

**UNIVERSIDAD SAN PEDRO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**“INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA APLICADO A  
CIMENTACIÓN CON PILOTES PRE-EXCAVADOS PARA  
OFICINAS BCP - SAN PEDRITO – CHIMBOTE”**

**TESIS**

Para Optar el Título Profesional de:

**INGENIERO CIVIL**

Presentado por el bachiller:

**Rojas Arias Lehi Enrique.**

**Asesor: Ing. Gumercindo Flores Reyes.**

**Consultor: Ph.D. Genner Villarreal Castro.**

**CHIMBOTE – PERU**

**2014**

## PALABRAS CLAVE

TEMA	Ingeniería Civil
ESPECIALIDAD	Interacción Suelo Estructura

## KEYWORDS

THEME	Civil Engineering
SPECIALTY	Soil Structure Interaction

**“INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA APLICADO A CIMENTACIÓN CON  
PILOTES PRE – EXCAVADOS PARA OFICINAS BCP – SAN PEDRITO –  
CHIMBOTE”**

“SOIL STRUCTURE INTERACTION APPLIED TO FOUNDATION WITH PRE –  
EXCAVATED PILES FOR BCP OFFICES – SAN PEDRITO – CHIMBOTE”

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como finalidad demostrar la optimización del diseño estructural al considerar la Interacción Suelo-Estructura (ISE), para el caso especial de fundación con pilotes pre excavados en un suelo altamente licuable y con un nivel freático alto como el de la ciudad de Chimbote.

Con dicha optimización se comprueba que parte de la energía de un sismo la absorbe el suelo de fundación, llevando así a un mejor comportamiento estructural y un diseño mas cercano a la realidad.

Para este fin se van a idear y comparar tres modelos dinámicos, en donde se incluirá el modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, propuesta por el Ph.D. Genner Villarreal Castro en su libro "Interacción Suelo Estructura en Edificios Altos" (libro premio nacional ANR 2007), considerando y no la disipación de energía. El primer modelo se llamará "Análisis Dinámico Común", el cuál consistirá en un análisis típico con apoyos en el suelo netamente rígidos. El segundo modelo será el "Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación", el cual consistirá en el ingreso de masas y rigideces en los apoyos del suelo, sin considerar la presencia de amortiguamiento. El tercer caso será llamado "Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación", el cual consistirá en el ingreso de masas, coeficientes de rigidez y de amortiguamiento en los apoyos del suelo.

## **ABSTRACT**

The purpose of this research work is to demonstrate the optimization of the structural design when considering the Soil-Structure Interaction (ISE), for the special case of foundation with pre-excavated piles in a highly liquefiable soil and with a high phreatic level such as that of the city of Chimbote.

With this optimization it is verified that part of the energy of an earthquake is absorbed by foundation soil, thus leading to a better structural behavior and a design closer to reality.

For this purpose, three dynamic models will be devised and compared, which will include the model of the Russian Standard SNIP 2.02.05-87, proposed by the Ph.D. Genner Villarreal Castro in his book "Soil Structure Interaction in High Buildings" (book national award ANR 2007), considering and not the dissipation of energy. The first model will be called "Common Dynamic Analysis", which will consist of a typical analysis with clearly rigid ground supports. The second model will be called the "Dynamic Analysis with the Russian Standard without Dissipation", which will consist of the entrance of masses and rigidities in the soil supports, without considering the presence of damping. The third case will be called "Dynamic Analysis with the Russian Standard with Dissipation", which will consist of the entry of masses, rigidity and damping coefficients in the soil supports.

---

**INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA APLICADO A CIMENTACIÓN CON  
PILOTES PRE – EXCAVADOS PARA OFICINAS BCP – SAN PEDRITO –  
CHIMBOTE**

**CAPITULO I: INTRODUCCION 01 – 19**

---

<b>1.1 INTRODUCCION.....</b>	<b>01</b>
<b>1.2 RESUMEN.....</b>	<b>01</b>
<b>1.3 GENERALIDADES.....</b>	<b>02</b>
<b>1.4 INVESTIGACIONES SOBRE LA INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO- ESTRUCTURA.....</b>	<b>03</b>
<b>1.4.1 GENERALIDADES.....</b>	<b>03</b>
<b>1.4.2 ESTUDIOS RECIENTES SOBRE LA INTERACCIÓN SISMICA SUELO- ESTRUCTURA.....</b>	<b>04</b>
<b>1.4.3 INVESTIGACIONES SIMILARES.....</b>	<b>07</b>
<b>1.4.3.1 NIVEL INTERNACIONAL.....</b>	<b>07</b>
<b>1.4.3.1.1 ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN CABEZAL/SUELO EN CIMENTACIONES SOBRE PILOTES.....</b>	<b>07</b>
<b>1.4.3.2 NIVEL NACIONAL.....</b>	<b>08</b>
<b>1.4.3.2.1 INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA EN EDIFICIOS ALTOS.....</b>	<b>08</b>
<b>1.4.3.2.2 INTERACCION SISMICA SUELO – ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS.....</b>	<b>10</b>
<b>1.4.3.2.3 INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO – ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES APORTICADAS.....</b>	<b>11</b>
<b>1.4.3.2.4 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (ISE) MEDIANTE UNA COMPARACIÓN ENTRE EL MODELO SÍSMICO NORMATIVO Y UN MODELO INTEGRADO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 9 PISOS DEL PROYECTO “CONDOMINIO PARQUE LOS OLIVOS” CON CARÁCTER SOCIAL CON SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA (MDL) EN LA CIUDAD DE LIMA.....</b>	<b>13</b>

1.4.3.2.5 INTERACCION SISMICA SUELO – ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA CON PLATEAS DE CIMENTACION.....	15
1.4.3.2.6 INTERACCION SISMICA SUELO – ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA SOBRE PLATEAS DE CIMENTACION.....	16
1.5 OBJETIVOS.....	17
1.5.1 OBJETIVOS GENERALES.....	17
1.5.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	17
1.6 PROBLEMA.....	17
1.7 HIPOTESIS.....	17
1.8 METODOLOGIA DE TRABAJO.....	18
1.8.1 TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	18
1.8.1.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	18
1.8.1.2 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	18
1.8.1.3 POBLACIÓN Y MUESTRA.....	19
1.8.2 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN.....	19
<b>CAPITULO II: CRITERIOS DE SISMOLOGIA</b>	<b>20 – 46</b>
<hr/>	
2.1 GENERALIDADES DE SISMOS.....	20
2.1.1 DEFINICIÓN DE SISMO.....	20
2.1.2 ORIGEN Y GENERACIÓN.....	20
2.1.2.1 PLACAS TECTÓNICAS.....	22
2.1.2.2 DIVISIÓN DE LA TIERRA SEGÚN TEORÍA DE PLACAS.....	22
2.1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS SISMOS.....	23
2.1.4 CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS.....	23
2.1.4.1 SUELOS.....	23
2.1.4.2 INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA.....	24
2.2 SISMICIDAD DEL PERU.....	26
2.2.1 GENERALIDADES.....	26
2.2.2 SISMICIDAD HISTÓRICA.....	29
2.2.2.1 MAPA DE ZONAS SISMICAS DEL PERÚ.....	31
2.2.3 SISMICIDAD EN EL NORTE DEL PAÍS.....	32



---

4.2.2 PRINCIPIOS GENERALES DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	90
4.3 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.....	91
4.3.1 REGLAS ESENCIALES.....	92
4.3.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE.....	92
4.3.3 DISCONTINUIDAD EN RESISTENCIA Y RIGIDECES.....	98
4.3.4 RECOMENDACIONES PARA UNA ADECUADA ESTRUCTURACIÓN.....	99
4.4 FALLAS DEBIDAS A SISMOS EN LAS ESTRUCTURAS.....	100
4.5 ESTRUCTURACIÓN SISMO RESISTENTE PARA EDIFICACIONES.....	101
4.5.1 COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO DURANTE LOS SISMOS.....	102
4.5.2 CONTINUIDAD.....	103
4.5.3 REGULARIDAD.....	105
4.5.4 RIGIDEZ.....	106
4.5.5 PROXIMIDAD A LAS ESTRUCTURAS ADYACENTES.....	108
4.5.6 MASA.....	109
4.5.7 REDUNDANCIA.....	110
4.5.8 DAÑOS PRODUCIDOS POR SISMOS ANTERIORES.....	110
4.6 CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL.....	111
4.6.1 CUANTIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES.....	111
4.6.1.1 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA.....	113
4.6.1.1.1 IRREGULARIDADES DE RIGIDEZ - PISO BLANDO...	113
4.6.1.1.2 IRREGULARIDAD DE MASA.....	114
4.6.1.1.3 IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL.....	115
4.6.1.1.4 DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES.....	117
4.6.1.2 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA.....	118
4.6.1.2.1 IRREGULARIDAD TORSIONAL.....	118
4.6.1.2.2 ESQUINAS ENTRANTES.....	119
4.6.1.2.3 DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA.....	120

---

**CAPITULO V: CRITERIOS PARA EL DISEÑO – CONSIDERANDO Y NO INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (ISE) 122 – 337**

---

<b>5.1 OBJETO.....</b>	<b>122</b>
<b>5.1.1 USO DEL PROGRAMA SAP2000 V15.....</b>	<b>123</b>
<b>5.2. MÉTODO CONVENCIONAL DINÁMICO SIN INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA.....</b>	<b>124</b>
<b>5.2.1. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - DISEÑO SÍSMICO.....</b>	<b>124</b>
<b>5.2.1.1. NORMA E – 020: CARGAS.....</b>	<b>124</b>
<b>5.2.1.2 NORMA E – 030: DISEÑO SISMORRESISTENTE.....</b>	<b>126</b>
<b>5.2.1.2.1 CONFIGURACION ESTRUCTURAL.....</b>	<b>126</b>
<b>5.2.1.2.1.1 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA.....</b>	<b>126</b>
<b>5.2.1.2.1.1.1 IRREGULARIDADES DE RIGIDEZ – PISO BLANDO.....</b>	<b>126</b>
<b>5.2.1.2.1.1.2 IRREGULARIDAD DE MASA.....</b>	<b>127</b>
<b>5.2.1.2.1.2 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA.....</b>	<b>128</b>
<b>5.2.1.2.1.2.1 ESQUINAS ENTRANTES.....</b>	<b>128</b>
<b>5.2.1.2.1.2.2 DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA...131</b>	
<b>5.2.1.2.2 LA ZONIFICACIÓN.....</b>	<b>134</b>
<b>5.2.1.2.3 LA MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA Y ESTUDIOS DE SITIO.....</b>	<b>134</b>
<b>5.2.1.2.4 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA.....</b>	<b>134</b>
<b>5.2.1.2.5 CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN.....</b>	<b>134</b>
<b>5.2.1.2.6 SISTEMA ESTRUCTURAL.....</b>	<b>135</b>
<b>5.2.1.3 METRADO DE CARGAS DE LA ESTRUCTURA.....</b>	<b>135</b>
<b>5.2.1.4 MASAS INERCIALES.....</b>	<b>136</b>
<b>5.2.1.4.1 MASAS TRASLACIONALES.....</b>	<b>136</b>
<b>5.2.1.4.2 MASAS ROTACIONALES.....</b>	<b>137</b>
<b>5.2.1.5 CENTRO DE MASAS Y EXCENRICIDAD ACCIDENTAL.....</b>	<b>137</b>
<b>5.2.1.5.1 CENTRO DE MASAS.....</b>	<b>137</b>
<b>5.2.1.5.2 EXCENRICIDAD ACCIDENTAL.....</b>	<b>138</b>

---

5.2.1.5.3	CALCULO DE CENTROS DE MASA Y EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES.....	139
5.2.2	MODELAMIENTO ESTRUCTURAL EN EL SAP2000.....	142
5.2.2.1	DESARROLLO DE LA GEOMETRÍA EN PLANTA Y ALTURA.....	142
5.2.2.1.1	CREACION DE COORDENADAS.....	142
5.2.2.2	DEFINICION DE MATERIALES.....	145
5.2.2.2.1	PROPIEDADES DEL CONCRETO.....	145
5.2.2.2.2	PROPIEDADES DE LOS COMPONENTES.....	147
5.2.2.3	DEFINICIÓN DE SECCIONES.....	148
5.2.2.3.1	VIGAS Y COLUMNAS.....	148
5.2.2.3.2	MUROS DE CORTE.....	152
5.2.2.2	DEFINICIÓN DE LOS APOYOS EMPOTRADOS EN LA BASE.....	154
5.2.2.3	ASIGNACION DE BRAZOS RIGIDOS.....	155
5.2.2.4	CENTRO DE MASAS CON EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL.....	158
5.2.2.5	ELEMENTOS FINITOS.....	161
5.2.2.6	DEFINICIÓN DEL DIAFRAGMA RÍGIDO.....	162
5.2.2.7	INGRESO DE CARGAS POR GRAVEDAD.....	166
5.2.2.7.1	INGRESO DE CARGAS DE GRAVEDAD A VIGAS.....	167
5.2.2.7.1.1	CARGAS MUERTAS.....	168
5.2.2.7.1.2	CARGAS VIVAS.....	169
5.2.2.8	DEFINICION DEL ANALISIS: ANALISIS DINAMICO.....	171
5.2.2.8.1	INGRESO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.....	171
5.2.2.8.1.1	CALCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.....	172
5.2.2.8.2	DEFINICIÓN DE PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO.....	175
5.2.2.8.2.1	CARGAS DE SISMO POR ACELERACION.....	175
5.2.2.8.3	COMBINACIONES DE CARGA.....	178
5.2.2.9	EJECUCION DEL ANALISIS.....	187
5.2.2.10	OBTENCION DE RESULTADOS.....	190
5.2.2.10.1	PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACION.....	190
5.2.2.10.2	DESPLAZAMIENTOS.....	192

---

5.2.2.10.2.1 DESPLAZAMIENTOS POR SISMO EN X.....	193
5.2.2.10.2.2 DESPLAZAMIENTOS POR SISMO EN Y.....	194
5.2.2.10.2.3 COMPROBACION DE DESPLAZAMIENTOS.....	195
5.2.2.10.3 ESFUERZOS INTERNOS MAXIMOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	196
5.2.2.10.3.1 COLUMNAS.....	196
5.2.2.10.3.1.1 FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN COLUMNAS.....	196
5.2.2.10.3.1.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN COLUMNAS.....	197
5.2.2.10.3.2 VIGAS.....	198
5.2.2.10.3.2.1 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN VIGAS.....	198
5.2.2.10.3.2.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN VIGAS.....	199
5.2.2.10.3.3 MUROS ESTRUCTURALES.....	200
5.2.2.10.3.3.1 FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	200
5.2.2.10.3.3.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	200
5.2.2.10.3.3.3 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	200
5.3 MÉTODO DINÁMICO CON INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA.....	201
5.3.1 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL EN EL SAP2000.....	201
5.3.1.2 DEFINICION DE MATERIALES.....	221
5.3.1.2.1 PROPIEDADES DEL MATERIAL RIGIDO.....	201
5.3.1.3 DEFINICIÓN DE SECCIONES.....	202
5.3.1.3.3 CABEZALES DE PILOTES.....	203
5.3.1.4 DEFINICIÓN DE LOS APOYOS EN LA BASE.....	204
5.3.1.5 DEFINICION DE MASAS, RIGIDECES Y AMORTIGUADORES EN LA CIMENTACION.....	206
5.3.1.5.1 MODELO DE LA NORMA RUSA – DR. GENNER VILLARREAL CASTRO.....	206
5.3.1.5.1.1 CONSIDERACIONES PARA NORMA RUSA....	206

