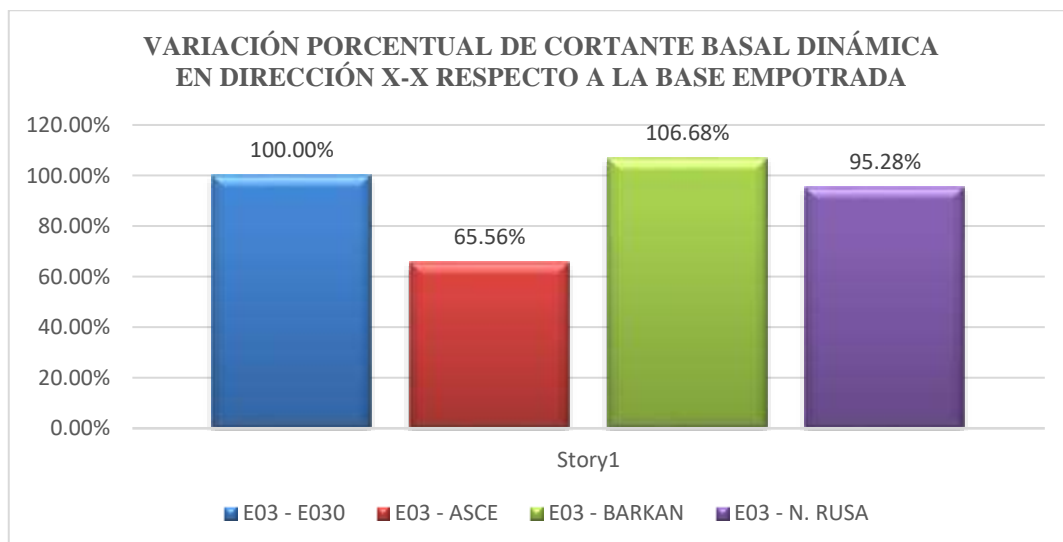


Figura 133 - Comparación de cortante basal dinámica XX, elaboración propia

Tabla 219 - Comparación de cortantes dinámicas basales en la dirección YY en base a modelos dinámicos asignados con suelo flexible, elaboración propia

CORTANTE BASAL DINÁMICA YY EN SUELO S3				
Nivel	E-030 tonf	ASCE tonf	BARKAN tonf	NORMA RUSA tonf
Story1	367.12	250.39	405.89	364.44
Story1	100.00%	68.20%	110.56%	99.27%

En la tabla 219, se aprecia que la cortante basal dinámica YY mayor se encuentra en el modelo de Barkan S. con 10.56% más que la E-030, por su parte le sigue el modelo de la Norma Rusa 41-17 con un 0.63% menos, luego el modelo ASCE con un 31.80% menos que la E-030; sin embargo, el modelo más efectivo sería modelo ASCE ya que es más conservador con respecto a estructura de 9 pisos teniendo suelo flexible y están próximas a la deriva límite y con unos pequeños cambios de secciones de columnas o placas disminuiría los desplazamientos máximos para poder trabajar con esa cortante, la cortante de la Norma Rusa disminuyó debido a que su deriva ya sobrepasó el límite a un 1.6% de 0.7%, entonces aquí sí habría que aumentar placas para disminuir con buena consideración su deriva, pero el edificio ya no estaría optimizado con respecto a su cortante de diseño.

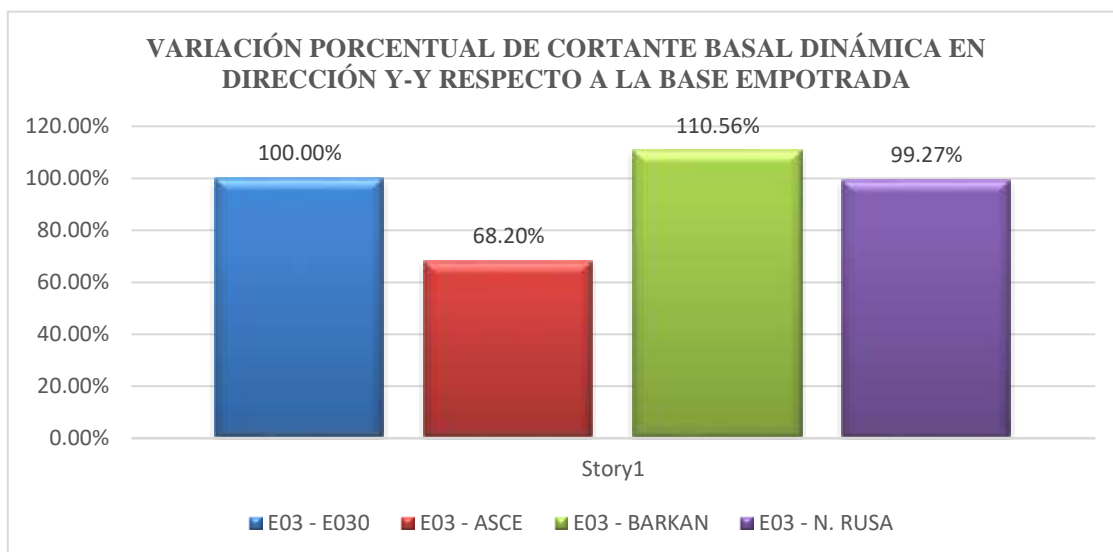


Figura 134 - Comparación de cortante basal dinámica YY, elaboración propia

3.4.7. Comparativa de cortante basal dinámica para suelo S2 y S3 del Edificio N°01

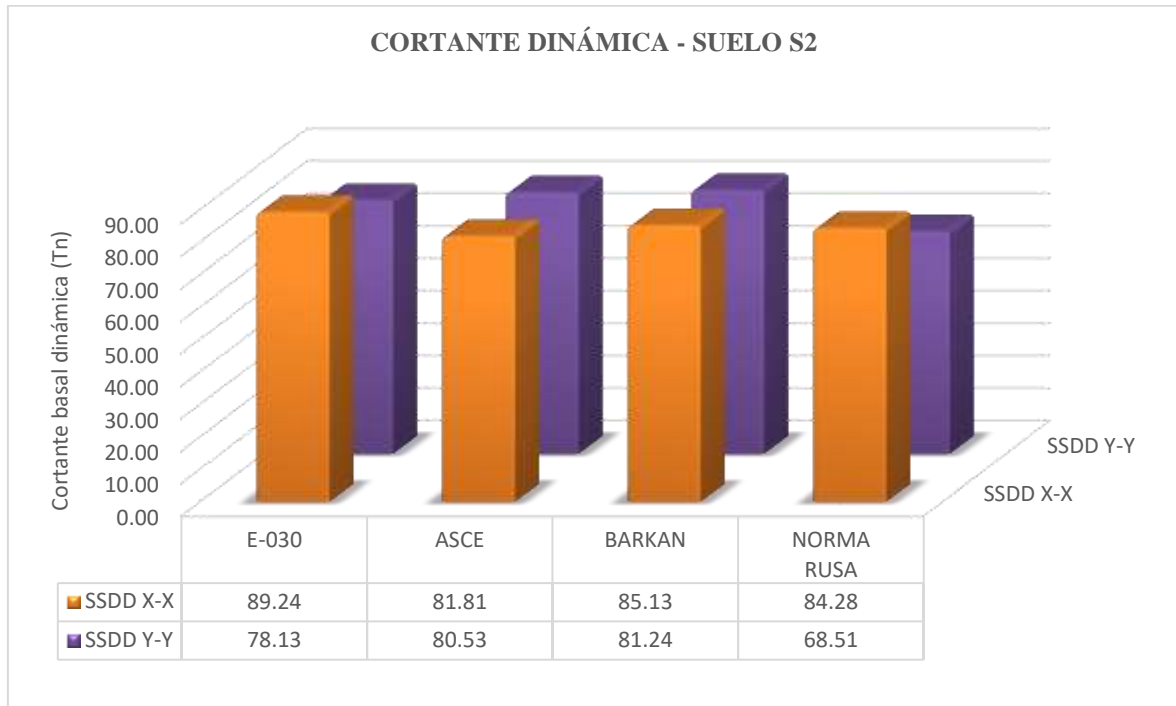


Figura 135 - Cortante Basal modelo 01 para suelo S2

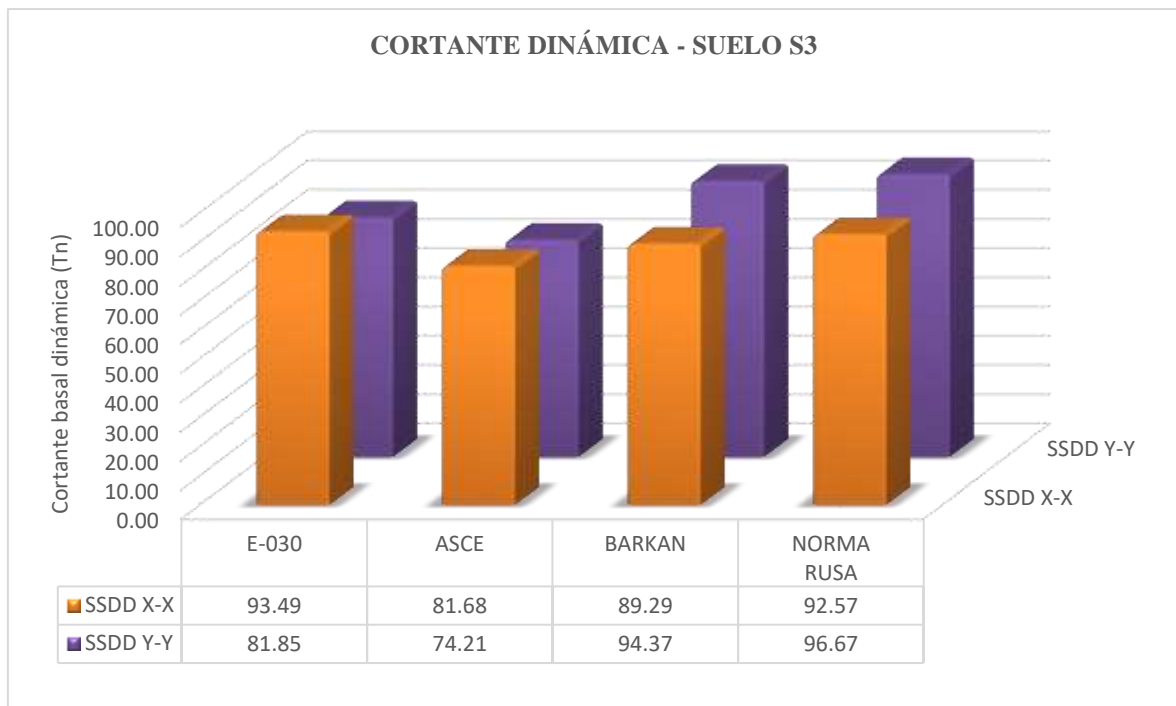


Figura 136 - Cortante Basal modelo 01 para suelo S3

3.4.8. Comparativa de cortante basal dinámica para suelo S2 y S3 del Edificio N°02

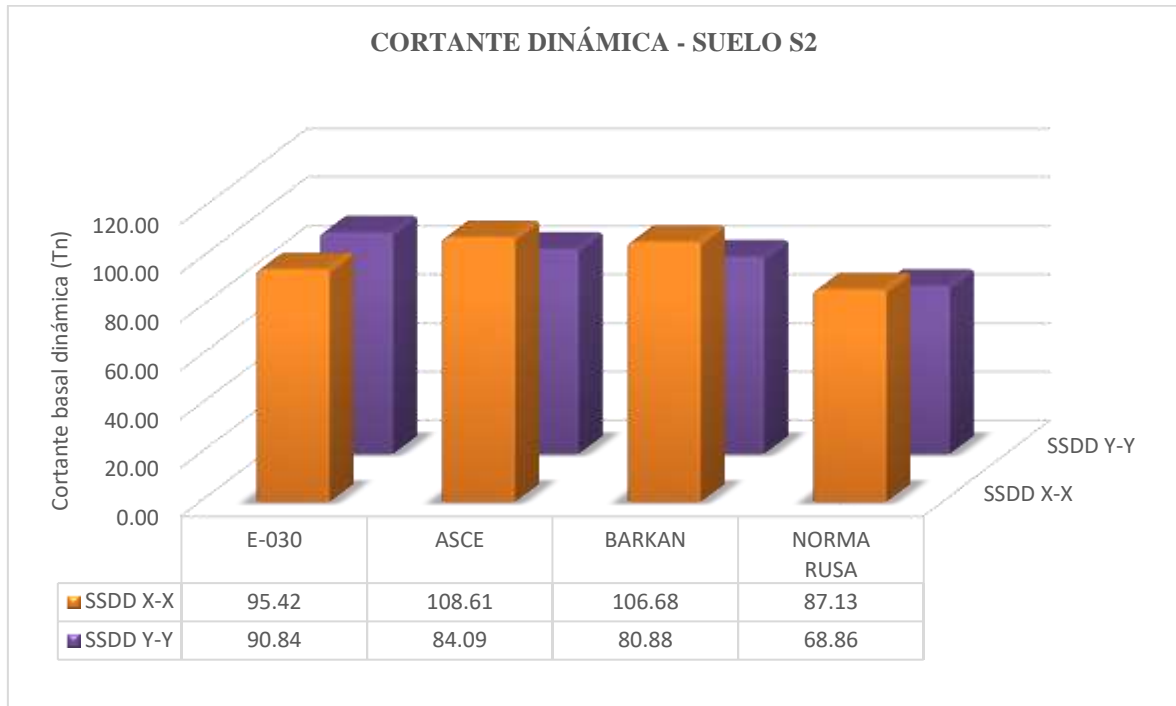


Figura 137 - Cortante Basal modelo 02 para suelo S2

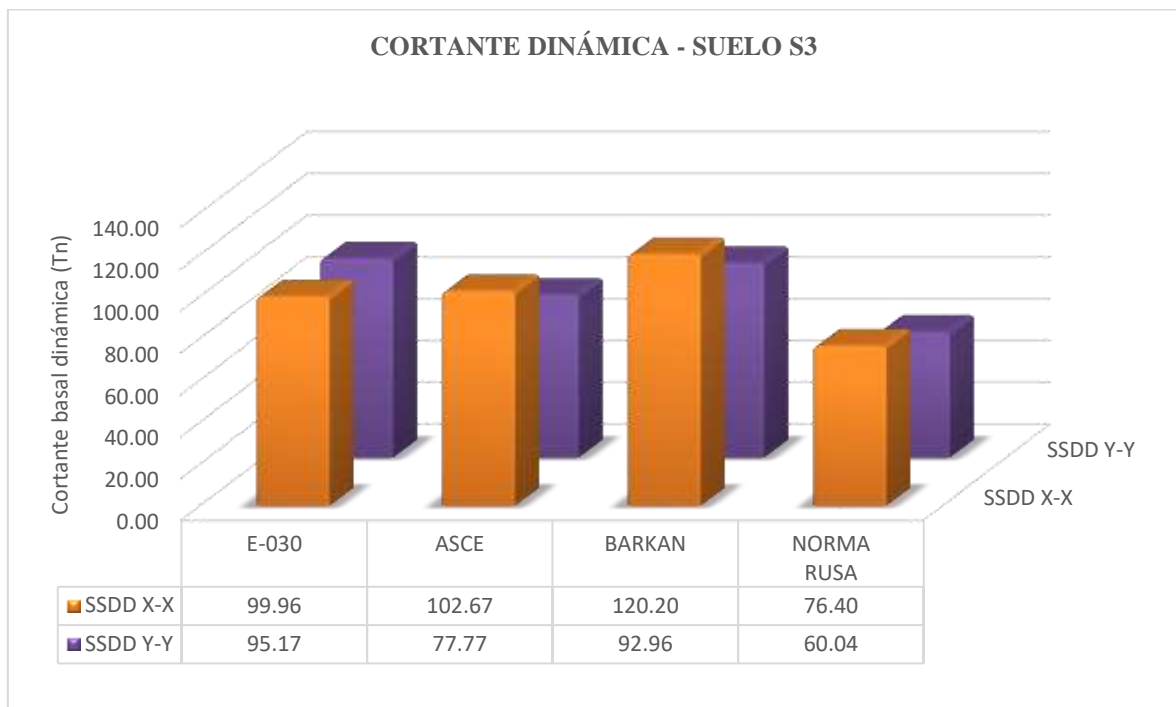


Figura 138 - Cortante Basal modelo 02 para suelo S3

3.4.9. Comparativa de cortante basal dinámica para suelo S2 y S3 del Edificio N°03

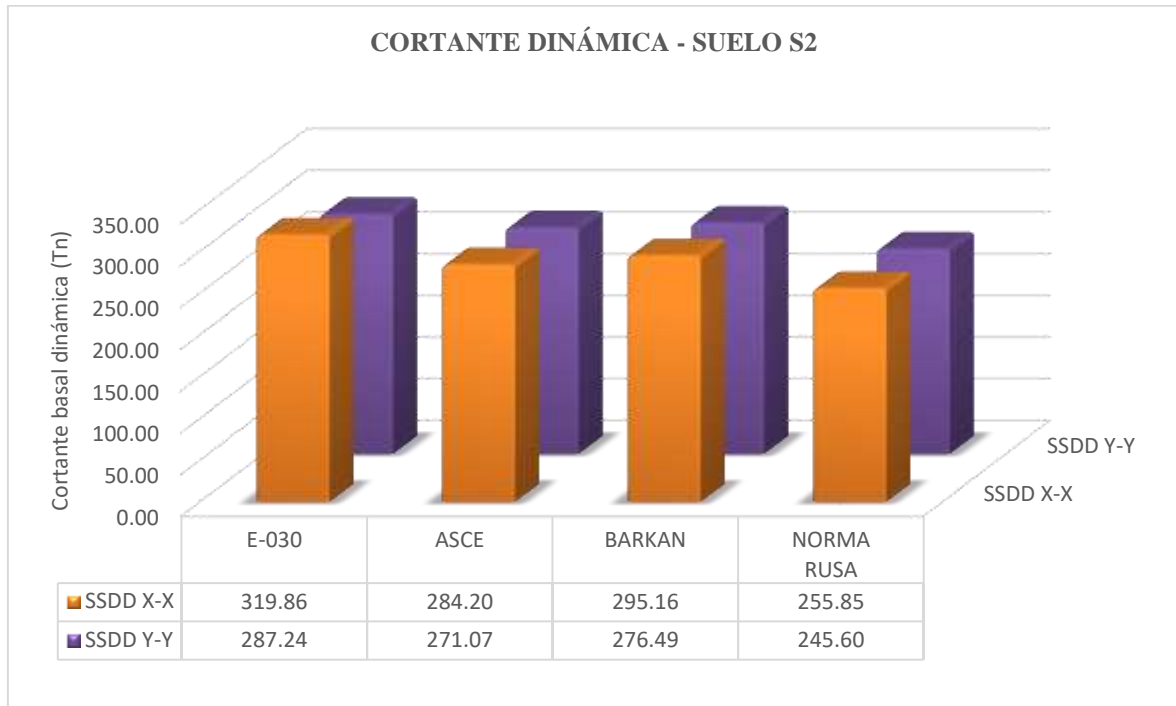


Figura 139 - Cortante Basal modelo 03 para suelo S2

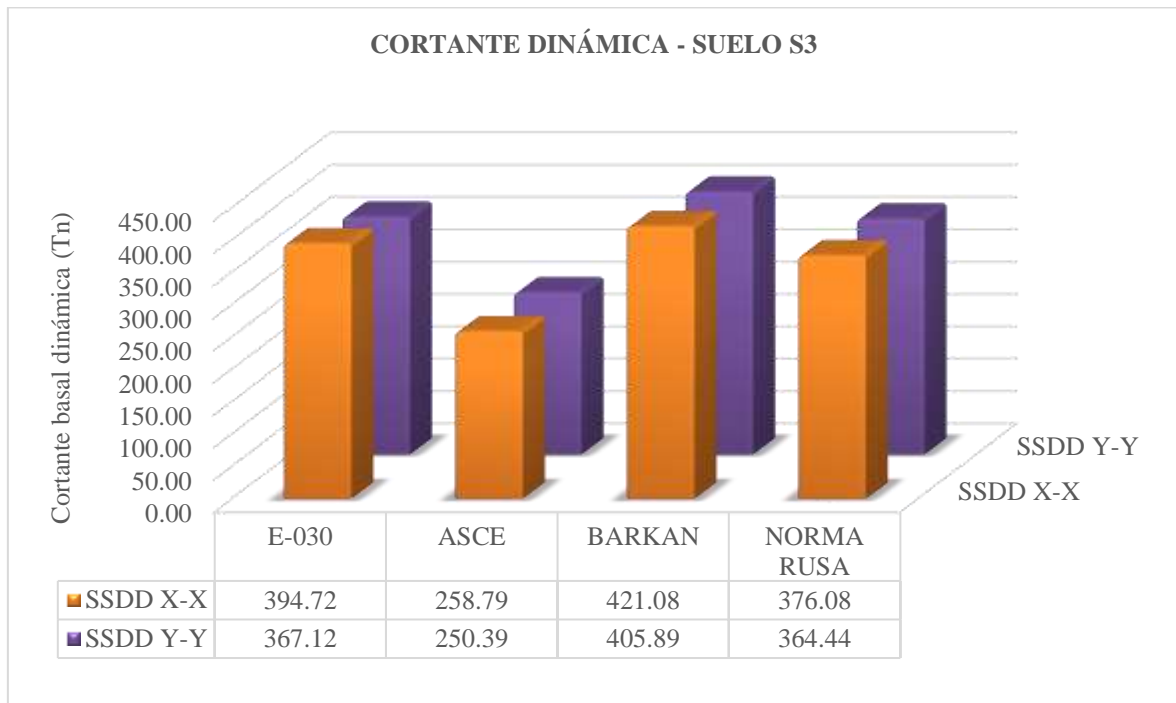


Figura 140 - Cortante Basal modelo 03 para suelo S3

3.4.10. Comprobación de la hipótesis específica 3

En la sección hipótesis se planteó la siguiente hipótesis específica 3:

“Al considerar la interacción suelo – estructura (ISE) en el análisis dinámico (Modal – Espectral), se reducen los esfuerzos de corte máximos en los modelos estructurales. Asimismo, estas reducciones serán mayores cuanto más blando es el suelo, ya que se considera menores valores de rigidez del suelo”.

Para comprobar la hipótesis planteada, se realizaron 02 pruebas de hipótesis: primero para la validez de la media empleando una distribución t y, segundo, para la relación de variables mediante el método de la X^2 de Pearson. Estos modelos fueron validados mediante el programa estadístico STATA. De este modo, se puede plantear:

1° Parte de la hipótesis: Se conjetura que cuando se realiza un análisis sísmico dinámico Modal – Espectral considerando interacción suelo – estructura, los esfuerzos de corte máximos resultantes de los modelos estructurales se reducirán en comparación con el análisis de base fija, siendo estas reducciones serán mayores cuanto más blando sea el suelo.

H0: Los esfuerzos de corte máximo obtenidos al implementar el análisis con ISE serán mayores o iguales al valor de se obtendría en un análisis con base empotrada.

H1: Los esfuerzos de corte máximo obtenidos al implementar el análisis con ISE será menor al valor de se obtendría en un análisis con base empotrada.

2° Parte de la hipótesis: Asimismo, se conjetura que la rigidez del suelo está relacionada con la reducción de la fuerza cortante, dependiendo estas variables de forma directa.

H0: La rigidez del suelo no influye en la reducción o incremento de los esfuerzos de corte máximos (las variables no están relacionadas).

H1: La rigidez del suelo sí influye en la reducción o incremento de los esfuerzos de corte máximos (las variables están relacionadas).

3.4.10.1. 1° Prueba de hipótesis

Para analizar este punto se empleó una prueba de hipótesis para la media tipo unilateral o de una sola cola, empleando como estadístico de prueba una distribución de *t-Student*. De este modo, se planteó una prueba para cada edificación analizada. Los resultados obtenidos del test del programa estadístico STATA, fueron los siguientes:

E01:

$N = 12$
 $S = 85.68 \text{ Tonf}$
 $u = 85.68 \text{ Tonf}$
 $X = 84.19 \text{ Tonf}$
 $\alpha = 0.05$

Donde:

N : número de muestra

S : desviación estándar de la muestra

u : media de la población (modelos considerando base empotrada)

X : promedio de la muestra (modelos con ISE)

α : nivel de significancia

Tabla 220. Prueba de hipótesis para la media en el programa STATA, a partir de los datos del E01.

```

3 . ttest var1 == 85.68

One-sample t test

```

Variable	Obs	Mean	Std. Err.	Std. Dev.	[95% Conf. Interval]	
var1	12	84.18987	2.361517	8.180535	78.99221	89.38754

```

mean = mean(var1)
Ho: mean = 85.68
degrees of freedom = 11
t = -0.6310

Ha: mean < 85.68      Ha: mean != 85.68      Ha: mean > 85.68
Pr(T < t) = 0.2705     Pr(|T| > |t|) = 0.5409     Pr(T > t) = 0.7295

```

Nota. En la tabla se aprecia el valor del t calculado, así como las pruebas del P-valor, observándose que en ninguna de las hipótesis este es menor que el nivel de significación del 5%.

$$t_{\text{critico}} = -1.7959$$

$$t_{\text{calculado}} = -0.6310$$

$$t_{\text{calculado}} > t_{\text{critico}}$$

Interpretación: Se puede afirmar, a partir de la muestra analizada y considerando un nivel de significancia del 5%, que los esfuerzos de corte máximo obtenidos al implementar el análisis con ISE serán menores al valor de se obtendría en un análisis con base empotrada.

3.4.10.2. 2° prueba de hipótesis

Para analizar este punto se empleó una prueba de hipótesis del X^2 de Pearson, la cual permite determinar si dos variables están relacionadas. Para tal fin, se agruparon en columnas y filas las variables a analizar: “Rigidez del suelo” y “Cortante Basal”, buscando, cualitativamente si la rigidez del suelo está relacionada con el incremento o disminución de esta cortante. De lo señalado anteriormente:

2° H0: La rigidez del suelo no influye en la reducción o incremento de los esfuerzos de corte máximos (las variables no están relacionadas).

2° H1: La rigidez del suelo sí influye en la reducción o incremento de los esfuerzos de corte máximos (las variables están relacionadas).

Tabla 223. Tabla de frecuencias observadas para el análisis X^2 .

Rigidez del suelo	Cortante basal		
	incrementa	disminuye	
V - Suelo S2	4	14	18
V - Suelo S3	6	12	18
	10	26	72

Tabla 224. Tabla de Frecuencias esperadas para el análisis del X^2 .

Rigidez del suelo	Cortante basal	
	incrementa	disminuye
V - Suelo S2	2.5	6.5
V - Suelo S3	2.5	6.5

A partir de las tablas mostradas, se calculó el X^2 :

$$X^2_{exp} = \mathbf{19.11}$$

Grados de Libertad (G.L.):

$$G.L. = (\#filas - 1) * (\#columnas - 1) = (2 - 1) * (2 - 1) = 1$$

$$\alpha = 0.05$$

$$X^2_{k;\alpha} = 3.84 \dots (\text{valor de la tabla de } X^2)$$

$$X^2_{exp} > X^2_{k;\alpha}$$

Decisión: Se rechaza la hipótesis nula H0, se acepta la hipótesis alterna H1.

Interpretación: Las variables no son independientes. Las variables rigidez del suelo e incremento/disminución de la fuerza cortante están relacionadas.

CAPÍTULO IV: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1. Discusión

1. En el O.E.1 se propuso comparar los periodos de vibración que se obtendrían al realizar un análisis con ISE en contraste con el análisis clásico que idealiza la base empotrada, hallando en todos los casos que se generaban incrementos al considerar dichos efectos. Además, la mayor respuesta la generaba el modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 para todos los casos (ver Figura 37). Asimismo, se consideraron para el análisis los primeros 03 modos de vibración de la estructura o modos naturales de vibración, los cuales corresponde a 02 traslaciones (una en el eje X y otra en el eje Y) y una rotación alrededor del eje Z para 03 edificios analizados considerando los perfiles de suelo S2 y S3. En ese sentido, los incrementos de los periodos al considerar la ISE no fueron homogéneos para todos los modelos de análisis empleados, es decir, hubo modelos que generaron mayores respuestas, como el modelo de la Norma Rusa, que genera un incremento promedio de los periodos de los 3 primeros modos de 49.9% y 65.0% para los perfiles de S2 y S3, respectivamente, en comparación con el modelo de base empotrada. Por otro lado, el modelo de Barkan – Savinov presentó incrementos promedios del 21.1% y 25.8% y el de la ASCE/SEI 41-17, de 20.6% y 33.5%, en promedio para los 3 primeros modos, para los perfiles S2 y S3, respectivamente. De esta forma, se puede decir que los resultados obtenidos están en armonía con los estudios realizados anteriormente y que se describen en la sección Antecedentes, en el cual se muestra que, todos los autores citados hallaron un incremento de las derivas como parte de los efectos de la ISE, como se muestra en el trabajo del Dr. Genner Villarreal, en donde reporta incrementos de alrededor del 30%, en el cual emplea un suelo intermedio (perfil S2) lo cual guarda relación con los hallazgos obtenidos en el presente trabajo de investigación (Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas, 2009).

2. Respecto a los modelos que se han trabajado, se puede discernir sobre los efectos de la ISE en relación a: *1) las propiedades de rigidez de la estructura y, 2) las propiedades de rigidez del suelo.*

En relación al primer punto, los resultados muestran que, en promedio, para el edificio E02 se obtuvo la variación más alta para el periodo, con incrementos promedios del **41.3%** y **56.4%** para S2 y S3, respectivamente, lo cual es notablemente mayor en comparación con los resultados obtenidos en los edificios E01 (30% y 41%) y E03 (22.3% y 35.3%). Sin embargo, hay que tener en cuenta que el E02 es el de menor altura de los 3, contando solo con 5 niveles (los otros poseen 7 y 9), lo cual presenta una aparente contradicción con los resultados obtenidos por Araca, Gómez, Cahui, & Marín (2020), en su artículo publicado en la revista de la UCSA, en donde concluyen que los efectos de la ISE son más significantes para los edificios más altos (4 y 5 pisos) e insignificantes para los edificios más altos (2 y 3 pisos). Sin embargo, este fenómeno puede explicarse observando las propiedades de rigidez de las 3 estructuras analizadas, siendo el E02 un sistema estructural de pórticos de concreto armado en ambas direcciones, presentando mucha más flexibilidad que los E01 y E03 (sistemas duales). Entonces, se puede afirmar que el mayor cambio en el periodo se debe, más que al número de niveles, a la rigidez de la estructura analizada, por lo cual, una estructura más flexible presentará incrementos mayores al considerar los efectos de la ISE.

En relación al segundo punto, se ha podido constatar, en los datos brindados en el párrafo anterior, que los incrementos de periodos producidos por la ISE son mayores mientras menos rígido es el suelo, es decir, el periodo de la estructura será inversamente proporcional a la rigidez del suelo de cimentación. En ese sentido, los hallazgos muestran que se encontraron incrementos del 10.9% para el E01, 15.1% para el E02 y 13.0% para el E03, en promedio para los 3 primeros modos de vibración, si comparamos los periodos obtenidos para el suelo S3 respecto al S2 en cada análisis. Estos resultados están en armonía con los obtenidos por

Huamán (2018) quien, en su Tesis de Maestría, analiza un edificio configurado con muros de corte, ubicado en la ciudad de Iquitos, sobre un suelo tipo arcilla (S3), encontrando variaciones en el periodo de vibración de la estructura de más del 90% al emplear el modelo propuesto por la FEMA 440, lo cual se asemeja a los resultados obtenidos en la presente investigación, en donde se encontraron incrementos de hasta el 95.2% para el modelo de la Norma Rusa en el E02 analizado sobre un suelo tipo arena mal graduada (S3). En ese mismo sentido, la presente investigación muestra una coherencia con el trabajo realizado por Rosales y Ticona (2021), quienes determinaron, en el análisis de edificios de 6 y 8 pisos, que las derivas se incrementaban entre el 21% y el 41% al modificar las propiedades del suelo de una arena limosa (SM, S2) a una arena mal graduada (SP, S3).

3. Respecto del análisis de las masas modales participativas, se pudo constatar en tabla 93, existe un incremento en el porcentaje de masas participativas para los 3 primeros periodos en los casos de todos los modelos con ISE con respecto al modelo de base fija. Esto podría resultar en una mayor incidencia de los primeros modos de vibración en el análisis dinámico, desplazando estos primeros modos mayor masa modal, lo cual es bueno si se espera una mayor certidumbre en la forma de vibrar del edificio. Sin embargo, las variaciones porcentuales respecto al modelo clásico son demasiado pequeñas (en promedio menores al 3.61% para los 3 modelos) como para considerarlo relevante en el cambio de la respuesta estructural.

4. Por otro lado, en relación a los periodos y las masas modales, se observa que dichos valores no se alteran al variar el suelo para los edificios analizados con base fija, esto se debe a que, para este modelo, las propiedades dinámicas de la estructura dependen solamente de la rigidez de la estructura y no de la cimentación tal como se muestra en la ecuación del movimiento recogida en el libro Dinámica de Estructuras: $M\ddot{u} + ku = 0$ (Chopra, 2013).

5. En el O.E.2 se ha planteado evaluar las derivas que se obtendrán en el análisis con ISE. En ese sentido, se evaluaron las derivas para cada modelo en cada dirección de análisis y con cada perfil de suelo. Las combinaciones de análisis se resumen de la siguiente forma:

$$04 \text{ modelos} * 03 \text{ edificios} * 02 \text{ perfiles de suelo} * 02 \text{ direcciones de análisis} \\ = 48 \text{ casos}$$

En ese sentido, se puede discutir a partir de los resultados obtenidos A) *al comparar las derivas inelásticas en los modelos con y sin ISE*, B) *al comparar la magnitud de las derivas generadas por cada modelo analítico que considera base flexible y C) al comparar los efectos del cambio al suelo más blando en el análisis.*

6. A) De este modo, en la tabla 207 se calcularon las variaciones porcentuales para todos los casos en base a los promedios de las derivas obtenidos en cada modelo analítico. En primer lugar, se establece que, en líneas generales, la ISE genera mayores derivas en todos los casos analizados, en comparación con el modelo de base de rigidez infinita. Esto está acorde a lo descrito por

Lo primero que se puede observar es que el modelo que genera, para las 03 edificaciones, una mayor respuesta estructural – relacionada a las derivas de entrepiso – es el modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, la cual genera incrementos en las derivas del 154.3%, 191.0% y 138.7% para los edificios E01, E02 y E03, respectivamente, evaluados en su dirección más desfavorable, es decir, la de menor rigidez, todos estos casos analizados respecto a las derivas promedio obtenidas de los casos con base empotrada. Asimismo, la menor variación hallada se dio en el edificio E03 en el análisis en la dirección X-X para el suelo S3, con un incremento del 9.8%. En ese sentido, se coincide con los comentarios del Dr. Genner Villarreal, quien, en su libro “*Interacción sísmica suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas*” concluye que, uno de los efectos más notables de considerar la rigidez del

suelo en el análisis sísmico dinámico es el de incrementar las derivas y desplazamientos máximos en los centros de masa (2009).

Además, los incrementos de las derivas para cada edificio al considerar los 3 modelos de ISE (se promediaron estos efectos), se encuentran entre el 25.5% y el 98.9%. Estos resultados son considerablemente superiores a los obtenidos por Gamarra (2014), ya que en su investigación reporta variaciones en las derivas de entre el 10% y el 56%. Sin embargo, se debe considerar que el mencionado autor realiza su estudio sobre una configuración tipo albañilería confinada, la cual suele ser más rígida que los modelos de pórticos y duales de concreto armado, siendo castigados por la norma E.030 con factores de reducción sísmica más bajos (se considera una menor ductilidad de la estructura). Esto es coherente con los modelos analizados, en donde el edificio que presenta una mayor variación de las derivas bajo los efectos de la ISE, es el edificio E02 (el más dúctil).

7. B) Respecto a este punto, en la figura 115 se puede apreciar que el modelo que genera mayor respuesta estructural con relación a las derivas de entrepiso, es el modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, la cual generó incrementos de entre el 47% y el 191% en las derivas, siendo este valor más alto, el que se presentó en el edificio E02. De este modo, si establecemos promedios, se puede encontrar que, el mayor incremento promedio para las 03 edificaciones lo obtuvo el modelo de la Norma Rusa (110.65%), seguido del modelo de Barkan (42.5%) y, finalmente el de la ASCE/SEI 41-17 (35.17). Este orden de ponderación difiere del obtenido en la investigación de Águila y Villarreal (2021), en donde también se compararon estos 03 modelos analíticos y se encontró que el modelo que generaba una mayor respuesta estructural era el modelo de la ASCE/SEI 41-17. Sin embargo, esto puede deberse a que en aquel estudio se consideró una platea de cimentación con un nivel de desplante de 2m por debajo del N.T.N., lo que podría haber generado mayores efectos de la interacción cinemática, la cual se refleja en la variación del espectro de pseudo aceleraciones,

los cuales están contemplados en la ASCE/SEI 41-17 y que dependen de la forma de la cimentación, de la profundidad de desplante y de las velocidades de onda de corte efectivas, a diferencia del modelo de Barkan – Savinov, que no considera dichos efectos de amortiguamiento y el de la Norma Rusa, que considera los efectos de amortiguamiento viscoso en el modelamiento de cada zapata.

8. C) En relación a la variación de las derivas al modificarse la rigidez del suelo (empeorarse), se puede apreciar en la figura 122 que existe un incremento en todos los casos de las derivas calculadas para los mismos modelos en S3 con respecto a S2. En ese sentido, se halló un incremento promedio al variar el suelo de 7.3% para el modelo de la ASCE/SEI 41-17, del 21.6% para el modelo de Barkan – Savinov y, 53.4% para el modelo de la Norma Rusa, siendo esta última la que presenta una mayor sensibilidad al suelo sobre los demás modelos analíticos, posiblemente, a la consideración de los coeficientes de amortiguamiento viscoso señalados anteriormente. En este punto, cabe mencionar el trabajo realizado por Jines Cabezas (2017), quien, en su Tesis de Maestría, realiza una prueba de Chi Cuadrado para demostrar su hipótesis de que las derivas de entrepiso, así como los desplazamientos máximos están estrechamente relacionados con los coeficientes de rigidez del suelo de fundación, siendo, finalmente, demostrada la hipótesis como verdadera. Esto coincide, también, con la investigación realizada por Guerdouh y Khalfallah (2019), quienes utilizando el método de elementos finitos (FEM) realizaron modelos para edificios sobre suelos blando, medio y duro, determinando que, los efectos de la interacción inercial eran más notorios para los casos de suelos blandos e intermedios, siendo poco evidentes en suelos duros.

Un factor importante que no debe pasar desapercibido en este análisis es el control de las derivas de entrepiso o drifts, los cuales según la Norma E.030 no deben superar el 0.7% en ningún caso para edificios de concreto armado (2018, Art. 32). Esto resulta particularmente

peculiar en el análisis de ISE pues, en la proporción en que se reducen los esfuerzos sobre los elementos estructurales producto del amortiguamiento del suelo, los desplazamientos laterales suelen incrementarse debido al movimiento relativo del suelo, de modo que puede ser necesario rigidizar más la edificación, por lo que lo que se optimice por un lado, se tenga que invertir en reforzar un muro de corte o columna al ser necesario un incremento de su longitud en la dirección del análisis de modo que el sistema obtenga una mayor rigidez lateral. Otra opción sería el de considerar el Análisis no lineal por Desempeño Sísmico para determinar la ductilidad de cada estructura y poder, de ese modo establecer valores más reales respecto a las deformaciones máximas permisibles que puede alcanzar la estructura, de modo que podría encontrarse que el valor de deriva límite establecido por la Norma E.030, la cual corresponde a un análisis lineal, resulte demasiado conservador.

9. En el O.E.3 se propuso comparar los esfuerzos máximos de cortante basal al implementar la ISE. En ese sentido, en los gráficos 135 y 136 del edificio N°1 se muestra una disminución en cuanto a la cortante basal dinámica en X-X y, de manera inversa, en la cortante basal en Y-Y, exceptuando en el caso de la Norma Rusa. Si trasladamos estos resultados de la cortante basal a porcentajes se obtendría una relación $S3/S2$ en X-X valores de 4.76%, -0.16%, 4.89% y 9.84%, en Y-Y valores de 4.76%, -7.85%, 16.16% y 41.10% en los modelos de la E-030 (Modelo de base empotrada), modelo ASCE 41-17, Barkan S., N. Rusa, respectivamente. Asimismo, la cortante basal dinámica en los modelos con ISE va disminuyendo en la dirección X-X en suelo S2 y S3; sin embargo, en la dirección Y-Y existen casos en donde incrementan y otros en donde disminuyen las fuerzas cortantes, debido a los coeficientes de rigidez calculados pueden estar influyendo en este tipo de respuesta estructural.

Para zanjar dicha cuestión, se realizó una prueba de Chi cuadrado de Pearson (X^2) con el fin de determinar si las variables cualitativas de “rigidez del suelo” e “incremento de la Cortante basal” estaban relacionadas, obteniendo el rechazo de la H_0 , por lo que se aceptaba la H_1 :

las variables están relacionadas. Además, se aplicó una prueba de hipótesis para la media considerando una distribución t para probar si la media de las cortantes calculadas para los métodos con ISE era menor que la calculada por el método de base empotrada, obteniendo que, para una confianza del 95% se aceptaba la H_0 , de modo que se puede afirmar que, para la muestra analizada, el promedio de las cortantes calculadas con ISE no son menores que el calculado con la E.030, con una significación $\alpha = 5\%$. Este hallazgo está en concordancia con los trabajos de Jines (2017), así como de Rodas & Mendoza (2015), quienes (en ambos casos) aplicaron la prueba de Chi Cuadrado para probar que las rigidez del suelo está relacionado con la reducción de los esfuerzos de corte.

10. En los gráficos 136 y 137 del edificio N°2 se muestra una disminución en cuanto a la cortante basal dinámica en X-X y de manera inversa en la cortante basal en Y-Y exceptuando en el caso de la Norma Rusa. Si se trasladan estos resultados de la cortante basal a porcentajes se tendría una relación S_3/S_2 en X-X, obteniendo valores de 4.76%, -5.47%, 12.67% y -12.31%, en Y-Y valores de 4.77%, -7.52%, 14.94% y -12.81% en los modelos de la E-030 (Modelo de base empotrada), modelo ASCE 41-17, Barkan S., N. Rusa, respectivamente. Además, se observa que tanto en la dirección X-X e Y-Y se tiene alternancia de variación puesto que el modelo ASCE y Norma Rusa son un más conservadores en sus coeficientes de rigidez del suelo de fundación.

11. Gamarra (2014) en su investigación, concluye que la fuerza cortante tiende a incrementarse cuando se utiliza parámetros de interacción suelo estructura, sin embargo, en la actual investigación ocurre de manera diferente ya que presenta altos y bajos por la rigidez que aporte el suelo intermedio y flexible.

Rodas y Mendoza (2015) indican en los gráficos de sus resultados, se aprecia una variedad de dispersión de datos, las fuerzas internas tienden a ser menores en algunas ocasiones y en otros tienden a incrementar. Tanto sea una edificación regular como irregular se vio

variaciones en los esfuerzos que se obtienen de cada programa, esto como consecuencia de las diversas idealizaciones matemáticas que hace cada programa

Bustamante (2021) indica que en todos los casos considerados de ISE, se llega a incrementar la cortante basal, puesto que llega a un máximo de 139.71% en su modelo dinámico de Sargsian, respecto a la base empotrada; comparando esta investigación con el edificio N°2 de niveles similares se aprecia que llega a un 120.25% en el modelo de Barkan de la dirección X para un suelo S3, y 113.82% con suelo S2, no obstante, en la dirección Y tiene un mínimo de 63.09% por el modelo dinámico de la Norma Rusa en suelo S3 y 75.80% para suelo S2.

12. En las pruebas de hipótesis realizadas para los E01, E02 y E03, se puede observar que la H1 se rechazó en los 02 primeros análisis y se aceptó, por un margen muy pequeño, en el análisis del E03, por lo que se acepta la H0, ya que no se obtuvo una concordancia en todas las pruebas.

Finalmente, se presenta la figura 141, en donde se presenta una comparación de los trabajos de investigación discutidos y la presente tesis de investigación.

AUTOR (ES)	Tipo investigación	Método	Caract. de la (s) Muestra (s)	Tipo(s) de suelo(s) empleado(s)	Modelos ISE Empleados	Observ. Periodos	Observ. Derivas	Observ. Cortantes
Alvarado & García (2021) (El Presente Trabajo)	Tesis de Grado	Análisis dinámico Modal - Espectral	03 edificios de 05, 07 y 09 niveles. Dual. Zapatas	02 perfiles de suelo empleados S2 (GP) y S3 (SP)	Barkan – Savinov, Norma Rusa, ASCE/SEI 41-17	Incrementos de hasta más del 95% en el modelo de la Norma Rusa	Incrementos de 154.3% a 191.0% para el modelo de la Norma Rusa, variaciones del 7 %– 53% al variar la rigidez del suelo	Se observó incrementos y reducción. Se aplicó una prueba de X^2 , concluyendo que las variables rigidez de suelo y disminución de cortante están relacionadas.
Araca, Gómez, Cahui, & Marín (2020),	Artículo de revista	Análisis dinámico Modal - Espectral	04 edificios de 02,03,04 y 05 pisos.	01 perfil de suelo S3 (CL) (se hicieron ensayos para cada suelo de edificio, pero básicamente, son los mismo.	FEMA 440	Incremento de alrededor del 10%	Incremento de alrededor del 20%	El incremento fue de menos del 1%

AUTOR (ES)	Tipo investigación	Método	Caract. de la (s) Muestra (s)	Tipo(s) de suelo(s) empleado(s)	Modelos ISE Empleados	Observ. Periodos	Observ. Derivas	Observ. Cortantes
Huamán (2018)	Tesis de Maestría	Análisis dinámico Modal - Espectral	01 edificio. 02 pisos. Dual. Zapatas	01 perfil de suelo S3	FEMA 440	Se incrementa de 0.497s a 0.945s	Incremento del 16.67% de la deriva máxima	Incremento de la cortante en 91%
Rosales & Ticona (2021)	Tesis de Grado		02 edificios de 06 y 08 pisos. Dual. zapatas	02 perfiles de suelo S2 y S3	Barkan, Sargsian, Norma Rusa,	Incrementan los periodos en todos los casos	Incrementan las derivas en todos los casos	No se evaluaron
Gamarra (2014)	Tesis de Grado	Análisis dinámico Modal – Espectral Análisis tiempo - Historia	01 edificio 04 pisos. Albañilería. C.C.	01 perfil de suelo S2 (SM)	Barkan, Sargsian, Ilichev, Norma Rusa, Norma Boliviana, S. Mexicana Ingeniería Sísmica, Norma Japonesa y NIST GCR	No se evaluaron	Se incrementan en todos los casos	Incrementaron las fuerzas cortantes promedios de 15 a 25%.
Águila & Villarreal (2021),	Artículo de revista	Análisis dinámico Modal - Espectral	03 edificios de 04, 08 y 12 pisos. Aporticados . Plateas	02 perfiles de suelo S2 (arena densa) y S3 (arcilla blanda)	Pais & Kausel, Gazetas, Barkan, Norma Rusa, FEMA 440	Incrementa, de 2.10% a 125.83%	Se incrementan, especialmente en las direcciones de análisis más desfavorables, con mayor incremento para el suelo más blando	La reducción solo se da en el método de Pais & Kausel en los edif. De 8 y 12 pisos, incrementándose en el resto de los casos
Jines Cabezas (2017)	Tesis de Maestría	Análisis dinámico Modal - Espectral	01 edificio de 06 pisos. Dual. Zapatas	01 perfil de suelo S2	Barkan, Sargsian, Ilichev, Norma Rusa	Incremento promedio del 35.56%	Incremento de derivas del 18% al 38%	Disminución de la cortante en 01 placa y 01 columna de muestra
Guerdouh & Khalfallah (2019)		Análisis Tiempo - Historia	Estructura tipo marco de 01 piso	03 tipos de suelo: blando, medio y duro (equivalentes a S3, S2 y S1)	Método analítico a partir de Elementos finitos	Incremento solo es significativo en suelos intermedios y blandos	No se evaluaron	Incremento solo es significativo en suelos intermedios y blandos
Rodas & Mendoza (2015)	Tesis de Grado	Análisis dinámico Modal - Espectral	02 edificios de 02 pisos (pabellones de un C.E.). Albañilería. C.C.	01 perfil de suelo S3	Modelo de Winkler, Pasternack	No se evaluaron	Incremento del 75% al 100% en el Modelo de Pasternack	Disminución de la cortante en columnas, en promedio 3.6% en X-X y 12.5% en Y-Y
Bustamante (2021)	Tesis de Grado	Análisis Dinámicos (Modal - Espectral y Tiempo - Historia)	01 edificio de 04 pisos, 01 semisótano y 02 sótanos. Dual. Platea	01 perfil de suelo S3 (CL)	Barkan – Savinov, Sargsian, Shayira, Norma Rusa y ASCE.	Incremento en todos los modelos entre el 3.12% y el 50%	Incremento en todos los casos. Excepto en los sótanos, debido al empuje del terreno	Se incrementaron en todos los casos, hasta el 139.71% (Sargsian)

Figura 141. Matriz de trabajos de investigación comparados en las discusiones.

4.2. Conclusiones

1. Se pudo determinar la influencia del análisis de interacción suelo – estructura en edificios de concreto armado de la ciudad de Lima, cimentados sobre zapatas, tanto para un suelo tipo S2 y S3.

2. Se determinaron las diferencias en los periodos de vibración principales, de las estructuras de concreto armado de Lima, al considerar una base rígida e interacción suelo – estructura en el análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral).

Para tal objetivo, se realizó un análisis que incluyó los primeros 03 modos de vibración de la estructura o modos naturales de vibración, los cuales corresponde a 02 traslaciones (una en el eje X y otra en el eje Y) y una rotación alrededor del eje Z para 03 edificios analizados considerando los perfiles de suelo S2 y S3.

En ese análisis se identificaron los incrementos para cada caso, concluyendo que, en todos los casos, el análisis con ISE arroja mayores periodos de vibración de la estructura, pudiendo variar estos incrementos en promedio para cada estructura entre 22.3% – 56.4% respecto de los promedios de los periodos obtenidos en el análisis con base fija.

Además, se pudo discernir sobre cómo eran afectados estos periodos en base a la rigidez de la estructura, así como del suelo, hallándose que estos efectos serán inversamente proporcionales a estas características físicas. De esto se pudo observar que el E02 presentó las mayores variaciones para todos los modelos de ISE, esto debido a que era el edificio más flexible de los 3 (sistema aporricado); asimismo, se pudo constatar que cuando se variaba el suelo uno de menor capacidad (más flexible, S3) los incrementos en los periodos resultaron mayores (incrementos del 10.9% para el E01, 15.1% para el E02 y 13.0% para el E03, en promedio para los 3 primeros modos de vibración).

3. Se evaluaron las derivas de entrepiso que se obtuvieron al realizar un análisis dinámico (Modal – Espectral), tanto para los casos que consideran base rígida, como interacción suelo -estructura en los edificios de concreto armado analizados.

Para tal fin, se procedieron a analizar los resultados obtenidos a partir de los modelos (48 casos de derivas) mediante:

1) Comparar las derivas inelásticas en los modelos con y sin ISE: encontrándose incrementos en las derivas para todos los casos que consideran la flexibilidad del suelo. Estos incrementos van de 9.8% –191.0% con respecto al modelo de base empotrada.

2) Comparar la magnitud de las derivas generadas por cada modelo analítico que considera base flexible: encontrándose que el modelo que mayor respuesta estructural presenta es el de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

3) Comparar los efectos del cambio al suelo más blando: hallándose que mientras menos rígido es el suelo o de menor capacidad es, las derivas incrementarán, obteniéndose para los casos de estudio, un incremento promedio de 7.3% para el modelo de la ASCE/SEI 41-17, 21.6% para el modelo de Barkan – Savinov y 53.4% para el modelo de la Norma Rusa.

4. Finalmente, se calcularon los esfuerzos máximos de corte realizando un análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral), para las condiciones de base rígida e interacción suelo – estructura en los edificios de concreto armado analizados.

En este punto, se evidenció que, al pasar de un suelo intermedio (S2) a un suelo flexible (S3), se genera un incremento mínimo en las cortantes para el método de la Norma Peruana, un incremento leve para los métodos de Barkan y Norma Rusa respectivamente, sin embargo, por el modelo ASCE 41-17 hay una reducción. Además, las variaciones de cortante son relativas, esto significa que en cualquier dirección comparando entre suelo S2, si la cortante disminuye en un modelo dinámico, también disminuirá el mismo modelo en suelo S3 y también de manera inversa como se muestra en los resultados obtenidos, esto se ve

constatado en los antecedentes, en los cuales se obtuvieron resultados similares, pudiendo incrementarse estos valores en algunos casos y, en otros, reducirse.

Por último, mediante la prueba de hipótesis del X^2 de Pearson, se pudo afirmar que la rigidez del suelo influye directamente en el incremento / reducción de la fuerza cortante basal; sin embargo, no se puede afirmar que, con la muestra analizada y para un nivel de significancia del 5%, los promedios obtenidos en el análisis sísmico dinámico considerando ISE serán menores a los que se obtendrán al idealizar la base empotrada.

4.3. Recomendaciones

1. Se recomienda realizar el análisis con ISE en futuros proyectos de edificaciones con el fin de poder determinar de forma más precisa el comportamiento final de la estructura; esto debido a que en el análisis propuesto por la Norma E.030 (Ministerio de Vivienda, 2018) no se consideran dichos efectos del suelo, y se recomienda considerar la flexibilidad del suelo “solo si se considera pertinente” (art. 4.7.2). Sin embargo, como se ha podido constatar en el presente trabajo de investigación, el considerar la ISE permite conocer de forma más cercana a la real el comportamiento de las estructuras bajo la acción del movimiento sísmico. Respecto a este punto, cabe señalar el trabajo realizado por D. Muriá-Vila, B. Aldama-Sánchez, M. García-Illescas y G. Rodríguez (2020), quienes compararon los registros sísmicos históricos de una edificación remodelada con modelos de base empotrada y base flexible, siendo el modelo que considera la ISE el más cercano al real a la par que el modelo de base fija difería en más del 40% respecto al movimiento real de la estructura.

2. Respecto a los modelos de ISE a emplear, se recomienda emplear el modelo de la guía ASCE/SEI 41-17 o el de la Norma Rusa, que son modelos que consideran los efectos del amortiguamiento e interacción inercial en la estructura. Sin embargo, de presentarse una gran variación de resultados, estos tendrían que tomarse con buen criterio por parte del diseñador,

considerando, por ejemplo, si se quiere ser conservador, el poder cumplir con las derivas admisibles considerando la ISE, antes de realizar el diseño o, caso contrario, un promedio de estos valores.

3. Otra recomendación sería realizar un análisis sísmico no lineal por desempeño, de modo que pueda calcularse la curva de capacidad de la estructura, así como sus niveles de desempeño sísmico y ductilidad final. De esta forma, podría establecerse valores más reales para las derivas inelásticas permisibles, posiblemente superiores a los valores de derivas máximas permisibles que señala la norma E.030, la cual está ideada para realizar un diseño en el rango elástico, asumiendo la ductilidad de cada estructura a partir de su sistema estructural, pero despreciando la rigidez del suelo.

4. Se recomienda considerar los efectos de la ISE, especialmente, en zonas en donde existan suelos más blandos, pues los efectos serán mucho más significativos que para los lugares con suelos muy rígidos.

4.3.1. Futuras líneas de investigación

1. Se recomienda estudiar, en futuras investigaciones, los efectos de la interacción suelo estructura considerando la no linealidad de los materiales.

2. Se recomienda estudiar los efectos de la ISE en suelos característicos del Perú por regiones, esto debido a que, la diversidad geológica del país ha generado suelos muy distintos en la costa, sierra y selva, pudiendo encontrarse desde arenas mal graduadas hasta arcillas con muy alta plasticidad. Si bien es cierto, ambos tipos de suelo pueden constituirse como un suelo “blando”, cada uno tiene propiedades muy diferentes, lo que lo convierte en un tema interesante de estudiar.

3. Se recomienda estudiar los efectos de la ISE en edificaciones con sótanos, los cuales son cada vez más comunes en el país y, sin embargo, no existen investigaciones relacionadas a ello. A diferencia de los modelos con cimentaciones superficiales, los modelos con sótanos

tienden a considerar una mayor reducción en el espectro de pseudo aceleraciones, debido a que el efecto de la interacción cinemática es mayor.

4. Finalmente, se puede investigar la influencia de la ISE en edificios con distintas irregularidades estructurales, tanto en planta como en altura, esto debido a que ya existen algunas investigaciones relacionadas a la irregularidad de rigidez vertical o piso blando, como la realizada por Rosales y Ticona (2021).

CAPÍTULO V: REFERENCIAS

Aguiar, R., & Ortiz, D. (2017). ANÁLISIS SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE DOCE PISOS DE LA CIUDAD DE MANTA CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA. 251-279. Obtenido de <https://1library.co/document/ye94e80q-analisis-sismico-edificio-pisos-ciudad-considerando-interaccion-estructura.html>

Águila, T., & Villarreal, G. (Agosto de 2021). Interacción suelo-estructura y su influencia en la respuesta sísmica de edificios de concreto armado. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(3), 426-471. doi:<http://dx.doi.org/10.24133/riie.v26i3.2336>

American Society For Testing And Materials . (25 de MAYO de 2018). *ASTM in the America Latina Region*. Obtenido de https://www.astm.org/america_latina/en/index.html

Aquino, C., & Rodríguez, M. (2015). Comparación de la respuesta estructural de los módulos B y C de la I. E. Julio Ramón Ribeyro considerando y sin considerar la interacción suelo - estructura. (*Tesis de grado*). Universidad Privada del Norte, Cajamarca-Perú.

Araca, F., Gómez, L., Cahui, A., & Marín, G. (Agosto de 2020). Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de las viviendas aporticadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca. *Revista Científica de la UCSA*, 7(2), 70-81.

Askouni, P., & Karabalis, D. (Agosto de 2021). SSI influence on the seismic response of asymmetrical small, low-rise R/C buildings. *Structures*, 32, 1355-1373. doi:<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.03.073>

Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. E. (julio-diciembre de 2004). Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre inter acción dinámica sueloestructura. (S. M. Sísmica, Ed.) *Revista de Ingeniería Sísmica*(71), 1-136.

- Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. E. (julio-diciembre de 2004). Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo - estructura. (S. M. Sísmica, Ed.) *Revista de Ingeniería Sísmica*(71), 1-136.
- Aviléz, J., & Peréz Rocha, L. E. (2004). BASES PARA LAS NUEVAS DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS SOBRE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 71* 1-36, 36. Obtenido de <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61807101>
- Bazán Abarca , D., & Chaparrp Soto, A. (2018). MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA CIUDAD DE ABANCAY. Obtenido de <https://repositorio.utea.edu.pe/bitstream/utea/145/1/Microzonificaci%c3%b3n%20%c3%adsmica%20de%20la%20ciudad%20de%20Abancay.pdf>
- Bazán, E., & Meli, R. (1985). *DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS*. México: Limusa.
- Benedetti, F., Zúñiga, F., & Opazo, A. (Diciembre de 2017). Efecto de la variabilidad de la rigidez del sitio de fundación en el desempeño sísmico. *Obras y Proyectos*(22), 31-41. doi:<http://dx.doi.org/10.4067/S0718-28132017000200031>
- Bernal Esquia , Y., Condori, C., & Tavera, H. (2014). *RE-EVALUACIÓN DEL PELÍGRO SÍSMICO PROBABILÍSTICO PARA EL PERÚ*. Obtenido de <https://repositorio.igp.gob.pe/handle/20.500.12816/783>
- Bertero, R., Verri, A., Lehman, A., & Mussat, J. (2015). *CRITERIOS PARA CONSTRUIR EL ESPECTRO DE DISEÑO ELASTICO Y SELECCIONAR LOS SISMOS DE DISEÑO PARA UN SITIO DADO*. Universidad de Buenos Aires, Buenos aAires.
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de concreto armado*. Colegio de Ingenieros del Perú.
- Bolaños Luna, A., & Monroy Concha, O. (2004). *Espectros de peligros sísmicos uniforme*. Obtenido de

https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/1331/BOLANOS_ANA_Y_MONROY_OMAR_ESPECTROS_PELIGRO_SISMICO.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Bustamante, J. (2021). COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA CON LA NTP E- 0.30. 2018, AL DETERMINAR LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE LA TORRE II DE LA CLÍNICA LIMATAMBO S.A.C CAJAMARCA. *TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL*. UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA, CAJAMARCA.

Calderín Mestre, F., Almenarez Labañino, D., & Boada Fernández, D. (2020). CONSIDERACIÓN DEL FENÓMENO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIO PREFABRICADO. 79-94. Obtenido de <https://www.redalyc.org/jatsRepo/1813/181366194007/181366194007.pdf>

Chopra, A. K. (2013). *Dinámica de estructuras*. California: Pearson.

Cook, & Campbell. (1986). *DISEÑOS CUASI-EXPERIMENTALES Y LONGITUDINALES*.

Cortés, O., & Ortega, D. (2012). *Interacción dinámica suelo-estructura en un suelo duro, usando acelerogramas de temblores reales*. Pontificia Universidad Javeriana, Cali-Colombia.

CSI . (s.f.). *CSI: COMPUTERS & STRUCTURES, INC - SPAIN*. Obtenido de <https://www.csiespana.com/software/5/etabs#submenu-top>

D. Ambrosini, R., & F. Danesi, R. (1994). INFLUENCIA DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA DINAMICA DE ESTRUCTURAS. pág. 115. Obtenido de <http://venus.ceride.gov.ar/ojs/index.php/mc/article/view/2212/2171>

Dazio, A. (2013). *Fundamentals of Structural Dynamics*. UME School.

- Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency (FEMA);
National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP. (2005). *Improvement of
Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440)*. Washington D.C.
- Fernández, L., & Avilés, J. (2008). Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con
planta baja blanda. *Ingeniería sísmica no.79, jul./dic.* Obtenido de
[http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-
092X2008000200004](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2008000200004)
- Franco Camilo, O., Rangel Nuñez, J. L., Fernandez Sola, L., & Gomez Bernal, A. (2019).
Evaluación de la interacción sueloestructura dinámica en depósitos de suelo blando
empleando dos métodos: numérico y analítico. 645-653. Obtenido de
<https://ebooks.iospress.nl/doi/10.3233/STAL190095>
- Galicia , W., & León, J. (2007). Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones de
albañilería confinada con plateas de cimentación. (*Tesis de pregrado*). Universidad
Privada Antenor Orrego, Trujillo-Perú.
- Gamarra, N. (2014). Análisis de la interacción sísmica suelo -estructura en edificación de
albañilería estructural. (*Tesis de grado*). Universidad Nacional del Centro del Perú,
Huancayo-Perú.
- Gamarra, N. (2014). Análisis de respuesta dinámica incluyendo la interacción. [*Tesis para
optar el Grado de Ingeniero Civil*]. Universidad Nacional de San Cristóbal de
Huamanga, Ayacucho, Huancayo.
- Garay, R. (2017). Influencia de la interacción suelo - estructura en elcomportamiento sísmico
de un edificio de 7 niveles del proyecto "Multifamiliar los Balcones del Valle" Barrio
Columbo. (*tesis de grado*). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca.

- Godínez Domínguez, E., & Tena Colunga, A. (2009). *EVALUACIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DEL RCDF PARA MARCOS DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO CON CONTRAVIENTOS METÁLICOS*. México.
- Gómez, A. (2015). *PRESENTACION DE UN NUEVO MODELO MATEMATICO PARA EL ANALISIS SISMICO DINAMICO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS DE N-PISOS DE RESPUESTA NO LINEAL CON LOS EFECTOS DE IDSE Y P-Δ*. XX Mexican Congress of Earthquake Engineering, Acapulco.
- Guerdouh, D., & Khalfallah, S. (Julio de 2019). Soil-structure interaction effects on the seismic performance of frame structures. *Revista de la Construcción*, 18(2), 349-363. doi:10.7764/RDLC.18.2.349
- Guillén, F. (2019). Influencia de la interacción suelo-estructura en el desempeño estructural de puentes continuos de concreto armado sometidos a la acción de cargas sísmicas en suelos arenosos. (*Tesis de Maestría*). UNIVERSIDAD RICARDO PALMA, Lima - Perú.
- H. Sampieri, R. (2014). *Metología de la Investigación*. México: Mc Graw Hill.
- Hayes, J., McCabe, S., & Harris III, J. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. California: National Institute of Standards and Technology (NIST).
- Hermosillo, A., Sangines, H., Demeneghi, A., & Legorreta, N. (2019). Análisis tridimensional de la interacción suelo-estructura estática de un edificio con cimentación a base de zapatas desplantado sobre un suelo friccionante. 1010-1017. Obtenido de <https://ebooks.iospress.nl/doi/10.3233/STAL190141>
- Hernández, R. (2014). *Metodología de la investigación*. MCGRAW-HILL: México.
- Herraíz, M. (1997). *Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros*. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.

- Huamán, G. (2018). Respuesta dinámica por los modelos de cálculo de interacción suelo estructura del FEMA y norma E030-2016 del edificio de comando de control ribereño – Iquitos. (*Tesis de Maestría*). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca-Perú.
- Instituto Geofísico del Perú - Dirección de Sismología. (2010). *Zonificación Sísmico - Geotécnica para siete distritos de Lima Metropolitana (comportamiento dinámico del suelo)*. Lima-Perú.
- Jines, R. (2017). Interacción sísmica suelo – estructura en edificaciones de sistema dual en la ciudad de Moquegua. (*Tesis de Maestría*). Universidad Privada de Tacna - Escuela de Postgrado, Moquegua.
- Kausel, E. (septiembre de 2010). Early History of Soil–Structure Interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 822-832.
- Kausel, E., & Roesset, J. (1974). Soil–structure interaction problems for nuclear containment structures, Electric Power and the Civil Engineer. *Proceedings of the ASCE Power Division Conference*. Colorado.
- López, E. (2013). Análisis de interacción sísmica suelo estructura para reducir esfuerzos en los elementos estructurales en edificaciones regulares e irregulares con zapatas aisladas en Huaraz. (*Tesis de Maestría*). Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, Huaraz-Perú.
- Lu, Y., Hajirasouliha, I., & Marshall, A. M. (2016). Performance-based seismic design of flexible-base multi-storey buildings considering soil–structure interaction. *Engineering Structures*, 90–103,108. doi:doi:10.1016/j.engstruct.2015.11.031
- Meza, J. (2018). Optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en sueldos blandos, con el modelo interacción suelo – estructura, en Lurín – Lima. (*Tesis de grado*). Universidad San Martín de Porres, Lima-Perú.

- Ministerio de Vivienda, C. y. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.030 - Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica E.030 - Diseño sismorresistente*. Lima - Perú.
- Molina Villegas, J. C. (2010). CALIBRACIÓN DE MODELOS PLANOS PARA EFECTUAR ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA. 1-69. Obtenido de <https://repository.eafit.edu.co/handle/10784/1270>
- Municipalidad Distrital de La Molina. (2011). *Estudio de Microzonificación Sísmica y Vulnerabilidad en el distrito de La Molina*. Lima-Perú: “PROGRAMA DE APOYO A LA GESTIÓN INTEGRAL DEL RIESGO DE DESASTRES NATURALES A NIVEL URBANO” ATDM/MD-11383-PE .
- Muñoz, A. (2002). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Muriá-Vila, D., Aldama-Sánchez, B., García-Illescas, M., & G., R. (Octubre de 2020). Monitoring of a rehabilitated building in soft soil in Mexico and structural response to September 2017 earthquakes: Part 2: Numerical simulation. *Earthquake Spectra*, 1-24. doi:<https://doi.org/10.1177/8755293020970973>
- Pérez-Rocha, L., & Vásquez, G. (2020). XXII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. *Interacción suelo-estructura cinemática, comparación entre el método propuesto en las NTC-DS y un método riguroso de cálculo*. Aguascalientes: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Puma Alvarez, E. (2017). *Efectos de la interacción suelo-estructura en la cimentación compartida por bloques independizados por junta sísmica, verificado mediante ensayos a escala con simulador sísmico y modelos de elementos finitos*". Lima, Perú.

- Quispe, E. (2017). Evaluación Comparativa del Análisis Estructural entre los Sistemas Estructurales: Pórticos y Dual (Pórtico Regidizados) en un Edificio Tipo Educativo. (*tesis de grado*). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca.
- Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.030 - Diseño Sismorresistente.* (2016). Lima, Perú.
- Rodas, H., & Mendoza, J. (2015). Análisis de interacción suelo estructura de centros educativos con zapatas corridas en la Urb. Nicolas Garatea – Nuevo Chimbote. [*Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil*]. Universidad Nacional de Santa, Chimbote.
- Rodríguez Ordoñez, J. A. (2005). ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA PARA REFUERZO DE SUELOS FISURADOS. Obtenido de <https://revistas.javeriana.edu.co/index.php/iyu/article/view/906>
- Rosales, M., & Ticona, A. (2021). Identificación de los efectos de interacción suelo-estructura en un edificio de concreto armado con zapatas aisladas e irregularidad de rigidez – piso blando en perfiles de suelos S2 y S3 de Lima. (*Tesis de grado*). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima-Perú.
- Sánchez, J. (2013). Ecuaciones Constitutivas Para el cálculo de deformaciones en arcillas sensitivas. (*Tesis de grado*). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Scalleti, H., & Pique Del Pozo, J. (1990-1991). *Análisis sísmico de edificios*. Lima: Consejo Departamental de Lima.
- Soriano, A. (1989). Interacción suelo-estructura. Modificación del movimiento. Obtenido de <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=905627>
- Souza Bessa, M., Borges Farias, C., & Santos da Silva, L. (2020). Esforços de um edifício em alvenaria estrutural calculados com fundação rígida e elástica. *Paranoah*, 27, 18-36. doi:10.18830/issn.1679-0944.n27.2020.02

- Taborda, R., Murià Vila, D., Pérez Mendoza, R., & Macías Castillo, M. (2002). *EFFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO EN ACAPULCO*. México: Congreso de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Tavera, H. (2008). Peligro sísmico en Lima y el país. *Revista del Centro de Estudios y Prevención de Desastres*, 31-35. Obtenido de <https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12816/832/S0029.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Tavera, H., & Buforn, E. (1998). Física de la Tierra. *Sismicidad y sismotectónica de Perú*, 10(187-219).
- Tena Colunga, A. (2019). SOIL-STRUCTURE INTERACTION. REFLECTIONS ABOUT ITS IMPORTANCE IN THE DYNAMIC. *Ingeniería en Estructuras*, 24(2), 141-169.
- The MathWorks, Inc. (2020). *MathWorks - MATLAB*. Obtenido de https://la.mathworks.com/company.html?s_tid=hp_ff_a_company
- Todorovska, M. (1991). Effects of the depth of the embedment on the system response during building-soil interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11, 111-123.
- Urteaga, M. (2019). Nivel de desempeño sísmico del Edificio N° 01 de la Institución Educativa San Ramón (Anexo Chontapaccha) considerando la interacción suelo estructura. (*Tesis de Maestría*). Universidad Nacional de Cajamarca - Escuela de Posgrado, Cajamarca - Perú.
- Valderrama, C., & Meza, R. (2014). Influencia de la interacción suelo-estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporricada con zapatas aisladas. (*Tesis de grado*). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima-Perú.