---

---

5.3.1.5.1.2	RESUMEN DE MASAS, RIGIDECES Y AMORTIGUADORES POR NORMA RUSA.	207
5.3.1.5.1.3	INGRESO DE MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES.....	212
5.3.1.5.1.4	INGRESO DE COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES....	216
5.3.1.5.1.5	INGRESO DE COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES....	219
5.3.1.6	EJECUCION DEL ANALISIS.....	234
5.3.1.7	OBTENCION DE RESULTADOS.....	237
5.3.1.7.1	ANALISIS DINAMICO CON INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA POR NORMA RUSA SIN CONSIDERAR DISIPACION DE ENERGIA POR AMORTIGUAMIENTO.....	237
5.3.1.7.1.1	PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACION.....	237
5.3.1.7.1.2	DESPLAZAMIENTOS.....	239
5.3.1.7.1.2.1	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS POR SISMO EN EL EJE X.....	240
5.3.1.7.1.2.2	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS POR SISMO EN EL EJE Y.....	241
5.3.1.7.1.2.3	COMPROBACION DE DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS.....	242
5.3.1.7.1.3	ESFUERZOS INTERNOS MAXIMOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	243
5.3.1.7.1.3.1	COLUMNAS.....	243
5.3.1.7.1.3.1.1	FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN COLUMNAS.....	243
5.3.1.7.1.3.1.2	FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN COLUMNAS.....	244
5.3.1.7.1.3.2	VIGAS.....	245
5.3.1.7.1.3.2.1	MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN VIGAS.....	245

---

5.3.1.7.1.3.2.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN VIGAS.....	246
5.3.1.7.1.3.3 MUROS ESTRUCTURALES.....	247
5.3.1.7.1.3.3.1 FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	247
5.3.1.7.1.3.3.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	247
5.3.1.7.1.3.3.3 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	247
5.3.1.7.2 ANALISIS DINAMICO CON INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA POR NORMA RUSA CONSIDERANDO LA DISIPACION DE ENERGIA POR AMORTIGUAMIENTO.....	248
5.3.1.7.2.1 PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACION.....	248
5.3.1.7.2.2 DESPLAZAMIENTOS.....	250
5.3.1.7.2.2.1 DESPLAZAMIENTOS MAIXMOS POR SISMO EN EL EJE X.....	251
5.3.1.7.2.2.2 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS POR SISMO EN EL EJE Y.....	252
5.3.1.7.2.2.3 COMPROBACION DE DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS.....	253
5.3.1.7.2.3 ESFUERZOS INTERNOS MAXIMOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	254
5.3.1.7.2.3.1 COLUMNAS.....	254
5.3.1.7.2.3.1.1 FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN COLUMNAS.....	254
5.3.1.7.2.3.1.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN COLUMNAS.....	255
5.3.1.7.2.3.2 VIGAS.....	256
5.3.1.7.2.3.2.1 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN VIGAS.....	256

---

5.3.1.7.2.3.2	FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN VIGAS.....	257
5.3.1.7.2.3.3	MUROS ESTRUCTURALES.....	258
5.3.1.7.2.3.3.1	FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN MUROS ESTRUCTURALES....	258
5.3.1.7.2.3.3.2	FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	258
5.3.1.7.2.3.3.3	MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	258
5.4	TABLAS Y GRAFICOS DE COMPARATIVAS DE RESULTADOS.....	259
5.4.1	COMPARATIVA DE RESULTADOS DE ESFUERZOS MAXIMOS POR ENVOLVENTE PARA DISEÑO ESTRUCTURAL.....	260
5.4.1.1	PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACION.....	260
5.4.1.1.1	PERIODOS DE VIBRACION.....	260
5.4.1.1.2	FRECUENCIA ANGULAR DE VIBRACION.....	261
5.4.1.2	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS.....	262
5.4.1.2.1	DESPLAZAMIENTOS POR COMBSISMOX+.....	262
5.4.1.2.2	DESPLAZAMIENTOS POR COMBSISMOY+.....	263
5.4.1.3	ESFUERZOS INTERNOS MAXIMOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	264
5.4.1.2.3	COLUMNAS.....	264
5.4.1.2.3.1	FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN COLUMNAS.....	264
5.4.1.2.3.2	FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN COLUMNAS.....	265
5.4.1.2.4	VIGAS.....	266
5.4.1.2.4.1	MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN VIGAS.....	266
5.4.1.2.4.2	FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN VIGAS.....	267
5.4.1.2.5	MUROS ESTRUCTURALES.....	268

5.4.1.2.5.1 FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	268
5.4.1.2.5.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	269
5.4.1.2.5.3 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	270
5.4.2 COMPARATIVA DE RESULTADOS DE ESFUERZOS POR SISMO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES INDIVIDUALES.....	271
5.4.2.1 ESFUERZOS INTERNOS POR SISMO EN ELEMENTO INDIVIDUAL.....	272
5.4.2.1.1 COLUMNA (FRAME 154).....	272
5.4.2.1.1.1 FUERZAS AXIALES POR SISMO EN COLUMNA (FRAME 154).....	272
5.4.2.1.1.2 FUERZAS CORTANTES POR SISMO EN COLUMNA (FRAME 154).....	273
5.4.2.1.1.3 MOMENTOS FLECTORES POR SISMO EN COLUMNA (FRAME 154) .....	274
5.4.2.1.2 VIGA (FRAME 746).....	275
5.4.2.1.2.1 MOMENTOS FLECTORES POR SISMO EN VIGA (FRAME 746).....	275
5.4.2.1.2.2 FUERZAS CORTANTES POR SISMO EN VIGA (FRAME 746).....	276
5.4.2.1.3 MURO ESTRUCTURAL (SC_MREF4_P1).....	277
5.4.2.1.3.1 FUERZAS AXIALES POR SISMO EN MURO ESTRUCTURAL (SC_MREF4_P1).....	277
5.4.2.1.3.2 FUERZAS CORTANTES POR SISMO EN MURO ESTRUCTURAL (SC_MREF4_P1).....	278
5.4.2.1.3.3 MOMENTOS FLECTORES POR SISMO EN MURO ESTRUCTURAL (SC_MREF4_P1).....	280
<b>CAPITULO VI: DISEÑO ESTRUCTURAL</b>	<b>281 – 345</b>
<hr/>	
6.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.....	281
6.2 REGLAMENTACIÓN Y NORMAS DE DISEÑO.....	283

---

<b>6.3 SISTEMA ESTRUCTURAL A USAR.....</b>	<b>283</b>
<b>6.4 PREDIMENSIONAMIENTO.....</b>	<b>284</b>
6.4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	284
6.4.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	285
6.4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES.....	287
6.4.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA.....	288
<b>6.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO....</b>	<b>290</b>
6.5.1 DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS POR ANALISIS COMUN.....	290
6.5.1.1 DISEÑO DE VIGAS POR FLEXION.....	290
6.5.1.2 DISEÑO DE VIGAS POR CORTE.....	292
6.5.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS POR ANALISIS COMUN.....	297
6.5.2.1 CALCULO DE REFUERZO EN COLUMNA.....	297
6.5.2.2 DISEÑO DE COLUMNAS POR FLEXOCOMPRESION.....	298
6.5.2.3 DISEÑO DE COLUMNAS POR CORTE.....	308
6.5.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONCRETO ARMADO POR ANALISIS COMUN.....	312
6.5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSA ALIGERADA.....	319
<b>6.6 TABLAS DE COMPARACION DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO.....</b>	<b>332</b>
6.6.1 DISEÑO DE VIGAS.....	332
6.6.2 DISEÑO DE COLUMNAS.....	335
6.6.3 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES.....	338
<b>6.7 COMPARACIONES MAS RELEVANTES POR GRAFICOS.....</b>	<b>341</b>
6.7.1 DISEÑO DE VIGAS.....	341
6.7.1.1 DISEÑO DE VIGAS A FLEXION.....	341
6.7.1.2 DISEÑO DE VIGAS A CORTE.....	342
6.7.2 DISEÑO DE COLUMNAS.....	343
6.7.2.1 DISEÑO DE COLUMNAS A CORTE.....	343
6.7.3 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES.....	344

---

---

**CAPITULO VII: DISCUSION DE RESULTADOS****346 – 364**

---

<b>7.1 PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACION.....</b>	<b>346</b>
---	------------

---

---

7.2 FRECUENCIA ANGULAR DE VIBRACION.....	347
7.3 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS.....	348
7.4 ESFUERZOS INTERNOS MAXIMOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	349
7.4.1 COLUMNAS.....	349
7.4.1.1 FUERZA AXIAL MAXIMA EN COLUMNAS.....	349
7.4.1.2 FUERZA CORTANTE MAXIMA EN COLUMNAS.....	350
7.4.2 VIGAS.....	351
7.4.2.1 MOMENTO FLECTOR MAXIMO EN VIGAS.....	351
7.4.2.2 FUERZA CORTANTE EN VIGAS.....	352
7.4.3 MUROS ESTRUCTURALES.....	353
7.4.3.1 FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	353
7.4.3.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	354
7.4.3.3 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN MUROS ESTRUCTURALES.....	355
7.5 DISEÑO ESTRUCTURAL.....	356
7.5.1 DISEÑO DE VIGAS.....	356
7.5.1.1 DISEÑO DE VIGAS A FLEXION.....	356
7.5.1.2 DISEÑO DE VIGAS POR CORTE.....	357
7.5.2 DISEÑO DE COLUMNAS.....	359
7.5.2.1 DISEÑO DE COLUMNAS POR CORTE.....	359
7.5.3 DISEÑO DE MURO ESTRUCTURALES.....	361
7.5.3.1 ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO.....	361
7.5.3.2 DISEÑO POR CORTE.....	362
<b>CAPITULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>365 – 368</b>
<hr/> <hr/>	
7.1 CONCLUSIONES.....	365
7.2 RECOMENDACIONES.....	368
<b>CAPITULO IX: BIBLIOGRAFIA</b>	<b>369 – 372</b>

---

---

---

**CAPITULO X: ANEXOS****373 -**

---

---

<b>9.1 CALCULO DE MASAS, RIGIDECES Y AMORTIGUADORES PARA CABEZALES SEGÚN LA NORMA RUSA.....</b>	<b>373</b>
<b>9.2 CALCULO DE BAJADA DE CARGAS PARA VIGAS.....</b>	<b>384</b>
<b>9.3 PLANOS</b>	
<b>9.4 PANEL FOTOGRAFICO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE PILOTES BARRENADOS (EN CD)</b>	
<b>9.5 METRADO DE CARGAS (EN CD)</b>	
<b>9.6 MEMORIA DE CÁLCULO DE PILOTES PRE – EXCAVADOS (EN CD)</b>	
<b>9.7 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS (EN CD)</b>	
<b>9.8 MODELAMIENTO DE ESTRUCTURAS EN SAP2000 (EN CD)</b>	

# **INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA APLICADO A CIMENTACIÓN CON PILOTES PRE – EXCAVADOS PARA OFICINAS BCP - SAN PEDRITO - CHIMBOTE**

## **CAPITULO I: INTRODUCCION**

### **1.1 INTRODUCCION**

La Interacción Suelo-Estructura, es un campo nuevo de la Ingeniería Civil, el cual une a la Ingeniería Geotécnica con la Ingeniería Estructural. La necesidad de esta unificación ha sido evidente por el simple hecho de que ningún edificio al momento de su diseño podría aislarse de su interacción con el suelo de fundación, existiendo un sin número de espectros y parámetros a resolver. En estos últimos años el desarrollo de las capacidades de las computadoras, ha permitido analizar diversos tipos de estructuras, considerando su interacción con el suelo de fundación.

El efecto de interacción suelo-estructura es muy notorio en el cálculo de edificaciones, porque influye en la determinación de los modos de vibración libre, así como en la distribución de los esfuerzos en el edificio y cimentación, cambiando las fuerzas internas en los diferentes elementos estructurales.

Debido a la existencia de poderosos programas de cómputo, como es el caso del SAP2000, los cuales nos permite modelar y analizar edificaciones mediante técnicas de modelamiento simple y sofisticado, lo que nos llevó a desarrollar un estudio sobre la sensibilidad de la respuesta sísmica, proporcionadas por los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, habiendo para ello, elegido una edificación mixta (pórticos + muros de albañilería) con sistema de cimentación losa – pilote.

### **1.2 RESUMEN**

La presente investigación está orientada al cálculo de edificaciones mixtas (pórticos + muros de albañilería), considerando la flexibilidad de la base de fundación, conocida como Interacción Suelo-Estructura. Para su aplicabilidad se utilizaron diversos modelos propuestos por distinguidos científicos extranjeros, cuyas propuestas llevaron años en sus estudios, investigación y elaboración, y

por motivos de este estudio se aplicaran los estudios realizados por nuestro investigador peruano, el Dr. Genner Villarreal Castro.

Comúnmente en el análisis dinámicos de estructuras de ingeniería se asumen modelos perfectamente empotrados a un medio rígido. Esta hipótesis, constituye una adecuada representación de la situación física en el caso de estructuras regulares fundadas sobre macizo rocoso; en el caso de estructuras fundadas en materiales no consolidados como el suelo normal, está muy distante del comportamiento real. En este trabajo se trata de analizar y evaluar los efectos de la Interacción Suelo-Estructura, para las condiciones flexibles del material de fundación, como es el caso de Chimbote.

Para ello, se analizó el estado actual de la ciencia vinculado al problema de Interacción Suelo-Estructura. Luego, se fundamentó las distintas metodologías que se aplicaran en la edificación. Posteriormente se describe el proyecto estructuralmente, considerando los parámetros de ubicación, área de ubicación, estudios de suelos, consideraciones de diseño según el R.N.E, etc., los cuales son muy importantes en la aplicación de la Interacción Suelo-Estructura.

Finalmente se desarrolló el análisis estructural, análisis sísmico y diseño estructural. En el primer caso se analizaron los conceptos básicos, requisitos, y estructuración; en el segundo caso se analizara criterios, características del modelo matemático y empleo del programa SAP2000, cuyo análisis considera el comportamiento lineal del sistema Suelo-Estructura; y en el tercer caso se hacen comparaciones y según la metodología empleada de las secciones, esfuerzos, cuantías de los elementos estructurales tomados para el estudio

### **1.3 GENERALIDADES**

En el análisis estructural de edificios y otras estructuras de ingeniería, es práctica común al especificar que las aceleraciones sísmicas actúen directamente en el nivel de cimentación, asumiendo que la estructura yace sobre un semi-espacio rígido sujeto a una carga sísmica. Este modelo constituye una adecuada representación de la situación física en el caso de estructuras regulares fundadas sobre macizo rocoso. En estas condiciones se ha comprobado que el movimiento del “campo libre”, término que se refiere al movimiento que ocurriría en la

superficie del terreno si no existiese la estructura, pero pierde su validez cuando la estructura está fundada sobre suelo flexible , puesto que el movimiento en la superficie del suelo puede ser considerable.

Las características dinámicas del edificio, tales como modos y frecuencias de vibración son modificados, debido a la flexibilidad del apoyo, por lo tanto hay un flujo de energía desde el suelo a la estructura y viceversa, en un proceso conocido como la Interacción Suelo-Estructura.

Debe notarse que en el modelo de fundación rígida, la energía recibida por la estructura solo puede ser disipada por mecanismos de amortiguamiento interno tales como deformaciones plásticas, amortiguamiento viscoso, energía de fractura, etc.

En cambio para suelos de fundación flexible parte de la energía es retornada hacia el suelo y radia hacia fuera del sistema, dando lugar a un aumento de la energía disipada por el conjunto.

## **1.4 INVESTIGACIONES SOBRE LA INTERACCIÓN SISMICA SUELO-ESTRUCTURA**

### **1.4.1 GENERALIDADES**

La interacción de Suelo-Estructura es un campo de la ingeniería civil, que une a la Ingeniería Geotécnica con la Ingeniería Estructural. La necesidad de esta unificación ha sido evidente por el simple hecho de que ningún edificio al momento de su diseño podría evitar la interacción con el suelo de fundación, existiendo muchos espectros y parámetros a resolver. El cambio de las capacidades de los equipos computarizados, ha creado la premisa para la realización de éste cálculo juntando la interacción suelo-cimentación-superestructura, mediante el uso del computador.

Los cálculos de la Interacción Suelo-Estructura han llegado a ser altamente relevantes para los edificios debido a que el diseño estructural en condiciones de campo es complicado. Las deformaciones diferenciadas del subsuelo afectan

perceptiblemente en la distribución de las fuerzas a través de toda la estructura y de no hacer caso a ésta amenaza, pone en riesgo la seguridad de los edificios.