Veletsos, A. S., & Verbic, B. (1974). Dynamics of elastic and yielding structure-foundation.

Memorias. 3, págs. 121-138. Roma: 5th World Conference on Earthquake Engineering, Roma.

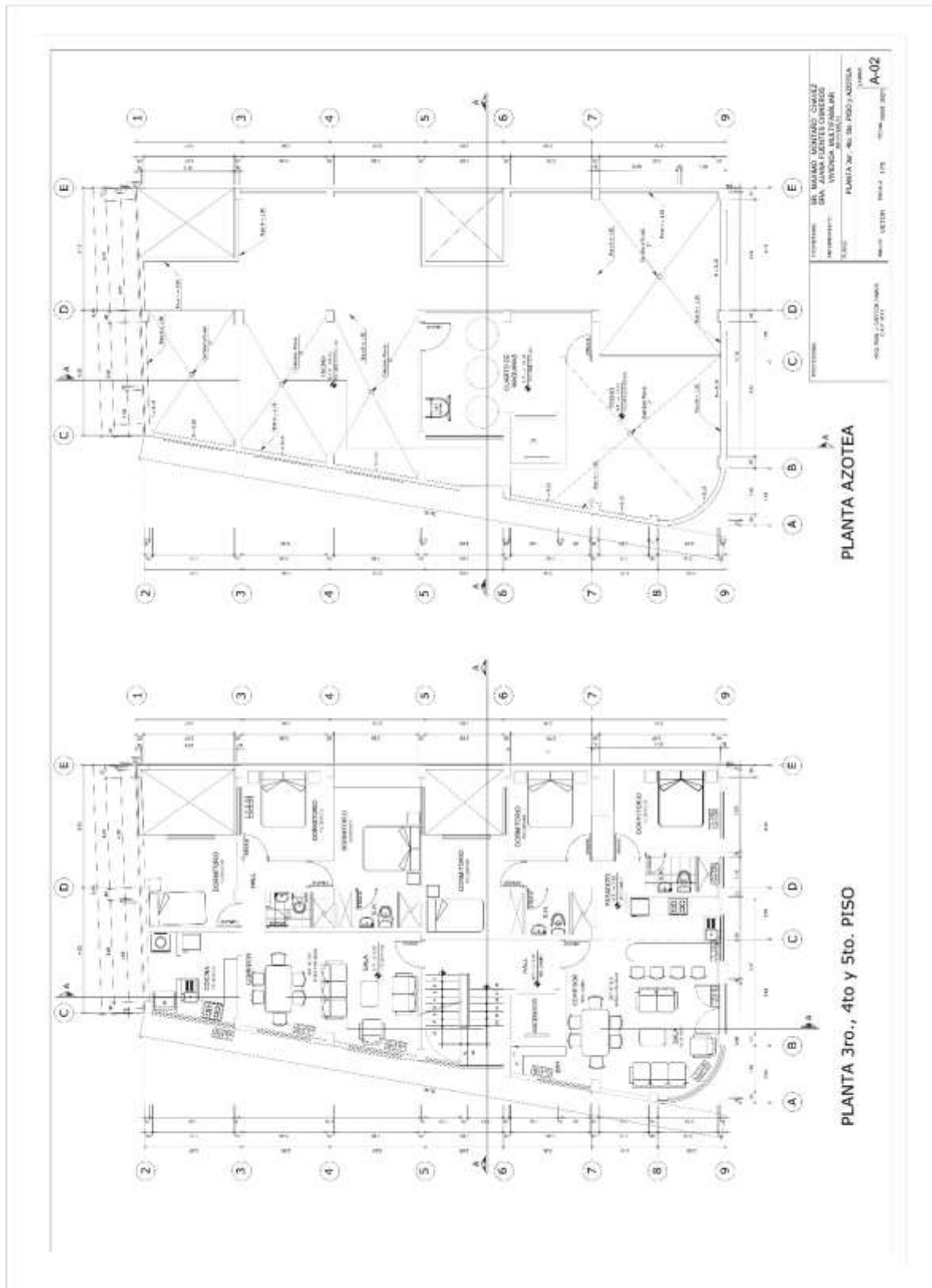
Villarreal Castro, G. (2009). *Interacción suelo - estructura en edificios altos*. Lima, Perú: Editora & Imprenta Gráfica Norte.

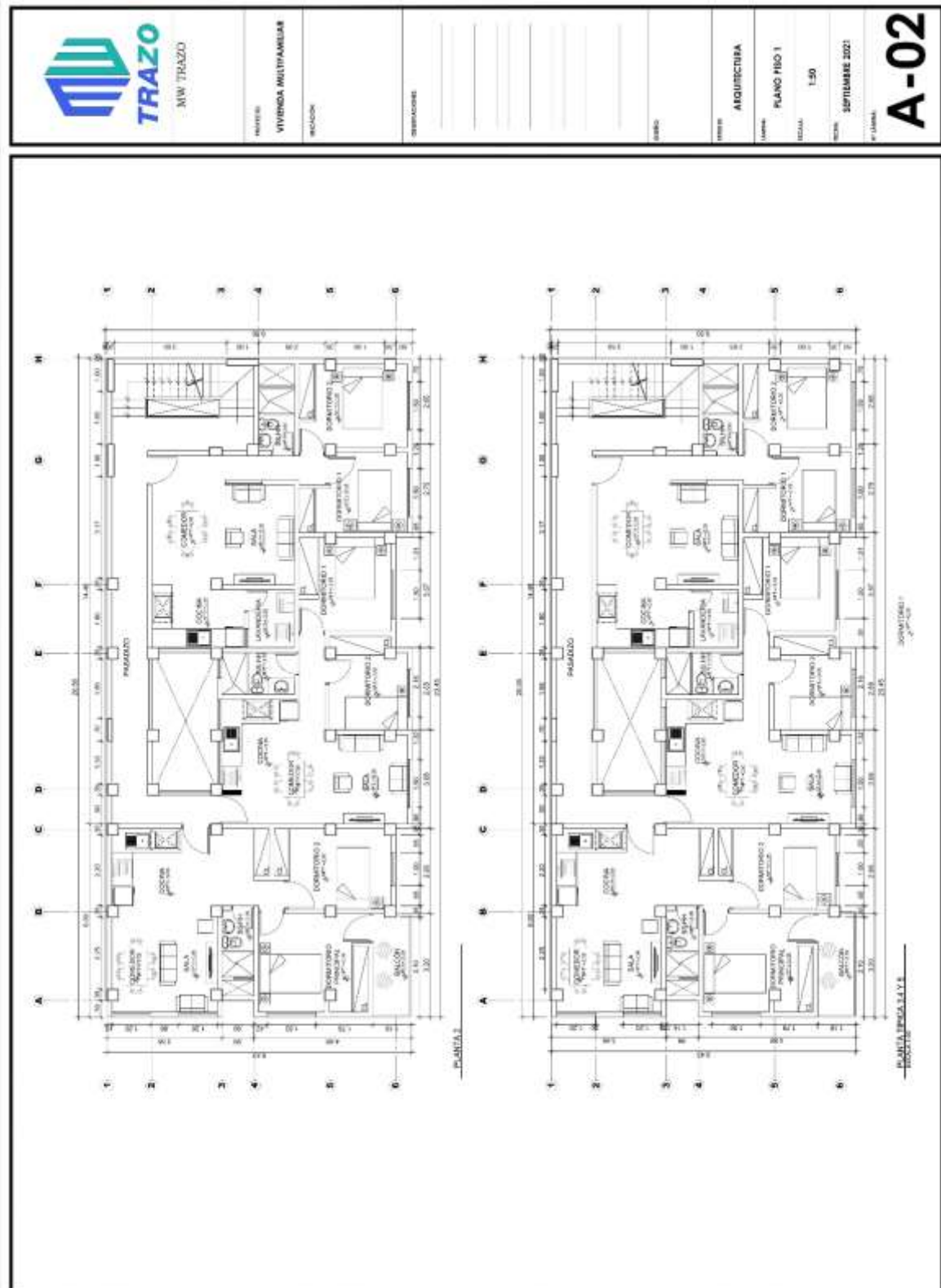
Villarreal, G. (2009). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Lima - Perú: Editora & Imprenta Gráfica Norte.

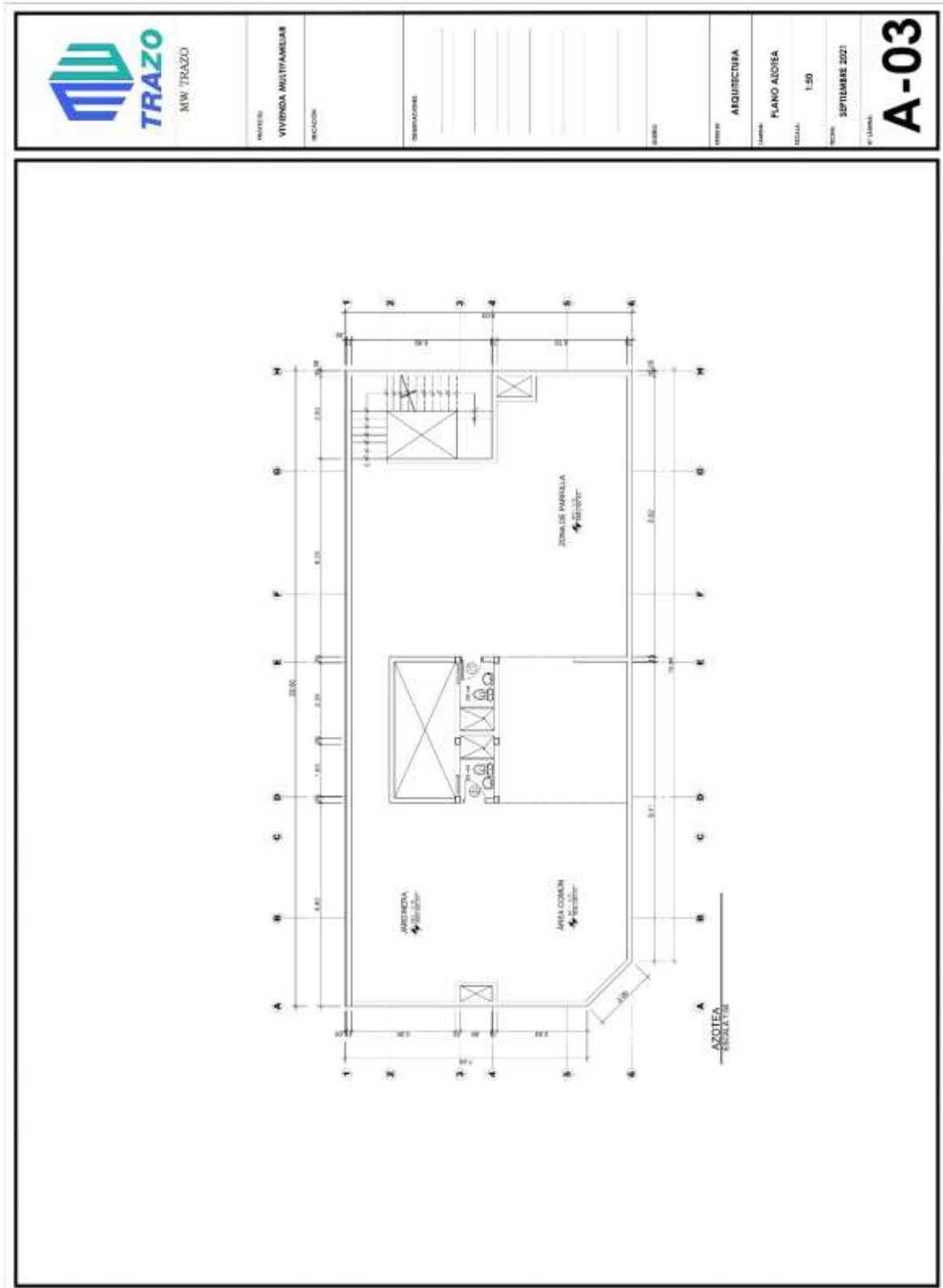
Villarreal, G. (2017). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificios con plateas de cimentación*. Lima - Perú: Editora & Imprenta Gráfica Norte.

Wilson, E. L. (2004). *Análisis Estático y Dinámico de Estructuras*. California: UN ENFOQUE FÍSICO CON ÉNFASIS EN LA INGENIERÍA SÍSMICA.

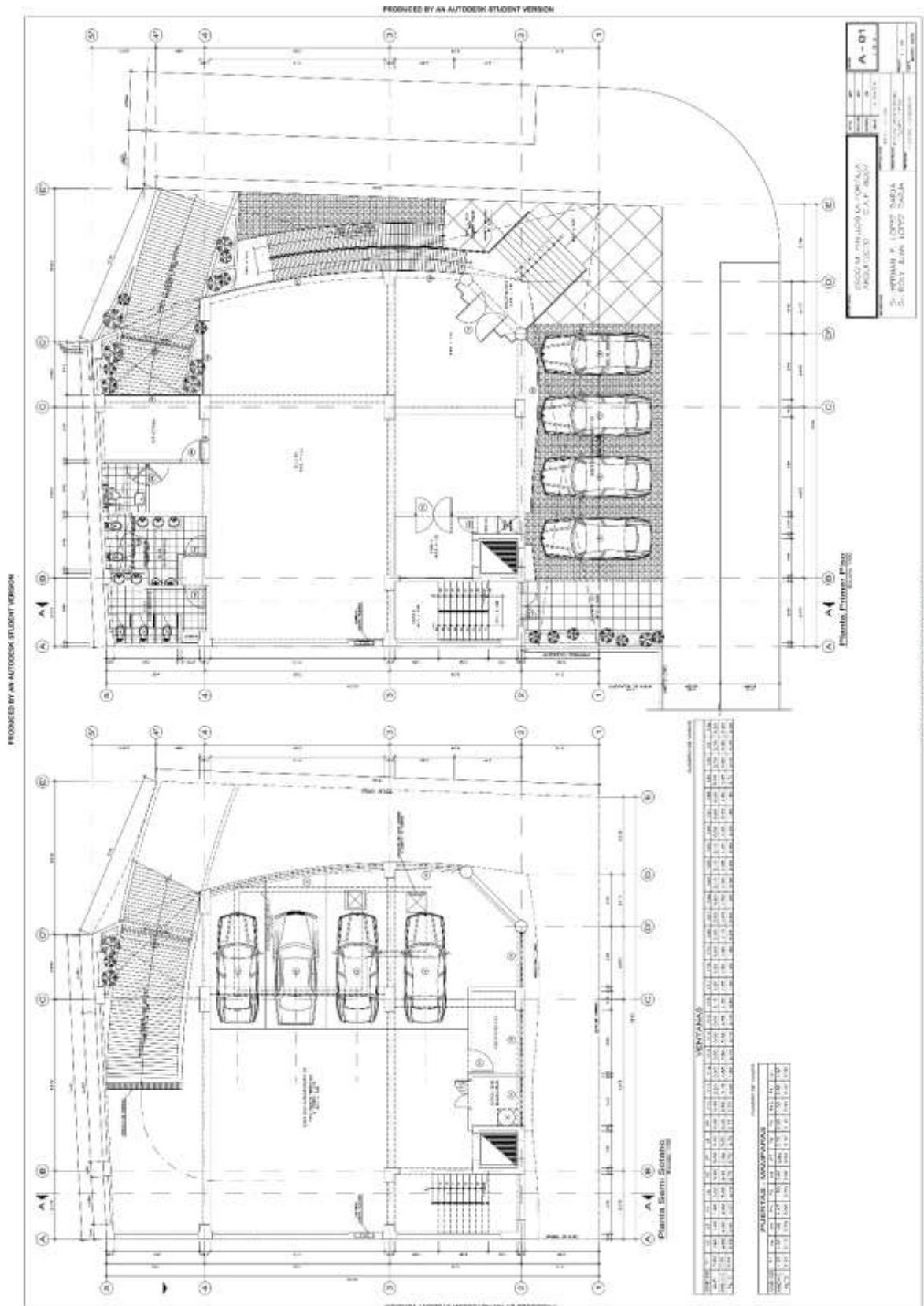
CAPÍTULO VI:

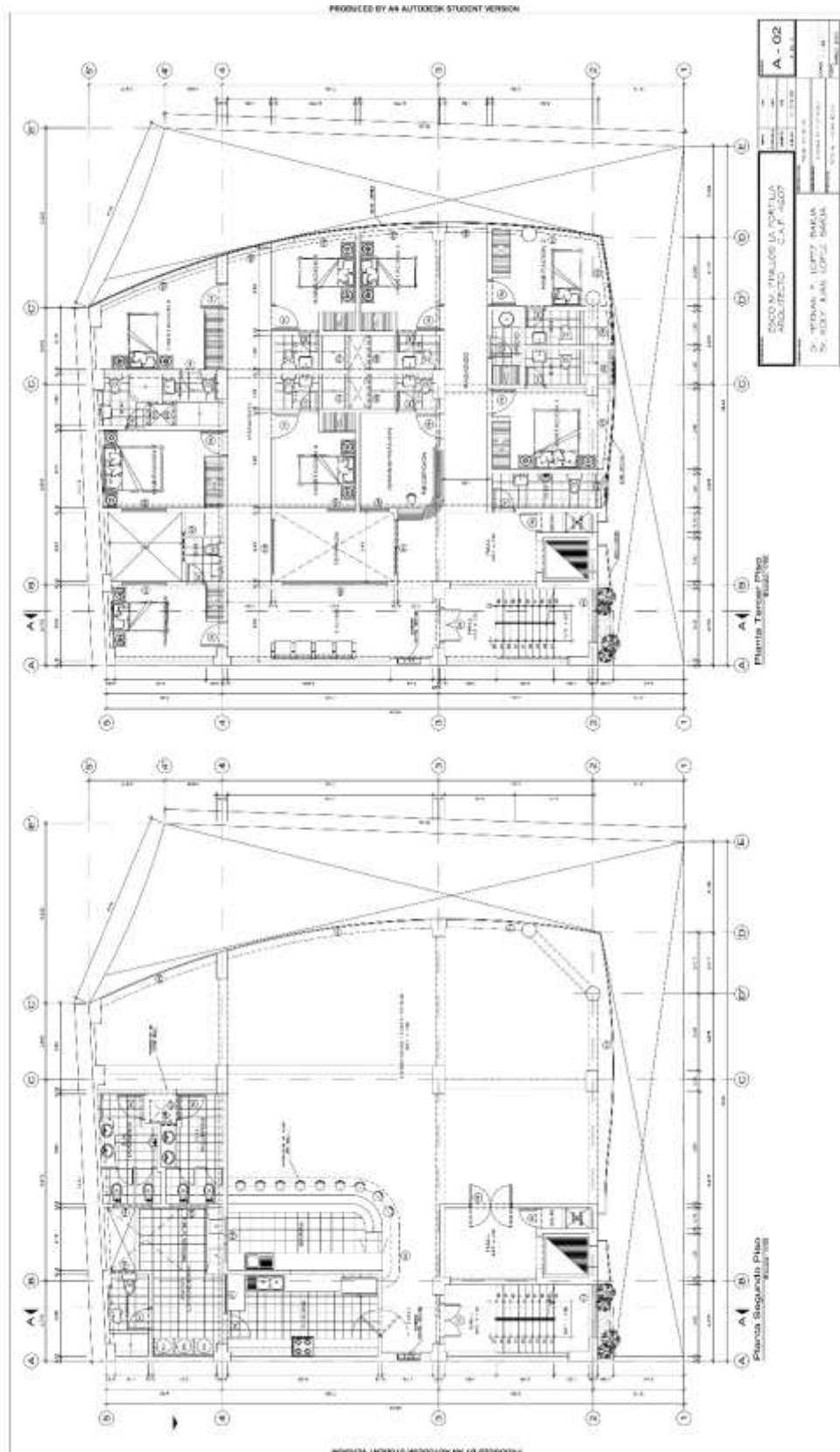


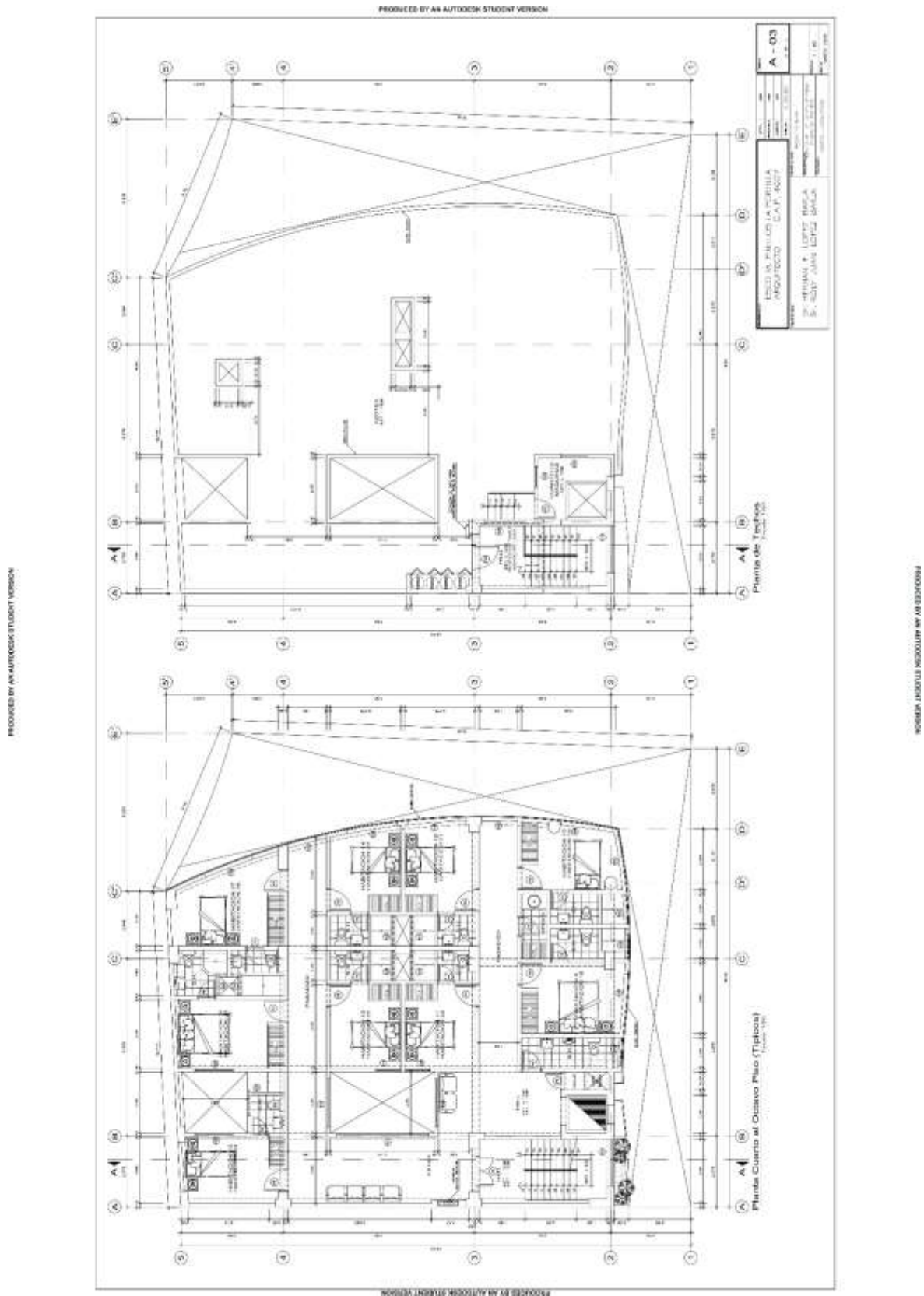




7.3. ANEXO N°3: PLANO DE ARQUITECTURA DEL EDIFICIO E03







**7.4. ANEXO N°4: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN DEL PROYECTO: CASA DE ADULTO MAYOR - PERFIL
S2**

ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

INFORME TÉCNICO



PROYECTO : “CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL
AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE
CALLAO -CALLAO”

SOLICITADO : FINVER CALLAO S.A.

DIRECCION : GERENCIA DE LOGISTICA

UBICACIÓN :

- LUGAR : BOCANEGRA
- DISTRITO : CALLAO
- PROVINCIA : CALLAO
- REGIÓN : CALLAO

REALIZADO : INGPOT S.A.C

FECHA : JULIO 2019



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

TABLA DE CONTENIDOS

Contenido	
1. GENERALIDADES	4
1.1. Objetivos del Estudio.....	4
1.2. Ubicación del Terreno.....	5
1.3. Condiciones Climáticas.....	5
1.4. Características del proyecto.....	6
1.5. Normatividad	8
2. INFORMACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	9
2.1. Topografía	9
2.2. Geomorfología.....	10
2.3. Sismicidad.....	10
3. TRABAJOS DE CAMPO	14
3.1. Exploración De Suelos	14
a) Cuadro N° 1 Identificación De Calicata C-1	15
b) Cuadro N° 2 Identificación De Calicata C-2	16
c) Cuadro N° 2 Identificación De Calicata C-3	18
3.2. Ensayos De Laboratorio.....	19
3.3. Perfil Estratigráfico Y Clasificación De Suelos	20
4. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN	24
4.1. Profundidad De La Cimentación.....	24
4.2. Tipo de Cimentación.....	24
4.3. Determinación De La Capacidad de Carga Admisible.....	24
a) Parámetros de resistencia	25
b) Parámetros de resistencia	25
c) Parámetros de resistencia	25
4.4. Determinación De La Capacidad Admisible De Carga	26



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

4.5.	Cuadros De Resumen	38
4.6.	Predicción De Asentamientos.....	39
a)	Asentamiento elástico	39
b)	Asentamiento tolerable.....	41
5.	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DEL SUELO.....	43
5.1.	Obtención Del Coeficiente De Balasto (K_s).....	43
5.2.	Análisis De Agresión Del Suelo De Cimentación.....	45
6.	CONCLUSIONES	48
6.1.	Nivel de cimentación:.....	48
a)	Cimiento corrido.....	48
b)	Zapatas aisladas.....	48
6.2.	Tipo de cimentación:	48
6.3.	Capacidad de Carga:.....	48
7.	RECOMENDACIONES	50
8.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	51
9.	ANEXOS.....	52



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

1. GENERALIDADES

1.1. Objetivos del Estudio.

El presente informe técnico tiene por objeto investigar el subsuelo del terreno asignado para el proyecto en mención, por medio de trabajos de campo a través de pozos de exploración o calicatas “a cielo abierto”, ensayos de laboratorio estándar y especiales a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo, sus propiedades de resistencia, deformación y la agresividad química de sus componentes.

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

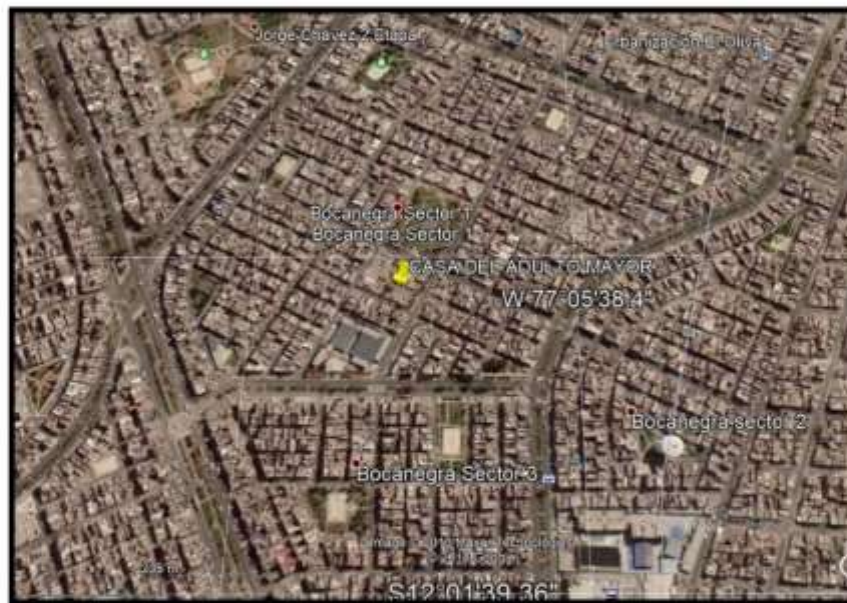
- Reconocimiento del terreno
- Distribución y ejecución de calicatas.
- Toma de muestras disturbadas.
- Ejecución de ensayos de laboratorio. (UNI FIC - Laboratorio n° 2 – Lima)
- Ensayos especiales. (UNI FIC - Laboratorio n° 2 – Lima)
- Evaluación de los trabajos de campo y laboratorio
- Perfil estratigráfico.
- Análisis de la cimentación.
- Conclusiones y recomendaciones



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

1.2. Ubicación del Terreno.

La casa del adulto mayor se encuentra en el distrito del Callao, provincia constitucional del Callao, departamento del Callao, a una altura promedio de 48 m.s.n.m. Entre las calle Gamma y calle 56 AA.HH Bocanegra, Sector I



1.3. Condiciones Climáticas.

Se trata de una zona costera árida con deficiencia de lluvias en todas las estaciones, clima semicalido y condiciones moderadas de humedad. La temperatura promedio anual oscila entre 18.75 °C y 19.75 °C. Los valores mínimos se presentan cerca del litoral y aumentan hacia la zona este hasta llegar a los valores máximos en el norte de la provincia.

La humedad es alta, siendo mayor en los meses de invierno en donde se registra la mayor humedad relativa, presentándose un promedio en verano 79.50%



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR
I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

y promedio anual: 80.56%. La evaporación durante la temporada de verano es alta, reportándose niveles hasta más de 120 mm /año, y el resto dl año desciende hasta 30 mm/año o menos.

Los vientos son suaves con una dirección predominante de SO a NE que llegan a alcanzar una velocidad promedio anual de 13.6 Km/h, y que acuerdo a la escala de Beaufort se clasifican como una “Brisa Débil”, siendo más intenso en los meses de septiembre a marzo.

1.4. Características del proyecto

El proyecto consta de la Construcción de una Nueva Infraestructura para la Casa del adulto mayor:

1° PISO:

1.1.Zona administrativa:

- Informes, Sala de espera.
- Baños damas y varones
- Administración
- Asistente social
- Archivo
- Circulación Rampa

1.2.Zona Socio Cultura:

- Sala de eventos múltiples
 - Lobby
 - Auditorio
 - SS.HH. Damas y varones
- Talleres
 - Taller de bordados
 - Taller de pintura
 - Sala de computo



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR
I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

1.3.Zona Recreativa:

- Áreas verdes y accesos

1.4.Zona Social

- Plazuela de la cultura

1.5.Zona Comedor del Abuelo

- Cafetería

1.6.Zona de Salud Preventiva

- Centro Geriátrico
 - Sala de espera
 - Kinesiología y Masoterapia
 - Tópico
 - Consulta Nutricionista
 - Consulta médica general, preventiva.
 - Consulta odontológica
 - Consulta podología
 - SS.HH.

2° PISO:

2.1.Zona Cultural

- Sala de eventos múltiples 2
- Sala de Gimnasia
- Talleres
 - Taller de manualidades
 - Taller de artesanía
 - Taller de escultura
 - Taller de cerámica
 - Taller de cocina y repostería



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR
I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

- Aula de enseñanza
- Sala de billar
- SS.HH

DEL PRIMER PISO – TERCER PISO:

- Escalera.
- Rampa

1.5. Normatividad

El presente informe está en concordancia con la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones, Norma E-030 de Diseño Sismo resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

2. INFORMACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

2.1. Topografía

El área de estudio se encuentra a 48 msnm. La topografía de la zona presenta pendientes mínimas se podría decir semiplana. Lo cual se puede adecuar rápidamente una infraestructura de salud lo cual normalmente este puede ser hasta 5% máxima de inclinación según el Reglamento Nacional de Edificaciones.





ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

2.2. Geomorfología

El territorio presenta un relieve plano, asentado sobre los conos aluviales de los ríos Rímac y Chillón. Hacia la zona norte, el relieve es accidentado por la presencia de cerros; el litoral presenta zonas con acantilados, originados por la abrasión de las olas, las corrientes y mareas. Las islas se caracterizan por acantilados y un relieve ondulado y monticulado.

2.3. Sismicidad

De acuerdo al Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la nueva Norma Sísmo Resistente (NTE E-030) y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú, el cual se basó en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes; se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la Zona de Sismicidad 4.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y la Norma Técnica de edificación E-030, Diseño Sísmorresistente, se deberá tomar los siguientes valores para el análisis sísmico:

(a) Factor de zona..... Z = 0.45

(b) Condiciones Geotécnicas

El suelo investigado, pertenece al perfil Tipo S2..... S = 1.05

(c) Periodo de Vibración del suelo.....Tp = 0.6seg. ,
Tl = 2.0seg.

(d) Factor de Amplificación Sísmica (C)

Se calculara en base a la expresión siguiente:

$$C = 2.5x \left(\frac{T_p}{T} \right) < 2.0$$

Para T = Periodo de Vibración de la Estructura = H/Ct



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

- (e) Categoría de la estructura A2
(f) Factor de Uso U = 1.5
(g) La fuerza horizontal o cortante basal, debido a la acción sísmica se determinara por la formula siguiente:

Para:

V = Cortante Basal

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

Z = Factor de Zona

U = Factor de Uso

S = Factor de Ampliación del suelo

C = Factor de Ampliación Sísmica

R = coeficiente de Reducción

P = Peso de la Edificación

* El área en estudio, corresponde a la zona 4, el factor de zona se interpreta como una aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

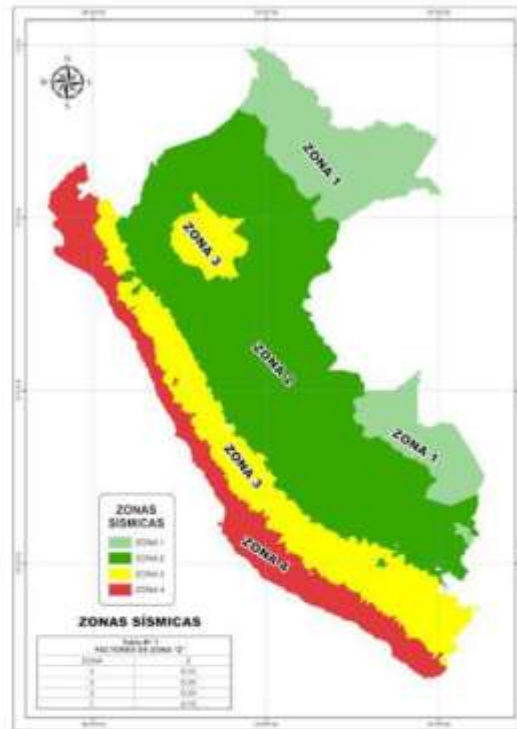


ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”





ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”





ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

3. TRABAJOS DE CAMPO

3.1. Exploración De Suelos

Con la finalidad de identificar los diferentes estratos de suelo y su composición. Se efectuó la excavación manual de 03 Calicatas a cielo abierto a los que se denominó C-1 y C-2, y C-3 alcanzando una profundidad máxima de 3.00 m. no se encontró nivel freático. De la cual se extrajo una muestra disturbada, la cual fue analizada y clasificada de acuerdo a las Normas ASTM.