El rol de los Ingenieros Geotécnicos aumenta exponencialmente, por ello el tema de la Interacción Suelo-Estructura aspira a ser un eje principal de información que proporciona la exactitud de la predicción de los cálculos al momento de diseñar una edificación, ya que toda obra está construida sobre o en el terreno.

Que éste acercamiento permita reunir a Ingenieros estructurales y geotécnicos en las etapas iniciales y finales de los proyectos de construcción. Esperamos que nuestra investigación sirva para mejorar la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente y dé el ímpetu adicional para el desarrollo intensivo de ésta nueva área de investigación.

#### **1.4.2 ESTUDIOS RECIENTES SOBRE LA INTERACCIÓN SISMICA SUELO-ESTRUCTURA**

Aunque los efectos de interacción suelo-estructura han sido el propósito de numerosas investigaciones en el pasado, generalmente en ellas se ha excluido el comportamiento no lineal de la estructura. Jennings y Bielak (1973) y Veletsos y Meek (1974) hicieron los primeros estudios de interacción con sistemas elásticos, usando una analogía con un oscilador simple equivalente. Ellos mostraron que los efectos de interacción inercial pueden ser suficientemente aproximados modificando simplemente el periodo fundamental y el amortiguamiento asociado de la estructura con base rígida. Después de estas investigaciones, el incremento en el periodo natural y el cambio en el amortiguamiento debidos a la flexibilidad del suelo y a la radiación de ondas, respectivamente, han sido extensamente estudiados por varios autores (Bielak, 1975; Wolf, 1985; Avilés y Pérez-Rocha, 1996), empleando como excitación en la base un movimiento armónico de amplitud constante. Con la misma analogía del oscilador equivalente, los efectos de interacción cinemática en las propiedades dinámicas relevantes de la estructura se han evaluado para diferentes tipos de ondas sísmicas incidentes (Todorovska y Trifunac, 1992; Avilés y Pérez-Rocha, 1998; Avilés et al., 2002).

En su forma actual, el enfoque del oscilador de reemplazo es estrictamente aplicable sólo para tomar en cuenta los efectos elásticos de interacción. No

obstante que no se considera el comportamiento inelástico de la estructura, este enfoque ha sido adoptado en normas de diseño sísmico avanzadas (ATC, 1984; FEMA, 1994) por la conveniencia de usar espectros de respuesta de campo libre en combinación con el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema. Puesto que los efectos de interacción pueden diferir apreciablemente entre sistemas elásticos e inelásticos, las recomendaciones sobre interacción que aparecen en la mayoría de los actuales reglamentos, basadas en estudios de respuesta elástica, podrían no resultar apropiadas para el diseño sísmico de edificios típicos. Como es sabido, para estas estructuras se espera la ocurrencia de deformaciones considerablemente mayores que el límite de fluencia durante temblores intensos.

Los primeros estudios de la respuesta inelástica de estructuras con apoyo indeformable corresponden a Veletsos et al. (1965) y Veletsos (1969), quienes examinaron osciladores de un grado de libertad, y a Veletsos y Vann (1971) que analizaron sistemas de varios grados de libertad. Ellos obtuvieron reglas aproximadas simples que relacionan la deformación máxima y la resistencia de fluencia de estructuras no lineales con los valores correspondientes de la estructura lineal asociada. Para ello, emplearon ondículas sencillas y temblores de banda ancha como excitación. No existen relaciones similares que tomen en cuenta la flexibilidad del suelo, mediante las cuales pueda estimarse la respuesta máxima de estructuras inelásticas a partir de un análisis lineal de interacción. Se requiere de una investigación más completa para mejorar el entendimiento de los efectos de interacción en sistemas no lineales. Los resultados pueden servir de base para la formulación de criterios de diseño sísmico para edificios apoyados flexiblemente.

Veletsos y Verbic (1974) examinaron brevemente la respuesta transitoria de una estructura elastoplástica apoyada en la superficie de un semiespacio. Ellos sugirieron que el comportamiento no lineal reduce la rigidez de la estructura respecto al suelo y, por tanto, decrecen los efectos de interacción suelo-estructura. Basado en la respuesta armónica de una estructura con comportamiento histerético bilineal apoyada en la superficie de un semiespacio viscoelástico, Bielak (1978) ha mostrado que la deformación estructural resonante puede ser significativamente más grande que la que resultaría si el medio de soporte fuera rígido. Un estudio reciente de Rodríguez y Montes (1998) ha

señalado que los efectos de interacción en la Ciudad de México son en general más importantes para sistemas elásticos que para inelásticos, conclusión similar a la que previamente habían llegado Bazán et al. (1992) para otros escenarios de interacción. Estos autores también han sugerido que la respuesta inelástica de edificios sobre suelo blando puede aproximarse usando espectros de respuesta de base rígida junto con el periodo efectivo del sistema suelo-estructura, despreciando con ello los efectos de interacción en el amortiguamiento y la ductilidad estructurales. Para edificios diseñados conforme al reglamento, sin embargo, hace falta desarrollar reglas prácticas que permitan estimar fácilmente la resistencia requerida y el desplazamiento esperado de estructuras inelásticas con base flexible a partir de los valores correspondientes de estructuras elásticas con base rígida.

Los efectos de interacción suelo-estructura en la ductilidad no han sido suficientemente esclarecidos hasta el momento. Los principales objetivos que aquí se persiguen son:

1. Formular un enfoque eficiente para tomar en cuenta los efectos inelásticos de interacción en sistemas simples excitados sísmicamente.
2. Evaluar la influencia de los principales parámetros involucrados y la importancia relativa de los efectos elásticos e inelásticos de interacción.
3. Desarrollar información que pueda ser usada para estimar la respuesta inelástica de edificios típicos excitados por el movimiento efectivo de la cimentación, en términos de la respuesta inelástica de un oscilador de reemplazo excitado por el movimiento de campo libre en la superficie.

Estudios recientes: usan como fuente el ruido cultural, investigadores como Midorikawa (1990) relaciono las frecuencias de vibración forzada con la frecuencia de vibración ambiental.

Conclusiones hechas por el científico Muriá-Vila et 1989, define que el periodo medido con vibración ambiental y sismo durante un terremoto, el periodo fundamental de un edificio puede ser mucho mayor que el obtenido usando vibración ambiental.

Savak y Selebi, 1992; definen que la interacción suelo estructura y el comportamiento no lineal del suelo y del sistema de cimentación son determinantes en el movimiento de la estructura durante un sismo.

Midorikawa (1990) afirma que el aumento de rigidez de los elementos no estructurales contribuyen a la rigidez total del edificio a un nivel de amplitud de vibración ambiental, mientras que dichos elementos no intervienen en la rigidez de la estructura a niveles de amplitudes mayores. Por consiguiente el análisis elástico usando el periodo de vibración ambiental podía dar una buena aprox. de la respuesta cuando la aceleración del edificio es más pequeña que  $200 \text{ cm/s}^2$ .

La frecuencia fundamental depende del tipo de resistencia estructural lateral y no del material con que se construye. Formulas empíricas:

$$\text{Muros de corte } p = 0.081\sqrt{H}$$

$$\text{Aporticado } p = 0.036\sqrt{H}$$

$$\text{Acero } p = 0.040\sqrt{H}$$

$$\text{Muros de corte+mixto+mampostería } p = 0.019\sqrt{H}$$

Al analizar una edificación ante excitaciones dinámicas hay que tener en cuenta los efectos de interacción suelo estructura, los efectos de torsión, la flexibilidad del diafragma de piso, la efectividad de las juntas constructivas y la participación de los elementos no estructurales.; los parámetros predominantes en un diseño dinámico son los periodos de vibración y el amortiguamiento natural de los edificios.

### **1.4.3 INVESTIGACIONES SIMILARES**

#### **1.4.3.1 NIVEL INTERNACIONAL**

##### **1.4.3.1.1 ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN CABEZAL/SUELO EN CIMENTACIONES SOBRE PILOTES**

### **RESUMEN**

En este trabajo se analiza el comportamiento de las cimentaciones sobre pilotes, considerándolas como un todo, es decir, compuesto por el cabezal - pilote - suelo.

En las normativas vigentes no se considera el aporte del terreno bajo el cabezal, razón por la cual en el trabajo se realiza la determinación de las solicitaciones a nivel de pilote teniendo en cuenta este aspecto y se compara con los resultados tradicionales. Para arribar a las conclusiones respecto al trabajo cabezal - terreno se procede a la modelación física del fenómeno utilizando un modelo de interacción suelo estructura (Discreto), el método de los elementos finitos y los resultados de pruebas de cargas en pilotes realizados en la Universidad de Brasilia. Se obtienen resultados avalados por la modelación física y los ensayos reales para el cálculo de las solicitaciones a nivel de pilotes considerando la interacción cabezal terreno.

**Ibáñez Mora, LO, Quevedo Sotolongo, G (Dpto. Ingeniería Civil. Facultad de Construcciones. Universidad Central de Las Villas, Centro de Investigación y Desarrollo de las Estructuras y los Materiales. Cuba) y Pinto da Cunha, R (Dpto. Ingeniería Civil y Ambiental. Facultad de Tecnología. Universidad de Brasilia, Brasil), *Análisis de la Interacción Cabezal/Suelo en Cimentaciones sobre Pilotes.***

#### **1.4.3.2 NIVEL NACIONAL**

A continuación se presentaran trabajos previos y contemporáneos relacionados con el tema de investigación:

##### **1.4.3.2.1 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIOS ALTOS**

###### ***LIBRO PREMIO NACIONAL ANR 2007***

###### **RESUMEN:**

La presente investigación está orientada a resolver uno de los problemas actuales de la mecánica estructural, específicamente, el problema de la metodología de cálculo de edificios altos, considerando la flexibilidad de la base de la cimentación con pilotes.

Dicho sistema constructivo suelo-estructura se usa con mucha frecuencia en la práctica y se considera un campo abierto en la investigación sísmica, representando el presente trabajo un aporte importante en la actualización de los métodos de cálculo de edificios.

La presente investigación consta de una introducción, 4 capítulos, conclusiones, bibliografía y anexo.

En la introducción se fundamenta la actualidad del tema, se formula el objetivo y problemas de investigación, los aportes científicos y el valor práctico de la investigación.

En el primer capítulo se da un resumen de las investigaciones realizadas, donde se analizan los problemas de interacción suelo-estructura. Se describe en forma concreta el peligro sísmico en el Perú.

En el segundo capítulo se analiza el uso de la cimentación con pilotes en zonas sísmicas y se describe el modelo dinámico suelo-pilote-superestructura, usado en la presente investigación. Se explica y fundamenta teóricamente los modelos dinámicos de cimentaciones, donde se consideran los efectos de flexibilidad y propiedades inerciales de los suelos.

En el tercer capítulo se describe la metodología de modelación de edificios altos con cimentación con pilotes en condiciones reales del Perú y con la aplicación del programa SAP2000. Se muestran los resultados numéricos del problema de investigación por los dos modelos dinámicos elegidos ante la acción sísmica con diversos ángulos de inclinación y considerando la disipación de energía.

En el cuarto capítulo se efectúa el análisis comparativo de los resultados obtenidos por la norma sísmica del Perú y bajo el efecto de dos acelerogramas reales. Se analizan las 10 primeras formas de vibración y los resultados obtenidos.

En las conclusiones se discuten los resultados y las recomendaciones de uso y aplicación científica.

La presente investigación está dirigida a ingenieros civiles, postgraduandos e investigadores en el área de mecánica estructural.

El autor expresa su eterno agradecimiento a los científicos D.Sc., Prof. Amosov A.A. y D.Sc., Prof. Ilichev V.A., por la paciencia mostrada en la revisión de la presente investigación, por sus consultas científicas y los consejos valiosos durante la realización de la misma.

Villarreal Castro, G (2007), *Interacción Suelo-Estructura en Edificios Altos*, Lima, Perú.

#### 1.4.3.2 INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS

**LIBRO PREMIO NACIONAL ANR 2006**

##### **RESUMEN:**

La investigación está orientada a resolver uno de los problemas actuales de la Mecánica Estructural, específicamente, el problema de la metodología de cálculo de edificaciones con zapatas aisladas, considerando la flexibilidad de la base de la cimentación.

Dicho sistema constructivo suelo-estructura se usa con mucha frecuencia en la práctica y se considera un campo abierto en la investigación sísmica, representando el presente trabajo un aporte importante en la actualización de los métodos de cálculo de edificaciones con zapatas aisladas.

La investigación consta de una introducción, 4 capítulos, conclusiones, bibliografía y anexo.

En la introducción se fundamenta la actualidad del tema, se formula el objetivo y problemas de investigación, los aportes científicos y el valor práctico de la investigación.

En el primer capítulo se da un resumen de las investigaciones realizadas, donde se analizan los problemas de interacción suelo-estructura. Se describe en forma concreta el efecto del reforzamiento estructural y el tiempo de servicio de las edificaciones.

En el segundo capítulo se analizan los esquemas de cálculo de edificaciones, considerando la flexibilidad de la base de fundación y se describe el modelo dinámico suelo-estructura para edificaciones con zapatas aisladas, usado en la presente investigación. Se explica y fundamenta teóricamente los modelos dinámicos de cimentaciones, donde se consideran los efectos de flexibilidad y propiedades inerciales de los suelos.

En el tercer capítulo se describe la metodología de modelación de edificaciones con zapatas aisladas en condiciones reales del Perú y con la aplicación del programa SAP2000, analizándolo por los cuatro modelos dinámicos elegidos ante la acción sísmica con diversos ángulos de inclinación y considerando la disipación de energía. Asimismo, se modeló la edificación por el programa LIRA y se calculó a través de la Norma Rusa SNIP II-7-81\* “Construcción en zonas sísmicas”, cuya comparación de resultados tiene un especial interés.

También se modeló la misma edificación con ayuda de elementos sólidos espaciales y a través del programa COSMOS, cuyos resultados tienen cercanía con los daños estructurales en columnas ocasionados por sismos importantes.

En el cuarto capítulo se analizó el problema de reparación y reforzamiento estructural de edificaciones, considerando la interacción suelo-estructura.

En las conclusiones se discuten los resultados y las recomendaciones de uso y aplicación científica.

La presente investigación está dirigida a ingenieros civiles, post-graduandos e investigadores en el área de Mecánica Estructural.

**Villarreal Castro, G (2006), *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas*, Lima – Perú.**

#### **1.4.3.2.3 INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO – ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES APORTICADAS**

#### ***PROYECTO PROFESIONAL PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL***

#### ***PIURA-PERU 2009***

#### **RESUMEN:**

La presente investigación está orientada al cálculo de edificaciones mixtas (pórticos + muros de albañilería), considerando la flexibilidad de la base de fundación, conocida como Interacción Suelo-Estructura. Para su aplicabilidad se utilizaron diversos modelos propuestos por distinguidos científicos extranjeros, cuyas propuestas llevaron años en sus estudios, investigación y elaboración, y

por motivos de este estudio se aplicaran los estudios realizados por nuestros investigadores peruanos, el Dr. Genner Villarreal Castro.

Comúnmente en los análisis estáticos y dinámicos de estructuras de ingeniería se asumen modelos perfectamente empotrados a un medio rígido. Esta hipótesis, constituye una adecuada representación de la situación física en el caso de estructuras regulares fundadas sobre macizo rocoso; en el caso de estructuras fundadas en materiales no consolidados como el suelo normal, está muy distante del comportamiento real. En este trabajo se trata de analizar y evaluar los efectos de la Interacción Suelo-Estructura, para las condiciones flexibles del material de fundación, como es el caso de Piura.

Para ello, se analizó el estado actual de la ciencia vinculado al problema de Interacción Suelo-Estructura. Luego, se fundamentó las distintas metodologías que se aplicaran en la edificación. Posteriormente se describe el proyecto arquitectónicamente y estructuralmente, considerando los parámetros de ubicación, área de ubicación, estudios de suelos, consideraciones de diseño según el R.N.E, etc., los cuales son muy importantes en la aplicación de la Interacción Suelo-Estructura.

Finalmente se desarrolló el análisis estructural, análisis sísmico y diseño estructural. En el primer caso se analizaron los conceptos básicos, requisitos, estructuración y evaluación por densidad de muros; en el segundo caso se analizara criterios, características del modelo matemático y empleo del programa SAP2000, cuyo análisis considera el comportamiento lineal del sistema Suelo-Estructura; y en el tercer caso se hacen comparaciones y según la metodología empleada de las secciones, esfuerzos, cuantías de los elementos estructurales tomados para el estudio.

**Silva Gutiérrez, DA y Ipanaque Sánchez, GA (2009), “Interacción Sísmica Suelo – Estructura en Edificaciones Aperticadas”, Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Piura, Piura – Perú.**

#### **1.4.3.2.4 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (ISE) MEDIANTE UNA COMPARACIÓN ENTRE EL MODELO SÍSMICO NORMATIVO Y UN MODELO INTEGRADO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 9 PISOS DEL PROYECTO “CONDominio PARQUE LOS OLIVOS” CON CARÁCTER SOCIAL CON SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA (MDL) EN LA CIUDAD DE LIMA**

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

***LIMA-PERU JUNIO 2007***

#### **RESUMEN:**

En la actualidad, el mercado de vivienda popular durante años ha sido atendido, principalmente, por el sector informal o de la autoconstrucción, lo que ha producido viviendas de baja calidad con elevados costos financieros y sociales. Existe, en tanto, un severo déficit de ofertas habitacionales de calidad y accesibles a sectores mayoritarios de la población, razón por la cual debe analizarse nuevos sistemas constructivos que garanticen menores costos, tiempo de ejecución y adecuada calidad de viviendas.

En el presente estudio, se realizará el análisis y diseño del sistema de Muros de Ductilidad Limitada (MDL) para edificaciones multifamiliares de carácter social en la ciudad de Lima. La decisión de desarrollar el análisis de este sistema se fundamenta en el hecho de que la mayoría de viviendas de carácter social se han hecho con una concepción bastante antigua que existe desde hace medio siglo y se encuentra estancada en cuanto avances tecnológicos. La mayoría de proyectos estatales que se realizaron en la última década son de albañilería y no se ha dado cabida a otro tipo de sistema en el mercado.

La presente investigación, está orientada al cálculo de edificaciones con muros de ductilidad limitada, considerando la flexibilidad de la base de fundación, conocida a nivel mundial, como Interacción Suelo-Estructura. Para el desarrollo de esta investigación, se manejará un modelo propuesto en diferentes investigaciones en el campo de la Ingeniería Estructural y Geotécnica. Los modelos de Interacción Suelo-Estructura estudiados en el presente trabajo de investigación, tuvieron como base las diversas investigaciones publicadas por el Dr. Genner Villarreal

Castro, en donde se reflejaban amplios conocimientos y teorías acerca de esta área de la investigación sísmica, teniendo la consideración principal que las estructuras deben cumplir con los requerimientos exigidos en el país.

## **DELIMITACIÓN**

Se tomará como modelo un edificio multifamiliar, el bloque “C” que es típico del Proyecto Multifamiliar: “Condominio Parque Los Olivos”, ubicado en el Lote 1 de la Mz. D-2, Urb. El Parque del Naranjal, en el distrito de Los Olivos, provincia y departamento de Lima.

Dicho edificio, cumple con los requisitos arquitectónicos reglamentarios, cuenta con un anteproyecto, proyecto y licencia de construcción vigente. Presenta las siguientes características: nueve (09) niveles, cuatro (04) departamentos por nivel, con un área aproximadamente de 600 m<sup>2</sup> por nivel y 75 m<sup>2</sup> por departamento. Cada departamento cuenta con (02) dormitorios, un (01) baño completo en el dormitorio principal, un (01) baño completo para visitas, una (01) sala de estar, una (01) cocina – lavandería.

Se llevará a cabo el análisis y diseño estructural de la edificación con el sistema de muros de ductilidad limitada considerando la interacción sísmica suelo-estructura. Para el análisis sísmico del edificio se cumplirá con los requisitos establecidos en la norma E030 (Diseño Sismo-Resistente para el sistema Muros de Ductilidad Limitada; así como el diseño estructural que se regirá por la norma E060 (Concreto Armado) para el caso de Muros de Ductilidad Limitada. Finalmente, se evaluará el impacto socio-económico que tiene un diseño eficiente utilizando los modelos de Interacción Suelo-Estructura (ISE) con las consideraciones correspondientes.

**Zárate Chirinos, S y Vega Pereda, A (2007), “Análisis y diseño estructural con Interacción Suelo-Estructura (ISE) mediante una comparación entre el modelo sísmico normativo y un modelo integrado de un edificio multifamiliar de 9 pisos del proyecto “Condominio Parque Los Olivos” con carácter social con sistema de Muros de Ductilidad Limitada (MDL) en la ciudad de Lima”, Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima – Perú.**

### **1.4.3.2.5 INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA CON PLATEAS DE CIMENTACION**

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

***TRUJILLO-PERU 2007***

#### **RESUMEN:**

La presente investigación, está orientada al cálculo de edificaciones de albañilería confinada, considerando la flexibilidad de la base de fundación, conocida como Interacción Suelo-Estructura.

Para su aplicabilidad se utilizaron los diferentes modelos propuestos por distinguidos científicos extranjeros, cuyas propuestas llevaron años en su estudio, investigación y elaboración.

Los modelos evaluados en la presente investigación fueron tomados como referencia de las publicaciones del Dr. Genner Villarreal Castro, en las cuales abundan conceptos más profundos acerca de éste tópico que vincula a la Ingeniería Estructural y Geotecnia, partiendo de la premisa que toda estructura debe cumplir con las exigencias de las normas de diseño sismorresistente vigentes.

Para ello, se analizó el estado actual de la ciencia vinculado al problema de Interacción Suelo-Estructura. Luego, se fundamentó el uso de plateas de cimentación en edificaciones, así como las distintas metodologías que se aplicarán en la edificación. Posteriormente, se describió el proyecto, considerando los parámetros de ubicación, área de edificación, estudio de suelos, etc., los cuales son muy importantes en la aplicación de la interacción suelo-estructura.

Finalmente, se desarrolló el análisis estructural y análisis sísmico. En el primer caso, se analizaron los conceptos básicos, requisitos, estructuración y evaluación por densidad de muros; y en el segundo; criterios, características del modelo matemático y empleo del programa SAP 2000.

***Galicia Guarníz, WC y Civil León Vasquez, JR (2007), "Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones de Albañilería Confinada con Plateas de***

***Cimentación***”, Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Privada Antenor Orrego (UPAO), Trujillo – Perú.

#### **1.4.3.2.6 INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA SOBRE PLATEAS DE CIMENTACION**

***V CONGRESO LATINOAMERICANO DE ESTUDIANTES DE INGENIERIA CIVIL (LOJA – ECUADOR) 08 AL 12 DE SETIEMBRE DEL 2008***

***AREA TEMATICA: NUEVAS TECNOLOGIAS***

#### **RESUMEN:**

La presente investigación, está orientada al cálculo de edificaciones con muros de ductilidad limitada, considerando la flexibilidad de la base de fundación, conocida a nivel mundial, como Interacción Suelo-Estructura. Para el desarrollo de esta investigación, se manejaron diferentes modelos propuestos por diversos científicos investigadores en el campo de la Ingeniería Estructural y Geotécnica.

Los modelos de interacción suelo-estructura estudiados en el presente trabajo de investigación, tuvieron como base las diversas investigaciones publicadas por el Ph.D Genner Villarreal Castro, en donde se reflejaban amplios conocimientos y teorías acerca de esta área de la investigación sísmica, teniendo la consideración principal que las estructuras deben de cumplir con los requerimientos exigidos en el país.

En el desarrollo de la investigación, se eligió los modelos dinámicos más adecuados para la cimentación sobre plateas de cimentación, considerando la flexibilidad y las propiedades físico-mecánicas del suelo. De igual forma, se desarrolló una metodología de modelación del edificio con muros de ductilidad sobre plateas de cimentación, ante la acción sísmica con diversos ángulos de inclinación y en condiciones reales del Perú, según los requerimientos de la norma de Diseño Sismorresistente E030-2006.

Finalmente, se desarrolló el análisis y diseño estructural de la edificación en estudio. En estos tópicos, se desarrollaron diversos puntos como requisitos estructurales, centros de rigidez y masa, análisis sísmico de la edificación,

criterios del modelamiento estructural, aplicación del programa SAP2000 y diseño de elementos estructurales.

**Cerna Vásquez, M A y Espinoza Torres, C U, 2008, “Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada sobre Plateas de Cimentación”, V Congreso Latinoamericano de Estudiantes de Ingeniería Civil (Loja – Ecuador) 08 al 12 de setiembre del 2008, Trujillo – Perú, pp. 68.**

## **1.5. OBJETIVOS**

### **1.5.1 OBJETIVOS GENERALES**

- Demostrar y describir que la Interacción Dinámica Suelo – Estructura Optimiza el posterior diseño estructural en edificaciones Mixtas (Pórticos + Muros) con Sistema Zapata – Pilote.

### **1.5.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Adaptar el modelo de Interacción Sísmica Suelo-Estructura en edificios altos al caso de edificación con sistema Zapata – Pilote para oficinas BCP – San Pedrito - Chimbote.
- Aplicar el modelo de la Norma Rusa en el análisis con ISE sin disipación de energía y con disipación de energía.
- Comparar los resultados de los 3 casos de análisis (Análisis Común, Análisis con Norma Rusa sin disipación, Análisis con Norma Rusa con disipación) para su demostración en la optimización del diseño estructural.

## **1.6. PROBLEMA**

¿Se optimizará o mejorará el diseño estructural al demostrar la reducción e incremento de esfuerzos en los diferentes elementos estructurales aplicando la Interacción Suelo – Estructura?

## **1.7. HIPOTESIS**

La Interacción Suelo – Estructura optimizará el posterior diseño estructural al demostrar la reducción e incremento de esfuerzos en los diferentes elementos estructurales debido a que parte de la energía generada por el sismo en la

estructura, será absorbida ahora por el suelo de fundación, llevando a un mejor comportamiento estructural.

## 1.8 METODOLOGIA DE TRABAJO

### 1.8.1 TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

#### 1.8.1.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

##### 1) De acuerdo a la Orientación

**Investigación Básica:** Ya que es pura, teórica o dogmática, la cual comienza y se mantiene en el marco teórico, tiene como finalidad modificar o mejorar teorías existentes y persigue el progreso de los conocimientos científicos o filosóficos, pero sin contrastarlos con ningún aspecto práctico.

##### 2) De acuerdo a la técnica de contrastación

**Descriptiva:** Los datos solo permiten la descripción o identificación del fenómeno de Interacción Suelo - Estructura.

#### 1.8.1.2 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

**Diseño no Experimental Transversal:** Es aquella que se realiza sin manipular deliberadamente variables. Es decir, es donde no hacemos variar intencionalmente las variables independientes. Lo que se hace es observar fenómenos tal y como se dan en su contexto natural, para después analizarlos.



Donde:

M = Muestra conformada por: Muestra de calicatas para estudio de suelos del proyecto "Oficinas BCP - San Pedrito – Chimbote".

O = Observación de las variables

##### i. Variable Independiente:

Interacción Suelo – Estructura: Parte de la energía generada por el sismo en la estructura, será absorbida por el suelo de fundación (Consideración de la flexibilidad del suelo de fundación).

**ii. Variables Independientes:**

- a) Optimización de diseño estructural.
- b) Demostración de la reducción e incremento de esfuerzos en los diferentes elementos estructurales.
- c) Comportamiento estructural más cercano a lo real.

### **1.8.1.3 POBLACIÓN Y MUESTRA**

#### **Población**

La población estará conformada por el caso de la Obra: **Pilotes Pre excavados para oficinas BCP - San Pedrito - Chimbote**

#### **Muestra**

La muestra que se tomará para la investigación corresponde al material de las calicatas para el estudio de mecánica de suelos de la investigación.

### **1.8.2 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN**

Para el logro del objetivo, se detallará un procedimiento aproximado:

- Determinaremos la zona de estudio.
- Recopilar información necesaria y experimental, así como el asesoramiento de diferentes docentes de nuestra facultad así como docentes especializados en el tema.

#### **Muestreo de datos**

- Experimentación teórico. Con la ayuda de software especiales en este tema como el SAP2000. Este es un programa diseñado para resolver problemas de cálculo estructural muy usado en obras de gran envergadura y muy confiable.
- Cualificación y cuantificación de los resultados obtenidos.
- Evaluación y conclusión en los resultados obtenidos.
- Compaginación, tipeo y reproducción.

## **CAPITULO II: CRITERIOS DE SISMOLOGIA**

### **2.1 GENERALIDADES DE SISMOS**

#### **2.1.1 DEFINICIÓN DE SISMO**

Los sismos son súbitas liberaciones de la energía que se acumula bajo la corteza terrestre como consecuencia de las fuertes tensiones y presiones que ocurren en su interior y que se manifiestan en forma de vibraciones, desplazamientos y movimientos diversos de la superficie del terreno sobre el cual habitamos y construimos.

La ciencia que estudia los aspectos relacionados con la ocurrencia de temblores de tierra, terremotos o sismos se denomina Sismología. Esta es una ciencia joven, puesto que gran parte de sus métodos e instrumentos de observación fueron desarrollados a lo largo del siglo XX. A pesar de esto, la sismología ha logrado avances notables. Quizá una de sus más valiosas contribuciones al entendimiento de nuestro planeta lo constituya su aportación a la llamada Tectónica de Placas.

#### **2.1.2 ORIGEN Y GENERACIÓN**

Hace aproximadamente 250 millones de años, comenzaron a actuar en el interior del planeta las llamadas "Corrientes Convectivas" las cuales produjeron inicialmente la ruptura de la corteza terrestre en determinadas fracciones conocidas como "Placas Tectónicas", las mismas que están sujetas a ciertos movimientos bastantes complejos en relación a las características anisotrópicas de la materia.

El movimiento relativo de las Placas tectónicas produce zonas de contacto emergentes y subsidentes que implican la presencia de tensiones y compresiones que van a generar la actividad sísmica de naturaleza tectónica. Si la estructura rocosa es suficientemente rígida como para no sufrir deformación, se acumularán esfuerzos hasta llegar al límite de elasticidad de la roca dando lugar a un colapso o movimiento brusco. Se generan vibraciones cuando un medio elástico súbitamente libera energía.

El material candente del interior de la tierra ya sea lava o magma, emerge y se solidifica lentamente formando nueva corteza terrestre. Cuando los esfuerzos exceden cierto límite, la presión es liberada por un movimiento fuerte de la placa

generándose de esta forma el terremoto. Alguno de ellos puede generar también olas sísmicas altas llamadas maremotos o tsunamis.

Las variaciones morfológicas más significativas, se producen en las masas aéreas y marinas, donde las deformaciones producen la inestabilidad de los fluidos, los mismos que combinados con los efectos rotacionales y térmicos dan origen a los fenómenos hidro-meteorológicos que soporta la tierra en general.

Como consecuencia directa del efecto de éstas corrientes convectivas la corteza de la tierra inicialmente fue fraccionada en porciones a manera de casquetes esféricos que hoy se denominan "Placas Tectónicas" y que pudiendo ser comparadas a paños de una pelota de fútbol, permanecen en constante estado dinámico siguiendo trayectorias bastante complejas.

Las zonas de contacto de estas placas constituyen áreas de actividad sísmica, derivadas del mayor o menor alejamiento o acercamiento entre ellas mismas. El alejamiento relativo de las placas, constituye las grandes fisuras que dan origen al nacimiento de nuevos suelos tal es el caso de la Cordillera Mesa Atlántica, ubicada en el fondo del Océano Atlántico y la zona de contacto de las placas Nazca y del Pacífico, ubicada a unos 6 u 8 mil kilómetros de la Costa Sud-americana.

El acercamiento de las placas genera zonas de compresión de esfuerzos tal es el caso del Cinturón de Fuego conocido como el Circumpacífico. De las dos formas de interacción de placas la segunda es la de mayor severidad sísmica, cuyos eventos pueden alcanzar fácilmente magnitudes superiores a los 8 grados de la Escala de Richter.