Calicata	Profundidad	Ubicación
N° 1	3.00mt	Parte inicial
N° 2	3.00mt	Parte intermedia
N° 3	3.00mt	Parte final



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

a) **Cuadro N° I Identificación De Calicata C-1**

Se muestra la exploración de la calicata C-1, la cual presenta en un 72.8% de grava, un 26.3% de arena y 0.9% de finos. Y no presenta límites de consistencia.





ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”



b) Cuadro N° 2 Identificación De Calicata C-2

Se muestra la exploración de la calicata C-2, la cual presenta en un 73.8% de grava, un 25.2% de arena y 1% de finos. Y no presenta límites de consistencia.



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”





ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

c) **Cuadro N° 2 Identificación De Calicata C-3**

Se muestra la exploración de la calicata C-3, la cual presenta en un 73.2% de grava, un 25.2% de arena y 1.6% de finos. Y no presenta límites de consistencia.





ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”



3.2. Ensayos De Laboratorio

Con las muestras obtenidas en el campo, se realizaron ensayos de acuerdo a las Normas Estándar de la American Society for Testing and Materials y las requeridas por la Norma Peruana E.050 Suelo y Cimentaciones. Los ensayos fueron ejecutados en el laboratorio N° 02 de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad nacional de Ingeniería.

A continuación se detallan los ensayos a los que fueron sometidas la muestra alterada tomada en el campo.

- Análisis granulométrico ASTM D-422
- Contenido de Humedad ASTM D-2216
- Limite Líquido ASTM D-4318
- Limite Plástico ASTM D-4318



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

- Densidad de Suelos Máxima NLT-205
- Densidad de Suelos Mínima NLT-204
- Corte Directo ASTM D-3080
- Clasificación de Suelos (SUCS) ASTM D-2487
- Análisis Químicos de Suelos

Los resultados de los ensayos de laboratorio se presentan en el informe adjunto al presente estudio.

3.3. Perfil Estratigráfico Y Clasificación De Suelos

La descripción de los materiales encontrados en la calicata efectuada, se presenta en el formato especial, “Registro de Excavaciones”, el formato presenta características del tipo de excavación utilizado, a cielo abierto (calicata), el número de muestra que corresponde para la misma calicata, una simbología que representa al material una breve descripción de lo observado en el campo y algunos resultados de laboratorio, si fuera necesario.

La Clasificación de Suelos se realizó bajo los criterios del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

PERFIL ESTRATIGRAFICO																													
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">PROYECTO</td> <td style="width: 5%;">:</td> <td style="width: 40%;">CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO</td> <td style="width: 15%;"></td> <td style="width: 25%;"></td> </tr> <tr> <td>SOLICITADO</td> <td>:</td> <td>FINVER CALLAO S.A.</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>CALICATA</td> <td>:</td> <td>C-1</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>MUESTRA</td> <td>:</td> <td>M-3</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>PROFUNDIDAD</td> <td>:</td> <td>3</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>					PROYECTO	:	CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO			SOLICITADO	:	FINVER CALLAO S.A.			CALICATA	:	C-1			MUESTRA	:	M-3			PROFUNDIDAD	:	3		
PROYECTO	:	CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO																											
SOLICITADO	:	FINVER CALLAO S.A.																											
CALICATA	:	C-1																											
MUESTRA	:	M-3																											
PROFUNDIDAD	:	3																											
Profundidad (m)	Estrato	Características Geotecnicas	Clasificación SUCS	Símbolo Estratigrafico																									
0.00-0.4	1	De 0.00 a -0.4 Material gravosa arcillosa bien compactada	GC																										
0.4-0.66	2	De -0.4 a - 0.66 Material compuesto de gravas mal graduadas con presencia de arcillas .	GP-GC																										
0.66-3	3	De -0.66 a - 2.00 Material compuesto de gravas mal graduadas que presenta 72.8% de grava, un 26.3% de arena y 0.9% de finos. Y no presenta limites de consistencia.	GP																										



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

PERFIL ESTRATIGRAFICO				
PROYECTO : CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO SOLICITADO : FINVER CALLAO S.A. CALICATA : C-2 MUESTRA : M-3 PROFUNDIDAD : 3				
Profundidad (m)	Estrato	Características Geotecnicas	Clasificación SUCS	Simbolo Estratigrafico
0.00-0.48	1	De 0.00 a -0.48 Material gravosa arcillosa bien compactada	GC	
0.48-0.78	2	De -0.48 a - 0.78 Material compuesto de gravas mal graduadas con presencia de arcillas .	GP-GC	
0.78-3	3	De -0.78 a - 2.00 Material compuesto de gravas mal graduadas que presenta 73.8% de grava, un 25.2% de arena y 1% de finos. Y no presenta limites de consistencia.	GP	



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

PERFIL ESTRATIGRAFICO				
PROYECTO : CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO SOLICITADO : FINVER CALLAO S.A. CALICATA : C-3 MUESTRA : M-3 PROFUNDIDAD : 3				
Profundidad (m)	Estrato	Características Geotecnicas	Clasificación SUCS	Símbolo Estratigrafico
0.00-0.35	1	De 0.00 a -0.35 Material gravosa arcillosa , con presencia de residuos organicos	RELLENO	
0.35-0.66	2	De -0.35 a - 0.66 Material compuesto de gravas mal graduadas con presencia de arcillas .	GC-GM	
0.66-3	3	De -0.66 a - 2.00 Material compuesto de gravas mal graduadas que presenta 72.8% de grava, un 26.3% de arena y 0.9% de finos. Y no presenta límites de consistencia.	GP	



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

4. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

4.1. Profundidad De La Cimentación

Basado en los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, registros estratigráficos, características de las estructuras a construir y esfuerzos que transmitirá al suelo de fundación la estructura proyectada, se recomienda cimentar a la profundidad mínima de **Df=1.00m** por debajo del terreno natural.

4.2. Tipo de Cimentación

Por la naturaleza del tipo de suelo se recomienda una cimentación superficial que el Ingeniero estructural y/o el Arquitecto debe adecuarlos según su diseño y proyecto, ya sea con cimientos corridos, zapata aisladas, zapatas conectadas o losa de cimentación según corresponda y a la profundidad mínima indicada. Para este caso se recomienda el uso zapatas aisladas y cimentación corrida, puesto que se cuenta con muros portantes y pórticos de concreto armado.

4.3. Determinación De La Capacidad de Carga Admisible

En el análisis y cálculo de capacidades de carga se ha tenido en consideración las características encontrados del suelo de fundación, se tomó como referencia los resultados de la calicata C-1, C-2, C-3 puesto que representa las condiciones más críticas para la estructura de cimentación.

La capacidad de carga última se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y Peck (1967) modificado por Vesic (1973) que incluye factores de corrección de forma. Además para el cumplimiento de la NTE E.050, los factores de seguridad frente a una falla por corte serán:

$F = 3$; aplicable para análisis estáticos.

$F = 2.5$; aplicable para análisis dinámicos.



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR
I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

a) Parámetros de resistencia

Calicata	: C1
Clasificación de Suelo de Fundación	: GP
Angulo de Fricción Interna	: 32.8°.
Cohesión	: 0.00 Kg/cm ² .
Densidad Natural	: 1.715 Ton/m ³ .

b) Parámetros de resistencia

Calicata	: C2
Clasificación de Suelo de Fundación	: GP
Angulo de Fricción Interna	: 32.2°.
Cohesión	: 0.00 Kg/cm ² .
Densidad Natural	: 1.744 Ton/m ³ .

c) Parámetros de resistencia

Calicata	: C3
Clasificación de Suelo de Fundación	: GP
Angulo de Fricción Interna	: 31.8°.
Cohesión	: 0.00 Kg/cm ² .
Densidad Natural	: 1.739 Ton/m ³ .



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

4.4. Determinación De La Capacidad Admisible De Carga

C-1 Análisis Estático De Cimentación Cuadrada

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\Phi = 32.8^\circ$ y $C = 0.00$ Kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhoff para cimentaciones cuadradas, considerando falla general en análisis estático se tienen las siguientes consideraciones:

*Calculo de Factores de
Capacidad de Carga*

Φ	Nc	Nq	Ny
32.00	44.04	28.52	26.87
32.80	47.28	31.49	30.93
33.00	48.09	32.23	31.94

Nota: Según Kumbhojkar
(1993)

Angulo de Friccion

Φ	: interna	=	32.8
C	: Cohesión (kg/cm ²)	=	0
X	: Densidad seca (gr/cm ³)	=	1.715
Df	: Prof. De cimentacion (m)	=	1.5
B	: Ancho de cimiento (m)	=	1.3
Nc	:	=	47.28
Nq	: Factores de Capacidad de	=	31.49
Ny	: carga	=	30.93
Fs	: Factor de Seguridad	=	3

$$Q_{adm} = (1/F_s)(1.3C + X \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot X \cdot B \cdot N_y)$$

$$Q_{adm} = 3.62 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

C-1 Análisis Dinámico De Cimentación Cuadrada

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\Phi = 32.8^\circ$ y $C = 0.00$ Kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhoff para cimentaciones cuadradas, considerando falla general en análisis dinámico se tienen las siguientes consideraciones:

*Calculo de Factores de
Capacidad de Carga*

Φ	Nc	Nq	Ny
32.00	44.04	28.52	26.87
32.80	47.28	31.49	30.93
33.00	48.09	32.23	31.94

Nota: Según Kumbhojkar
(1993)

Angulo de Fricción			
Φ	:	interna	= 32.8
C	:	Cohesión (kg/cm ²)	= 0
X	:	Densidad seca (gr/cm ³)	= 1.715
Prof. De cimentación			
Df	:	(m)	= 1.5
B	:	Ancho de cimiento (m)	= 1.3
Nc	:		= 47.28
Nq	:	Factores de Capacidad	= 31.49
Ny	:	de carga	= 30.93
Fs	:	Factor de Seguridad	= 2.5

$$Q_{adm} = (1/F_s)(1.3C * N_c + X * D_f * N_q + 0.4 * X * B * N_y)$$

$$Q_{adm} = 4.34 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

C-1 Análisis Estático De Cimentación Corrida

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\Phi = 32.8^\circ$ y $C = 0.00$ Kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhoff para cimentaciones corridas, considerando falla general en análisis estático se tienen las siguientes consideraciones:

*Calculo de Factores de
Capacidad de Carga*

Φ	Nc	Nq	Ny
32.00	44.04	28.52	26.87
32.80	47.28	31.49	30.93
33.00	48.09	32.23	31.94

*Nota: Según Kumbhojkar
(1993)*

Φ	:	Angulo de Fricción interna	=	32.8
C	:	Cohesión (kg/cm ²)	=	0
X	:	Densidad seca (gr/cm ³)	=	1.715
Df	:	Prof. De cimentación (m)	=	1
B	:	Ancho de cimiento (m)	=	0.5
Factores de Capacidad de				
Nc	:	carga	=	47.28
Nq	:		=	31.488
Ny	:		=	30.926
Fs	:	Factor de Seguridad	=	3

$$Q_{adm} = (1/F_s)(C*N_c + X*D_f*N_q + 0.5*X*B*N_y)$$

$$Q_{adm} = 2.24 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

C-1 Análisis Dinámico De Cimentación Corrida

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\Phi = 32.8^\circ$ y $C = 0.00$ Kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhoff para cimentaciones corridas, considerando falla general en análisis dinámico se tienen las siguientes consideraciones:

*Calculo de Factores de
Capacidad de Carga*

Φ	Nc	Nq	Ny
32.00	44.04	28.52	26.87
32.80	47.28	31.49	30.93
33.00	48.09	32.23	31.94

Nota: Según Kumbhojkar
(1993)

Φ	:	Angulo de Fricción interna	=	32.8
C	:	Cohesión (kg/cm ²)	=	0
X	:	Densidad seca (gr/cm ³)	=	1.715
Df	:	Prof. De cimentación (m)	=	1
B	:	Ancho de cimiento (m)	=	0.5
Factores de Capacidad de				
Nc	:	carga	=	47.28
Nq	:		=	31.488
Ny	:		=	30.926
Fs	:	Factor de Seguridad	=	2.5

$$Q_{adm} = (1/F_s)(C * N_c + X * D_f * N_q + 0.5 * X * B * N_y)$$

$$Q_{adm} = 2.69 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

C-2 Análisis Estático De Cimentación Cuadrada

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\Phi = 32.2^\circ$ y $C = 0.00$ Kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhoff para cimentaciones cuadradas, considerando falla general en análisis estático se tienen las siguientes consideraciones:

*Calculo de Factores de
Capacidad de Carga*

Φ	Nc	Nq	Ny
32.00	44.04	28.52	26.87
32.20	44.85	29.26	27.88
33.00	48.09	32.23	31.94

*Nota: Según Kumbhojkar
(1993)*

Angulo de Fricción			
Φ	:	interna	= 32.2
C	:	Cohesión (kg/cm ²)	= 0
X	:	Densidad seca (gr/cm ³)	= 1.721
Prof. De cimentación			
Df	:	(m)	= 1.5
B	:	Ancho de cimiento (m)	= 1
Nc	:		= 44.85
Nq	:	Factores de Capacidad	= 29.26
Ny	:	de carga	= 27.88
Fs	:	Factor de Seguridad	= 3

$$Q_{adm} = \frac{1}{F_s} (1.3C + X \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot X \cdot B \cdot N_y)$$

Qadm = 3.15 (kg/cm²)



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

C-2 Análisis Dinámico De Cimentación Cuadrada

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\Phi = 32.2^\circ$ y $C = 0.00$ Kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhoff para cimentaciones cuadradas, considerando falla general en análisis dinámico se tienen las siguientes consideraciones:

*Calculo de Factores de
Capacidad de Carga*

Φ	Nc	Nq	Ny
32.00	44.04	28.52	26.87
32.20	44.85	29.26	27.88
33.00	48.09	32.23	31.94

*Nota: Según Kumbhojkar
(1993)*

		Angulo de Fricción		
Φ	:	interna	=	32.2
C	:	Cohesión (kg/cm ²)	=	0
		Densidad seca		
X	:	(gr/cm ³)	=	1.721
		Prof. De cimentación		
Df	:	(m)	=	1.5
		Ancho de cimiento		
B	:	(m)	=	1
Nc	:		=	44.85
Nq	:	Factores de Capacidad	=	29.26
Ny	:	de carga	=	27.88
Fs	:	Factor de Seguridad	=	2.5

$$Q_{adm} = \frac{1}{F_s} (1.3C + X \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot X \cdot B \cdot N_y)$$

$$Q_{adm} = 3.78 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

C-2 Análisis Estático De Cimentación Corrida

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\Phi = 32.2^\circ$ y $C = 0.00$ Kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhoff para cimentaciones corridas, considerando falla general en análisis estático se tienen las siguientes consideraciones:

*Calculo de Factores de
Capacidad de Carga*

Φ	Nc	Nq	Ny
32.00	44.04	28.52	26.87
32.20	44.85	29.26	27.88
33.00	48.09	32.23	31.94

*Nota: Según Kumbhojkar
(1993)*

		Angulo de Fricción		
Φ	:	interna	=	32.2
C	:	Cohesión (kg/cm ²)	=	0
X	:	Densidad seca (gr/cm ³)	=	1,721
Df	:	Prof. De cimentación (m)	=	1
B	:	Ancho de cimiento (m)	=	0.5
		Factores de Capacidad de		
Nc	:	carga	=	44.85
Nq	:		=	29.26
Ny	:		=	27.88
Fs	:	Factor de Seguridad	=	3

$$Q_{adm} = (1/F_s)(C \cdot N_c + X \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot X \cdot B \cdot N_y)$$

$$Q_{adm} = \quad \quad \quad 2.07 \quad \quad \quad (\text{kg/cm}^2)$$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

C-2 Análisis Dinámico De Cimentación Corrida

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\Phi = 32.2^\circ$ y $C = 0.00$ Kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhof para cimentaciones corridas, considerando falla general en análisis dinámico se tienen las siguientes consideraciones:

*Calculo de Factores de
Capacidad de Carga*

Φ	Nc	Nq	Ny
32.00	44.04	28.52	26.87
32.20	44.85	29.26	27.88
33.00	48.09	32.23	31.94

*Nota: Según Kumbhojkar
(1993)*

Φ	:	Angulo de Fricción interna	=	32.2
C	:	Cohesión (kg/cm ²)	=	0
X	:	Densidad seca (gr/cm ³)	=	1.721
Df	:	Prof. De cimentación (m)	=	1
B	:	Ancho de cimiento (m)	=	0.5
Factores de Capacidad de				
Nc	:	carga	=	44.85
Nq	:		=	29.26
Ny	:		=	27.88
Fs	:	Factor de Seguridad	=	2.5

$$Q_{adm} = (1/F_s)(C*N_c + X*D_f*N_q + 0.5*X*B*N_y)$$

$$Q_{adm} = 2.49 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

C-3 Análisis Estático De Cimentación Cuadrada

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\Phi = 31.8^\circ$ y $C = 0.00$ Kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhoff para cimentaciones cuadradas, considerando falla general en análisis estático se tienen las siguientes consideraciones:

*Calculo de Factores de
Capacidad de Carga*

Φ	Nc	Nq	Ny
31.00	40.41	25.28	22.65
31.80	43.31	27.87	26.03
32.00	44.04	28.52	26.87

Nota: Según Kumbhojkar
(1993)

Angulo de Fricción			
Φ	:	interna	= 31.8
C	:	Cohesión (kg/cm ²)	= 0
X	:	Densidad seca (gr/cm ³)	= 1.722
Prof. De cimentación			
Df	:	(m)	= 1.5
B	:	Ancho de cimiento (m)	= 1
Nc	:		= 43.31
Nq	:	Factores de Capacidad	= 27.87
Ny	:	de carga	= 26.03
Fs	:	Factor de Seguridad	= 3

$$Q_{adm} = \frac{1}{F_s} (1.3C + X \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot X \cdot B \cdot N_y)$$

Qadm = 2.99 (kg/cm²)



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

C-3 Análisis Dinámico De Cimentación Cuadrada

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\Phi = 31.8^\circ$ y $C = 0.00$ Kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhoff para cimentaciones cuadradas, considerando falla general en análisis dinámico se tienen las siguientes consideraciones:

Calculo de Factores de Capacidad de Carga

Φ	N_c	N_q	N_y
31.00	40.41	25.28	22.65
31.80	43.31	27.87	26.03
32.00	44.04	28.52	26.87

Nota: Según Kumbhojkar (1993)

Angulo de Fricción			
Φ	:	interna	= 31.8
C	:	Cohesión (kg/cm ²)	= 0
X	:	Densidad seca (gr/cm ³)	= 1.722
Prof. De cimentación			
Df	:	(m)	= 1.5
B	:	Ancho de cimiento (m)	= 1
N_c	:		= 43.31
N_q	:	Factores de Capacidad	= 27.87
N_y	:	de carga	= 26.03
Fs	:	Factor de Seguridad	= 2.5

$$Q_{adm} = \frac{1}{F_s} (1.3C * N_c + X * D_f * N_q + 0.4 * X * B * N_y)$$

$Q_{adm} = 3.58 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

C-2 Análisis Estático De Cimentación Corrida

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\Phi = 31.8^\circ$ y $C = 0.00$ Kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhof para cimentaciones corridas, considerando falla general en análisis estático se tienen las siguientes consideraciones:

*Calculo de Factores de
Capacidad de Carga*

Φ	Nc	Nq	Ny
31.00	40.41	25.28	22.65
31.80	43.31	27.87	26.03
32.00	44.04	28.52	26.87

Nota: Según Kumbhojkar
(1993)

Angulo de Fricción			
Φ	:	interna	= 31.8
C	:	Cohesión (kg/cm ²)	= 0
X	:	Densidad seca (gr/cm ³)	= 1.722
Prof. De cimentación			
Df	:	(m)	= 1
B	:	Ancho de cimiento (m)	= 0.5
Factores de Capacidad			
Nc	:	de carga	= 43.31
Nq	:		= 27.87
Ny	:		= 26.03
Fs	:	Factor de Seguridad	= 3

$$Q_{adm} = (1/F_s)(C * N_c + X * D_f * N_q + 0.5 * X * B * N_y)$$

$$Q_{adm} = 1.97 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

C-3 Análisis Dinámico De Cimentación Corrida

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\Phi = 31.8^\circ$ y $C = 0.00$ Kg/cm²) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhof para cimentaciones corridas, considerando falla general en análisis dinámico se tienen las siguientes consideraciones:

Calculo de Factores de Capacidad de Carga

Φ	Nc	Nq	Ny
31.00	40.41	25.28	22.65
31.80	43.31	27.87	26.03
32.00	44.04	28.52	26.87

Nota: Según Kumbhojkar (1993)

	Angulo de Fricción		
Φ	: interna	=	31.8
C	: Cohesión (kg/cm ²)	=	0
X	: Densidad seca (gr/cm ³)	=	1.722
	Prof. De cimentacion		
Df	: (m)	=	1
B	: Ancho de cimiento (m)	=	0.5
	Factores de Capacidad		
Nc	: de carga	=	43.31
Nq	:	=	27.87
Ny	:	=	26.03
Fs	: Factor de Seguridad	=	2.5

$$Q_{adm} = (1/F_s)(C * N_c + X * D_f * N_q + 0.5 * X * B * N_y)$$

$$Q_{adm} = \quad \quad \quad 2.36 \quad \quad \quad (\text{kg/cm}^2)$$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

4.5. Cuadros De Resumen

RESUMEN C-1				
TIPO DE CIMENTACION	DIMENCIONES		ANALISIS ESTATICO	ANALISIS DINAMICO
	B	Df	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
CUADRADA	1	1.5	3.41	4.09
CORRIDA	0.5	1	2.24	2.69

Del cuadro podemos recomendar una capacidad de carga de 2.24 Kg/cm², para cimientos corridos así mismo el valor de 3.41 Kg/cm², para zapatas en condiciones estáticas y 4.09 kg/cm² en condiciones dinámicas, por ende brindamos libertad al ingeniero estructural seleccionar el tipo de cimentación en concordancia al proyecto.

RESUMEN C-2				
TIPO DE CIMENTACION	DIMENCIONES		ANALISIS ESTATICO	ANALISIS DINAMICO
	B	Df	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
CUADRADA	1	1.5	3.15	3.78
CORRIDA	0.5	1	2.07	2.49

Del cuadro podemos recomendar una capacidad de carga de 2.07 Kg/cm², para cimientos corridos así mismo el valor de 3.15 Kg/cm², para zapatas en condiciones estáticas y 3.78 kg/cm² en condiciones dinámicas, por ende brindamos libertad al ingeniero estructural seleccionar el tipo de cimentación en concordancia al proyecto.



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

RESUMEN C-3				
TIPO DE CIMENTACION	DIMENSIONES		ANALISIS	ANALISIS
	B	Df	ESTATICO (kg/cm ²)	DINAMICO (kg/cm ²)
CUADRADA	1	1.5	2.99	3.58
CORRIDA	0.5	1	1.97	2.36

Del cuadro podemos recomendar una capacidad de carga de 1.97 Kg/cm², para cimientos corridos así mismo el valor de 2.99 Kg/cm², para zapatas en condiciones estáticas y 3.58 kg/cm² en condiciones dinámicas, por ende brindamos libertad al ingeniero estructural seleccionar el tipo de cimentación en concordancia al proyecto.

4.6. Predicción De Asentamientos

a) Asentamiento elástico

Para el análisis de cimentaciones tenemos los llamados Asentamientos Totales y los Asentamientos Diferenciales, de los cuales los asentamientos diferenciales son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasa 2.50 cm (edificaciones), que es el asentamiento máximo para estructuras convencionales.

El asentamiento de la cimentación se calculará en base a la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman, 1964). Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme en ambos casos. El asentamiento elástico inicial será:



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

ASENTAMIENTOS (Si) C-1					
		ESTATICO		DINAMICO	
		Z.CUADRADA	Z.CORRIDA	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA
CAPACIDAD PORTANTE	Qadm	3.41	2.24	4.09	2.69
POISSON	u	0.3	0.3	0.3	0.3
MODULO DE ELASTICIDAD	Es	800	800	800	800
ASENTAMIENTO PERMISIBLE	Si	2.5	2.5	2.5	2.5
ANCHO DE CIMENTACION	B	1	0.5	1	0.5
FACTOR DE FORMA	If	1	2.83	1	2.83
ASENTAMIENTO		0.39	0.36	0.47	0.43
		ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE

ASENTAMIENTOS (Si) C-2					
		ESTATICO		DINAMICO	
		Z.CUADRADA	Z.CORRIDA	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA
CAPACIDAD PORTANTE	Qadm	3.15	2.07	3.78	2.49
POISSON	u	0.3	0.3	0.3	0.3
MODULO DE ELASTICIDAD	Es	800	800	800	800
ASENTAMIENTO PERMISIBLE	Si	2.5	2.5	2.5	2.5
ANCHO DE CIMENTACION	B	1	0.5	1	0.5
FACTOR DE FORMA	If	1	2.83	1	2.83
ASENTAMIENTO		0.36	0.33	0.43	0.40
		ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

ASENTAMIENTOS (Si) C-3					
		ESTATICO		DINAMICO	
		Z.CUADRADA	Z.CORRIDA	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA
CAPACIDAD PORTANTE	Qadm	2.99	1.97	3.58	2.36
POISSON	u	0.3	0.3	0.3	0.3
MODULO DE ELASTICIDAD	Es	800	800	800	800
ASENTAMIENTO PERMISIBLE	Si	2.5	2.5	2.5	2.5
ANCHO DE CIMENTACION	B	1	0.5	1	0.5
FACTOR DE FORMA	If	1	2.83	1	2.83
ASENTAMIENTO		0.34	0.32	0.41	0.38
		ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE	ACEPTABLE

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas (Dr. Ing. Jorge e. Alva Hurtado) publicadas con valores para el tipo de suelo existente donde irá desplantada la cimentación. Los cálculos de asentamiento se han realizado considerando cimentación rígida; se considera además que los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad admisible de carga.

b) Asentamiento tolerable

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

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



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

Donde:

Δ = Asentamiento Tolerable en cm

L = Distancia entre dos columnas extremas

α = Distorsión angular

Luego: L= 600 cm, entonces:

El asentamiento Tolerable es: $\Delta = 600/500 = 1.20$ cm

Por tanto se tiene que:

Asentamiento máximo

(0.47cm) < 1.20 cm OK

El asentamiento instantáneo a producirse es tolerable.



5. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DEL SUELO

5.1. Obtención Del Coeficiente De Balasto (K_s)

Conocido también como el coeficiente de reacción de la subrasante, se determina en función a la prueba de compresión simple, sobre el terreno considerando una carga que se aplica mediante una plancha cuadrada de 30x30cm o circular de 30cm de diámetro.

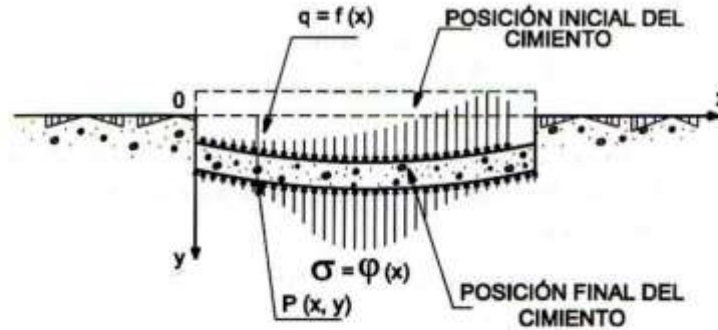
A grandes rasgos el modelo de interacción cimiento-terreno se ha de ajustar a la forma de distribuirse las presiones sobre el terreno. Si éstas se distribuyen de una manera lineal, como por ejemplo en cimentaciones rígidas, el cálculo debe llevarse a cabo mediante los métodos clásicos de cimentaciones con leyes de tensiones lineales. Debido al desconocimiento real de los valores del módulo de balasto, es necesario calcular con órdenes de magnitud. Para ello se hace un estudio de sensibilidad de la variable, es decir, analizamos los resultados del cálculo con dos valores de K_s distintos, para así ver cuánto influye esta variable. En caso de ser de gran influencia es recomendable hacer una comprobación inversa a partir del asiento, calculando el módulo K_s correspondiente al valor del asiento de la cimentación, estimados por los métodos clásicos de la geotecnia.

Para el cálculo del coeficiente de balasto, el cual se supone el terreno como un conjunto infinito de muelles situados bajo la cimentación, la constante de deformación de cada muelle es K_s (módulo de balasto), valor obtenido del cociente entre la presión de contacto o de trabajo (q) y el desplazamiento, en nuestro caso (S_i). Se realizó por el método clásico y también por la fórmula de Vesic, la cual se basa en las propiedades del terreno como son el módulo de elasticidad y el coeficiente de poisson.

Para el primer caso: $K_s = q / S_i$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”



COEFICIENTE DE BALASTO GENERAL C-1				
	ESTATICO		DINAMICO	
	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA
CAPACIDAD PORTANTE	3.41	2.24	4.09	2.69
ASENTAMIENTO RESULTANTE	0.39	0.36	0.47	0.43
COEFICIENTE DE BALASTO	8791.21	6216.32	8791.21	6216.32
COEFICIENTE DE BALASTO VESIC				
	ESTATICO		DINAMICO	
	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA
POISSON	0.3	0.3	0.3	0.3
ANCHO DE CIMENTACION	1	0.5	1	0.5
MODULO DE ELASTICIDAD	800	800	800	800
COEFICIENTE DE BALASTO	8791.21	17582.42	8791.21	17582.42

COEFICIENTE DE BALASTO GENERAL C - 2				
	ESTATICO		DINAMICO	
	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA
CAPACIDAD PORTANTE	3.15	2.07	3.78	2.49
ASENTAMIENTO RESULTANTE	0.36	0.33	0.43	0.40
COEFICIENTE DE BALASTO	8791.21	6216.32	8791.21	6216.32
COEFICIENTE DE BALASTO VESIC				
	ESTATICO		DINAMICO	
	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA
POISSON	0.3	0.3	0.3	0.3
ANCHO DE CIMENTACION	1	0.5	1	0.5
MODULO DE ELASTICIDAD	800	800	800	800
COEFICIENTE DE BALASTO	8791.21	17582.42	8791.21	17582.42



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

COEFICIENTE DE BALASTO GENERAL C- 3				
	ESTATICO		DINAMICO	
	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA
CAPACIDAD PORTANTE	2.99	1.97	3.58	2.36
ASENTAMIENTO RESULTANTE	0.34	0.32	0.41	0.38
COEFICIENTE DE BALASTO	8791.21	6216.32	8791.21	6216.32
COEFICIENTE DE BALASTO VESIC				
	ESTATICO		DINAMICO	
	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA	Z.CUADRADA	Z.CORRIDA
POISSON	0.3	0.3	0.3	0.3
ANCHO DE CIMENTACION	1	0.5	1	0.5
MODULO DE ELASTICIDAD	800	800	800	800
COEFICIENTE DE BALASTO	8791.21	17582.42	8791.21	17582.42

Se observa que todos los resultados coinciden.

De los cuales se toma como resultado más conservador el obtenido por la fórmula de Vesic.

5.2. Análisis De Agresión Del Suelo De Cimentación

El suelo bajo el cual se cimienta toda estructura puede tener un efecto agresivo a la cimentación. Este efecto está en función de la presencia de elementos químicos que actúan sobre el concreto y el acero de refuerzo, causándole efectos nocivos y hasta destructivos sobre las estructuras (sulfatos y cloruros principalmente).

Sin embargo, la acción química del suelo sobre el concreto sólo ocurre a través del agua subterránea que reacciona con el concreto; de ese modo el deterioro del concreto ocurre bajo el nivel freático, zona de ascensión capilar ó presencia de agua infiltrado por otra razón (rotura de tuberías, lluvias extraordinarias e inundaciones, etc.).

Los principales elementos químicos a evaluar son los **sulfatos** y **cloruros** por su acción química sobre el concreto y acero del cemento respectivamente y las sales solubles totales por su acción mecánica sobre el cemento, al ocasionarle asentamientos bruscos por lixiviación (lavado de sales del suelo con el agua).



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

De acuerdo a los resultados de laboratorio correspondientes a los ensayos de sales solubles totales y contenido de sulfatos. Muestra los siguientes resultados:

CUADRO N° 02 – ANÁLISIS QUÍMICOS

<i>Calicata</i>	<i>Muestra</i>	<i>Profundidad m</i>	<i>Sulfatos (SO4)</i>	<i>Cloruros ppm</i>	<i>Ph</i>
C-1	M-3	3.00	2863	524	6.78
C-2	M-3	3.00	2655	512	6.75
C-3	M-3	3.00	2933	532	6.83



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

REQUISITOS PARA CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS

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

Ilustración 1 NTP E.060 Concreto Armado se indican los grados de ataque químico por sulfatos en aguas y suelos subterráneos y la medida correctiva a usar en cada caso.

La mayor parte de los procesos de destrucción causados por la formación de sales son debidos a la acción agresiva de los sulfatos. La corrosión de los sulfatos se diferencia de la causada por las aguas blandas, en que no tiene lugar una lixiviación, sino que la pasta endurecida de cemento, a consecuencia de un aumento de volumen, se desmorona y expansiona, formándose grietas y el ablandamiento del concreto.

NTP E.060 Concreto Armado se indican los grados de ataque químico por sulfatos en aguas y suelos subterráneos y la medida correctiva a usar en cada caso.



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

6. CONCLUSIONES

El presente estudio fue elaborado con la finalidad de evaluar el comportamiento mecánico de los Suelos de Cimentación para el proyecto en mención, el cual es exclusivamente para este fin.

Para el diseño de la cimentación del proyecto se deberá utilizar los siguientes parámetros:

6.1. Nivel de Napa Freática:

No se encontró presencia de agua o de Napa Freática en las excavaciones.

6.2. Nivel de Cimentación

a) Cimiento corrido

Sobre el suelo natural constituido por **GP**, la profundidad mínima de cimentación será de 1.00 m.

b) Zapatas aisladas

Sobre el suelo natural constituido por **GP**, la profundidad mínima de cimentación será de 1.50 m en zapatas a partir del nivel del terreno natural.

6.3. Tipo de cimentación:

Se recomienda considerar el uso de cimentaciones superficiales convencionales tal como cimientos corridos y zapatas aisladas, dejando en consideración de la aplicación al ingeniero estructural.

6.4. Capacidad de Carga:

Cimientos corridos (estático): $q_{adm} = 1.97 \text{ kg/cm}^2$

Cimientos corridos (Dinámico): $q_{adm} = 2.36 \text{ kg/cm}^2$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

Zapatas (estático): $q_{adm} = 2.99 \text{ kg/cm}^2$

Zapatas (Dinámico): $q_{adm} = 3.58 \text{ kg/cm}^2$



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

7. RECOMENDACIONES

Para la reacción del suelo y el análisis de cimentaciones por el método se tomara en consideración el valor del módulo de balasto $k_s = 8791.2 \text{ tn/m}^3$.

En caso de no encontrar el estrato firme se podrá utilizar una falsa zapata de concreto ciclópeo hasta llegar a dicho estrato, donde se transmitirá las cargas. En ningún caso se apoyarán en terreno orgánico o relleno.

De acuerdo al área sísmica donde se ubica la zona en estudio, existe la posibilidad de que ocurran los sismos de intensidades del orden VII en la escala de Mercalli Modificada. Asimismo, la localidad se encuentra ubicada en la zona 4 de alta sismicidad.

Para la aplicación de las Normas de Diseño Sismo resistente del RNE, debe considerarse que el depósito de suelo donde estará ubicado el proyecto corresponde a un perfil tipo S2 suelos intermedio con periodo predominante $T_p = 0.60s$.