La compresión de las placas tectónicas está relacionada con los principios de que la materia sometida a constantes esfuerzos, acumula energía que luego es liberada al alcanzar esta, el límite de su comportamiento elástico; manifestándose en perturbaciones que incluyen fracturamientos y la generación de ondas elásticas entre otras.

Las ondas elásticas que se generan en estas condiciones y que se propagan en las tres dimensiones, constituyen la principal características de los movimientos sísmicos.

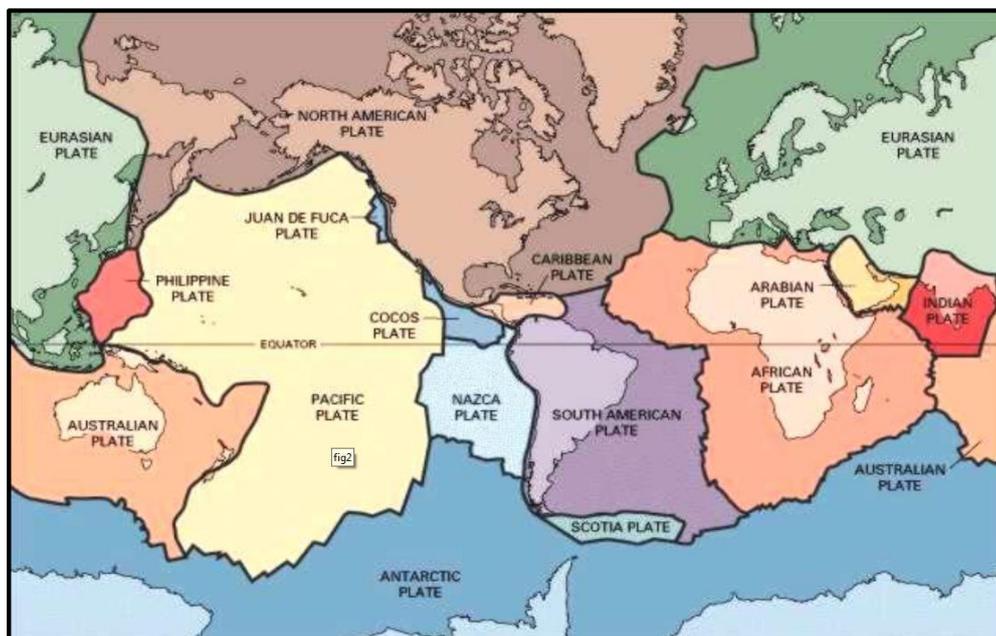
### 2.1.2.1 PLACAS TECTÓNICAS

Las placas tectónicas son gigantescos cascarones de la corteza terrestre, del tamaño de continentes, que se mueven unos hacia otros bajo la presión que ejercen sobre ellos los flujos de lava provenientes del núcleo del planeta tierra, en Sudamérica tenemos las placas llamadas del Caribe, Nazca y Sudamericana.

### 2.1.2.2 DIVISIÓN DE LA TIERRA SEGÚN TEORÍA DE PLACAS

Los esfuerzos diferenciales que provocan la deformación del terreno y la acumulación de tensiones en la superficie de la Tierra, son producto de la dinámica de la litósfera terrestre y, más en concreto a la teoría de la tectónica de placas. Según ella, la litósfera está dividida en un conjunto de placas independientes que se desplazan arrastradas por las corrientes de convección de la astenósfera, con velocidades relativas de unos pocos centímetros al año.

La superficie de la tierra está conformada por seis grandes placas: Pacífica (PA), Norteamericana (NA), Sudamericana (SA), Eurásica (EU), Antártica (AN), e Indo-australiana (IN), y por otras de menor dimensiones: Nazca (NZ), Cocos (CO), Caribe (CR), Filipinas (PH), Somalia (SM), y Arábica (AR). Escocia, Africana, Juan de Fuga.



**Figura 2.01. Distribución de las Placas Tectónicas (Fuente: <http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/slabs.html>)**

### 2.1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS SISMOS

Los sismos, por su origen, se clasifican en:

- Tectónicos
- Volcánicos y
- De Colapso

Según la profundidad de su foco pueden ser:

- Superficiales: Si el foco se ubica entre 0 y 60 Km.
- Intermedios: Entre 60 y 300 Km. de profundidad.
- Profundos: De 300 a 700 Km., que es la máxima profundidad focal registrada.

### 2.1.4 CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS

#### 2.1.4.1 SUELOS

La comparación entre la respuesta del suelo y el espectro de respuesta de un edificio permite aumentar la fiabilidad de los periodos de vibración obtenidos.

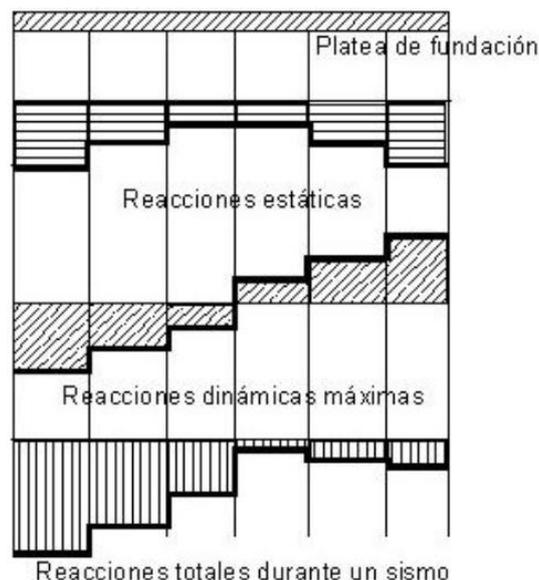
Para la determinación de los periodos de vibración de los edificios en entornos urbanos cuando se usa la vibración ambiental es conveniente realizar estudios de microzonificación sísmica del subsuelo. La existencia de estos estudios en una ciudad permite mejorar la calidad de los resultados en el estudio del comportamiento dinámico de los edificios.

Para relacionar el comportamiento dinámico de estructuras; sometidas a acciones dinámicas intensas; con su comportamiento en condiciones de excitación débil se deben efectuar incursiones en los aspectos relacionados con la interacción Suelo-Estructura y con fenómenos de resonancias entre la señal sísmica, los suelos y las estructuras.

### 2.1.4.2 INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA

Uno de los objetivos en la determinación de las propiedades de esfuerzo-deformación de los suelos es el uso de propiedades mecánicas, para estimar desplazamientos verticales y horizontales en la masa del suelo cuando éste se somete a un incremento de esfuerzo. En la interfase de la estructura de cimentación y el suelo se originan desplazamientos debido a las cargas que transmite la cimentación dando lugar a desplazamientos totales y diferenciales.

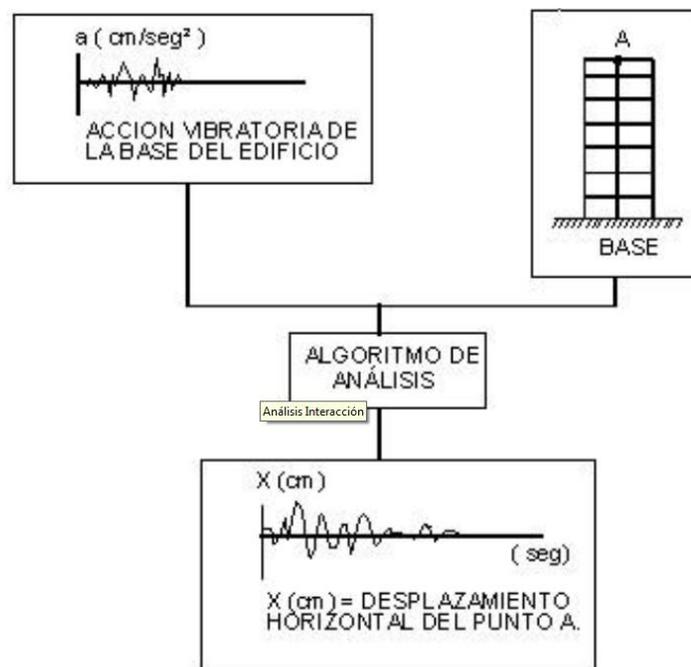
Los desplazamientos diferenciales de la estructura deberán ser iguales a los originados en la superficie de apoyo de la cimentación. Así pues, la estructura de la cimentación junto con las cargas que obran sobre ella y las reacciones que se provocan en el suelo se sujetará a una determinada configuración, igual a la que el suelo adoptará debido a las reacciones que éste aporta a la estructura de cimentación para su equilibrio. La configuración de esfuerzos y deformaciones en la superficie de contacto dependerá de la rigidez de la estructura de la cimentación, de la deformabilidad del subsuelo y de la distribución de cargas que se apliquen sobre la estructura de la cimentación.



**Figura. 2.02. Distribución de esfuerzos entre el suelo y la estructura durante un terremoto**

(Fuente:  
<http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5-anterior/CIMENTACIONES.htm>)

La interacción entre la estructura de cimentación y el suelo consistirá en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos. Para lograr la interacción del suelo-estructura, será necesario basarse por un lado en las leyes físicas que rigen el comportamiento de la masa del suelo y por el otro en los procedimientos nominales de cálculo estructural en la determinación de fuerzas y deformaciones, tomando en cuenta las propiedades mecánicas del material del cual será construida la estructura de cimentación.



**Figura 2.03. Análisis de la Interacción Suelo Cimiento (Fuente: Fuente: <http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5-anterior/CIMENTACIONES.htm>)**

Es obvio que la masa del subsuelo donde se apoya la estructura de cimentación no se puede simplificar suponiéndola constituida de elementos aislados, si se quiere obtener buena precisión en los cálculos. Será necesario tratar a la masa del suelo como un medio continuo en donde la acción en un punto  $i$  de la masa ejerce su influencia en otro punto  $j$  de ella. Así pues, para el cálculo de esfuerzos en la masa del suelo hacemos uso de la Teoría de Elasticidad, o alguna de sus modificaciones;

aun cuando sabemos que el suelo no es elástico sino más bien es elástico-plástico y viscoso. El cambio de esfuerzos dentro de cierto rango, en general, no es tan grande que no se pueda operar con las propiedades secantes de esfuerzo-deformación. Lo anterior trae como consecuencia el tener que estimar de antemano el nivel de esfuerzos y el cambio de éstos para asignar las propiedades mecánicas del material que deberán ser utilizadas en el cálculo. Desde el punto de vista de la ingeniería práctica de cimentaciones, en la mayoría de los casos es suficiente estimar el nivel de esfuerzos y los cambios probables de éstos para elegir las propiedades mecánicas a usar para el cálculo de los esfuerzos de contacto.

La rigidez de la estructura de cimentación y la contribución que a ésta le pueda aportar la superestructura es importante. Lo cual implica tener que conocer de antemano la geometría y propiedades de los elementos que la forman. La incertidumbre que existe cuando las estructuras de cimentación se construyen de concreto armado es conocer su módulo de deformación unitaria, el cual es bien sabido aumenta con el tiempo. Así pues, podría aseverarse que para el cálculo de los esfuerzos de contacto de una estructura recién construida es diferente a medida que pasa el tiempo y no es sino hasta que ha transcurrido un tiempo suficiente para el cual ya no aumentan las deformaciones plasto-viscosas del concreto cuando la configuración alcanzará una posición estable.

En lo que respecta al suelo y principalmente a suelos arcillosos y saturados donde se presentan propiedades dependientes del tiempo podrá decirse que los esfuerzos de contacto también varían en función del tiempo haciendo cambiar los elementos de estabilidad de la estructura de cimentación.

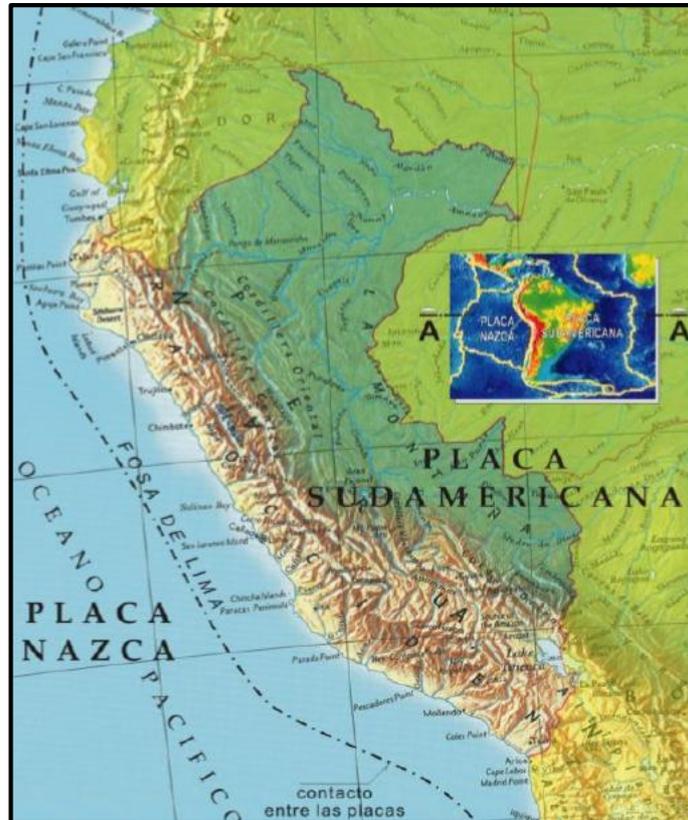
## **2.2 SISMICIDAD DEL PERU**

### **2.2.1 GENERALIDADES**

El Perú está ubicado en la parte central y occidental de América del Sur, cuyo litoral constituye una zona de contacto de las placas Sudamericana y la de Nazca (Figura 2.12).

Estudios especializados comprueban que hace muchos millones de años el Perú y gran parte de Sudamérica constituían fondos marinos, los mismos que al tener origen las corrientes convectivas iniciaron un proceso de levantamiento y

plegamientos que han dado origen a los actuales territorios que comprende la parte occidental de Sudamérica. El levantamiento del suelo subcontinental es explicado por la subducción de la Placa de Nazca debajo de la Placa Sudamericana.



**Figura 2.04. Zona de subducción en la costa oeste de Sudamérica (Fuente: Catalogo Sismico del Peru)**

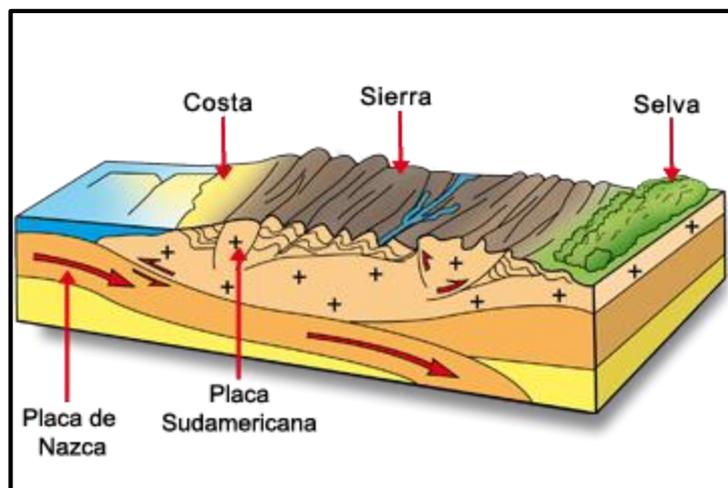
La colisión de la placa de Nazca (Corteza oceánica) con el borde Oeste de Sudamérica (corteza continental), ha dado origen a la evolución de la cordillera de los Andes, a la ocurrencia de importante actividad volcánica y a la formación de un gran número de fallas geológicas. En general la placa de Nazca se desplaza a una velocidad de 8 – 10 cm/año en dirección NE, siendo una de las placas de mayor velocidad en el mundo, la misma que permite que las placas de nazca y sudamericana soporten una importante deformación produciendo un gran número de sismos de diferentes magnitudes a diferentes niveles de profundidad. En general, los sismos ocurren principalmente en las zonas de interacción de placas,

siendo en mayor número en las zonas de subducción (interacción de la placa de Nazca y la Sudamericana). El proceso de subducción es de importancia científica por la remarcable evidencia que ofrece sobre la naturaleza de los diferentes procesos que tienen lugar en el interior de la tierra.

La Cordillera de los Andes por el relieve que ofrece, induce un alto riesgo potencial de fenómenos comprendidos en la Geodinámica Externa. Por otro lado, su presencia es factor determinante dentro de la climatología nacional.

La interacción de estas placas en la forma descrita origina una permanente acumulación de esfuerzos que se traducirá en fuente generadora de actividades sísmicas. Tal como lo establece la información disponible en nuestro país desde el siglo quince se han producido ocho (08) sismos superiores a los 8 grados de la Escala de Richter y más o menos un centenar de 7 a 8 grados de magnitud, todos en la zona costera o cerca de ella. La característica de estos eventos son los focos superficiales (foco punto o línea en el subsuelo donde se origina el sismo).

La Placa de Nazca, frente a las costas del Perú, se mueve horizontalmente y se introduce por debajo de la sudamericana como se puede ver en la Figura 2.13, la Placa Nazca presiona a la sudamericana ocasionando deformaciones y concentraciones de fuerzas.



**Figura 2.05. Movimiento de las placas tectónicas en las costas peruanas (Fuente: <http://www.construyendoseguro.com/peru-pais-sismico-como-se-producen.html>)**

Contrastando la realidad de nuestra costa en la zona de sierra los sismos registrados no exceden los 8 grados de magnitud, solo alrededor de 25 sismos han ocurrido con más de 7 y menos de 8 grados en la Escala de Richter.

Según las características regionales, la actividad sísmica en el Perú, se encuentra distribuida en la siguiente forma:

- Zona Norte del Perú, caracterizada por focos superficiales (hasta 100 Km de profundidad e intermedios hasta 300 Km de profundidad), que se extienden desde la península de Tumbes hasta el Valle del Marañón con la peculiaridad que la mayoría de los sismos superficiales se producen cerca del litoral y los intermedios, tierra adentro.
- Zona Central, caracterizada por la presencia de algunos enjambres sísmicos (zona propensa) los cuales se encuentran aislados entre sí y también por eventos individuales cuyos focos comprenden a los superficiales y/o intermedios los mismos que se distribuyen mayormente cerca del litoral.
- Zona Sur, la sismicidad se encuentra concentrada a lo largo de una faja teórica, comprendida entre la zona de contacto interplacas y la cadena volcánica del
- Sur, (Misti, Chachani, Ubinas, etc). La actividad se caracteriza por sus focos superficiales e intermedios.
- Zona Oriental, (selva) presenta una actividad sísmica profunda (500 a 700 Km.) que la hace aparentemente asísmica debido a que ésta clase de eventos se produce a considerables profundidades y que en muchos casos alcanza magnitudes que sólo llegan a producir en la superficie perturbaciones menores que por lo general no exceden a los 4 grados de intensidad (Escala de Mercalli Modificada).

### 2.2.2 SISMICIDAD HISTÓRICA

La información sobre la actividad sísmica histórica de Perú se remota a los años 1513-1532. La calidad de estos datos depende fundamentalmente de la distribución y densidad de la población en las regiones afectadas por los terremotos.

La recopilación más completa sobre esta sismicidad ha sido realizada por el Doctor Enrique Silgado (1968, 1978, 1985) en su libro “Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú, 1513-1974”, y por Dorbath et al, (1990).

Los terremotos con I o VIII MM se han distribuido principalmente a lo largo de la línea de costa centro y sur, debido probablemente a que estas regiones eran las más pobladas y donde se constituyeron las ciudades más importantes después del siglo XVI. La mayoría de estos terremotos generaron maremotos de intensidad variable, algunos produjeron daños a lo largo de la costa oeste de Sudamérica. □

Silgado (1978) y Dorbath et al. (1990b) indican que en la costa central de Perú, los terremotos mayores son los de 1586 y el de 1746 que destruyó completamente la ciudad de Lima y generó un maremoto con olas de 15-20 m de altitud (I = X MM). Durante el periodo de 1513 - 1959 Lima fue destruida sucesivamente por un total de 15 terremotos (Silgado, 1978). En la región sur, los terremotos más importantes son los de 1604, 1784, y 1868 este último es mejor documentado y descrito en detalle por MONTESUS de BALLORE (1911) y Vargas (1922). Estos terremotos destruyeron las principales ciudades del sur del PERU (Arequipa, Moquegua, Tacna y Puno) y norte de Chile (Arica, Iquique). El terremoto de 1868 (I = X MM) fue sentido desde Guayaquil (Ecuador) hasta Concepción (Chile) generando un importante maremoto con olas de 14m de altitud (Silgado 1878; Dorbath et.al., 1990b).

En la región andina, el único terremoto histórico documentado en 1650, que destruyó la ciudad de CUZCO y fue sentido en Lima, Arequipa y La Paz. En la zona central, el terremoto ocurrido en 1947 afectó un área máxima de 4,000 Km<sup>2</sup> y fue sentido en casi todo el Perú. Para el periodo 1513 – 1959, no existe información sobre terremotos ocurridos en la zona andina y sub-andina del Norte y Centro de Perú, pero en la actualidad se ha comprobado que estas regiones son sísmicamente muy activas.

#### 2.2.4.4 MAPA DE ZONAS SISMICAS DEL PERÚ



**Figura 2.06. Zonas sísmicas del Perú. Norma Sismorresistente NTP 0.30 (ZONA 1: Sismicidad baja; ZONA 2: Sismicidad Media; ZONA 3: Sismicidad Alta) (Fuente: Norma E – 030 de diseño sismorresistente)**

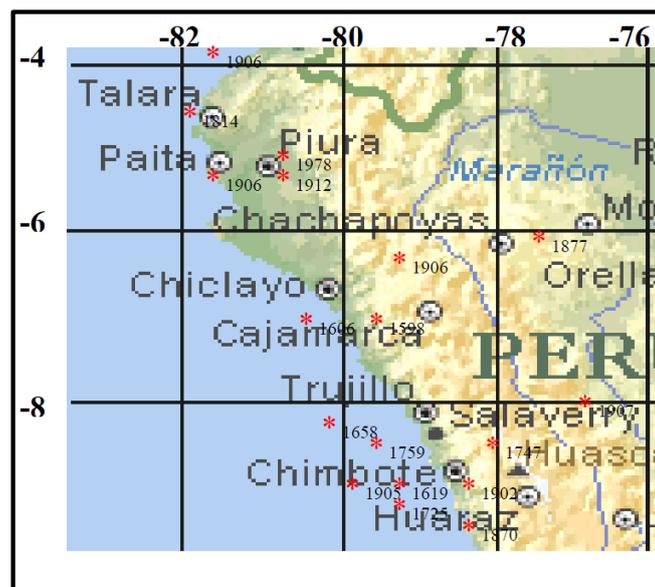
### 2.2.3 SISMICIDAD EN EL NORTE DEL PAÍS

A continuación se presenta una recopilación de los principales sismos ocurridos en el norte del Perú.

**Tabla 2.01. Sismos en el Norte del Perú (Fuente: Catalogo Sísmico del Perú)**

LONGITUD	LATITUD	INTENSIDAD	FECHA
-79.6	-6.9	V	25/06/1598
-80.3	-7	VI	23/03/1606
-79.3	-8.9	IX	14/02/1619
-80.1	-8.2	VIII	14/02/1658
-79.3	-9.2	IX	07/01/1725
-78.1	-8.58	VII	14/03/1747
-79.8	-8.6	VII	02/09/1759
-81	-5	VI	01/02/1814
-80.54	-5.3	IX	20/08/1857
-79.1	-8.2	VI	21/10/1863
-79.1	-8.2	VI	25/10/1863
-80.6	-5.3	VI	29/07/1869
-78.2	-9.4	V	12/04/1870
-77.6	-6	VI	26/11/1877
-78.4	-9	IX	02/01/1902
-80	-9	II	23/04/1905
-81.3	-5.6	VI	09/01/1906

-81.35	-3.95	VI	28/04/1906
-77.49	-6.17	VII	28/09/1906
-80.49	-6.975	VI	20/06/1907
-76.79	-8.01	VI	16/11/1907
-80.413	-5.62	X	24/07/1912



**Figura 2.07. Ubicación de los principales sismos en el norte peruano (Fuente: Soluciones Prácticas-ITDG)**

#### 2.2.4 SISMICIDAD EN CHIMBOTE

El departamento de Ancash está ubicado al norte de Lima y abarca dos sub-regiones con características muy diferenciadas: (a) la costa con extensos territorios desérticos, atravesada por algunos ríos que forman valles donde se ubican las principales ciudades: (Casma, Huarney y Chimbote, el más importante puerto pesquero del país y una de las grandes concentraciones urbanas de la costa norte) y donde se desarrollan actividades agrícolas y pesqueras; (b) la sierra, marcada por el desplazamiento de dos grandes cordilleras: la Blanca y la Negra, en cuyas faldas se ubica la mayor parte de las ciudades. El Callejón de Huaylas se enclava

entre los cerros negros que miran a la costa y los blancos con los picos más altos del país, entre ellos el Huascarán. Está bañado por el río Santa y otros ríos afluentes, y sobre su territorio, se erigen las ciudades de Yungay, Ranrahirca, Carhuaz, Caraz y Huaraz, esta última, capital del departamento.

En el contrafuerte oriental de la cordillera Blanca se extiende el callejón de Conchucos, una formación más irregular que limita con el río Marañón y el departamento de Huánuco. Las principales ciudades de esta parte del departamento son Huari, Pomabamba, Sihuas y Corongo.

El departamento de Ancash tiene una trágica experiencia de desastres. Como ha sido mencionado, en esta parte del país, han ocurrido algunos de los peores sismos, aluviones y otras desgracias de gran magnitud. En 1970, la combinación de un sismo y los aluviones que sobrevinieron al movimiento causó la muerte a 69.000 personas.

#### **2.2.4.1 TERREMOTO DE ÁNCASH DE 1970**

El sismo de 1970, constituye, sin duda, el mayor desastre en la historia del Perú y uno de los peores de América Latina.

El domingo 31 de mayo de 1970 se produjo un terremoto seguido de un gran aluvión que destruyó y enterró pueblos enteros y dejó una cifra grande de muertos y daños que demandaron muchos años en ser revertidos.

El sismo tuvo una de magnitud 7,6 a 7,8 grados en la escala de Richter, y su epicentro se ubicó a treinta kilómetros mar adentro, en la zona donde la placa de Nazca subduce a la placa Sudamericana.

Aquí los sismos son frecuentes por la presencia de la falla de Mendaña y la Dorsal de Nazca, que han sido generadoras del mayor número de sismos grandes ocurridos en el país a lo largo de su historia.

El radio del área dañada abarcó una distancia de 150 kilómetros, repercutió sobre las ciudades costeras de Chimbote y Casma (fuertes daños) e impactó por el norte en Trujillo y hacia el sur en la ciudad de Lima. La onda, sin embargo fue mucho más amplia y afectó violentamente la zona andina del departamento de Ancash,

golpeando a las ciudades de Huaraz, Caraz, Yungay, Ranrahirca, Aija, a las que dejó semidestruidas.

En Chimbote, el 75% del total de viviendas resultaron dañadas, y el 96% de las viviendas de adobe se destruyó. En esta ciudad, más de mil personas fallecieron, por efecto del movimiento de tierra. Pero las mayores desgracias ocurrieron en la zona de sierra, donde los hielos de los Andes se desmoronaron sobre el Callejón de Huaylas.

El desprendimiento de una de las paredes del lado este del nevado Huascarán, removidas por la intensidad del sismo, dio origen a un alud de extraordinarias proporciones que descendió velozmente hacia las ciudades de Yungay y Ranrahirca, y destruyó totalmente la primera y parcialmente la segunda, que se salvó por la presencia de una enorme masa rocosa que desvió la avalancha. Una masa de hielo se deslizó a mucha velocidad desbordando las lagunas y los cauces de los ríos, y arrasó en tres minutos Yungay, ubicada a diez kilómetros del glaciar. La avalancha atravesó el río Santa y ascendió hasta un nivel de 83 metros sobre la otra ribera.

Tres mantos de diez metros de espesor de tierra y arena cubrieron el área de ocho kilómetros cuadrados. El volumen total del deslizamiento fue de cincuenta a cien millones de toneladas.

#### **2.2.4.1.1 CARACTERÍSTICAS**

El terremoto se inició el 31 de mayo a las 3:25 p.m. Su epicentro se halló frente a las costas de las ciudades de Casma y Chimbote, en el Océano Pacífico. Su magnitud fue de 7,8 grados en la escala de Richter y alcanzó una intensidad de hasta X y XI grados en la escala de Mercalli entre Chimbote y Casma. Produjo además un violento alud en las ciudades de Yungay y Ranrahirca. Las intensidades evaluadas en varias ciudades fueron:

**Figura 2.07. Intensidades evaluadas (Fuente: [http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto\\_de\\_%C3%81ncash\\_de\\_1970](http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_%C3%81ncash_de_1970))**

Lugar	Intensidad de la zona (M)	Magnitud de la zona (Richter)
Samanco	X	8,1
Casma	IX-X	7,9
Chimbote	IX	7,6
Huallanca, Aija	VIII-IX	7,5
Huaraz, Carhuaz, Trujillo, Yungay, Huarmey	VIII	7,4 - 7,3
Chacas, San Luis, Huari	VIII	7,3
Santiago de Chuco	VII-VIII	7,2
Cajamarca, Huacho, Huánuco, Bambamarca, Chiclayo	VII	6,9
Huacho, Cerro de Pasco, Tingo María	VI-VII	6,7
Lima, Piura, Tumbes, Jaén, Pucallpa	VI	6,5
Ica, Chincha Alta, Juanjuí	V-VI	6,3
Yurimaguas, Huancayo, Iquitos, Tarapoto	V	6,1

#### 2.2.4.1.2 EFECTOS

Las muertes se calcularon en 80.000 y hubo aproximadamente de 20.000 desaparecidos, algunas fuentes elevan las víctimas mucho más alto. Los heridos hospitalizados se contabilizaron en 143.331, si bien en lugares como Recuay, Aija, Casma, Huarmey, Carhuaz y Chimbote la destrucción de

edificios osciló entre 80% y 90%. Se calculó el número de afectados en 3.000.000. La Carretera Panamericana sufrió graves grietas entre Trujillo y Huarmey, lo que dificultó aún más la entrega de ayuda. La central hidroeléctrica del Cañón del Pato quedó también afectada por el embate del río Santa y la línea férrea que comunicaba Chimbote con el valle del Santa y quedó inutilizable en un 60% de su recorrido. Con esta catástrofe el Perú sacó voluntariamente a la Brigada de Defensa Civil Peruana para evitar que vuelva a suceder algo tan terrible; el general Juan Velasco Alvarado, que era el presidente del país en ese entonces, tomó un barco para llevar personalmente la ayuda a Chimbote.

#### **2.2.4.1.3 CALLEJÓN DE HUAYLAS**

Sin duda alguna, la zona andina de Áncash, la pintoresca área del Callejón de Huaylas, resultó siendo el área más castigada por el terremoto. La Ciudad de Huaraz se destruyó en un 97%, el cuadrilátero de la Plaza de Armas, fue lo único importante que no se destruyó, luego del sismo, la ciudad quedó oscurecida por un negro manto de polvo, unas 10.000 personas fallecieron, solo en el "Colegio Santa Elena", murieron 400 personas. El resto de ciudades y pueblos del Callejón de Huaylas también fueron destruidos casi por completo, desde Recuay por el sur, hasta Huallanca por el norte. La tercera ciudad en importancia, Yungay terminó sepultada junto a Ranrahirca por un alud, desapareciendo 25.000 moradores. Los aludes y derrumbes obstaculizaron caminos y carreteras, y estancaron partes del Río Santa. El ferrocarril que unía a Chimbote con Huallanca desapareció. Los pobladores se disminuyeron en cantidad. Costa de Áncash y Callejón de Conchucos. En la zona costera, los efectos del sismo destruyeron grandes sectores de la Carretera Panamericana entre Huarmey y Trujillo (Departamento de La Libertad). Tanto la ciudad y el Puerto de Chimbote quedaron con averías incuantificables, en la zonas de San Pedro y Lacramarca todas las construcciones se derrumbaron, al igual que las industrias pesqueras y daño similar a las metalúrgicas, en algunas áreas el suelo se agrietó hasta expulsar chorros de agua de hasta un metro de altura, la ciudad perdió más de 2.800 habitantes. En Casma, una vieja ciudad de adobes murieron 800 personas, y más hacia el sur, en Huarmey 100. La Provincia de Bolognesi, con 1.800 víctimas, refirió cuantiosos derrumbes que incomunicaron a pueblos completos, donde se da referencias que algunas personas enterraron a sus parientes sin notificar. La zona andina siguiente al

Callejón de Huaylas, conocida como Conchucos, quedó con daño moderado, pero gran parte de las construcciones quedaron inhabitables, y muchas personas murieron mientras se encontraban en laborando en áreas agrícolas debido a derrumbes. La zona quedó aislada hasta meses del resto del país.