Se concluye por lo tanto que el estrato de suelo que forma parte del contorno donde irá desplantada la cimentación contiene concentraciones nocivas de sulfatos con potencial severo de 2863 ppm (2000ppm-20000ppm), por lo cual se sugiere que se trabaje con el “Cemento Portland tipo V” o “Cemento Portland tipo HS” para las cimentaciones y “Cemento Portland tipo I” para las estructuras de concreto armado que no contactan con el suelo o la reducción de la relación agua cemento de 0.50 para los elementos en contacto con el suelo. (Según el R.N.E.)

En caso que resulten grandes desplazamientos laterales como resultado del análisis estático - dinámico, se recomienda el uso de zapatas rígidas interconectadas con vigas de arriostre, con la finalidad de impedir los desplazamientos horizontales ocasionados por fuerzas sísmicas y empujes laterales en la estructuras.

NOTA:

Las conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente informe técnico son solo aplicables para el área estudiada. De ninguna manera se puede aplicar a otros sectores u otros fines.



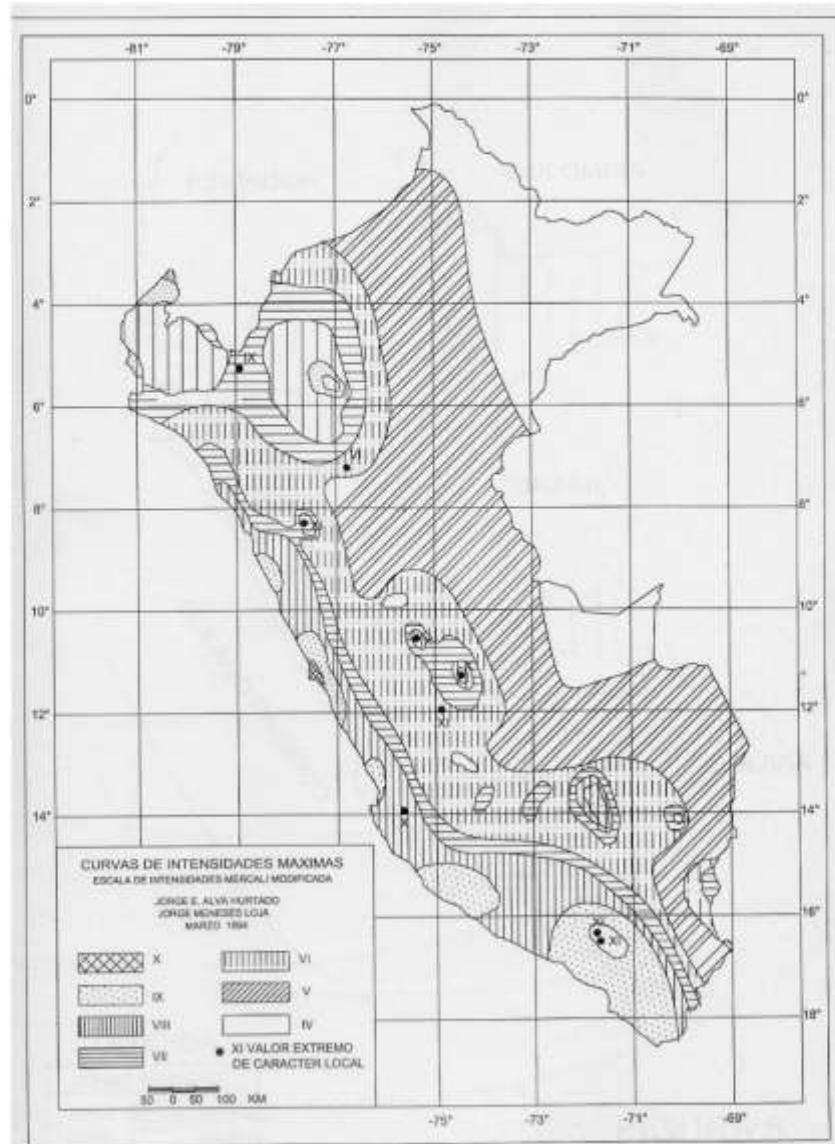
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Norma E-050, Suelos y Cimentaciones.
- Norma E-030, Diseño Sismo resistente
- Braja M. Das/ Principios de Ingeniería de Cimentaciones. 4 Edición 1999
- Jesus Ayuso M. Cimentaciones y estructuras de contención 2010
- Rico – Castillo / La Ingeniería de Suelos, Vol 1 y 2, 1 edición 1998
- Peck/Hanson/ Thornburn: Ingeniería de Cimentaciones
- Roy Whitlow / Fundamentos de Mecánica de Suelos. 1 edición 2000
- Manuel Delgado Vargas / Ingeniería de Cimentaciones/ 2da edición 1999
- Peter L. Berry / Mecánica de Suelos/ 1998
- Juarez Badillo - Rico Rodriguez : Mecánica de Suelos, Tomos I,II.
- Ing. Carlos Crespo : Mecánica de suelos y Cimentaciones
- T. William Lambe / Robert V. Whitman. Primera Edición 1972.
- Roberto Michelena / Mecánica de Suelos Aplicada. Primera Edición 1991
- Alva Hurtado J.E., Meneses J. y Guzmán V. (1984), "Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
- Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones - ACI American Concrete Institute. Segunda Edición 1998.
- Geotecnia para Ingenieros, Principios Básicos. Alberto J. Martinez Vargas / CONCYTEC 1990.



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”

9. ANEXOS





ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
“CREACION DE LA CASA DEL ADULTO MAYOR EN EL AA.HH. BOCANEGRA SECTOR I, PROVINCIA DE CALLAO -CALLAO”



**7.5. ANEXO N°5: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN DEL PROYECTO: CREACIÓN DE LOS SERVICIOS
RECREATIVOS EN VENTANILLA - PERFIL S3**

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

INFORME TECNICO

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES
DE CIMENTACIÓN, PROYECTO:**

**Elaboración del Estudio de Pre inversión a nivel de
Factibilidad y el Servicio de Consultoría de Obra para la
Elaboración del expediente Técnico del Proyecto de
Inversión pública: "Creación de los Servicios Recreativos
en las Mzs. A Lote 1, C Lote 1 y D Lote 1 en la U.P.I.S.-
P.E.C.P.-Zona Oeste- Distrito de Ventanilla-Callao"**



PROFESIONAL RESPONSABLE:

ING. PEDRO E. ALARCON FARFAN
CIP. N° 41251

LIMA, FEBRERO DE 2,018


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

Elaboración del Estudio de Pre inversión a nivel de Factibilidad y el Servicio de Consultoría de Obra para la Elaboración del expediente Técnico del Proyecto de Inversión pública: "Creación de los Servicios Recreativos en las Mzs. A Lote 1, C Lote 1 y D Lote 1 en la U.P.I.S.-P.E.C.P.-Zona Oeste- Distrito de Ventanilla-Callao"

- 1.- Los suelos predominantes encontrados en la zona de estudio son arenas mal graduadas del tipo SP.
- 2.- La Capacidad Portante del suelo es de 0.90 kg/cm².
- 3.- Tipo de Cimentación:
Cimentación armada conectada en ambos sentidos.
- 4.- Profundidad de desplante: 1.50 m. respecto del N.N.T. Se debe considerar el Encofrado de cimientos.
- 5.- Tipo de cemento: Se recomienda utilizar Cemento Tipo V.
- 6.- En ningún caso se cimentará sobre el material de relleno existente en la zona perimetral del terreno, este debe ser retirado.
- 7.- Factor de Seguridad: F.S. = 3.00
- 8.- Tipo de suelo. = S3.
- 9.- Para la construcción de obras exteriores e interiores, como pisos, losas deportivas y zonas de estacionamiento, se recomienda eliminar 0.40 m. de capa superficial de terreno, escarificar, eliminar impurezas y compactar la subrasante en un espesor de 0.20 m. al 95% de la M.D.S. del proctor modificado, y colocar dos capas de base de 0.20 m. de espesor, con material granular seleccionado tipo A-1-a(0) y compactado al 100% de la M. D. S. del Proctor modificado, sobre el cual se colocará la losa de concreto.

Lima, febrero de 2,018.


RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 235910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

CONTENIDO

- 1.0 Generalidades.
 - 1.1 Objetivo del Estudio.
 - 1.2 Normatividad.
 - 1.3 Ubicación y acceso del área en estudio.
 - 1.4 Condición Climática y Altitud de la zona.
- 2.0 Geología y sismicidad del área en estudio.
 - 2.1 Geología.
 - 2.2 Geomorfología.
 - 2.3 Unidades Estratigráficas.
 - 2.4 Geodinámica externa.
 - 2.5 Zonificación Sísmica y Parámetros.
- 3.0 Investigación de campo.
- 4.0 Ensayos de laboratorio.
- 5.0 Perfiles estratigráficos.
- 6.0 Análisis de la cimentación.
 - 6.1 Profundidad de la Cimentación.
 - 6.2 Tipo de Cimentación.
 - 6.3 Cálculo de la Capacidad Portante.
 - 6.4 Análisis de asentamientos.
 - 6.5 Obras Exteriores.
- 7.0 Agresión del suelo a la cimentación.
- 8.0 Conclusiones y recomendaciones.

ANEXOS.

- PERFILES ESTRATIGRAFICOS.
- RESULTADOS DE ANALISIS DE LABORATORIO.
- PANEL FOTOGRAFICO.


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

1.0 GENERALIDADES.

1.1 OBJETIVO.-

El objetivo del presente Informe Técnico, es investigar el subsuelo de un terreno que está destinado para el proyecto **Expediente Técnico del Proyecto de Inversión pública: "Creación de los Servicios Recreativos en las Mzs. A Lote 1, C Lote 1 y D Lote 1 en la U.P.I.S.-P.E.C.P.-Zona Oeste- Distrito de Ventanilla**, mediante la excavación de calicatas y la ejecución de ensayos de laboratorio, para determinar las condiciones de fundación más óptimas para el Proyecto mencionado.

1.2 NORMATIVIDAD.-

El presente Informe Técnico, se realiza basado estrictamente en la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente, por lo cual se utiliza procedimientos, ensayos y simbología indicada en la citada Norma.

1.3 UBICACIÓN Y ACCESO AL ÁREA EN ESTUDIO.

El proyecto políticamente se ubica en:

- Región: Callao.
- Provincia: Constitucional del callao.
- Distrito: Ventanilla.

Las coordenadas geográficas de su ubicación aproximada son:

- Latitud: 11°50'23.42"S
- Longitud: 77° 8'58.02"O

Geográficamente se encuentra en la región Costa.

A la zona de proyecto se accede desde el centro de Lima por dos vías principales primero por la vía Panamericana Norte hasta el empalme con la avenida Néstor Gambeta, por donde se hace un giro hacia la derecha para luego tomar ésta vía, o por la misma avenida Néstor Gambeta, en ambos casos se accede hasta encontrar la avenida 200 por donde se llega hasta un cruce que ingresa directamente al parque Pachacútec. El tiempo de llegada en condiciones normales es de aproximadamente una hora y media.



RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

La imagen N°1 muestra la ubicación de la zona de proyecto.

Imagen N°1. Vista de la zona de estudio.



Fuente: Google Earth.

1.4 CONDICIÓN CLIMÁTICA Y ALTITUD DE LA ZONA.


La zona en estudio presenta un clima, con alta humedad atmosférica, la temperatura mínima llega a 14 °C, y la máxima llega a 31 °C. Las precipitaciones pluviales son escasas a lo largo del año, en forma de garúas.

La zona en estudio se encuentra a una altitud entre 146.00 y 177.00 m.s.n.m.

2.0 GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

2.1 Geología

La sucesión de estratos está representada por unidades litológicas que pertenecen al jurásico y llegan hasta el reciente, pero la más conspicua de todas es la unidad volcánico Ancón que se ha constatado que puede pertenecer al berriasiano superior, siendo equivalente lateral de las formaciones Puente Inga y Ventanilla. La base del volcánico Ancón está formada por una secuencia de


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

brechas piroclásticas, intercaladas con derrames andesíticos, aglomerados y esporádicas intercalaciones sedimentarias y la parte superior de derrames andesíticos porfíricos.

Esta unidad se hace más potente hacia el norte. Los afloramientos al norte de Ventanilla aumentan progresivamente hasta grandes potencias en las playas de Santa Rosa y Ancón.

Las rocas más abundantes son las brechas andesíticas piroclásticas, tienen un color gris verdoso a claro, están formadas por fragmentos de andesitas que llegan hasta 8.00 cm, con una matriz microporfírica. Tienen plagioclasas y minerales ferro-magnesianos. Intemperizan en bloques modulares, dando un suelo gris amarillento que cubren las lomas onduladas. Se presentan en bancos gruesos donde la estratificación no es muy visible. La principal característica de estas brechas es que sus partículas están rellenas de calcita (CO_3Ca) y chert.

Las coladas volcánicas andesíticas son de color gris verdoso y textura porfírica con una matriz afanítica. Las plagioclasas y la hornblenda llegan hasta 5 mm, en una pasta afanítica de ferro-magnesianos y feldespatos que al alterarse dan coloraciones verdosas.

Estos volcánicos son fáciles de reconocer en el campo por su color y estructura masiva. Generalmente las rocas se presentan redondeadas y sin estratificación.

Debido a los piroclastos, la forma de lente de este cuerpo y su afloramiento, es muy probable que los volcánicos de esta formación formen parte de un volcán ya extinguido cuyo centro ha estado cerca al balneario de Santa Rosa.

Los depósitos cuaternarios en la zona en estudio, están conformados principalmente por arenas eólicas, de grano fino color gris - crema claro, angulosas, móviles, su procedencia es el mar cercano. Aparecen tapizando la superficie con profundidad, en la mayoría de los reservorios es somera, porque predomina el afloramiento rocoso.

Generalmente aparece mezclada con limos arrastrados con el viento, también con algo de caolín, que aparece en forma pulverulenta y de un color rosáceo claro, este caolín tiene por lo general poco transporte.


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

2.2 Geomorfología.

Los rasgos geomorfológicos en los alrededores del área de estudio son resultado del proceso tectónico, sobreimpuesto por los procesos de geodinámica que han modelado el rasgo morfo-estructural. A nivel local las unidades geomorfológicas que se identifican en el área del estudio son las siguientes:


- Borde Litoral
- Planicie Costanera y Conos Deyectivos
- Lomas y cerros testigos
- Valles y quebradas

Unidad Geomorfológica de Borde Litoral

Es el terreno cercano al mar, paralelo a la línea de costa. Está bañado por las olas marinas. En el presente caso tiene una orientación de N-E a S-E, en forma de una franja cuya anchura puede llegar a dos kilómetros tierra adentro. Esta unidad incluye las bahías, ensenadas y puntas. Se han formado playas por acumulación de arenas a través de corrientes litorales, por ejemplo la playa de Ventanilla. Desde esta playa la arena ha sido elevada al continente por la acción del viento formando una unidad continua con la planicie costanera.

Unidad Geomorfológica de Lomas y Cerros Testigos

En esta unidad geomorfológica están consideradas las colinas que bordean las estribaciones de la Cordillera Occidental las cuales quedan como cerros testigos. La topografía de las lomas está subordinada a la petrografía de las unidades geológicas y al manto eólico de arenas que cubre las lomas y colinas cercanas al mar como es el caso presente de Ventanilla. Las rocas volcánicas, por ejemplo los piroclásticos como en derrames, los conos son de pendiente empinadas y a veces de pendientes suaves como es el caso de la zona estudiada en Ventanilla.



RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

2.3. Unidades Estratigráficas

El área del distrito de Ventanilla está conformada por unidades estratigráficas cuyas edades oscilan desde el Mesozoico hasta el Cenozoico. Así tenemos dentro de la era Mesozoica al grupo Puente Piedra, el cual está conformado por el Volcánico Ancón y las formaciones Puente Inga, Ventanilla y Cerro Blanco. En la era Cenozoica, tenemos los depósitos cuaternarios recientes y del pleistoceno, el

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

origen de estos depósitos es marino, eólico, aluvial y coluvial. El perfil
estratigráfico está conformado por las siguientes unidades:

- a. Volcánico Ancón (Ki – va)
- b. Formación Puente Inga (Ki-pi)
- c. Formación Ventanilla (Ki-v)
- d. Formación Cerro Blanco (Ki-cb)
- e. Depósito Eólico (Qr-eó)
- f. Depósito Marino (Qp-m)
- g. Depósito Aluvial (Qr-al)
- h. Depósito Coluvial (Qr-co)


RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

2.4. Geodinámica externa

Durante los trabajos de campo efectuados no se han detectado fenómenos de
geodinámica externa reciente, como levantamientos y/o hundimientos, ni
desplazamientos de la formación sedimentaria existente en la zona.



PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

COORDINADORA			LITEROGRÁFICA			
SISTEMA	SUBSISTEMA	SERIE	UNIDADES ESTADÍSTICAS		REGISTROS NUMÉRICOS	
10	CONCRETO	SERIE	Unidad 1	Unidad 2	1000	1000
			Unidad 3	Unidad 4		
			Unidad 5	Unidad 6		
			Unidad 7	Unidad 8		
			Unidad 9	Unidad 10		
			Unidad 11	Unidad 12		
			Unidad 13	Unidad 14		
			Unidad 15	Unidad 16		
			Unidad 17	Unidad 18		
			Unidad 19	Unidad 20		
20	CONCRETO	SERIE	Unidad 21	Unidad 22	1000	1000
			Unidad 23	Unidad 24		
			Unidad 25	Unidad 26		
			Unidad 27	Unidad 28		
			Unidad 29	Unidad 30		
			Unidad 31	Unidad 32		
			Unidad 33	Unidad 34		
			Unidad 35	Unidad 36		
			Unidad 37	Unidad 38		
			Unidad 39	Unidad 40		
30	CONCRETO	SERIE	Unidad 41	Unidad 42	1000	1000
			Unidad 43	Unidad 44		
			Unidad 45	Unidad 46		
			Unidad 47	Unidad 48		
			Unidad 49	Unidad 50		
			Unidad 51	Unidad 52		
			Unidad 53	Unidad 54		
			Unidad 55	Unidad 56		
			Unidad 57	Unidad 58		
			Unidad 59	Unidad 60		
40	CONCRETO	SERIE	Unidad 61	Unidad 62	1000	1000
			Unidad 63	Unidad 64		
			Unidad 65	Unidad 66		
			Unidad 67	Unidad 68		
			Unidad 69	Unidad 70		
			Unidad 71	Unidad 72		
			Unidad 73	Unidad 74		
			Unidad 75	Unidad 76		
			Unidad 77	Unidad 78		
			Unidad 79	Unidad 80		

Geología y Leyenda de la zona según cuadrángulo 24-i.
(INGEMMET)

2.5 Zonificación Sísmica y Parámetros.

La actividad sísmica de la zona es manifestación del tectonismo que se desarrolla a lo largo del margen pacífico y oriental en la Cordillera de los Andes. Según Gutenberg-Richter los focos superficiales (0-65 Km.) bordean la región costera y el flanco occidental de la Cordillera de los Andes, entremezclándose con algunos de profundidad intermedia (65-300Km.). Desde el punto de vista sísmico, el territorio Peruano, pertenece al Círculo Círcumpacífico, que comprende las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo y por lo tanto se encuentra sometido con frecuencia a movimientos telúricos. Pero, dentro del territorio nacional, existen varias zonas que se diferencian por su mayor ó menor frecuencia de estos movimientos, así tenemos que las Normas Sismo - resistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones, divide al país en cuatro zonas sísmicas, de acuerdo al siguiente mapa:

Richard Antonio
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



En el presente caso, el terreno en estudio, se encuentra en la Zona 4, por lo que el factor Z será igual a 0.45.

Parámetros de Diseño Sismo Resistente

La Zona en estudio, se encuentra ubicado en la zona 4, en el mapa de zonificación sísmica del Perú.

Las fuerzas sísmicas o cortantes se determinarán de acuerdo a la siguiente expresión del R.N.E.:

$$H = \frac{Z \times U \times S \times C \times P}{R}$$

Donde:

Richard Antonio
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

Z = Factor de zona. (Z=0.45)

U = Factor de uso de importancia, definido por el proyectista.

S = Factor de suelo.

Se concluyen en los siguientes Parámetros de Diseño Sismo Resistente:

Parámetros de Diseño Sismo Resistente	
Zona	4
Factor de Zona (Z)	0.35
Perfil del suelo tipo (T)	S3
Periodo fundamental norma E 030 TP(S)	0.9

3.0 INVESTIGACIÓN DE CAMPO.

En el presente Estudio, se han realizado 20 calicatas a cielo abierto.

Se obtuvieron las muestras suficientes y necesarias para la realización de Ensayos de laboratorio.

4.0 ENSAYOS DE LABORATORIO.

Con las muestras extraídas en el trabajo de campo se obtuvieron en laboratorio los parámetros que nos permitan deducir las condiciones de cimentación, y para esto se realizaron los siguientes ensayos:

- Análisis granulométrico por tamizado. ASTM D-422
- Contenido de humedad.
- Limite Líquido y Plástico. ASTM D-4318-93
- Análisis químico de agresividad del suelo.
- Ensayo CBR. ASTM D-1883
- Ensayo de Corte Directo ASTM D-3080


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

5.0 PERFILES ESTRATIGRAFICOS.

El perfil del suelo encontrado en las investigaciones de campo realizadas, nos muestra que en la zona de estudio, se presentan suelos predominantemente arenosos, cuya clasificación mayoritaria, fue SP., cuyas características particulares de cada una, se detallan en los perfiles estratigráficos adjuntos al presente informe.

No se encontró Nivel freático en ninguna de las calicatas ejecutadas, hasta la profundidad investigada, que fue de 3.00 m.

6.0 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

6.1 Profundidad de Cimentación

Tomando en cuenta la estratigrafía encontrada, las características del suelo y del proyecto. Se ha realizado el análisis considerando una profundidad de cimentación mínima de 1.50m., respecto del nivel natural de terreno.


6.2 Tipo de Cimentación

De acuerdo a las condiciones de suelo encontradas, se recomienda utilizar una cimentación armada y conectada en ambos sentidos.

6.3 Cálculo de la Capacidad Portante

A la profundidad antes mencionada, los cimientos se apoyarán sobre el suelo arenoso natural. Cuyas características de resistencia se han obtenido mediante el ensayo de Corte Directo determinándose los siguientes resultados:

Suelo de fundación	Suelo arenoso.
Angulo de fricción interna	$\phi = 28^\circ$
Cohesión	$C = 0.00 \text{Kg/cm}^2$.
Densidad	$\gamma = 1.60 \text{T/m}^3$.


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

Considerando una saturación parcial del suelo se ha asumido para efectos de cálculo $\gamma=1.10 \text{ T/m}^3$. Luego aplicando la relación propuesta por Karl Terzaghi la Capacidad Portante Admisible (criterio de falla local) será de:

$$\begin{aligned} \phi &= 28.0^\circ & D_f &= 1.50 \text{ m.} \\ \gamma &= 1.40 & C &= 0.00 \\ N'_q &= 9.81 & N'_\gamma &= 11.15 \\ B &= 1.00 \text{ m.} & N'_c &= 17.20 \end{aligned}$$

Utilizaremos la siguiente fórmula:

$$q_c = CN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

Donde: C = Cohesión ϕ = Angulo de fricción Interna
 γ = Densidad Df = Profundidad despiante
B = Ancho cimentación N'q, N'γ, N'c = Factores de Cap. de Carga

Reemplazando valores tenemos:

$$q_c = 2.84 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando el Factor de Seguridad y redondeando el valor tenemos:

$$q_a = 0.90 \text{ Kg/cm}^2$$

6.4 DETERMINACION DE ASENTAMIENTOS.

Los asentamientos se determinan en base a la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman), con la siguiente relación:

$$S = \frac{\Delta q_s B (1-\mu_2) l_w}{E_s}$$

donde:


RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

S = asentamiento (cm.)

Δq_s = esfuerzo transmisible (Tn/m^2)

B = ancho de cimentación (m)

E_s = módulo de elasticidad (Tn/m^2)

μ = relación de Poisson

l_{ω} = factor de forma cm/m.

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación, se asumen de tablas publicadas por el ACI, Capitulo Peruano, en diversos textos publicados, en el presente caso de “Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones” Cap. I, pags. 18 al 42, con valores, para el tipo de suelo existente, de donde tenemos:

Δq_s = 9.00 (Tn/m^2)

B = 1.00 (m)

E_s = 2,000.00 Tn/m^2

μ = 0.25

l_{ω} = 112 cm/m


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

Reemplazando valores obtenemos

$$S = 0.47 \text{ cm.}$$

6.5 OBRAS EXTERIORES.

Para la construcción de obras exteriores e interiores, como pisos, losas deportivas y zonas de estacionamiento, se recomienda eliminar 0.40 m. de capa superficial de terreno, escarificar, eliminar impurezas y compactar la subrasante en un espesor de 0.20 m. al 95% de la M.D.S. del proctor modificado, y colocar dos capas de base de 0.20 m. de espesor, con material granular seleccionado tipo A-1-a(0) y compactado al 100% de la M. D. S. del Proctor modificado, sobre el cual se colocará la losa de concreto.

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

7.0 AGRESIÓN DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN.

Se han realizado los Análisis Químicos para determinar el contenido de Sulfatos y Cloruros, en el Laboratorio de Agua y Suelos de la facultad de Ingeniería Agrícola de la Universidad Nacional Agraria “La Molina”, obteniéndose los siguientes resultados:

		C-II	C-XIX
Cloruros (Cl)	=	986.21 ppm.	1,212.22 ppm
Sulfatos (SO ₄)	=	462.31 ppm.	1,418.75 ppm

ELEMENTOS QUÍMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACIÓN

Presencia en el suelo de	p.p.m.	Grado de alteración	Observaciones
* SULFATOS (SO ₄)	0 – 1,000 1000 – 2,000 2000 – 20,000 > 20,000	Leve Moderado Severo Muy severo	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación
** CLORUROS (CL)	> 6,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión a las armaduras o elementos metálicos.
** SALES SOLUBLES TOTALES (SST)	> 15,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación.

El nivel de sulfatos encontrado es moderado, adicionalmente por las evidencias encontradas en la zona, así como por la cercanía al mar se recomienda utilizar Cemento Tipo V, en la preparación del concreto de los cimientos y otros elementos de concreto que estén en contacto con el suelo.


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910


PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

8.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- 1.- Los suelos predominantes encontrados en la zona de estudio son arenas mal graduadas del tipo SP.
- 2.- La Capacidad Portante del suelo es de 0.90 kg/cm².
- 3.- Tipo de Cimentación:
Cimentación armada conectada en ambos sentidos.
- 4.- Profundidad de desplante: 1.50 m. respecto del N.N.T. Se debe considerar el Encofrado de cimientos.
- 5.- Tipo de cemento: Se recomienda utilizar Cemento Tipo V.
- 6.- En ningún caso se cimentará sobre el material de relleno existente en la zona perimetral del terreno, este debe ser retirado.
- 7.- Factor de Seguridad: F.S. = 3.00
- 8.- Tipo de suelo. = S3.
- 9.- Para la construcción de obras exteriores e interiores, como pisos, losas deportivas y zonas de estacionamiento, se recomienda eliminar 0.40 m. de capa superficial de terreno, escarificar, eliminar impurezas y compactar la subrasante en un espesor de 0.20 m. al 95% de la M.D.S. del proctor modificado, y colocar dos capas de base de 0.20 m. de espesor, con material granular seleccionado tipo A-1-a(0) y compactado al 100% de la M. D. S. del Proctor modificado, sobre el cual se colocará la losa de concreto.

Lima, febrero de 2018.


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Ingeniería de Cimentaciones.
Quinta edición. Braja M. Das
- 2.- Soil Mechanics in Engineering Practice. Third Edition
Karl Terzaghi, Ralph B. Peck y Gholamreza Mesri
John Wiley & Sons, Inc. United States of America, 1996
- 3.- Reglamento Nacional de Edificaciones
Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones.
Lima, Junio de 2006
- 4.- NAVFAC DM 7.2 @Foundation and Earth Structures –
Design Manual 7.2 Department of the Navy Naval Facilities
Engineering Command Alexandria, Va, Mayo 1982
- 5.- Reglamento Nacional de Edificaciones
Norma Técnica de Edificación E030: Diseño Sismorresistente @
Publicada en El Peruano Lima, Junio de 2006
- 6.- Reglamento Nacional de Edificaciones
Norma Técnica de Edificación E060: Concreto Armado @
Decreto Supremo 010-2009-Vivienda
 - 7.- Martínez Vargas, Alberto José.- Prof. Emérito U.N.I. Consultor y
Asesor en Geotecnia: El Conglomerado de Lima Metropolitana en Cimentaciones.
 - 8.- Villacorta, S., De Torres, T., Llorente, M., Ayala, L., Pérez-Puig, C.,
Machare, J., Benavente, C.; Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico, Peru.
Datos Preliminares de la Evolución Geomorfológica del Abanico Aluvial de Lima y
sus implicaciones en el Análisis de los Riesgos Asociados al Cambio Climático.
 - 9.- Aleman, A., Benavides, V., León, W. 2006. Estratigrafía,
Sedimentología y evolución tectónica del área de Lima. Guía de campo N°11
(Segunda Edición), p: 10 – 14, 46 – 56, 90 – 91.
 - 10.- Pacheco Zapata, Arturo Alejandro, 2006.- Estabilización del Talud de
la Costa Verde en la zona del Distrito de San Isidro. Tesis para optar el grado de
Ing. Civil - Área de Geotécnia.
 - 11.- Guzmán, Antonio; Zavala, Bilberto; Valenzuela, Germán- 1997.-
Boletín N° 18 Serie C – INGEMMET-Estudio de la Seguridad Física de los
Acanilados de la Costa Verde.
 - 12.- Sandra Villacorta, Lucile Tatard, Segundo Núñez & Walter Pari,
2015: Boletín N° 59 Serie C – INGEMMET- Peligros Geológicos en el Área de
Lima Metropolitana y el Callao.


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

PERFILES ESTRATIGRAFICOS.


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

REGISTRO DE CALICATA DE ESTUDIO

Por encargo de : Consorcio Estudios Ventanilla Operador : P.A.F.
Proyecto : Parque Pachacutec. Excavación : C - I
Metodo de excav. : A cielo abierto Nivel freático : N.P.
Dimensiones : 1.40 x 1.00 x 3.00 m. Fecha : enero. 2,018

SIMBOLO DE CLASIFICACION Letra	PROFUNDIDAD Metros	DESCRIPCION
SP	0.00	Arena mal graduada en estado suelto, con bajo contenido de humedad, color gris.
SP	0.80	Arena mal graduada no plástica, color gris, en estado semi-suelto, con bajo contenido de humedad, cuya clasificación según análisis granulométrico fue SP.
	3.00	

Richard Antonio James Durand
RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

REGISTRO DE CALICATA DE ESTUDIO

Por encargo de : Consorcio Estudios Ventanilla Operador : P.A.F.
Proyecto : Parque Pachacutec. Excavación : C - II
Metodo de excav. : A cielo abierto Nivel freático : N.P.
Dimensiones : 1.40 x 1.00 x 3.00 m. Fecha : enero. 2,018

SIMBOLO DE CLASIFICACION Letra	PROFUNDIDAD Metros	DESCRIPCION
SP	0.00	<p>Arena mal graduada en estado suelto, material de relleno con presencia de desmonte de construcción y desechos, con bajo contenido de humedad, color gris.</p>
SP	2.00	<p>Arena mal graduada no plástica, color gris, en estado semi-suelto, con bajo contenido de humedad, cuya clasificación según análisis granulométrico fue SP.</p>
	3.00	

Richard Antonio James Durand
RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

REGISTRO DE CALICATA DE ESTUDIO

Por encargo de : Consorcio Estudios Ventanilla Operador : P.A.F.
Proyecto : Parque Pachacutec. Excavación : C - IV
Metodo de excav. : A cielo abierto Nivel freático : N.P.
Dimensiones : 1.40 x 1.00 x 3.00 m. Fecha : enero. 2,018

SIMBOLO DE CLASIFICACION Letra	PROFUNDIDAD Metros	DESCRIPCION
SP	0.00	Arena mal graduada en estado suelto, con bajo contenido de humedad, color gris.
	1.00	
SP		Arena mal graduada no plástica, color gris, en estado semi-suelto, con bajo contenido de humedad, cuya clasificación según análisis granulométrico fue SP.
	3.00	

[Firma]
 RICHARD ANTONIO
 JAIMES DURAND
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 235910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

REGISTRO DE CALICATA DE ESTUDIO

Por encargo de : Consorcio Estudios Ventanilla Operador : P.A.F.
Proyecto : Parque Pachacutec. Excavación : C - V
Metodo de excav. : A cielo abierto Nivel freático : N.P.
Dimensiones : 1.40 x 1.00 x 3.00 m. Fecha : enero, 2,018

SIMBOLO DE CLASIFICACION Letra	PROFUNDIDAD Metros	DESCRIPCION
SP	0.00	Arena mal graduada en estado suelto, con bajo contenido de humedad, color gris.
	1.50	
SP	3.00	Arena mal graduada no plástica, color gris, en estado semi-suelto, con bajo contenido de humedad, cuya clasificación según análisis granulométrico fue SP.

Richard Antonio
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

REGISTRO DE CALICATA DE ESTUDIO

Por encargo de : Consorcio Estudios Ventanilla Operador : P.A.F.
Proyecto : Parque Pachacutec. Excavación : C - VI
Metodo de excav. : A cielo abierto Nivel freático : N.P.
Dimensiones : 1.40 x 1.00 x 3.00 m. Fecha : enero. 2018

SIMBOLO DE CLASIFICACION Letra	PROFUNDIDAD Metros	DESCRIPCION
SP	0.00	Arena mal graduada en estado suelto, con bajo contenido de humedad, color gris.
SP	0.80	Arena mal graduada no plástica, color gris, en estado semi-suelto, con bajo contenido de humedad, cuya clasificación según análisis granulométrico fue SP.
	3.00	

Jaimes
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

REGISTRO DE CALICATA DE ESTUDIO

Por encargo de : Consorcio Estudios Ventanilla Operador : P.A.F.
Proyecto : Parque Pachacutec. Excavación : C - VII
Metodo de excav. : A cielo abierto Nivel freático : N.P.
Dimensiones : 1.40 x 1.00 x 3.00 m. Fecha : enero, 2.018

SIMBOLO DE CLASIFICACION Letra	PROFUNDIDAD Metros	DESCRIPCION
SP	0.00	Arena mal graduada en estado suelto, con bajo contenido de humedad, color gris.
SP-SM	0.70	Arena mal graduada no plástica, con presencia de limos, color gris, en estado semi-suelto, con bajo contenido de humedad, cuya clasificación según análisis granulométrico fue SP.
	3.00	

Richard Antonio
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

REGISTRO DE CALICATA DE ESTUDIO

Por encargo de : Consorcio Estudios Ventanilla Operador : P.A.F.
Proyecto : Parque Pachacutec. Excavación : C - IX
Metodo de excav. : A cielo abierto Nivel freático : N.P.
Dimensiones : 1.40 x 1.00 x 3.00 m. Fecha : enero. 2,018

SIMBOLO DE CLASIFICACION Letra	PROFUNDIDAD Metros	DESCRIPCION
SP	0.00	Arena mal graduada en estado suelto, con bajo contenido de humedad, color gris.
	0.80	
SP		Arena mal graduada no plástica, color gris, en estado semi-suelto, con bajo contenido de humedad, cuya clasificación según análisis granulométrico fue SP.
	3.00	

J. Durand
RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

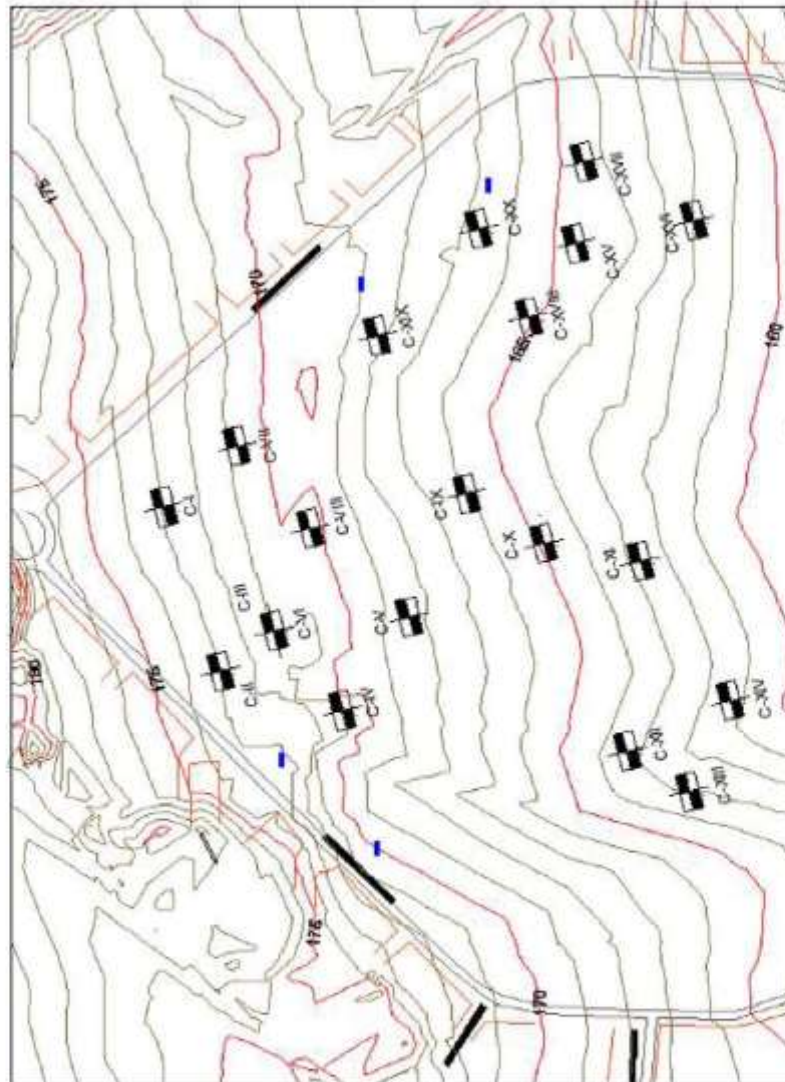
ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

UBICACIÓN DE CALICATAS.


RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UBICACION DE CALICATAS PARQUE PACHACUTEC VENTANILLA.

Jaime
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

RESULTADOS DE ANALISIS DE
LABORATORIO.


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

DEPARTAMENTO DE RECURSOS HIDRICOS DRH
LABORATORIO DE AGUA, SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO
Av. La Molina s/n. Teléfono: 614 7880 Anexo 226 Lima Email: laa-ead@unalmolina.edu.pe

Nº 03105-43



ANALISIS DE SUELO - SALES

SOLICITANTE : ING. PEDRO ALARCÓN FARRÁN
PROYECTO : PARQUE PACHACUTEC
PROCEDENCIA : Ventanilla - Callao
RESP. ANALISIS : Ing. Nelson Guerrero Pardo
FECHA DE ANALISIS : La Molina, 20 de enero del 2018

Nº Lab.	Nº Campo	CL (ppm)	EC _v (ppm)
30542	C-8 Representativa	860.21	462.31

Nota:
Cada Sábalo Determ. de cationes sodio en suelo y agua subterránea. NPT236.117. 2002
Banco Sábalo. Determ. de sulfato sodio en suelo y agua subterránea. NPT236.117. 2002



LABORATORIO DE AGUA, SUELO Y MEDIO AMBIENTE
Ing. Nelson Guerrero Pardo
DRH (FERTIRRIEGO)

Richard
RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



Nº 030543

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

DEPARTAMENTO DE RECURSOS HIDRICOS DRH
LABORATORIO DE AGUA, SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO
Av. La Molina s/n. Teléfono: 614 7600 Anexo 226 Lima Email: lae-fae@unalmolina.edu.pe

ANALISIS DE SUELO - SALES

SOLICITANTE : ING. PEDRO ALARCON FARFAN
PROYECTO : PARQUE MACORATEC
PROVENIENCIA : Ventanilla - Callao
RESP. ANALISIS : Ing. Nelson Guillermo Parado
FECHA DE ANALISIS : La Molina, 20 de enero de 2016.

Nº Lab.	Nº Campo	CL (ppm)	SO* (ug/g)
30543	C-208 Representativa	833.23	1483.70

Método: Cloruro Salado. Diferencia de conductividades en suales y agua saturada. N°17128-171-2002
Bodega: 00466. Colores de sulfatos reducidos en suales y agua saturada. N°17128-171-2002




LABORATORIO DE AGUA, SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO
Ing. Nelson Guillermo Parado
RESP. ANALISIS


Jain
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS
(ASTM - D2216; D422; D4318; D427; D2487; D-3282)

Informe : LG16-010 Fecha : Enero, 2018
 Solicitante : INC. PEDRO ALVARO FARRAN
 Proyecto : Pampa Pedruzales
 Ubicación : Dist. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Dpto. Lima


Servicio : C - 1 Hoja : 1 de 1.
 Muestra : M - 1
 Profundidad (m) : 0.00 - 3.00

Granulometría por Tamizado - D422		
Tamaño	Apertura (mm)	Acum. q. Pasos (%)
3"	76.209	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
NP 4	4.750	100.0
NP 10	2.000	100.0
NP 20	0.850	99.9
NP 40	0.425	99.1
NP 60	0.250	73.0
NP 140	0.100	3.6
NP 200	0.075	1.5

Contenido de humedad - D2216		
Ítem	Resultado (%)	Norma (%)
Índice de Líquido	1.7	NP
Límite Plástico	NP	NP
Índice de Plasticidad	NP	NP
Límite de Contracción - D407	NP	NP
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	1.8	1.8
Coefficiente de Curvatura (Cc)	0.9	0.9
Grupos [NP - 4 < e < 3"]	0.0	0.0
Arenas [NP 200 < e < NP 4]	99.5	99.5
Fines [e < NP 200]	1.5	1.5

Clasificación : CU25 / D2487
 AASHTO : SU-3

A-3 (0) SP Arena mal gradada




CURVA GRANULOMETRICA

Observación : La muestra ha sido desecada y estampada por el solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
 Telefónica: (+51) 1 4820777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
 (+51) 1 4820804 / Celular: 951694234.
 Correo-e: labpoc@uni.edu.pe / URL: http://www.civmid-uni.org


David Luna Durán
 DAVID LUNA DURAN
 INGENIERO CIVIL - CIP 43990
 JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO




Richard Antonio Jaimes Durand
 RICHARD ANTONIO
 JAIMES DURAND
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS
(ASTM - D2216; D422; D4318; D427; D2487; D-3282)

Informe : L008-033 Fecha : Enero, 2018
 Solicitante : ING. PEDRO ALARCON FARRAN
 Proyecto : Pampa Pachacamac
 Ubicación : Dist. Venanzuela, Provincia Constitucional del Callao, Depto. Lima


Sonda : C - II Hojas : 1 de 1
 Muestra : N - 1
 Profundidad (m) : 2.95 - 3.00

Tamaño	Abertura (mm)	Acum. y Pasa (%)
2"	50.800	100.0
2"	30.000	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
Nº 4	4.750	100.0
Nº 10	2.000	99.2
Nº 20	0.850	94.3
Nº 40	0.425	88.6
Nº 60	0.250	71.0
Nº 100	0.150	4.8
Nº 200	0.075	1.4

Ítem	Unidad	Resultado
Limite Líquido	(%)	NP
Limite Plástico	(%)	NP
Limite de Plasticidad	(%)	NP
Limite de Contracción - D427	(%)	-
Coefficiente de Uniformidad (U)		1.8
Coefficiente de Curvatura (Cc)		0.9
Grava [NP + e + p + 37]	(%)	0.0
Arena [NP 200 + e + NP + e]	(%)	98.6
Fines [e + NP 200]	(%)	1.4

Clasificación - (D1582 / D1587)
 AASHTO : SUCS
A-3 (0) SP Arena mal gradada


CURVA GRANULOMETRICA



Observación : La muestra fué así identificada y entregada por el solicitante.


Av. Tapac Amaru 1150, Rimac, Lima 25. Código Postal 15333 - Perú
 Teléfonos : (+51) 1 4820777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
 (+51) 1 4820804 / Celular: 951694234.
 Correo-e: si@upn.edu.pe / URL: <http://www.ingmid-upn.org>

DAVID LUNA DURAN
 INGENIERO CIVIL - CIP 43046
 JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO




Jaim
**RICHARD ANTONIO
 JAIMES DURAND
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 236910**

PEPAKEL S.A.C.
ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS
(ASTM - D2216; D422; D4318; D427; D4987; D-3282)

Informe: / L018-010

Fecha: Enero, 2008

Director: / ING. PEDRO ALARCON FARIAS

Proyecto: / Parque Pichacayo

Ubicación: / Dist. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Depto. Lima

Soporte: / C - III

Hoja: / 1 de 1

Muestra: / M - 1

Profundidad (m): / 0.00 - 3.00


Tamaño	Altura (mm)	Area. y Pesa (%)
3"	76.200	100.0
3"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
Nº 4	4.750	100.0
Nº 10	2.500	100.0
Nº 20	0.850	100.0
Nº 40	0.425	88.8
Nº 60	0.250	75.8
Nº 100	0.150	7.8
Nº 200	0.075	3.3

Ítem	Unidad	Valor (%)	Norma
Límite Líquido	(%)	8.5	NP
Límite Plástico	(%)	—	NP
Límite de Plasticidad	(%)	—	NP
Límite de Contracción - (w _p) ²	(%)	—	—
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		1.9	—
Coefficiente de Curvatura (Cc)		2.9	—
Grava [Nº 4 < s < Nº 10]	(%)	1.8	—
Arena [Nº 200 < s < Nº 4]	(%)	98.7	—
Finis [s < Nº 200]	(%)	3.3	—

Clasificación - USCS / 03487
AASHTO / 3A/C

A-3 (0) SP Arena mal gradada


CURVA GRANULOMETRICA



Observación: / La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfonos: (+51) 1 4820777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
(+51) 1 4820804 / Celular: 981804234.
Correo-e: labgeo@uni.edu.pe / URL: <http://www.iamid.uni.edu.pe>


David Luna Duran
DAVID LUNA DURAN
INGENIERO CIVIL - CIP 43988
JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO




Richard Antonio Jaimes Durand
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS
(ASTM - D2216; D422; D4318; D427; D2487; D-3282)

Forma : LCI8-010 Fecha : Enero, 2018
 Sección : ING. PEDRO ALARCÓN HERRERA
 Proyecto : Parque Pachacuti

Ubicación : Dist. Veranilla, Provincia Constitucional del Callao, Depto. Lima

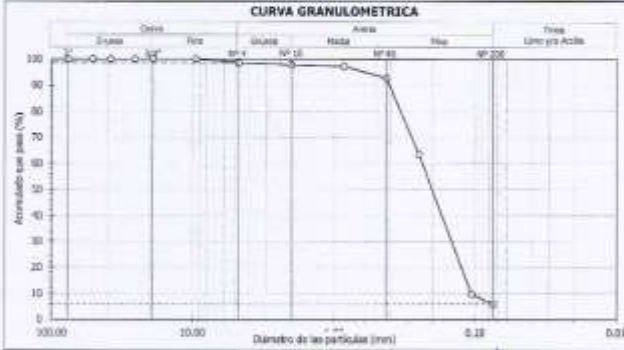
Símbolo : C-VII Hoja : 1 de 1
 Muestra : M - 1
 Profundidad (m) : 0.70 - 3.30

Granulometría por tamizado - D422		
Tamaño	Apertura (mm)	Acum. y Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.000	100.0
1/2"	12.500	100.0
Nº 4	4.750	98.8
Nº 10	2.000	97.8
Nº 20	0.850	97.3
Nº 40	0.425	92.9
Nº 60	0.250	63.7
Nº 100	0.150	8.8
Nº 200	0.075	5.0

Contenido de humedad - D2216		
Ítem	Resultado (%)	Norma (%)
Límite Líquido	2.3	NP
Límite Plástico	0.0	NP
Límite de Plasticidad	0.0	NP
Límite de Contracción - D422	0.0	---
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	2.3	---
Coefficiente de Curvatura (Cc)	0.0	---
Clasificación (USCS)	A-3 (0)	SP - SM
Clasificación (USCS)	A-3 (0)	SP - SM
Clasificación (USCS)	A-3 (0)	SP - SM

Clasificación = A-3 (0) / USCS
 Descripción = SP - SM Arena mal gradada con limo

CURVA GRANULOMETRICA



Observación : La muestra no está identificada y entregada por el solicitante.


David Llama Duran
DAVID LLAMA DURAN
JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO

Richard Antonio Jaimes Durand
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 235910


Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 – Perú / INGENIERO CIVIL - CIP 4988
 Teléfonos: (+51) 1 4820777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421 JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO
 (+51) 1 4820804 / Celular: 951694234
 Correo-e: labgeotec@unin.edu.pe / URL: <http://www.damid-unin.org>

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CORTE DIRECTO (ASTM - D3080)

Informe : LG18-03E Fecha : 08/06/2018
Solicitante : ING. PEDRO ALARCON PARAN
Proyecto : Píntec Amarillo

Ubicación : Dist. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Depto. Lima

Formato : C - VIII Velocidad : 0.50 mm/min
 Muestra : N - 1 ASTM/D : A-3 (00)
 Prof. (es) : 0.00 - 3.00 SUCE : SF / Arena mal graduada
 Estado : Remolcado Hija : 1 de 4

ESFUERZO NORMAL : 1 kg/cm²

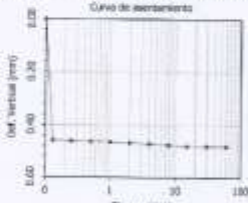
Datos del espécimen Control de humedad
 Diámetro : 6 cm Humedad : 0.6 %
 Altura : 3 cm

Aplicación del esfuerzo normal

Tiempo (min)	Deflect. Vertical (mm)	Álgebra (mm)	Densidad seca (g/cm ³)
0	0.000	20.000	1.590
0.25	0.006	19.542	1.628
0.5	0.002	19.540	1.638
0.75	0.002	19.538	1.628
1	0.001	19.536	1.628
1.25	0.007	19.533	1.629
1.5	0.071	19.529	1.629
1.75	0.075	19.525	1.629
2	0.080	19.523	1.630
2.25	0.080	19.520	1.630
2.5	0.088	19.520	1.630

Aplicación del esfuerzo cortante


Deformación			Densidad seca (g/cm ³)	Saturación	
Horizontal (%)	Vertical (mm)	Álgebra (mm)		Cortante (kg/cm ²)	Normalizado
0.00	0.000	19.520	1.628	0.000	0.000
0.05	0.005	19.505	1.631	0.008	0.008
0.10	0.000	19.490	1.632	0.147	0.147
0.20	0.040	19.468	1.633	0.196	0.196
0.35	0.045	19.475	1.633	0.229	0.229
0.50	0.030	19.470	1.634	0.262	0.262
0.75	0.035	19.463	1.634	0.311	0.311
1.00	0.050	19.467	1.634	0.360	0.360
1.25	0.052	19.468	1.634	0.393	0.393
1.50	0.050	19.470	1.634	0.409	0.409
1.75	0.042	19.475	1.633	0.425	0.425
2.00	0.040	19.460	1.633	0.458	0.458
2.50	0.020	19.500	1.631	0.468	0.468
3.00	0.010	19.510	1.633	0.484	0.484
3.50	-0.005	19.528	1.629	0.491	0.491
4.00	-0.010	19.537	1.629	0.501	0.501
4.50	-0.012	19.533	1.629	0.507	0.507
5.00	-0.015	19.538	1.628	0.514	0.514
6.00	-0.015	19.533	1.628	0.503	0.503
7.00	-0.029	19.540	1.628	0.491	0.491
8.00	-0.030	19.540	1.628	0.484	0.484
9.00	-0.030	19.540	1.628	0.484	0.484
10.00	-0.030	19.540	1.628	0.484	0.484
11.00	-0.030	19.540	1.628	0.484	0.484
12.00	-0.030	19.540	1.628	0.484	0.484




Curva de asentamiento

Observación :
La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Humedad = 0.6%, densidad seca = 1.59 g/cm³. Los datos de ensayo son responsabilidad de solicitante.


Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 – Perú
Teléfonos: (+51) 1 4820777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
(+51) 1 4820804 / Celular: 951694234
Correo-e: laborpc@unin.edu.pe / URL: <http://www.unin.edu.pe>


 DAVID LUNA DURÁN
INGENIERO CIVIL - CIP 43388
JEFE DEL LAB. GEOTECNICO



 RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

Informe : LG18-010 Fecha : Enero, 2018
Solicitante : ING. PEDRO ALARCON FARRAN
Proyecto : Píntegras Fachadas
Ubicación : Dist. Verónica, Provincia Constitucional del Callao, Depto. Lima

Formato : C - VIII Velocidad : 0.50 mm/min
 Modulo : M - 1 ASTM D : A-3 (0)
 Prof. (V) : 0.00 - 3.00 SUCS : SP / Arena mal graduada
 Estado : Remoldeado Rige : 2 de 4

ESFUERZO NORMAL : 2 kg/cm²

Datos del espécimen **Contenido de humedad**
 Diámetro : 6 cm Humedad : 0.6 %
 Altura : 3 cm


Aplicación del esfuerzo normal


Tiempo (seg)	Deform. Vertical (mm)	Área (mm ²)	Densidad seca (g/cm ³)
0	0.000	20.000	1.390
0.25	0.245	19.755	1.610
0.5	0.347	19.751	1.610
0.5	0.359	19.750	1.611
1	0.390	19.750	1.611
2	0.372	19.749	1.611
4	0.377	19.751	1.611
6	0.395	19.731	1.612
15	0.378	19.730	1.612
33	0.379	19.730	1.612
62	0.379	19.730	1.612


Aplicación del esfuerzo cortante

Deformación			Densidad seca (g/cm ³)	Esfuerzos	
Horizontal (%)	Vertical (mm)	Área (mm ²)		Cortante (kg/cm ²)	Normalización
0.00	0.000	19.730	1.612	0.000	0.000
0.05	0.000	19.730	1.612	0.131	0.085
0.10	0.000	19.730	1.612	0.188	0.098
0.20	0.000	19.730	1.612	0.268	0.134
0.35	0.000	19.727	1.612	0.306	0.185
0.50	0.000	19.728	1.613	0.458	0.228
0.75	0.000	19.722	1.613	0.556	0.276
1.00	0.010	19.720	1.613	0.620	0.321
1.20	0.010	19.720	1.613	0.654	0.327
1.50	0.012	19.718	1.613	0.667	0.344
1.75	0.010	19.715	1.613	0.763	0.384
2.00	0.010	19.715	1.613	0.851	0.425
2.50	0.015	19.715	1.613	0.915	0.458
3.00	0.015	19.715	1.613	0.940	0.474
3.50	0.015	19.715	1.613	0.905	0.463
4.00	0.015	19.715	1.613	0.975	0.607
4.50	0.015	19.715	1.613	0.958	0.494
5.00	0.015	19.715	1.613	0.908	0.466
6.00	0.015	19.715	1.613	0.988	0.493
7.00	0.015	19.715	1.613	0.981	0.491
8.00	0.015	19.715	1.613	0.981	0.491
10.00	0.015	19.715	1.613	0.981	0.491
11.00	0.015	19.715	1.613	0.981	0.491
12.00	0.015	19.715	1.613	0.981	0.491

Observación:
La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Humedad = 0.6%, densidad seca = 1.59g/cm³. Los datos de terreno son responsabilidad del solicitante.


 DAVID LUNA DURAN
 INGENIERO CIVIL - CIP 43988





 RICHARD ANTONIO
 JAMES DURAND
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 236910


Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 – PISO DEL LAB. GEOTÉCNICO
 Teléfonos: (+51) 1 4520777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
 (+51) 1 4520904 / Celular: 951694234
 Correo-e: labgeotec@unp.edu.pe / URL: http://www.cimrid.unp.edu

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CORTE DIRECTO
(ASTM - D3080)

Informe : LQ18-018 Fecha : Enero, 2018
 Solicitante : ING. PEDRO ALARCON FARRAN
 Proyecto : Puentes Pachuca

Ubicación : Edo. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Depto. Lima

Seridaje : C - VIII Velocidad : 0.50 mm/min
 Placa(s) : M - 1 ASHTO : A-2 (0)
 Prof. (s) : 0.00 - 3.00 SACS : 1 SF / Área mal graduada
 Estado : Remoldeado Hoja : 1 de 4

ESFUERZO NORMAL : 4 kg/cm²

Datos del espécimen Contenido de humedad
 Diámetro : 6 cm Humedad : 0.6 %
 Altura : 3 cm

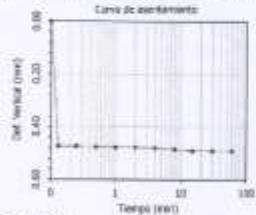
Aplicación del esfuerzo normal

Tiempo (min)	Deflexión Vertical (mm)	Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)
0	0.069	20.900	1.580
0.10	0.472	19.528	1.629
0.25	0.472	19.528	1.629
0.5	0.474	19.526	1.629
1	0.476	19.524	1.629
2	0.476	19.524	1.624
4	0.479	19.521	1.631
8	0.481	19.516	1.633
15	0.490	19.510	1.630
30	0.490	19.510	1.630
60	0.490	19.510	1.630

Aplicación del esfuerzo cortante


Deformación			Densidad seca (g/cm ³)	Esfuerzo	
Horizontal (%)	Vertical (mm)	Altura (mm)		Contenido (kg/cm ²)	Normalizado
0.00	0.000	19.510	1.631	0.005	0.000
0.05	0.045	19.495	1.632	0.385	0.209
0.10	0.050	19.485	1.633	0.474	0.273
0.20	0.040	19.470	1.634	0.671	0.380
0.30	0.050	19.460	1.633	0.867	0.517
0.50	0.058	19.452	1.635	1.047	0.582
0.75	0.070	19.441	1.636	1.242	0.711
1.00	0.080	19.430	1.637	1.374	0.784
1.25	0.082	19.428	1.637	1.521	0.860
1.50	0.086	19.424	1.638	1.630	0.949
1.75	0.090	19.420	1.638	1.740	1.025
2.00	0.090	19.420	1.638	1.806	1.051
2.50	0.085	19.425	1.638	1.903	1.091
3.00	0.089	19.430	1.637	2.077	1.151
3.50	0.067	19.445	1.636	2.126	1.152
4.00	0.079	19.440	1.636	2.159	1.196
4.50	0.060	19.450	1.635	2.198	1.200
5.00	0.077	19.460	1.633	2.202	1.208
6.00	0.031	19.460	1.633	2.208	1.208
7.00	0.039	19.466	1.632	2.208	1.202
8.00	0.025	19.465	1.632	2.188	1.188
9.00	0.010	19.506	1.631	2.192	1.192
10.00	0.000	19.510	1.630	2.185	1.196
11.00	0.000	19.510	1.630	2.185	1.196
12.00	0.000	19.510	1.630	2.185	1.196

Curva de asentamiento:



Observación:
La muestra ha sido identificada y etiquetada por el solicitante. Humedad = 0.6%, densidad seca = 1.580 g/cm³. Los datos de ensayos con independencia del solicitante.

[Firma]
DANIEL LUNA DURAN
INGENIERO CIVIL - CIP 43988
JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO

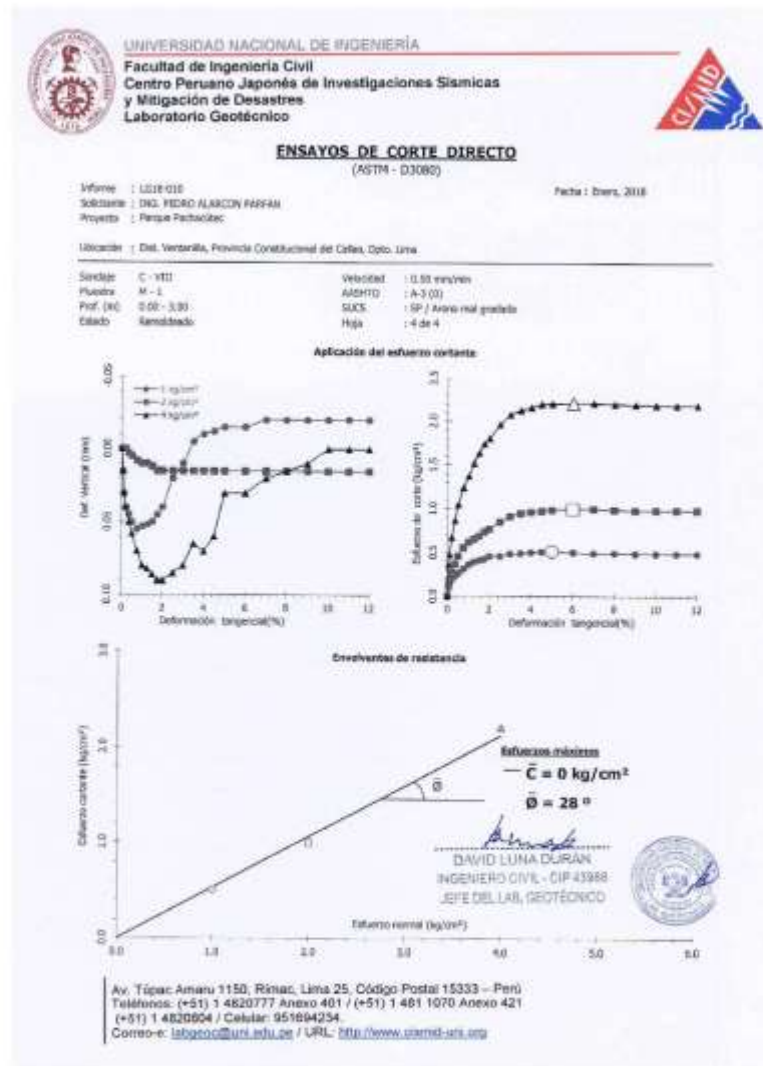


Av. Túpac Amaru 1150, Rímac, Lima 25, Código Postal 15333 – Perú
 Teléfonos: (+51) 1 4820777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
 (+51) 1 4820804 / Celular: 981094234
 Correo-e: labgeoc@unin.edu.pe / URL: <http://www.clamid-unin.edu>

[Firma]
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.


ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.




Jaim
 RICHARD ANTONIO
 JAIMES DURAND
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS
(ASTM - D2216; D422; D4318; D427; D2487; D-3282)

Orden : LC18-010 Fecha : febrero, 2018
Solicitante : ING. PEDRO ALARCÓN FARFÁN
Proyecto : Parque Facultad
Ubicación : Dist. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Ilo-Ilo, Lima

Servicio : C - 8 Hoja : 1 de 1
Muestra : M - 1
Profundidad (m) : 0.00 - 3.00

Granulometría por tamizado - D422			Contenido de humedad - D2216		
Tamaño	Abertura (mm)	Acum. y Pasa (%)	Limite Líquido (%)	Limite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)
3"	76.200	100.0			
2"	50.800	100.0			
1 1/2"	38.100	100.0			
1"	25.400	100.0			
3/4"	19.000	100.0			
3/8"	9.525	95.0			
NP 60	4.750	97.1			
NP 100	2.000	96.2			
NP 200	0.850	95.7			
NP 400	0.425	96.0			
NP 600	0.250	87.2			
NP 840	0.150	13.3			
NP 2000	0.075	10.1			

Límites de consistencia		
Limite Líquido	(%)	95
Limite Plástico	(%)	10
Índice de Plasticidad	(%)	85
Limite de Contracción - D427	(%)	---
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		---


Resultados de granulometría por tamizado:

Índice de Consistencia (IC)	Grav. [NP 60 < s < 3"] (%)	Grav. [NP 200 < s < NP 60] (%)	Grav. [s < NP 200] (%)
2.9	2.9	87.2	10.1

Clasificación = US102 / U-4HF
ARCHIVO : SUCS

A-2-4 (0) SP - SM Arena mal graduada con limo


CURVA GRANULOMETRICA



Observación: La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfonos: (+51) 1 4820777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
(+51) 1 4820804 / Celular: 951694234
Correo-e: labgeoc@unin.edu.pe / URL: http://www.damib-unin.org


DAVID LUNA DURÁN
INGENIERO CIVIL - CIP 43066
JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO




RICHARD ANTONIO JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS
(ASTM - D2216; D422; D4318; D427; D2487; D-3282)

Informe : 0518-010 Fecha : 02/mi, 2018
Solicitante : ING. PEDRO ALARCON FARRAN
Proyecto : Parque Pichayacu
Ubicación : Dist. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Cpto. Lima

Envío : C - 101 Hoja : 1 de 1
Muestra : M - 1
Profundidad (p) : 0.50 - 3.00

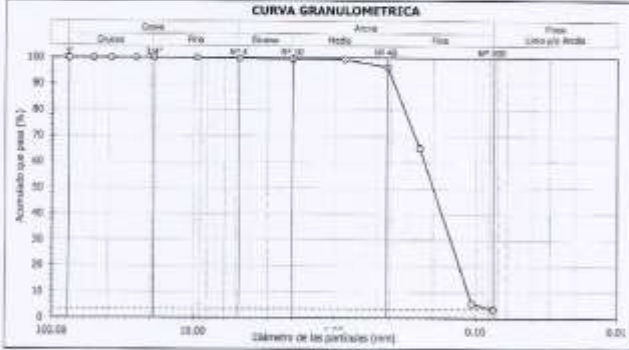
Granulometría por tamizado - (D422)			Contenido de humedad - D2216 (%)		
Tamaño	Abertura (mm)	Área, g/Proba (%)	Moisture	Wp (%)	MP (%)
3"	76.200	100.0		0.0	MP
2"	50.800	100.0			MP
1 1/2"	38.100	100.0			MP
1"	25.400	100.0			MP
3/4"	19.000	100.0			MP
3/8"	9.525	100.0			MP
NP 4	4.750	99.6			
NP 10	2.000	99.6			
NP 20	0.850	99.5			
NP 40	0.425	96.3			
NP 60	0.250	66.3			
NP 140	0.106	5.0			
NP 200	0.075	3.4			

Límites de consistencia		
Límite Líquido	(%)	NP
Límite Plástico	(%)	MP
Índice de Plasticidad	(%)	MP
Límite de Contracción - (D427)	(%)	—
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		2.1
Coefficiente de Curvatura (Cc)		0.5
Resultado de granulometría por tamizado		0.3
Área: [NP 200 < 4 + NP 4]	(%)	30.4
Bloque: [8 + NP 200]	(%)	3.4

Clasificación - D5102 / D2487
MUESTRA: SPCS


A-3 (0) SP Arena mal gradada


CURVA GRANULOMÉTRICA



Observación : La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante.


Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 – Perú
Teléfono: (+51) 1 4825777 Anexo 421 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
(+51) 1 4820804 / Celular: 951694234
Correo-e: info@ccp.uni.edu.pe / URL: <http://www.ccp@uni.edu.pe>


DAVID LUNA DURAN
 INGENIERO CIVIL - CIP 43988
 JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO



RICHARD ANTONIO JAIMES DURAND
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS
(ASTM - D2216; D422; D4318; D427; D2487; D-3282)

Informe : L218-010 Fecha : Enero, 2018
Solicitante : ING. PEDRO ALVARO FARRAN
Proyecto : Plan de Pedagogía

Ubicación : Dist. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Cpto. Lima

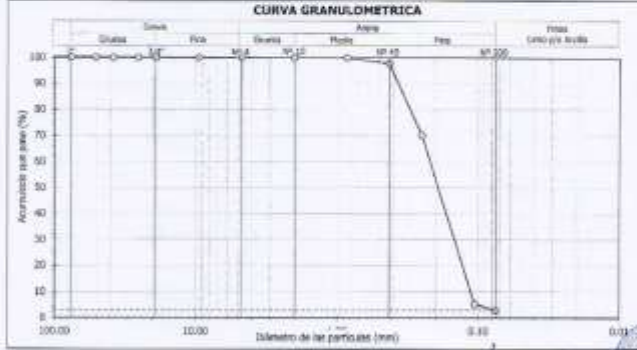
Sección : C - 101 Hoja : 1 de 1
Muestra : M - 1
Profundidad (m) : 0.00 - 3.00

Granulometría por tamizado - D422		
Tamaño	Abertura (mm)	Acum. y Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.000	100.0
3/8"	9.525	100.0
NP 4	4.750	100.0
NP 10	2.000	100.0
NP 20	0.850	100.0
NP 40	0.425	97.8
NP 60	0.250	70.2
NP 100	0.150	5.4
NP 200	0.075	3.0


Contenido de humedad - D2216		
Unidad de consistencia	Limite Líquido (LL) (%)	Limite Plástico (LP) (%)
	6.4	NP
	D4318	NP
	Limite de Plasticidad (PL) (%)	NP
	Limite de Contracción - D427 (%)	---
Resultados de granulometría		
	Coefficiente de Uniformidad (Cu)	1.9
	Coefficiente de Curvatura (Cc)	0.9
	Clase (NP 4 < p < 3") (%)	0.2
	Clase (NP 200 < p < NP 4) (%)	67.0
	Clase (p < NP 200) (%)	3.0

Clasificación - D2280 / D2487
AASHTO : SU-3
A-3 (0) SP Arena mal gradada

CURVA GRANULOMETRICA



Observación : La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante.



 DAVID LUNA DURAN
 INGENIERO CIVIL - CIP 43968

Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 26, Código Postal 15333 - Perú
 Teléfonos: (+51) 1 4825777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 428
 (+51) 1 4829804 / Celular: 951694234
 Correo-e: labgeoc@uni.edu.pe / URL: http://www.simsi-uni.org



 RICHARD ANTONIO
 JAIMES DURAND
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS
(ASTM - D2216; D422; D4318; D427; D2487; D-3282)

Informe : LG28-010 Fecha : 07/06/2018
Solicitante : ING. PEDRO ALARCON FERRER
Proyecto : Parque Fachadolec
Ubicación : Dist. Ventanillo, Provincia Constitucional del Callao, Depto. Lima


Servicio : C - 934 Hoja : 1 de 1.
Muestra : M - 1
Profundidad (m) : 0.00 - 3.00

Granulometría por tamizado - (D42)			Contenido de humedad - D2216		
Tamaño	Abertura (mm)	Acum. e. Pasa (%)	Limite Líquido (%)	Limite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)
3"	75.000	100.0			
2"	50.000	100.0			
1 1/2"	38.100	100.0			
1"	25.400	100.0			
3/4"	19.000	100.0			
Nº 4	4.750	100.0			
Nº 10	2.000	100.0			
Nº 20	0.850	99.8			
Nº 40	0.425	94.3			
Nº 60	0.250	51.9			
Nº 100	0.150	7.1			
Nº 200	0.075	2.8			

Limite Líquido	(%)	0.0
Limite Plástico	(%)	NP
Índice de Plasticidad	(%)	NP
Limite de Contracción - D427	(%)	---
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		2.5
Coefficiente de Curvatura (Cc)		0.9
Grava [Nº 4 < $d < 3"$]	(%)	0.0
arena [Nº 200 < $s < Nº 4$]	(%)	94.3
Finas [$d < Nº 200$]	(%)	1.8

Clasificación (USCS) / (CMT)
ASHTO : SUCS
A-3 (0) SP Arena mal gradada

CURVA GRANULOMETRICA



Observación : La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante.