#### 2.2.4.1.4 EL ALUVIÓN EN YUNGAY

El fuerte y prolongado sismo de 45 segundos, provocó el desprendimiento de hielo y rocas del pico norte del nevado Huascarán, produciendo un alud estimado en 80 millones de  $\text{ft}^3$  de hielo, lodo y piedras que medía 1,5 km de ancho y que avanzó los 18 km a una velocidad promedio de 280 a 335 km/h. Durante los tres minutos que tardó el aluvión en llegar a la ciudad, la población yungaina quedó desorientada debido al eco que producía el aluvión en los cerros de la Cordillera Negra por lo que pensaron que el aluvión venía de ese lado y corrieron en dirección al alud. Cuando el aluvión chocó contra la pared de la quebrada del río de Ranrahirca, desvió su curso violentamente unos treinta grados en dirección sur, pero una tercera parte de la masa saltó esa barrera natural ( que ya había salvado a Yungay de un aluvión en 1962) sepultando completamente la ciudad de Yungay. La masa mayor sepultó el pueblo de Ranrahirca, matando en total a más de 20 000 personas.

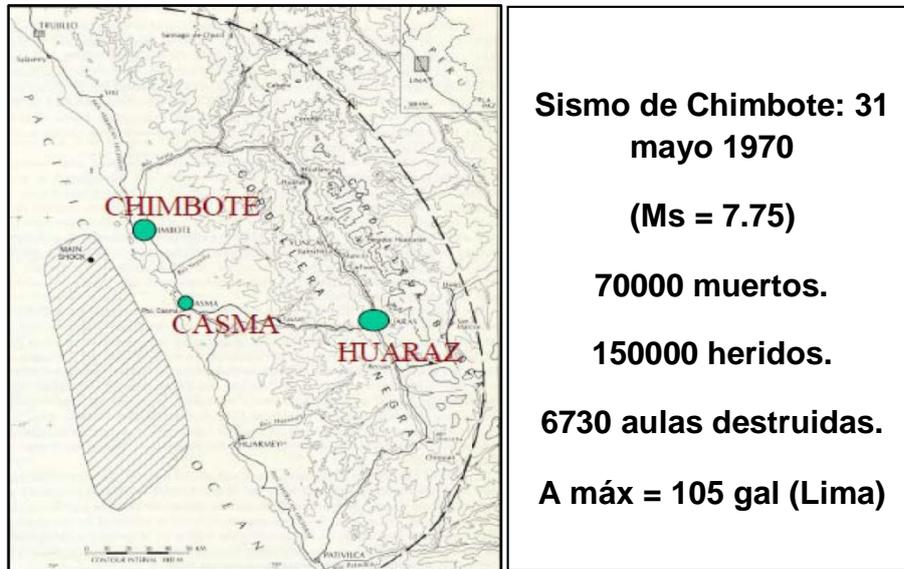


**Figura 2.08. Yungay Viejo (2500 m), visto desde la colina del cementerio. El área sombreada muestra la ubicación del deslizamiento (hielo, barro, una avalancha de escombros) el 31.05.1970, causada por un terremoto, en el que una parte del flanco occidental del Huascarán Norte rompió (6652 m).**

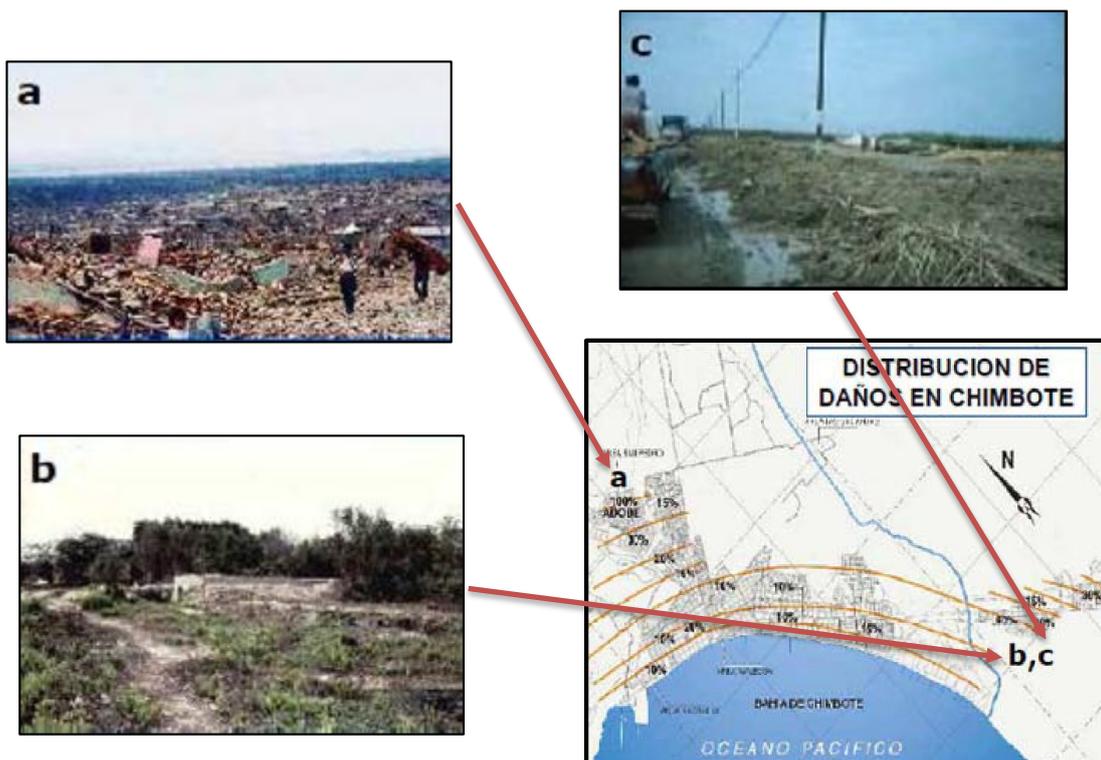
**(Fuente: [http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto\\_de\\_%C3%81ncash\\_de\\_1970](http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_%C3%81ncash_de_1970))**

### 2.2.4.1.5 DAÑOS EN CHIMBOTE

Se ha demostrado la existencia de una buena correlación entre los daños por licuación de suelos ocurridos en Chimbote.

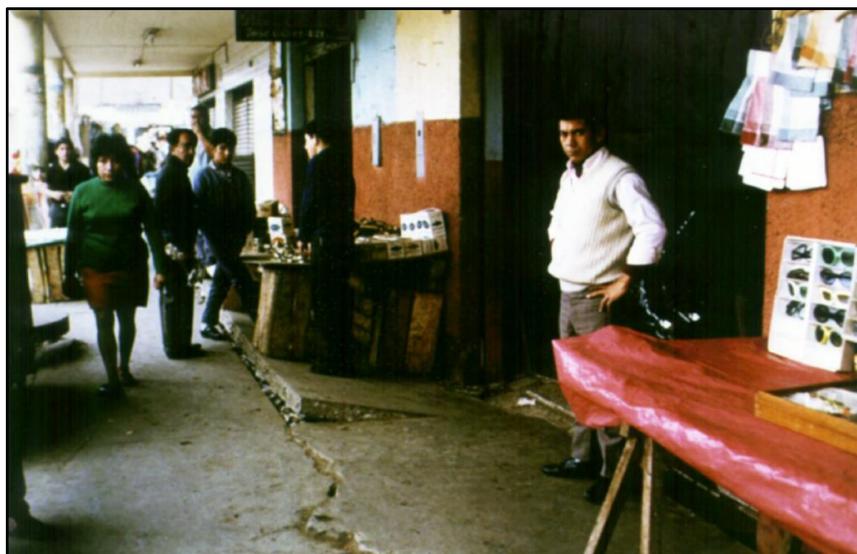


**Figura 2.09. Sismo de 1970 – Chimbote (Fuente: 2011 Terremoto del 31 de mayo. Alva J)**



**Figura 2.10. Efecto de microzona en Chimbote (Fuente: 2011 Terremoto del 31 de mayo. Alva J)**

### 2.2.4.1.5.1 FOTOGRAFIAS DE DAÑOS EN CHIMBOTE FRENTE AL SISMO DE 1970



**Figura 2.11. Asentamiento diferencial en muros portantes y veredas en el centro de Chimbote. Chimbote (Fuente: 2011 Terremoto del 31 de mayo. Alva J)**



**Figura 2.12. Casa de bloques de concreto afectada por compactación diferencial y desplazamiento lateral de arena de playa licuadas. Chimbote (Fuente: 2011 Terremoto del 31 de mayo. Alva J)**



**Figura 2.13. Agrietamiento de pavimentos y cimentaciones por compactación diferencial en el centro de Chimbote. Chimbote (Fuente: 2011 Terremoto del 31 de mayo. Alva J)**



**Figura 2.14. San Pedro, Chimbote, 1970. Chimbote (Fuente: 2011 Terremoto del 31 de mayo. Alva J)**



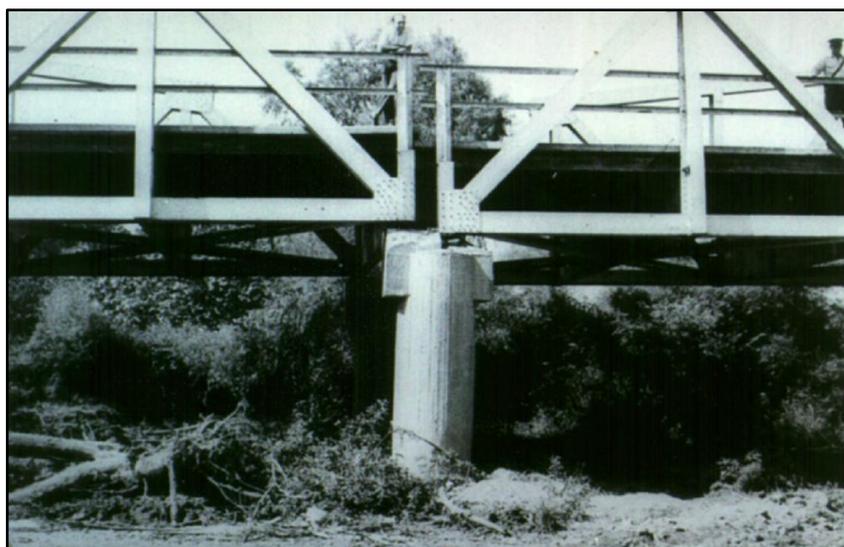
**Figura 2.15. Inundación de área residencial en el sureste de Chimbote debido al asentamiento y compactación del terreno. Chimbote (Fuente: 2011 Terremoto del 31 de mayo. Alva J)**



**Figura 2.16. Asentamientos y fisuramientos de carretera asfaltada debido a compactación y desplazamiento lateral de depósitos lagunares y de playa. Chimbote (Fuente: 2011 Terremoto del 31 de mayo. Alva J)**



**Figura 2.17. Daño en la vía férrea Chimbote – Huallanca debido a compactación diferencial y desplazamiento lateral del terreno. Chimbote (Fuente: 2011 Terremoto del 31 de mayo. Alva J)**



**Figura 2.18. Puente Casma dañado por desplazamiento lateral del estribo izquierdo. El pilar se inclinó. Chimbote (Fuente: 2011 Terremoto del 31 de mayo. Alva J)**

## 2.2.4.1.5.2 MAPA GEOLOGICO DE CHIMBOTE

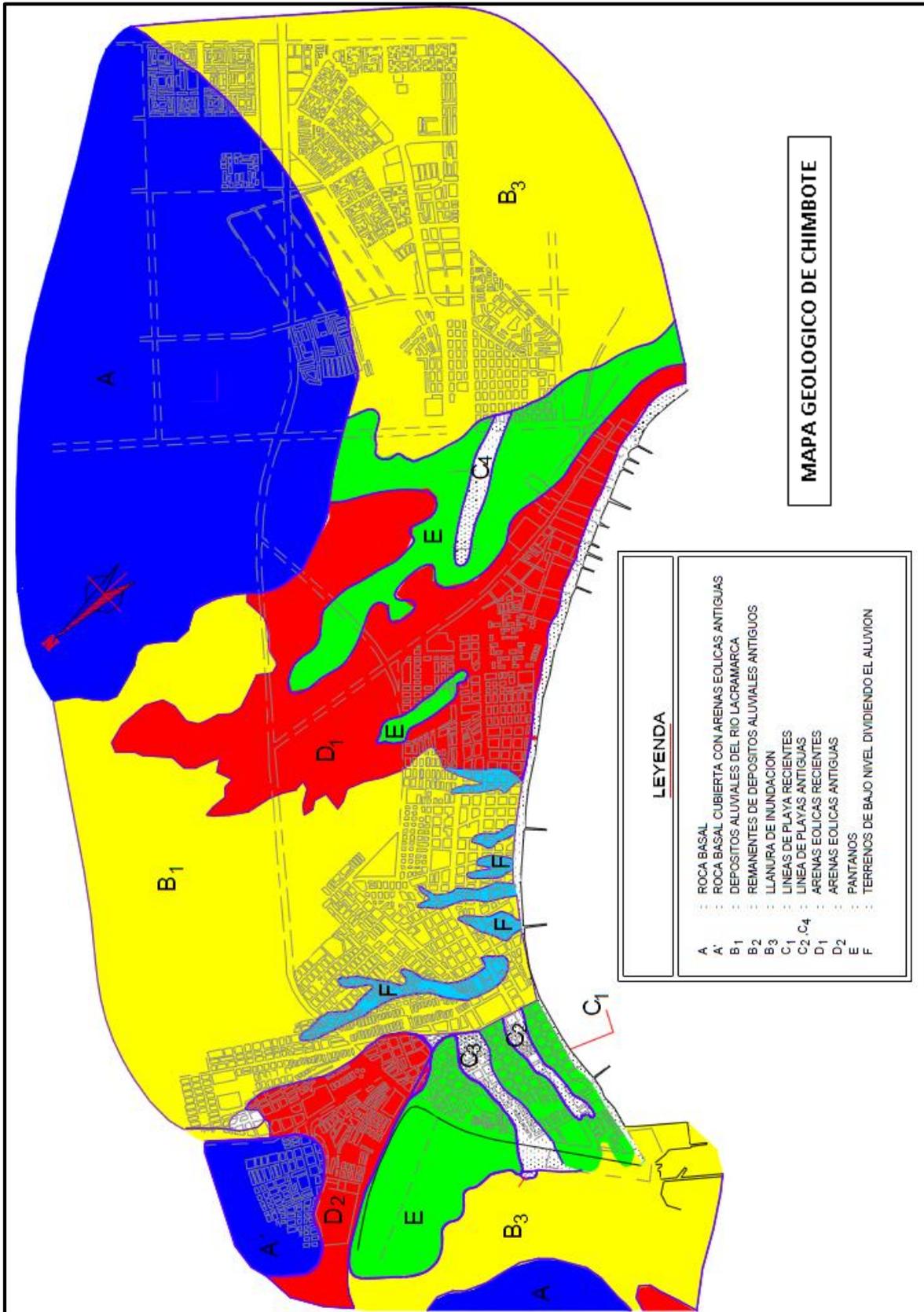


Figura 2.19 Mapa Geológico de Chimbote. (Fuente: 2011 Terremoto del 31 de mayo. Alva J)