DAVID LUNA DURÁN
INGENIERO CIVIL - CIP 42995

Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfonos : (+51) 1 4826777 Anexo 421 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421/EFE DEL LAB. GEOTÉCNICO
(+51) 1 4820804 / Celular: 951894234.
Correo-e : labgeco@uni.edu.pe / URL : <http://www.cisimil-uni.edu.pe>



**RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910**

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO. LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS
(ASTM - D2216; D422; D4318; D427; D2487; D-3282)

Informe : I 1639 023 Fecha : Enero, 2018
 Solicitante : ING. PEDRO ALARCON FARRAN
 Proyecto : Tarjeta Radialonda

UBICACIÓN : Dist. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Depto. Lima

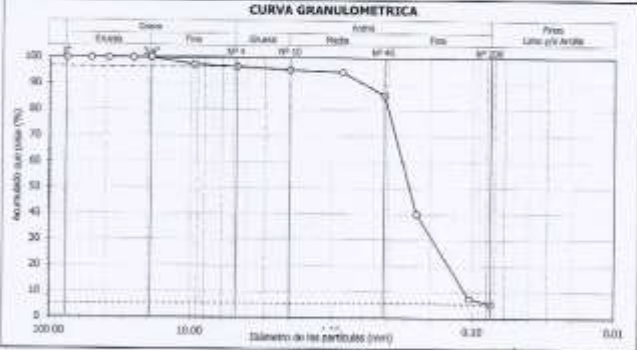
Sondaje : C - 001 Hoja : 1 de 1
 Muestra : M - 1
 Profundidad (m) : 0.40 - 3.00

Granulometría por tamizado - D422		
Tamiz	Apertura (mm)	Acum. y Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	39.300	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.000	100.0
3/8"	9.525	97.3
NP 4	4.750	96.5
NP 10	2.000	95.3
NP 20	0.850	94.5
NP 40	0.425	83.6
NP 60	0.250	48.0
NP 80	0.300	7.4
NP 200	0.075	5.4

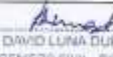
Contenido de humedad - D2216		
Ítem	Resultado (%)	Norma (%)
Contenido de humedad	0.8	NP
Límite Líquido	NP	NP
Límite Plástico	D4318	NP
Límite de Plasticidad	NP	NP
Límite de Contracción - D427	NP	NP
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	2.8	NP
Coefficiente de Curvatura (Cc)	1.0	NP
Grasa [NP 4 < s < 3"]	7.5	NP
Árvida [NP 200 < s < NP 4]	11.2	NP
Residuo [s < NP 200]	5.4	NP

Clasificación - D1582 / D4487
 AASHTO : SUCS
A-3 (0) SP - 5M Arena mal gradada con limo

CURVA GRANULOMETRICA



Observación : La muestra ha sido clasificada y entregada por el solicitante.



 DAVID LUNA DURAN
 JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO

Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú INGENIERO CIVIL - CIP 43586
 Teléfonos: (+51) 1 4620777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421 JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO
 (+51) 1 4620804 / Celular: 991694234
 Correo-e: info@cpa.edu.pe / URL: <http://www.cpa.edu.pe>



 RICHARD ANTONIO
 JAMES DURAND
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CORTE DIRECTO
(ASTM - D3080)

Informe : UG18-210 Fecha : Enero, 2018
Solicitante : ING. PEDRO ALARCÓN FARFÁN
Proyecto : Pienza Fachadas

Ubicación : Dist. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Dpto. Lima

Servicio : C - X01 Velocidad : 0.50 m/min
 Muestra : M - 1 ASTM D : A-3.00
 Prof. (±0) : 0.40 - 3.00 SUIC : SF - 04 / Arena mal graduada con limo
 Estado : (desmoldado) Hoja : 1 de 4

ESFUERZO NORMAL : 1 kg/cm²

Datos del espécimen Conversión de humedad
 Diámetro : 6 cm Humedad : 0.01%
 Altura : 2 cm

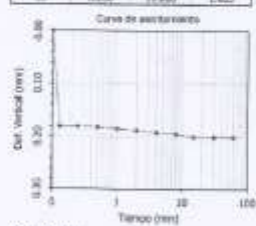
Aplicación del esfuerzo normal

Tiempo (min)	Deform. Vertical (mm)	Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)
0	0.000	22.000	1.507
0.10	0.180	19.820	1.600
0.25	0.188	19.820	1.602
0.5	0.182	19.818	1.603
1	0.185	19.815	1.602
2	0.188	19.812	1.602
4	0.192	19.808	1.603
8	0.202	19.805	1.603
12	0.200	19.800	1.603
20	0.200	19.800	1.603
60	0.200	19.800	1.603

Aplicación del esfuerzo cortante


DEFORMACIÓN		Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)	Esfuerzos	
Horizontal (%)	Vertical (mm)			Cortante (kg/cm ²)	Normalizado
0.00	0.000	19.800	1.503	0.000	0.000
0.05	0.010	19.790	1.504	0.008	0.008
0.10	0.020	19.770	1.506	0.132	0.132
0.20	0.033	19.767	1.508	0.164	0.164
0.35	0.040	19.762	1.507	0.198	0.198
0.50	0.050	19.752	1.507	0.229	0.229
0.75	0.050	19.750	1.507	0.270	0.270
1.00	0.050	19.750	1.507	0.327	0.327
1.50	0.040	19.750	1.507	0.344	0.344
2.00	0.035	19.750	1.506	0.360	0.360
2.50	0.035	19.750	1.506	0.370	0.370
3.00	0.033	19.749	1.505	0.389	0.389
3.50	0.028	19.780	1.505	0.400	0.400
4.00	0.025	19.780	1.505	0.405	0.405
4.50	-0.005	19.805	1.503	0.408	0.408
5.00	-0.010	19.810	1.503	0.401	0.401
5.50	-0.023	19.823	1.501	0.407	0.407
6.00	-0.030	19.830	1.501	0.401	0.401
7.00	-0.037	19.837	1.500	0.394	0.394
7.50	-0.040	19.840	1.500	0.396	0.396
8.00	-0.040	19.840	1.500	0.397	0.397
9.00	-0.044	19.844	1.500	0.390	0.390
10.00	-0.047	19.847	1.500	0.380	0.380
11.00	-0.047	19.847	1.500	0.380	0.380
12.00	-0.047	19.847	1.500	0.380	0.380

Curva de asentamiento



Observación :
La muestra ha sido identificada y etiquetada por el solicitante. Material que pasa al tamiz N° 4, Humedad = 0.01%, densidad seca = 1.50 g/cm³.
Los datos de resultado son responsabilidad del solicitante.

David Luna Durán
DAVID LUNA DURÁN
INGENIERO CIVIL - CIP 43988
JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO




Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfono: (+51) 1 4820777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
(+51) 1 4820804 / Celular: 981894234.
Correo-e: labgeoc@unin.edu.pe / URL: <http://www.ciamid-unin.edu.pe>

Jaimés


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 235910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CORTE DIRECTO (ASTM - D3080)

Informe : LG18-010 Fecha : Enero, 2018
 Solicitante : ING. PEDRO ALARCON FARRAN
 Proyecto : Parque Politecnico
 Ubicación : Dist. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Tolo, Lima

Soporte : C - INT Velocidad : 0.50 mm/min
 Placota : N - 1 ASHTO : A-3(0)
 Prof. (R) : 0.40 - 3.00 SUCS : SP - SM / Arena real graduada con limo
 Estado : Remoldeado Hojas : 2 de 4

ESFUERZO NORMAL : 2 kg/cm²

Datos del espécimen Contenido de humedad
 Diámetro : 5 cm Humedad : 0.8 %
 Altura : 12 cm

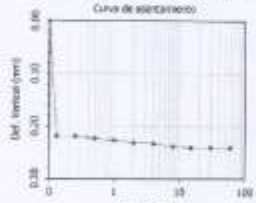
Aplicación del esfuerzo normal

Tiempo (min)	Deflexión Vertical (mm)	Altura (mm)	Densidad seca (g/cm ³)
0	0.000	20.000	1.807
0.13	0.218	19.782	1.805
0.25	0.218	19.762	1.805
0.3	0.222	19.776	1.808
1	0.225	19.775	1.805
2	0.233	19.770	1.806
4	0.222	19.768	1.806
8	0.217	19.762	1.806
15	0.240	19.760	1.807
30	0.240	19.760	1.807
40	0.240	19.760	1.807

Aplicación del esfuerzo cortante


Deformación			Densidad seca (g/cm ³)	Esfuerzo	
Horizontal (%)	Vertical (mm)	Altura (mm)		Cortante (kg/cm ²)	Normalizado
0.00	0.000	19.760	1.807	0.000	0.000
0.05	0.000	19.760	1.807	0.124	0.062
0.10	0.000	19.752	1.807	0.196	0.098
0.20	0.000	19.740	1.808	0.394	0.197
0.35	0.022	19.738	1.808	0.393	0.188
0.50	0.025	19.735	1.809	0.480	0.240
0.75	0.030	19.733	1.809	0.649	0.324
1.00	0.030	19.733	1.809	0.752	0.376
1.25	0.030	19.733	1.809	0.838	0.419
1.50	0.030	19.733	1.809	0.983	0.492
1.75	0.025	19.731	1.809	0.940	0.470
2.00	0.020	19.740	1.808	1.014	0.507
2.50	0.010	19.750	1.807	1.063	0.532
3.00	0.000	19.760	1.807	1.080	0.540
3.50	-0.006	19.765	1.806	1.112	0.556
4.00	-0.018	19.770	1.806	1.130	0.566
4.50	-0.031	19.795	1.804	1.136	0.569
5.00	-0.034	19.790	1.808	1.132	0.556
6.00	-0.045	19.800	1.803	1.080	0.540
7.00	-0.048	19.806	1.803	1.063	0.532
8.00	-0.059	19.810	1.803	1.090	0.543
9.00	-0.060	19.820	1.803	1.091	0.515
10.00	-0.070	19.825	1.803	1.074	0.537
11.00	-0.075	19.830	1.803	1.014	0.507
12.00	-0.070	19.825	1.803	1.014	0.507

Curva de asentamiento



Observación :
 La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Material que pasa el tamiz Nº 4, Humedad = 0.8%, densidad seca = 1.80 g/cm³.
 Los datos de resultado son responsabilidad del solicitante.

DAVID LUNA DURAN
INGENIERO CIVIL - CIP 43688
JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO




Av. Túpac Amari 1180, Rímac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
 Teléfonos: (+51) 1 4826777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
 (+51) 1 4820804 / Celular: 951884234
 Correo-e: labgeo@unin.edu.pe / URL: <http://www.cismid.unin.edu>



**RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND**
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399. RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

Informe : LG28-010 Fecha : Enero, 2018
 Substrato : ING. PEDRO ALVARO FARRAN
 Proyecto : Parque PádeloBec

Ubicación : Dist. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Depto. Lima

Sondeo : C - X(V) Velocidad : 0.20 mm/min
 Muestra : M - 1 ASTM : A-3 (00)
 Prof. (m) : 0.40 - 3.00 SUCS : SP - SM / Arena fina gradada con limo
 Estado : Remolado Hoja : 3 de 4

ESFUERZO NORMAL : 4 kg/cm²

Datos del espécimen **Contenido de humedad**
 Diámetro : 6 cm Humedad : 0.0 %
 Altura : 2 cm

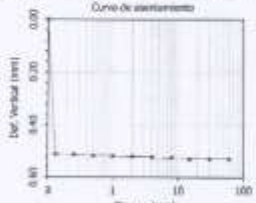
Aplicación del esfuerzo normal

Tiempo (min)	Deform. Vertical (mm)	Área (mm ²)	Densidad seca (g/cm ³)
0	0.000	25.000	1.387
0.13	0.010	19.400	1.628
0.23	0.012	19.488	1.628
0.5	0.015	19.495	1.628
1	0.028	19.482	1.628
2	0.033	19.488	1.628
4	0.030	19.478	1.628
8	0.025	19.472	1.628
15	0.028	19.470	1.628
30	0.033	19.470	1.628
60	0.033	19.470	1.628

Aplicación del esfuerzo cortante


Deformación			Densidad seca (g/cm ³)	Esfuerzo	
Horizontal (%)	Vertical (mm)	Área (mm ²)		Cortante (kg/cm ²)	Normalizado
0.00	0.000	19.470	1.628	0.000	0.000
0.05	0.015	19.455	1.628	0.425	0.106
0.10	0.030	19.440	1.628	0.824	0.184
0.20	0.038	19.422	1.628	0.900	0.225
0.35	0.050	19.411	1.628	1.080	0.270
0.50	0.070	19.400	1.628	1.210	0.303
0.75	0.080	19.390	1.628	1.438	0.340
1.00	0.090	19.380	1.628	1.683	0.442
1.25	0.100	19.370	1.628	1.754	0.433
1.50	0.100	19.370	1.628	1.865	0.466
1.75	0.100	19.370	1.628	2.012	0.502
2.00	0.100	19.370	1.628	2.126	0.532
2.50	0.095	19.375	1.628	2.225	0.558
3.00	0.090	19.380	1.628	2.382	0.595
3.50	0.080	19.390	1.628	2.470	0.617
4.00	0.070	19.400	1.628	2.519	0.633
4.50	0.055	19.415	1.628	2.582	0.638
5.00	0.050	19.420	1.628	2.552	0.628
6.00	0.025	19.443	1.628	2.552	0.628
7.00	0.020	19.450	1.628	2.375	0.604
8.00	0.010	19.460	1.628	2.506	0.611
9.00	0.005	19.470	1.628	2.510	0.630
10.00	-0.020	19.490	1.628	2.513	0.628
11.00	-0.020	19.490	1.628	2.513	0.628
12.00	-0.020	19.490	1.628	2.513	0.628

Curva de asentamiento



Observación :
 La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Material que pesó el tamiz Nº 4, Humedad = 0.0%, densidad seca = 1.387 g/cm³.
 Los datos de remolado son responsabilidad del solicitante.

DAVID LUNA DURAN
 INGENIERO CIVIL - CIP 43988
 JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO

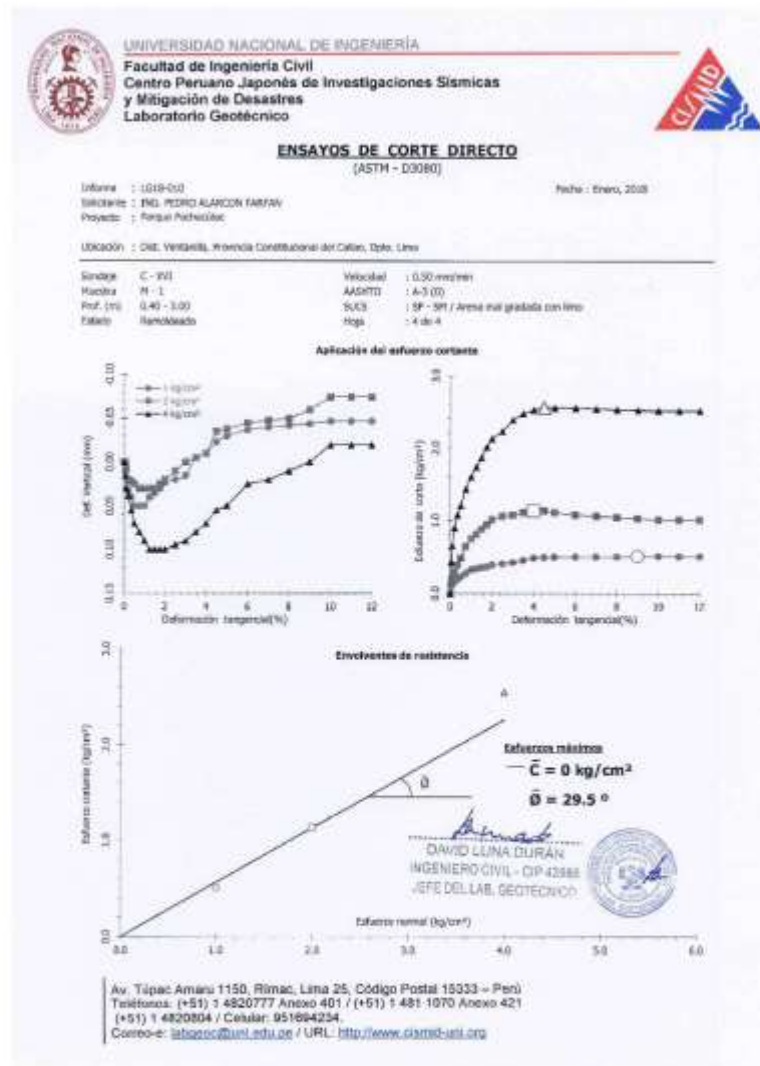


Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
 Teléfonos: (+51) 1 4820777 Anexo 421 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
 (+51) 1 4820804 / Celular: 981894234.
 Correo-e: labgeotec@unil.edu.pe / URL: http://www.unil.edu.pe

Jain
 RICHARD ANTONIO
 JAIMES DURAND
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.


ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
 TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.





**RICHARD ANTONIO
 JAMES DURAND**
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS
(ASTM - D2216; D422; D4318; D427; D2487; D-3282)

Orden: UG18-010 Fecha: Enero, 2008
Solicitante: ING. PEDRO ALARCON FARRAN
Proyecto: Parque Piscoallas
Ubicación: Dpto. Vicosurillo, Provincia Constitucional del Callao, Depto. Lima


Serie: C - 9511 Hoja: 1 de 1
Muestra: M - 1
Profundidad (m): 0.00 - 3.00

Granulometría por tamizado - D422			Contenido de humedad - D2216		
Tamiz	Apertura (mm)	Acum. g/100g (%)	Limite Líquido (%)	Limite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)
2"	75.000	100.0			
2"	50.000	100.0			
1 1/2"	38.000	100.0			
1"	25.000	100.0			
3/4"	19.000	100.0			
NP 4	4.750	100.0			
NP 10	2.000	100.0			
NP 20	0.850	100.0			
NP 40	0.425	60.5			
NP 60	0.250	54.5			
NP 100	0.150	7.7			
NP 200	0.075	4.0			

Limite Líquido (%)	64
Limite Plástico (%)	MP
Índice de Plasticidad (%)	MP
Limite de Contracción - D427 (%)	—
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	2.4
Coefficiente de Curvatura (Cc)	0.6
Áreas [NP 40 + NP 60] (%)	30.0
Áreas [8 + NP 200] (%)	4.0


Clasificación - USCS / UMS
AASHTO: SP SUCS: A-3 (0) **SP Arena mal gradada**


CURVA GRANULOMETRICA



Observación: La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfono: (+51) 1 4820777 Anexo 421 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
Correo-e: labgeotec@unin.edu.pe / URL: <http://www.unin.edu.pe>


 DAVID LUNA DURÁN
 INGENIERO CIVIL - CIP 43968
 JEFE DEL LAB. GEOTECNICO


 RICHARD ANTONIO
 JAIMES DURAND
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE LABORATORIO

Informe N° : LC19-048 Fecha : Enero, 2018
Solicitante : ING. PEDRO ALARCÓN FARFÁN
Proyecto : Parque Pichacotec
UBICACIÓN : Dist. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Dpto. Lima

Identificación
Sondaje : C - XVI
Muestra : M - 1
Profundidad (m) : 0.00 - 3.00

Clasificación
AKSHTO : A-3 (B)
SUCE : SP / Arena mal graduada

Densidad seca mínima y Densidad seca máxima (JSP - T20)
Densidad Mínima : 1.44 g/cm³
Densidad Máxima : 1.76 g/cm³

Observaciones :
La muestra fue auto identificada y entregada por el solicitante.


DAVID LUNA DURÁN
INGENIERO CIVIL - CIP 4388
JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO

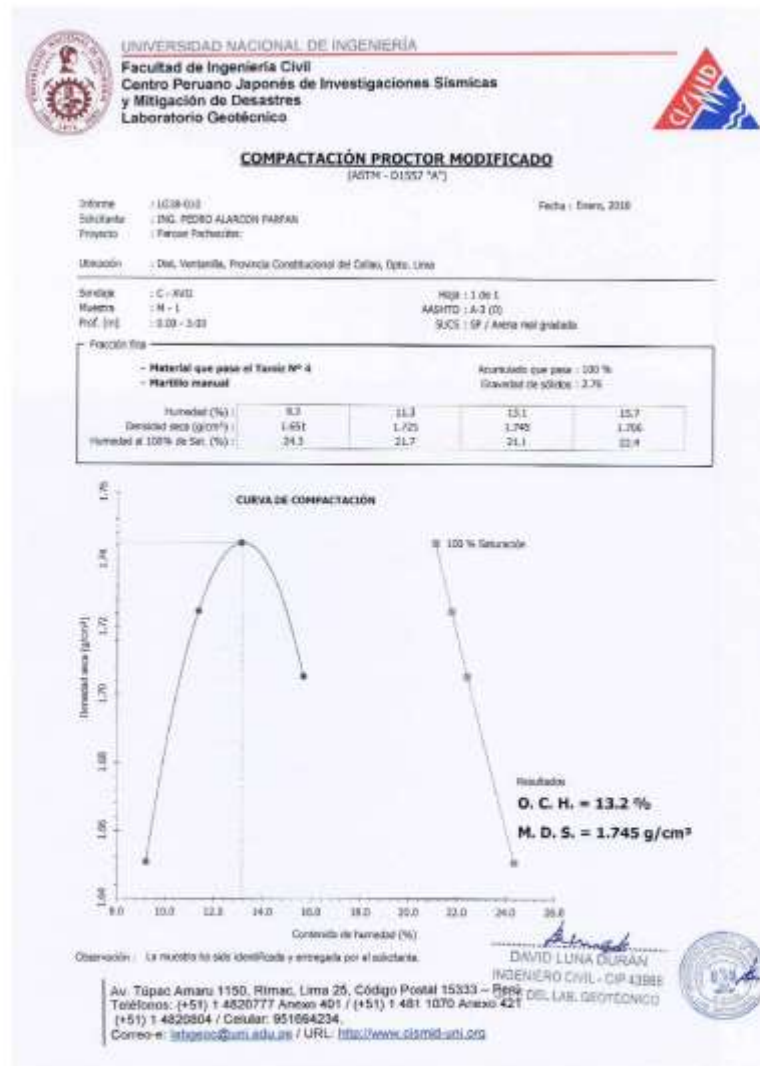


Av. Túpac Amaru 1150, Rimac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfonos: (+51) 1 4820777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
(+51) 1 4820804 / Celular: 981894234
Correo-e: labgeoc@uni.edu.pe / URL: <http://www.c3mid.uni.pe>


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.


ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.




Jaimes
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS
(ASTM - D2216; D422; D4318; D427; D2487; D-3092)

Informe : LGS9-018 Fecha : Enero, 2018
Solicitante : ING. PEDRO ALARCÓN FARRÁN
Proyecto : Parque Pastakólos
Ubicación : Dist. Ventanilla, Provincia Constitucional del Callao, Dpto. Lima


Serie : 1 - C - 108 Hojas : 1 de 1
Muestra : M - 1
Profundidad (m) : 0.90 - 3.00

Consistencia por ensayo - (D422)			Contenido de humedad - D2218		
Tamaño	Apertura (mm)	Acum. e' Pasa (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)
3"	76.200	100.0			
2"	50.800	100.0			
1 1/2"	38.100	100.0			
1"	25.400	100.0			
3/4"	19.050	100.0			
1/2"	9.525	100.0			
NP 4	4.750	100.0			
NP 10	2.000	100.0			
NP 20	0.850	100.0			
NP 40	0.425	95.8			
NP 60	0.250	54.8			
NP 100	0.150	4.0			
NP 200	0.075	2.2			

Límites de consistencia	Coeficiente de Uniformidad (Cu)	Coeficiente de Curvatura (Cc)
Límite de Contracción - (D427)	2.2	0.9
Resultados de clasificación		
Clase [NP 4 + 4 + 3"]	(%)	0.0
Arena [NP 200 + 4 + NP 4]	(%)	97.8
Fines [4 + NP 200]	(%)	2.2


Clasificación - D1532 / C0497
ASHTO - SPCS
A-3 (0) SP Arena mal gradada


CURVA GRANULOMÉTRICA



Observación : La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante.

Av. Túpac Amaru 1150, Rímac, Lima 25. Código Postal 15333 - Perú
Teléfonos: (+51) 1 4520777 Anexo 401 / (+51) 1 481 1070 Anexo 421
(+51) 1 4520804 / Celular: 951694234
Correo-e: laborios@uni.edu.pe / URL: <http://www.garind-uni.edu.pe>


DAVID LUNA DURÁN
 INGENIERO CIVIL - CIP 47988
 JEFE DE LAB. GEOTÉCNICO




**RICHARD ANTONIO
JAIME DURAND**
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

PANEL FOTOGRAFICO.


RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



VISTA INTERIOR DE CALICATA I PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

Jaimé
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA EXTERIOR DE CALICATA I PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



VISTA INTERIOR DE CALICATA II PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

Jaimin

RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA EXTERIOR DE CALICATA II PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



VISTA INTERIOR DE CALICATA III PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

Richard
RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA EXTERIOR DE CALICATA III PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



VISTA INTERIOR DE CALICATA IV PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

Jaimés
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA EXTERIOR DE CALICATA IV PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



VISTA INTERIOR DE CALICATA V PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

Jaime

RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA EXTERIOR DE CALICATA V PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



VISTA INTERIOR DE CALICATA VI PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

J. Durand
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA EXTERIOR DE CALICATA VI PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



VISTA INTERIOR DE CALICATA VII PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

Jaime
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA EXTERIOR DE CALICATA VII PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



Jaime
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

VISTA INTERIOR DE CALICATA VIII PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR DE CALICATA VIII PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.


RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA INTERIOR DE CALICATA IX PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR DE CALICATA IX PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



Jaime
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

VISTA INTERIOR CALICATA X PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR DE CALICATA X PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

Richard Antonio
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA INTERIOR CALICATA XI PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR DE CALICATA XI PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

Richard
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA INTERIOR DE CALICATA XII PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR DE CALICATA XII PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

Jaim
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA INTERIOR DE CALICATA XIII PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR DE CALICATA XIII PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

Richard Antonio
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 238910



VISTA INTERIOR DE CALICATA XIV PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR DE CALICATA XIV PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

Richard
RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA INTERIOR DE CALICATA XV PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR DE CALICATA XV PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

Richard
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA INTERIOR DE CALICATA XVI PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR DE CALICATA XVI PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

Richard Antonio James Durand
RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA INTERIOR DE CALICATA XVII PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR DE CALICATA XVII PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



VISTA INTERIOR DE CALICATA XVIII PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR CALICATA XVIII PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES


RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.



Jaime
RICHARD ANTONIO
JAIMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910

VISTA INTERIOR DE CALICATA XIX PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR CALICATA XIX PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

PEPAKEL S.A.C.

ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LOS ARTESANOS 150 OF. 206 URB. LAS GARDENIAS, SANTIAGO DE SURCO, LIMA.
TELEFAX: 2792726. CEL. 999073150 RPM. #609399, RPC. 986755757.

Richard Antonio James Durand

RICHARD ANTONIO
JAMES DURAND
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 236910



VISTA INTERIOR DE CALICATA XX PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES



VISTA EXTERIOR DE CALICATA XX PROYECTO
VENTANILLA DEPORTES

7.6. ANEXO N°6: COEFICIENTES DE RIGIDEZ EN ZAPATAS PARA EL PERFIL S2 EN EDIFICIOS E01, E02 Y E03

EDIFICACIÓN 01												
SUELO S2												
Z1				Z1.2				Z2				
Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kzz
26465.1	26465.1	32136.193	13668.86	4324.913		Barikan	13232.55	16088.0985	6834.43	2162.4565		
43971.759	43971.759	62816.798	26801.834	84881.268	17641.051	Norma Rusa	21985.8795	31408.399	13400.917	4240.134	8820.5255	
45157.661	54441.865	26236.807	15238.648	23635.04	31386.069	ASCE/SEI 41-17	22578.8005	13118.4035	7619.324	11817.52	15093.0345	
			Bxx	Byy	Bzz		Bx	Bz	Bxx	Byy	Bzz	
52.31	52.31	104.205	17.874	6.902	8.779	Norma Rusa	26.155	36.155	8.037	3.451	4.3095	
Z3				Z3				Z3				
Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kzz
21324.07	21324.07	25893.513	7265.502	2751.433		Barikan	10662.035	12946.7565	3632.751	1375.7165		
35825.186	35825.186	51178.837	14415.372	5459.076	9937.224	Norma Rusa	17912.593	25589.4185	7207.686	2729.538	4968.612	
42200.637	49205.896	23398.552	11542.727	15895.096	20468.484	ASCE/SEI 41-17	21100.3185	11699.276	5771.3635	7947.548	10234.242	
			Bxx	Byy	Bzz		Bx	Bz	Bxx	Byy	Bzz	
37.78	37.78	75.259	9.003	4.183	4.384	Norma Rusa	18.89	18.89	4.5025	2.0915	2.192	
Z4				Z4				Z5 (1,5XU(m))				
Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kzz
20347.395	20347.395	24707.551	3706.133	3706.133		Barikan	10662.035	12946.7565	3632.751	1375.7165		
34963.132	34963.132	49947.332	8324.555	8324.555	8324.555	Norma Rusa	17912.593	25589.4185	7207.686	2729.538	4968.612	
43049.354	43049.354	22092.819	12800.765	13552.804	18641.786	ASCE/SEI 41-17	21100.3185	11699.276	5771.3635	7947.548	10234.242	
			Bxx	Byy	Bzz		Bx	Bz	Bxx	Byy	Bzz	
36.327	36.327	72.364	5.641	5.641	3.618	Norma Rusa	18.89	18.89	4.5025	2.0915	2.192	
Z5				Z5				Z6				
Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kzz
36462.531	36462.531	44275.031	16192.34	16192.34		Barikan	23084.119	28030.716	31730.417	7636.0645		
64005.012	64005.012	91435.731	39012.579	39012.579	39012.579	Norma Rusa	39120.5315	55886.4755	65410.46	15741.3565	40575.9085	
53005.697	53005.697	30135.241	32978.272	35155.194	56974.874	ASCE/SEI 41-17	31526.203	16721.301	33252.082	22318.513	73282.3935	
			Bxx	Byy	Bzz		Bx	Bz	Bxx	Byy	Bzz	
92.996	92.996	185.253	31.776	31.776	23.712	Norma Rusa	62.3725	62.3725	54.2645	14.915	27.15	
Z6				Z6				Z6				
Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kzz
20337.221	20337.221	24695.197	4175.676	4175.676		Barikan	23084.119	28030.716	31730.417	7636.0645		
34908.908	34908.908	49869.868	9163.588	9163.588	8332.424	Norma Rusa	39120.5315	55886.4755	65410.46	15741.3565	40575.9085	
43477.216	42028.047	21980.875	13216.393	13178.828	19293.139	ASCE/SEI 41-17	31526.203	16721.301	33252.082	22318.513	73282.3935	
			Bxx	Byy	Bzz		Bx	Bz	Bxx	Byy	Bzz	
36.236	36.236	72.184	6.079	5.194	3.618	Norma Rusa	62.3725	62.3725	54.2645	14.915	27.15	

		Z7 (1.5X0.6m)					
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban		96548.387	96548.387	117237.328	190156.632	104040.956	
Norma Rusa		175959.955	175959.955	251371.364	520498.369	377057.045	
ASCE/SEI 41-17		79811.558	76594.636	51900.141	190240.647	190752.336	358731.033
		Bx	Bv	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		386.334	386.334	769.596	506.66	424.306	414.948
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban		24437.221	24437.221	24437.221	10220.695	9937.581	
Norma Rusa		41306.818	41306.818	59009.74	20677.907	7966.315	14322.156
ASCE/SEI 41-17		49437.252	41377.043	23851.831	20027.26	16921.297	35044.019
		Bx	Bv	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		47.406	47.406	94.436	13.628	6.255	6.876
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban		28506.7	28506.7	34615.278	13064.123	6579.641	
Norma Rusa		49006.982	49006.982	70009.973	28033.161	14118.678	21075.919
ASCE/SEI 41-17		50187.663	44983.305	25943.755	24798.294	21282.009	42487.346
		Bx	Bv	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		61.937	61.937	123.381	20.008	11.196	11.143
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban		22829.777	22829.777	27723.872	4987.672	4987.672	
Norma Rusa		39363.446	39363.446	56262.065	11346.183	11346.183	11346.183
ASCE/SEI 41-17		44750.881	44750.881	23428.638	15326.627	15949.529	23311.221
		Bx	Bv	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		43.955	43.955	87.561	7.946	7.946	5.297
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban		25383.375	25383.375	36822.669	7230.497	6119.893	
Norma Rusa		43923.077	43923.077	62747.253	16340.43	13830.54	15085.485
ASCE/SEI 41-17		46799.844	45549.461	24656.364	18697.895	18551.286	29428.489
		Bx	Bv	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		52.22	52.22	104.024	11.652	10.148	7.503
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban		48752.358	48752.358	99199.291	68384.817	18386.041	
Norma Rusa		83396.632	83396.632	119138.046	144755.725	38918.428	91835.577
ASCE/SEI 41-17		63847.404	52701.27	34509.863	71832.406	48762.878	153200.477
		Bx	Bv	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		137.315	137.315	137.315	273.538	37.148	63.256
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban		3017137094	3017137094	3663.6665	8129.95725	4390.029875	
Norma Rusa		5498.748594	5498.748594	7855.35125	16453.07403	11783.03266	14118.05334
ASCE/SEI 41-17		2494.112125	2494.112125	1021.879406	6132.520219	596.10175	11210.34478
		Bx	Bv	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		12.0759375	12.0759375	24.049875	18.333125	13.2751875	12.667125
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban		24376.179	24376.179	29599.6455	34192.4085	9193.0205	
Norma Rusa		41698.316	41698.316	59569.023	72376.3625	19459.214	45917.7885
ASCE/SEI 41-17		31923.702	26390.635	17254.9315	35916.203	24381.439	76600.2385
		Bx	Bv	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		68.6575	68.6575	68.6575	136.769	18.574	31.628

EDIFICACION 02
SUELO 2

		Z1 (0.8X0.8m)			Z2 (0.8X1.2m)			Z3 (1.0X1.5m)			Z4 (1.2X2.0m)			Z5 (1.5X2.5m)			Z6 (1.8X3.0m)			Z7 (1.5X3.0m)			Z8 (2.0X3.0m)			
		Ks	Ky	Kz	Ks	Ky	Kz	Ks	Ky	Kz	Ks	Ky	Kz	Ks	Ky	Kz	Ks	Ky	Kz	Ks	Ky	Kz	Ks	Ky	Kz	
Baricent	Baricent	13537.091	13797.061	31502.146	19485.331	31107.643																				
	Northern Base	50478.708	50478.708	40443.385	40443.385	50501.62																				
	ASCE-S&E14-E17	44325.856	48230.731	25204.089	32131.162	14212.427																				
Northern Base	Baricent	42.711	42.711	47.063	6.367	7.919																				
	Northern Base	20017.051	20017.051	14306.419	2132.692	4786.558																				
	ASCE-S&E14-E17	14201.448	14201.448	48700.448	1184.715	11088.134																				
Baricent	Baricent	24162.541	24162.541	24162.541	30576.043	4692.766																				
	Northern Base	41971.738	41971.738	42816.798	43076.015	14076.032																				
	ASCE-S&E14-E17	50648.635	50648.635	36315.084	22032.983	22858.16																				
Baricent	Baricent	37.303	37.303	114.111	12.811	12.811																				
	Northern Base	33576.928	33576.928	40772.057	3010.88	21097.737																				
	ASCE-S&E14-E17	52934.036	52934.036	19621.366	40666.278	21296.511																				
Baricent	Baricent	40670.813	40670.813	40386.916	47933.211	31019.243																				
	Northern Base	69271.13	69271.13	48854.338	21350.022	49400.467																				
	ASCE-S&E14-E17	57408.833	57148.783	35137.466	34973.305	44013.624																				
Baricent	Baricent	26797.02	26797.02	32339.238	2271.778	13103.618																				
	Northern Base	41971.738	41971.738	62816.798	4780.438	31921.071																				
	ASCE-S&E14-E17	49272.911	44790.529	20966.19	17853.122	50265.939																				
Baricent	Baricent	37.303	37.303	114.111	12.811	12.811																				
	Northern Base	26797.02	26797.02	32339.238	2271.778	13103.618																				
	ASCE-S&E14-E17	41971.738	41971.738	62816.798	4780.438	31921.071																				
Baricent	Baricent	26821.048	26821.048	24492.487	11022.81	4091.111																				
	Northern Base	37390	37390	46049	3808	17930																				
	ASCE-S&E14-E17	41108.211	42842.808	25448.245	11803.908	19433.238																				
Baricent	Baricent	47.302	47.302	99.244	5.003	12.662																				
	Northern Base	43262.658	43262.658	52433.228	9176.668	43444.617																				
	ASCE-S&E14-E17	33620.837	34339.433	14901.022	37887.38	34462.344																				
Baricent	Baricent	84.348	84.348	148.023	18.361	40.865																				
	Northern Base	41971.738	41971.738	62816.798	4780.438	31921.071																				
	ASCE-S&E14-E17	50648.635	50648.635	36315.084	22032.983	22858.16																				

EDIFICACIÓN 03												
SUELO S2												
Z1												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban	26207.444	26207.444	31823.325	13535.785	4282.807	17641.051	13103.722	13103.722	15911.6625	6767.8925	2141.4015	8820.5255
Norma Rusa	43071.759	43971.759	62816.798	26801.834	8480.268	31386.089	21985.8795	21985.8795	31408.399	13400.917	4240.134	15693.0345
ASCE/SEI 41-17	45157.661	54441.865	26236.807	15238.648	2363.504	31386.089	22578.8305	27220.9325	13118.4035	7619.324	11817.52	15693.0345
Norma Rusa	52.31	52.31	104.205	17.874	6.902	8.779	26.155	26.155	52.1025	8.937	3.451	4.3895
Z2												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban	21324.07	21324.07	25897.513	7265.502	2731.433	9937.234	10662.035	10662.035	12946.7565	3632.751	1375.7165	4968.612
Norma Rusa	35825.186	35825.186	51178.837	14415.372	5459.076	20468.464	17912.493	17912.493	25589.4185	7207.686	2729.538	10254.242
ASCE/SEI 41-17	42200.637	49102.896	23348.552	11482.727	15955.096	20468.464	21100.3185	24851.448	11699.276	3771.3635	7947.548	10254.242
Norma Rusa	37.78	37.78	75.259	9.005	4.181	4.384	18.89	18.89	37.6295	4.5025	2.0915	2.192
Z3												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban	20347.395	20347.395	24707.551	3706.133	3706.133	3706.133	10662.035	10662.035	12946.7565	3632.751	1375.7165	4968.612
Norma Rusa	34963.132	34963.132	49947.332	8324.555	8324.555	8324.555	17912.493	17912.493	25589.4185	7207.686	2729.538	10254.242
ASCE/SEI 41-17	43049.354	43049.354	22092.819	12800.765	13352.804	18641.786	21100.3185	24851.448	11699.276	3771.3635	7947.548	10254.242
Norma Rusa	36.327	36.327	72.364	5.641	5.641	5.641	18.89	18.89	37.6295	4.5025	2.0915	2.192
Z4												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban	36462.531	36462.531	44275.931	16192.34	16192.34	16192.34	10662.035	10662.035	12946.7565	3632.751	1375.7165	4968.612
Norma Rusa	64005.012	64005.012	91435.731	39012.579	39012.579	39012.579	17912.493	17912.493	25589.4185	7207.686	2729.538	10254.242
ASCE/SEI 41-17	53005.697	53005.697	30135.241	32978.272	35155.194	56974.874	21100.3185	24851.448	11699.276	3771.3635	7947.548	10254.242
Norma Rusa	92.996	92.996	185.253	31.776	31.776	31.776	18.89	18.89	37.6295	4.5025	2.0915	2.192
Z5 (1,5X0.6m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban	46168.738	46168.738	56061.432	63400.834	15272.109	146564.787	21084.119	21084.119	28030.716	31730.417	7616.0845	2715
Norma Rusa	78241.063	78241.063	111772.947	130820.392	31483.713	81151.817	19120.5315	19120.5315	39120.5315	65410.46	15711.3565	60575.9085
ASCE/SEI 41-17	63052.406	51141.648	33442.602	66504.164	44637.026	146564.787	31526.203	31526.203	35570.824	16721.301	33352.082	73282.3915
Norma Rusa	125.145	125.145	249.296	108.529	29.83	54.1	62.5725	62.5725	124.648	54.3645	14.915	27.15
Z6												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban	20337.221	20337.221	24695.197	4175.676	3418.184	3418.184	10662.035	10662.035	12946.7565	3632.751	1375.7165	4968.612
Norma Rusa	34008.908	34008.908	49669.868	9163.588	7501.259	8332.424	17912.493	17912.493	25589.4185	7207.686	2729.538	10254.242
ASCE/SEI 41-17	43477.216	42028.047	21980.875	13216.393	13178.828	19293.339	21100.3185	24851.448	11699.276	3771.3635	7947.548	10254.242
Norma Rusa	36.236	36.236	72.184	6.079	5.194	3.618	18.89	18.89	37.6295	4.5025	2.0915	2.192

Z7 (1.5X0.6m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban	96548.387	96548.387	117237.328	190158.632	140460.956		3017.137094	3017.137094	3663.6665	6129.95725	4390.029875	
Norma Rusa	175949.955	175949.955	231371.304	520498.169	37057.045	451777.707	5498.748594	5498.748594	7855.355125	16453.07403	11783.03266	14118.05334
ASCE/SEI 41-17	79811.588	76099.656	51900.141	196240.647	190752.56	358731.033	2494.112125	2393.73925	1021.479406	6132.520219	5961.0175	11210.34478
Norma Rusa	386.334	386.334	769.596	586.66	424.806	414.948	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa	47.406	47.406	94.836	13.628	6.235	6.876	12.0729375	12.0729375	24.049875	18.333125	13.2751875	12.967125

Z7												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barban	24437.221	24437.221	24437.221	10520.695	3937.581							
Norma Rusa	41306.818	41306.818	59009.74	20677.997	7966.315	14322.156						
ASCE/SEI 41-17	48437.252	41377.043	23851.831	20027.26	16921.297	35094.019						
Norma Rusa	47.406	47.406	94.836	13.628	6.235	6.876	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz

Z8												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barban	28506.7	28506.7	34615.278	13064.123	6579.641							
Norma Rusa	49006.982	49006.982	70009.975	28033.161	14118.678	21075.919						
ASCE/SEI 41-17	50187.683	44983.305	25943.755	24798.294	21282.069	42487.346						
Norma Rusa	61.937	61.937	123.881	20.008	11.196	11.143	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz

Z9												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barban	22829.777	22829.777	27721.872	4987.672	4987.672							
Norma Rusa	39383.446	39383.446	56262.065	11346.183	11346.183	11346.183						
ASCE/SEI 41-17	44750.881	41750.881	23428.638	15326.827	15949.529	2331.221						
Norma Rusa	45.955	43.955	87.561	7.946	7.946	5.297	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz

Z10												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barban	25383.375	25383.375	30822.669	7230.497	6119.893							
Norma Rusa	43923.077	43923.077	62747.253	16340.43	13830.54	15085.485						
ASCE/SEI 41-17	46799.844	45549.461	24656.364	18697.995	18553.286	29428.489						
Norma Rusa	52.22	52.22	104.024	11.652	10.148	7.503	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz

Z11												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barban	41752.358	48752.358	59109.291	68394.817	18186.041							
Norma Rusa	83396.632	83396.632	119138.046	144752.725	38918.428	91835.577						
ASCE/SEI 41-17	63847.404	52781.27	34509.863	71132.408	48762.878	153200.477						
Norma Rusa	137.315	137.315	137.315	273.508	17.148	63.256	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz

Z12 (1.5X0.6m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barban	24376.179	24376.179	29599.6455	34192.4085	9193.0205		24376.179	24376.179	29599.6455	34192.4085	9193.0205	
Norma Rusa	41698.316	41698.316	59569.023	72376.3625	19459.214	45917.7885	41698.316	41698.316	59569.023	72376.3625	19459.214	45917.7885
ASCE/SEI 41-17	31923.702	26390.635	17254.9315	35916.203	24381.439	76600.2385	31923.702	26390.635	17254.9315	35916.203	24381.439	76600.2385
Norma Rusa	68.6575	68.6575	136.769	136.769	18.574	31.628	68.6575	68.6575	136.769	136.769	18.574	31.628

7.7. ANEXO N°7: COEFICIENTES DE RIGIDEZ EN ZAPATAS PARA EL PERFIL S3 EN EDIFICIOS E01, E02 Y E03

EDIFICACIÓN 01												
SUELOS												
Z1												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	kzz
Barcan	20658.98	20658.98	24102.15	10251.65	3243.69		Barcan	10329.49	10329.49	12051.07	5125.82	
Norma Rusa	7328.63	7328.63	10469.47	4466.97	1413.38	2940.18	Norma Rusa	3664.31	3664.31	5234.73	2233.49	1621.84
ASCE/SFI 41-17	17856.84	15500.15	7469.88	4168.46	6465.35	9198.75	ASCE/SFI 41-17	6428.42	7750.07	3734.94	2084.23	3332.62
Norma Rusa	56.98	56.98	113.31	19.47	7.52	9.56	Norma Rusa	28.49	28.49	56.75	9.74	3.76
Z2												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	kzz
Barcan	16809.48	16809.48	19611.06	5502.70	2083.86		Barcan	8404.74	8404.74	9805.53	2751.35	1041.93
Norma Rusa	5970.86	5970.86	8329.81	2402.56	969.85	1656.20	Norma Rusa	2985.43	2985.43	4264.90	1201.28	454.92
ASCE/SFI 41-17	12014.95	14150.92	6661.80	3157.46	4348.02	5998.98	ASCE/SFI 41-17	6007.47	7075.46	3330.90	1578.73	2174.01
Norma Rusa	41.15	41.15	81.98	9.81	4.56	4.78	Norma Rusa	20.58	20.58	40.99	4.90	2.28
Z3												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	kzz
Barcan	16039.58	16039.58	18712.85	2908.93	2806.93		Barcan	8404.74	8404.74	9805.53	2751.35	1041.93
Norma Rusa	5827.19	5827.19	8324.56	1387.43	1387.43	1387.43	Norma Rusa	2985.43	2985.43	4264.90	1201.28	454.92
ASCE/SFI 41-17	12256.58	12256.58	6290.05	3501.59	3501.59	5463.61	ASCE/SFI 41-17	6007.47	7075.46	3330.90	1578.73	2174.01
Norma Rusa	39.57	39.57	78.82	6.14	6.14	3.94	Norma Rusa	20.58	20.58	40.99	4.90	2.28
Z4												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	kzz
Barcan	28742.93	28742.93	33531.42	12263.65	12263.65		Barcan	18196.91	18196.91	21229.72	2403.78	5783.37
Norma Rusa	19667.50	19667.50	15239.29	6502.10	6502.10	6502.10	Norma Rusa	6520.09	6520.09	9314.41	10901.74	2623.56
ASCE/SFI 41-17	15091.26	15091.26	8579.81	9021.04	9016.53	16698.42	ASCE/SFI 41-17	7943.38	9774.52	5156.01	4032.64	10189.51
Norma Rusa	101.30	101.30	201.79	34.61	34.61	25.83	Norma Rusa	68.16	68.16	135.78	59.11	16.25
Z5 (1.5X0.6m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	kzz
Barcan	36393.81	36393.81	42459.45	48063.56	11566.74		Barcan	18196.91	18196.91	21229.72	2403.78	5783.37
Norma Rusa	13640.18	13640.18	18628.82	21803.49	5247.12	13525.30	Norma Rusa	6520.09	6520.09	9314.41	10901.74	2623.56
ASCE/SFI 41-17	15806.77	19549.03	10112.02	9665.29	20379.02	28521.33	ASCE/SFI 41-17	7943.38	9774.52	5156.01	4032.64	10189.51
Norma Rusa	136.32	136.32	271.55	118.22	32.49	59.15	Norma Rusa	68.16	68.16	135.78	59.11	16.25
Z6												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	kzz
Barcan	16031.56	16031.56	18703.49	3162.55	2588.84		Barcan	8404.74	8404.74	9805.53	2751.35	1041.93
Norma Rusa	5818.15	5818.15	8311.65	1527.27	1250.21	1388.74	Norma Rusa	2985.43	2985.43	4264.90	1201.28	454.92
ASCE/SFI 41-17	12850.56	14907.06	7325.60	4258.35	6037.33	8583.40	ASCE/SFI 41-17	6007.47	7075.46	3330.90	1578.73	2174.01
Norma Rusa	39.47	39.47	78.63	6.62	5.66	3.94	Norma Rusa	20.58	20.58	40.99	4.90	2.28

		Z1 (1.5X0.6m)					
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz
Barban		2378.37	2378.37	2774.76	4642.67	3324.89	
Norma Rusa		916.46	916.46	1369.23	2742.18	1963.84	2553.01
ASCE/SI 41-17		691.97	722.08	471.37	1406.56	1966.89	2906.04
		Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		13.15	13.15	26.20	19.97	14.66	14.12

		Z1					
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz
Barban		76107.82	76107.82	88792.45	148565.36	106396.56	
Norma Rusa		29326.66	29326.66	41895.23	87749.73	62842.84	75296.28
ASCE/SI 41-17		22207.01	23135.43	15083.86	45009.87	62840.35	93373.19
		Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		420.82	420.82	838.30	639.03	462.73	451.99

		Z8					
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz
Barban		19263.54	19263.54	22474.13	3740.88	2982.22	
Norma Rusa		6884.47	6884.47	9834.96	3446.33	1327.72	2387.03
ASCE/SI 41-17		12601.90	14738.77	7140.43	3897.87	5527.54	7802.29
		Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		51.64	51.64	102.87	14.84	6.81	7.49

		Z9					
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz
Barban		22471.45	22471.45	26216.70	9894.42	4983.25	
Norma Rusa		8167.83	8167.83	11668.33	4672.19	2353.11	3512.65
ASCE/SI 41-17		13422.90	14968.70	7667.71	5237.89	7008.53	10223.69
		Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		67.47	67.47	134.40	21.80	12.20	12.14

		Z10					
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz
Barban		17996.41	17996.41	20995.81	3777.53	3777.53	
Norma Rusa		6563.91	6563.91	9377.01	1891.03	1891.03	1891.03
ASCE/SI 41-17		12741.03	12741.03	6670.37	4192.58	4362.91	6832.14
		Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		47.88	47.88	95.38	8.66	8.66	5.77

		Z11					
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz
Barban		20009.38	20009.38	23344.27	5476.19	4635.65	
Norma Rusa		7120.51	7120.51	10457.88	2723.41	2305.09	2514.25
ASCE/SI 41-17		13121.12	13460.92	7083.51	4815.81	5284.91	8222.37
		Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		56.88	56.88	113.31	12.69	11.05	8.17

		Z12 (1.5X0.6m)					
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz
Barban		19215.42	19215.42	22417.99	25896.43	6962.55	
Norma Rusa		6949.72	6949.72	9928.17	12962.73	3243.20	7632.96
ASCE/SI 41-17		8137.22	9826.92	5292.37	5434.30	11075.81	15412.07
		Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		74.79	74.79	148.98	67.21	20.23	34.45

		Z12					
		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	kzz
Barban		38430.84	38430.84	44835.98	51792.85	13925.10	
Norma Rusa		13899.44	13899.44	19856.34	24725.45	6486.41	15305.93
ASCE/SI 41-17		16274.44	19653.85	10384.74	10868.59	27151.63	30824.14
		Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz
Norma Rusa		149.57	149.57	297.96	134.42	40.46	68.90

EDIFICACIÓN 02												
SUELO S3												
Z1 (0.5X1m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	1380.379	1380.379	16717.669	449.748	23.7123	491.77						
Norma Insa	5079.798	5079.798	7236.854	774.064	1209.476	691.77						
ASCE/SEI 41-17	120.36343	1173.939	4497.141	3333.137	3097.656	4679.878						
	Bx	Bz	Bx	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	34.677	69.078	4.696	5.338	2.832							
Z2 (0.3X1.2m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	15623.555	15623.555	18279.814	4364.588	1013.15	1408.907						
Norma Insa	5683.741	5683.741	8116.773	1948.036	865.789	5991.131						
ASCE/SEI 41-17	12988.473	14971.191	6867.847	3758.569	4666.321	5991.131						
	Bx	Bz	Bz	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	41.612	82.894	9.305	3.125	4.31							
Z3 (1.20X1.20m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	19057.956	19057.956	22934.282	4869.123	4869.123	2512.672						
Norma Insa	7328.626	7328.626	10469.466	2512.672	2512.672	9441.113						
ASCE/SEI 41-17	14420.193	14420.193	7963.701	6026.903	6232.188	9441.113						
	Bx	Bz	Bz	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	62.419	62.419	124.341	13.957	13.957	8.953						
Z4 (2.4X0.8m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	26210.608	26210.608	30959.013	31614.016	3512.67	6721.899						
Norma Insa	8822.493	8822.493	12363.561	12699.418	1344.38	17171.406						
ASCE/SEI 41-17	15989.601	21651.36	9532.029	5972.467	15613.758	17171.406						
	Bx	Bz	Bz	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	83.225	83.225	166.798	61.319	10.25	26.326						
Z5 (2.4X1.20m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	31755.16	31755.16	37047.687	34718.975	8679.744	9095.876						
Norma Insa	11545.188	11545.188	16493.126	15833.401	3958.35	25221.153						
ASCE/SEI 41-17	16345.154	20288.449	10008.122	9566.881	17510.604	25221.153						
	Bx	Bz	Bz	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	124.837	124.837	248.842	91.979	27.914	44.763						
Z6 (1.8X0.8m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	20918.082	20918.082	24404.429	13734.107	2712.91	3385.137						
Norma Insa	7328.626	7328.626	10469.466	5633.512	1116.543	12116						
ASCE/SEI 41-17	14028.494	18446.516	8239.883	4883.688	9279.095	12116						
	Bx	Bz	Bz	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	62.419	62.419	124.341	27.411	7.687	12.061						
Z7 (1.5X0.6m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	10166.592	10166.592	18744.365	7649.315	1233.897	1696.5						
Norma Insa	5460	5460	7800	2925	468	7663.733						
ASCE/SEI 41-17	13842.762	17783.79	1357.008	3229.447	5136.56	7663.733						
	Bx	Bz	Bz	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	39.012	39.012	77.713	12.333	3.297	5.071						
Z8 (2.8X1.20m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	31771.361	31771.361	39399.921	45728.032	9314.817	11897.785						
Norma Insa	12185.974	12185.974	17411.392	19616.835	4178.274	29340.881						
ASCE/SEI 41-17	16084.254	21164.9	10906.092	10445.17	20286.796	29340.881						
	Bx	Bz	Bz	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	135.24	135.24	269.405	115.569	30.241	55.229						
Z4 (2.4X0.8m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	13105.304	13105.304	15289.515	15407.011	1756.535	3360.9495						
Norma Insa	4411.2465	4411.2465	6361.7885	6649.769	672.19	10873.303						
ASCE/SEI 41-17	7543.3915	10823.93	4760.0145	2986.2335	6808.839	10873.303						
	Bx	Bz	Bz	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	41.6125	41.6125	82.894	30.6595	5.125	13.283						
Z5 (2.4X1.20m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	15877.38	15877.38	18223.8433	17359.4872	4339.872	4947.938						
Norma Insa	5772.594	5772.594	8246.563	7916.7605	1979.175	4947.938						
ASCE/SEI 41-17	8173.577	10134.224	3044.061	4783.4405	8755.102	17013.3765						
	Bx	Bz	Bz	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	62.4185	62.4185	124.341	45.8895	13.957	22.1815						
Z6 (1.8X0.8m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	2988.29429	2988.29429	3486.347	1962.015266	387.038374	483.5895714						
Norma Insa	1046.546571	1046.546571	1495.638	807.6445714	159.5347143	483.5895714						
ASCE/SEI 41-17	2004.070571	2635.21671	1175.697571	697.6997143	1183.727857	1730.857143						
	Bx	Bz	Bz	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	8.217	8.917	17.763	3.915857143	1.09842857	1.723						
Z7 (1.5X0.6m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	2295.228429	2295.228429	2677.766429	1992.765	174.842286	242.337429						
Norma Insa	780	780	1114.285714	417.8571429	66.85714286	348.68						
ASCE/SEI 41-17	1834.66286	2540.541429	1053.480693	461.3495714	248.68	1195.184714						
	Bx	Bz	Bz	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	5.57342857	5.37342857	11.10185714	1.790714286	0.471	0.72428571						
Z8 (2.8X1.20m)												
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz						
Barikani	16885.6805	16885.6805	19699.9045	21864.016	4657.4235	5948.8925						
Norma Insa	6993.987	6993.987	8705.006	9808.4175	2089.167	5948.8925						
ASCE/SEI 41-17	8342.127	10982.45	5223.046	5972.585	10143.368	14680.4805						
	Bx	Bz	Bz	Bz	Bz	Bz						
Norma Insa	67.62	67.62	134.7025	57.3845	15.1205	27.614						

EDIFICACIÓN 03													
SUELO 3													
Z1													
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barbano	65881.47	65881.47	76861.72	244394.74	31582.89								
Norma Rusa	21781.21	21781.21	31116.02	102695.83	13276.17								
ASCE/SEI 41-17	20343.32	26663.68	14667.85	22420.46	30316.19	98030.13							
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz							
Norma Rusa	308.63	308.63	614.80	736.69	110.59	343.71							
Z2													
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barbano	98712.52	98712.52	115164.63	432529.41	111103.47								
Norma Rusa	34841.84	34841.84	49774.05	218116.46	56978.77	137197.61							
ASCE/SEI 41-17	24791.95	28308.85	17866.44	57129.32	128842.80	165280.59							
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz							
Norma Rusa	578.15	578.15	1151.71	1822.28	494.06	952.37							
Z3													
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barbano	105235.54	105235.54	122774.80	674695.90	98926.77								
Norma Rusa	36087.34	36087.34	51553.34	316579.58	45452.86	181816.22							
ASCE/SEI 41-17	24906.68	31669.23	19021.79	49472.91	169395.77	217416.61							
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz							
Norma Rusa	605.16	605.16	1205.50	2655.36	412.35	1269.44							
Z4													
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barbano	120657.01	120657.01	140766.52	458980.61	238497.29								
Norma Rusa	43982.97	43982.97	62833.82	261803.40	155718.88	198761.14							
ASCE/SEI 41-17	26930.12	29067.43	19433.61	85107.61	150113.27	207570.11							
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz							
Norma Rusa	780.23	780.23	1554.26	2338.58	1235.42	1474.99							
Z5													
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barbano	71845.77	71845.77	83829.06	115206.73	88205.15								
Norma Rusa	25796.02	25796.02	36851.46	62893.15	48152.97	55522.86							
ASCE/SEI 41-17	21795.44	22462.78	14307.27	40541.11	52357.05	84132.26							
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz							
Norma Rusa	388.38	388.38	773.68	490.84	381.23	549.70							
Z6													
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barbano	56626.53	56626.53	66664.29	116034.80	32521.86								
Norma Rusa	19520.26	19520.26	27886.09	53727.19	15658.49	34392.84							
ASCE/SEI 41-17	19271.22	22697.65	12997.29	21372.70	43771.86	60337.31							
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz							
Norma Rusa	265.28	265.28	528.43	376.41	116.50	195.53							
Z7													
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barbano	6169.53	6169.53	7197.79	27033.09	6641.97								
Norma Rusa	2177.81	2177.81	3110.88	12644.78	3501.92	8734.85							
ASCE/SEI 41-17	1524.50	1800.55	1116.65	3258.08	8007.67	10330.04							
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz							
Norma Rusa	36.13	36.13	71.98	113.89	30.88	39.52							
Z8													
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barbano	52617.27	52617.27	61387.40	337847.95	48463.10								
Norma Rusa	18643.67	18643.67	25778.67	188389.79	22726.43	60508.11							
ASCE/SEI 41-17	12483.34	15834.61	9515.89	24736.45	44697.89	108708.31							
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz							
Norma Rusa	302.58	302.58	602.75	1327.68	206.18	634.92							
Z9													
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz		Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz
Barbano	6793.17	6793.17	7820.36	25549.48	13244.85								
Norma Rusa	2443.50	2443.50	3490.71	14544.63	3539.84	11042.29							
ASCE/SEI 41-17	1496.12	1614.86	1079.76	4994.87	8339.63	11531.67							
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz							
Norma Rusa	47.35	47.35	86.35	129.92	68.63	81.94							

Z7									
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz			
Barikan	78838.39	78838.39	91978.12	207990.54	81250.68				
Norma Rusa	28000.00	28000.00	40000.00	106666.67	41666.67				
ASCE/SI 41-17	22281.95	25121.42	15457.11	40031.85	74864.80	103827.12			
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz			
Norma Rusa	433.46	433.46	863.48	841.12	344.39	480.31			

Z8									
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz			
Barikan	46754.99	46754.99	54547.03	26194.99	36194.99				
Norma Rusa	16515.82	23594.02	19032.51	20933.08	22593.25	40175.40			
ASCE/SI 41-17	18486.58	18486.58	11142.70	20933.08	22593.25	40175.40			
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz			
Norma Rusa	209.80	209.80	417.92	331.82	131.82	101.14			

Z9									
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz			
Barikan	74096.47	74096.47	87379.22	146352.69	87094.78				
Norma Rusa	26839.56	26839.56	38342.22	78282.04	46585.80	62433.92			
ASCE/SI 41-17	22015.81	23534.42	14776.24	40858.49	60542.27	90343.50			
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz			
Norma Rusa	409.62	409.62	815.99	614.43	375.58	398.61			

Z10									
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz			
Barikan	115858.16	115858.16	135167.83	448226.71	207260.03				
Norma Rusa	42053.77	42053.77	60076.81	250320.04	115747.99	183034.01			
ASCE/SI 41-17	26397.06	28897.91	19081.78	79780.05	144460.44	195816.80			
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz			
Norma Rusa	776.89	756.89	1467.91	2208.66	1045.58	1341.67			

Z11									
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz			
Barikan	72822.68	72822.68	84959.79	107750.52	97575.33				
Norma Rusa	26191.13	26191.13	37415.90	59927.80	54268.64	57098.22			
ASCE/SI 41-17	22940.81	22325.12	14338.05	43223.84	51282.98	87261.66			
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz			
Norma Rusa	396.40	396.40	789.65	471.62	429.33	361.51			

Z12									
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz			
Barikan	59231.63	59231.63	69703.56	176025.05	34206.26				
Norma Rusa	20341.78	20341.78	29059.69	62768.93	15692.23	39230.58			
ASCE/SI 41-17	19597.78	23684.18	13396.09	22351.05	49049.32	67545.20			
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz			
Norma Rusa	280.88	280.88	559.53	444.75	123.35	276.61			

x10									
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz			
Barikan	12875.13	12875.13	12875.13	49802.97	23028.89				
Norma Rusa	4672.64	4672.64	6975.20	27813.34	12868.89	20337.11			
ASCE/SI 41-17	2933.01	3210.88	2120.20	8864.45	16951.16	21737.42			
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz			
Norma Rusa	81.88	81.88	163.10	245.41	116.18	149.07			

x11									
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz			
Barikan	3310.12	3310.12	3484.21	4897.75	4435.24				
Norma Rusa	1190.51	1190.51	1700.72	2723.99	2466.76	2595.37			
ASCE/SI 41-17	1001.86	1014.78	651.73	1964.72	2331.04	3966.44			
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz			
Norma Rusa	18.02	18.02	35.89	21.44	19.51	16.43			

x12									
	Kx	Ky	Kz	Kxx	Kyy	Kzz			
Barikan	3484.21	3484.21	4064.92	8946.53	2012.13				
Norma Rusa	1196.58	1196.58	1709.39	5692.29	923.07	2307.68			
ASCE/SI 41-17	1152.81	1393.19	788.06	1314.77	2885.25	3973.25			
	Bx	By	Bz	Bxx	Byy	Bzz			
Norma Rusa	16.52	16.52	32.91	26.16	7.26	13.33			

7.8. ANEXO N°8: MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO: “INFLUENCIA DEL ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO LIMA - 2021”					
PROBLEMA	HIPOTESIS	OBJETIVOS	VARIABLES	METODOLOGÍA	POBLACIÓN
<p>GENERAL:</p> <p>¿En qué medida influye el análisis de interacción suelo-estructura (ISE) en la respuesta estructural de edificios de concreto armado en la ciudad de Lima, en 2021?</p> <p>ESPECÍFICOS:</p> <ul style="list-style-type: none"> ¿Cuáles serán las diferencias en los periodos de vibración principales de las estructuras de concreto armado de Lima si se consideran una base rígida e interacción suelo – estructura en el análisis sísmico estático (FHE) y dinámico (Modal – Espectral)? ¿Qué diferencias se obtendrán en las derivas de entrepiso al realizar un análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral) considerando base rígida e interacción suelo – estructura (ISE) en los edificios de concreto armado de Lima? ¿Cuáles serán los resultados de los esfuerzos máximos de corte y momento flector obtenidos al realizar un análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral) considerando base rígida e interacción suelo – estructura en los edificios de concreto armado de Lima? 	<p>GENERAL:</p> <ul style="list-style-type: none"> La incorporación del análisis de interacción suelo – estructura (ISE) influye en la respuesta estructural de las edificaciones modificando sus periodos de vibración, derivas y fuerzas cortantes. <p>ESPECÍFICOS:</p> <ul style="list-style-type: none"> Al considerar la interacción suelo – estructura en el análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral), se producirán incrementos en los periodos de vibración principales de las estructuras de muestra analizadas, siendo este incremento más notorio al considerar el modelo con suelo más flexible, pues este se deformará más que el suelo más rígido. El considerar un análisis con base flexible repercute en un incremento de los desplazamientos y derivas máximas de entre piso, esto debido a que se suma al desplazamiento lateral de la estructura, el desplazamiento propio del suelo de fundación. Este incremento está estrechamente relacionado a la flexibilidad del suelo, por lo que sus efectos serán más notorios en el suelo de menor capacidad. La incorporación del análisis de interacción suelo – estructura (ISE) en la cortante basal del análisis dinámico (Modal – Espectral), reduce los esfuerzos de corte en los modelos estructurales, debido a que se está considerando el efecto amortiguador del suelo de fundación el cual absorberá y disipará parte de la energía sísmica, lo que resulta en menores valores en comparación con el modelo de base rígida que solo considera el amortiguamiento de la superestructura. 	<p>GENERAL:</p> <ul style="list-style-type: none"> Determinar en qué medida influye el análisis de interacción suelo – estructura en la respuesta estructural en edificios de concreto armado en la ciudad de Lima – 2021. <p>ESPECÍFICOS:</p> <ul style="list-style-type: none"> O.E.1: Comparar los periodos de vibración principales de las estructuras de concreto armado que se obtendrán al considerar una base rígida e interacción suelo – estructura en el análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral). O.E.2: Evaluar las derivas de entrepiso que se obtendrán realizando un análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral), considerando base rígida e interacción suelo – estructura en los edificios de concreto armado analizados. O.E.3: Calcular los esfuerzos máximos de corte realizando un análisis sísmico dinámico (Modal – Espectral), para la condición de base rígida e interacción suelo – estructura en los edificios de concreto armado analizados. 	<p>VARIABLE INDEPENDIENTE:</p> <ul style="list-style-type: none"> Interacción suelo – estructura <p>VARIABLE DEPENDIENTE:</p> <ul style="list-style-type: none"> Respuesta estructural (periodos de vibración, derivas y cortantes basales) 	<p>Tipo de investigación:</p> <p>El tipo de investigación de acuerdo a la manipulación de la variable adoptada viene a ser experimental permitiendo establecer la relación causa – efecto, se determina el nivel de influencia y se asegura que las modificaciones que sufra la variable dependiente sean, netamente, producto de la variable independiente.</p> <ul style="list-style-type: none"> Alcance: Descriptivo, correlacional Enfoque: Cuantitativo Diseño: El estudio corresponde a un modelo Cuasi experimental <p>Técnica:</p> <ul style="list-style-type: none"> Análisis sísmico dinámico Modal – Espectral empleando el diseño con base fija e interacción suelo – estructura (03 modelos) Medición de periodos, derivas y cortantes basales a partir de los modelos propuestos <p>Instrumentos:</p> <ul style="list-style-type: none"> Planos de estructuras de 03 edificaciones en la ciudad de Lima Estudios de Mecánicas de suelos para perfiles S2 (GP) y S3 (SP) Software de análisis estructural Etabs 2019 Hojas de cálculo de Excel Software Mathcad 	<p>POBLACIÓN</p> <p>Estarán conformados por todos los edificios de concreto armado de Lima Metropolitana que compartan características similares en planta y en altura, sobre zapatas aisladas y que se encuentren cimentados en suelos de perfil S2 y S3, según la norma NTE E.030.</p> <p>MUESTRA</p> <p>La selección de la muestra se realizó empleando un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia y está constituida por 03 edificios de sistema estructural tipo pórticos de concreto armado, sobre zapatas aisladas, de 05, 07 y 09 niveles de altura.</p> <p>Asimismo, se considerarán dos perfiles de suelo: S2 y S3 de dos estudios de mecánica de suelos en la región de Lima Metropolitana.</p>

7.9. ANEXO N°9: MATRIZ DE OPERACIONALIDAD

TÍTULO: “INFLUENCIA DEL ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO LIMA - 2021”					
VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
VARIABLE INDEPENDIENTE: Interacción suelo - estructura	La interacción entre el suelo – cimentación - estructura consiste en estudiar las deformaciones del terreno que son afectadas por la rigidez de la propia estructura. El procedimiento de establecer las expresiones de compatibilidad para el cálculo de los esfuerzos de contacto se designará en adelante por ISE, esto es, Interacción Suelo-Estructura.	Son valores que expresan la flexibilidad del suelo, la capacidad máxima para soportar cargas aplicadas sobre él, forma y tipo de material que será facilitado a través del informe de EMS.	Tipo de suelo	Clasificación SUCS	Grava, arena, limo y arcilla
				Módulo de Poisson	$0.4 < X < 0.15$
				Módulo de elasticidad	kg/cm ²
			Comportamiento estático	Capacidad portante del terreno	kg/cm ²
				Clasificación del suelo	Espesor (mm)
				Ángulo de fricción	Grados (°)
				Densidad del suelo	kg/cm ³
VARIABLE DEPENDIENTE: Respuesta estructural	Según Chopra, “el término respuesta se utiliza en un sentido general para incluir cualquier cantidad de respuesta, como el desplazamiento, la velocidad o la aceleración de la masa; también, una fuerza interna o el esfuerzo interno en la estructura” (2013, pág. 27).	En la presente investigación, se medirá la respuesta estructural relacionada a los periodos de vibración, derivas máximas y fuerzas cortantes basales.	Registro de respuesta por nivel	Aceleración vs tiempo	g vs s.
				Desplazamiento vs tiempo	cm vs s.
				Velocidad vs tiempo	m/s vs s.
			Subestructura	Capacidad portante del terreno	kg/cm ²
				Rigidez	Ton/m
				Amortiguamiento	---
				Periodo natural de vibración	Segundos (s)
				Dimensiones	m
			Superestructura	Cortantes por piso	Ton
				Pesos por piso	Ton
Derivas	m/m				