## 2.2.4.1.5.3 MICROZONIFICACION SISMICA DE CHIMBOTE

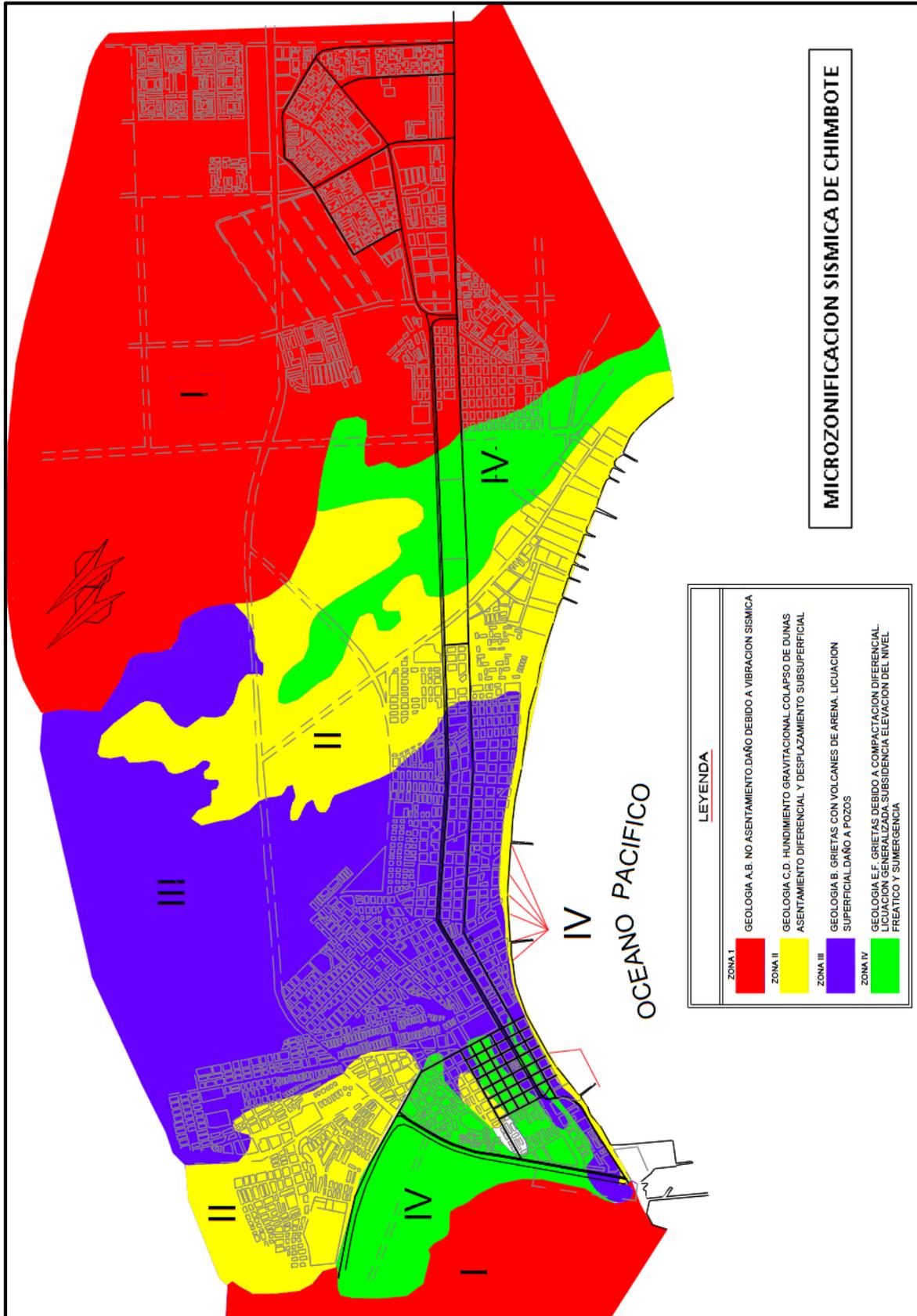


Figura 2.20 Microzonificación Sísmica de Chimbote. (Fuente: 2011 Terremoto del 31 de mayo. Alva J)



## CAPITULO III: MODELOS DE INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA

### 3.1 GENERALIDADES

La interacción suelo estructura es la diferencia entre respuestas de un punto cuando está presente la estructura y cuando no lo está; si no se considera se puede llevar a esfuerzos y desplazamientos erróneos en el análisis de la respuesta y en el diseño de la estructura, dependiendo de las propiedades de vibración de la estructura, las propiedades del suelo y las características del movimiento sísmico (Fenves y Serino, 1990).

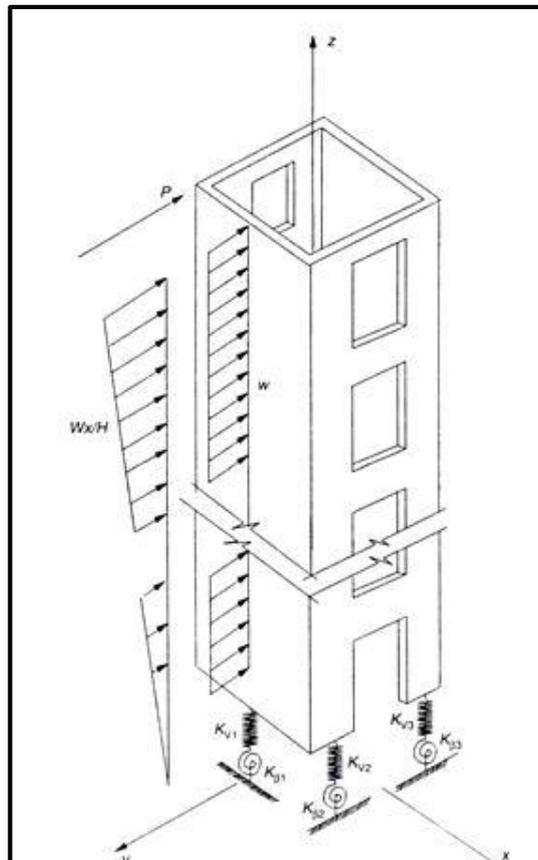
Los principales efectos de la Interacción Suelo-Estructura:

- El movimiento sísmico de entrada es distinto debido a la amplificación del movimiento en el campo libre, donde la componente transnacional en la cimentación, además un componente de cabeceo significativa en la estructura.
- La presencia del suelo en el modelo dinámico hace al sistema más flexible disminuyendo la frecuencia y cambiando el modo de vibración (Sabas, 1995, Sabina, 1996).
- El cabeceo introducido en la base afectará la respuesta, especialmente en la parte alta reduciendo los valores de las fuerzas laterales, el cortante basal y los momentos de volteo calculados para la estructura supuesta una base rígida e incrementando los desplazamientos laterales (CFE, 1993).
- La radiación de energía de las ondas que se propaguen lejos de la estructura originan un incremento del amortiguamiento efectivo del sistema dinámico final. Si tenemos un suelo que se aproxima al semiespacio elástico homogéneo el incremento será reducido. Si para un suelo de espesor delgado sobre roca rígida es posible que las ondas no se propaguen más allá de la estructura y solo actuará el amortiguamiento del suelo. Para estos análisis hay que tener en cuenta si se produce pérdida de energía por radiación de ondas.

- Como conclusión hay muchos efectos opuestos que se desprenden y que es complejo determinar de antemano si los efectos disminuirán o no la respuesta sísmica.

Como identificar la ISE:

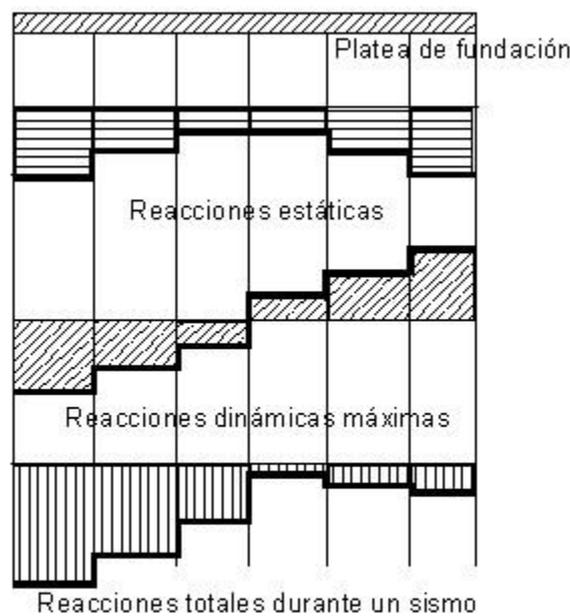
Ante un sismo se tiene en cuenta los registros de aceleración del edificio, de registros superficiales, en campo libre, que no estén alterados por las vibraciones del edificio. Se desarrollan modelos matemáticos del edificio y representando al suelo con resortes (translacionales y rotacionales – Nadjai et al. 1999) caracterizando sus propiedades de rigidez a partir de estudios geotécnicos = estudio de suelos.



**Figura 3.1 Modelo de interacción suelo-estructura. Las rigideces de la cimentación se representan por resortes translacionales ( $K_v$ ) y rotacionales ( $K_a$ ). (Fuente: Nadjai et al, 1999)**

En la interface de la estructura de cimentación y el suelo se originan desplazamientos debido a las cargas que trasmite la cimentación dando lugar a desplazamientos totales y diferenciales.

Para que exista equilibrio los desplazamientos diferenciales de la estructura deben ser iguales a los originados en la superficie de apoyo de la cimentación. Esta configuración de esfuerzos y deformaciones en la superficie de contacto dependerá de la rigidez de la estructura de la cimentación, de la deformabilidad del subsuelo y de la distribución de cargas que se apliquen sobre la estructura de la cimentación.

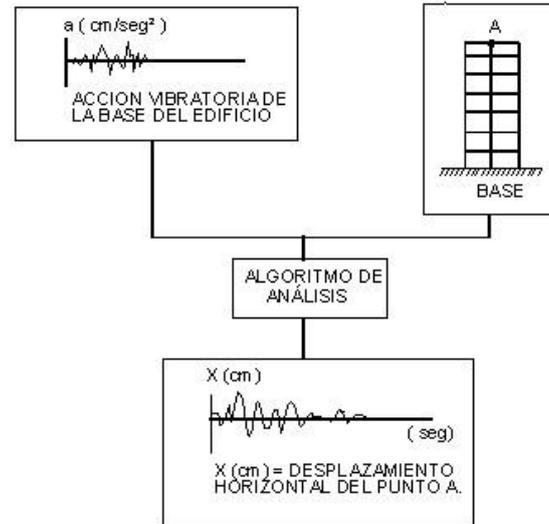


**Figura 3.2 Distribución de esfuerzos entre el suelo y la estructura durante el terremoto. (Fuente: <http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5-anterior/CIMENTACIONES.htm>)**

La Interacción Suelo-Estructura consistirá en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre dos elementos.

Su procedimiento de establecer expresiones de compatibilidad para el cálculo de los esfuerzos de contacto, será necesario basarse de las leyes físicas que rigen el

comportamiento de la masa del suelo y por otro lado el cálculo estructural de la determinación de fuerzas y deformaciones, teniendo en cuenta las propiedades mecánicas del material del cual será construida la estructura de cimentación.



**Figura 3.3 Análisis de la Interacción Suelo – Cimiento. ((Fuente: <http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5-anterior/CIMENTACIONES.htm>)**

Es obvio que la masa del subsuelo donde se apoya la estructura de cimentación no se puede simplificar suponiéndolo como elemento aislado, si es que se quiere obtener precisión en los cálculos, será necesario tratar a la masa del suelo como un medio continuo en donde la acción de un punto puede ejercer influencia en otro punto.

Entonces para el cálculo de esfuerzos en la masa del suelo, hacemos uso de la teoría de la elasticidad, aun cuando sabemos que el suelo no es elástico sino más bien elasto-plástico y viscoso, y para ello se deberá estimar varios cálculos para lograr compatibilizar las fuerzas y las deformaciones usando las propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación del suelo.

Se podría afirmar que la Interacción Suelo-Estructura de una estructura recién construida es diferente a medida que pasa el tiempo y no es sino hasta que ha transcurrido un tiempo suficiente para el cual ya no aumentan las deformaciones plasto-viscosas del concreto cuando la configuración alcanzara una posición

estable. En lo que respecta al suelo y principalmente a los suelos arcillosos y saturados se puede decir que los esfuerzos de contacto también varían en función del tiempo haciendo cambiar los elementos de estabilidad de la estructura de cimentación.

También es necesario conocer la estratigrafía y las características de los sedimentos en el área de la cimentación. El ingeniero de cimentaciones deberá tener conocimiento de las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo para cada uno de los estratos que forman el subsuelo y hasta una profundidad a la cual ya no le afecten en sus cálculos de la Interacción Suelo-Estructura.

En el caso de sismos en donde el movimiento se trasmite del suelo a la cimentación , será necesario conocer las propiedades dinámicas de los sedimentos para estimar el comportamiento del subsuelo y la forma en que el movimiento se trasmite a la cimentación y los efectos de interacción que se generan.

Modificación del movimiento del sistema suelo-estructura y ondas sísmicas

Esta modificación se produce tanto por la presencia del estrato del suelo sobre la roca, como la incorporación de la estructura en el estrato.

Las fuerzas de inercia en la estructura originan cortantes en la base y momentos de volteo, que resultan en esfuerzos y deformaciones adicionales en el suelo que modifican el movimiento en la base. Este efecto se denomina **Interacción Inercial** (Scaletti, 1991 y Kramer, 1996).

La cimentación restringe el movimiento de las ondas que se propagan horizontalmente, lo que origina componentes rotacionales de movimiento en la base. Un efecto de dispersión análogo ocurre para cimentaciones profundas cuando solo se consideran ondas propagándose verticalmente, conocido como la **Interacción Cinemática** que son de menor importancia (Veletsos, 1988).

### 3.2 AVANCES DE LA INGENIERIA GEOTECNICA

La ingeniería geotécnica es la rama de la ingeniería civil que se encarga del estudio de las propiedades físico-mecánicas e hidráulicas de los suelos. Los geotecnistas investigan al suelo y las rocas por debajo de la superficie para determinar sus

propiedades y diseñar las cimentaciones para estructuras tales como edificios, puentes, centrales hidroeléctricas, y otros.

Es por esto que los ingenieros geotécnicos, además de entender cabalmente los principios de la mecánica y de la hidráulica, necesitan un adecuado dominio de los conceptos básicos de la geología. Es de especial importancia conocer las condiciones bajo las cuales determinados materiales fueron creados o depositados, y los posteriores procesos estructurales o diagenéticos (procesos metamórficos, de sustitución, cristalización, etc.) que han sufrido.

Antiguamente a la geotecnia se la identificaba como mecánica de suelos, pero el término se amplió para incluir temas como la ingeniería sísmica, la elaboración de materiales geotécnicos, mejoramiento de las características del suelo, interacción suelo-estructura y otros. Sin embargo, la geotecnia es una de las ramas más jóvenes de la ingeniería civil y, por lo tanto, sigue evolucionando activamente.

Uno de los trabajos más completos sobre la historia de la geotecnia es el volumen publicado en el XI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica de San Francisco (ICSMFE, 1985), que incluye tres conferencias de Kérisel, Skempton y Peck.

La expansión de la Geotecnia ha sido espectacular en los últimos veinte años, en los que se ha trabajado en aspectos aparentemente diversos, pero íntimamente relacionados entre sí. Una de las razones de esta evolución, entre muchas otras, es la facilidad al acceso de la informática. Ello ha hecho factible la generalización del uso de los métodos numéricos en la investigación. Generalización hoy ya consolidada y que está llegando rápidamente a los proyectistas.

Se considera a Karl Terzaghi como el padre de la ingeniería geotécnica y la mecánica de suelos. Las tendencias actuales en la construcción se dirigen sobre todo en la reconstrucción de edificios, incluyendo los de valor histórico.

Previamente, algunos métodos han sido desarrollados con eficacia para el cálculo de superestructuras y el subsuelo subyacente, utilizando los equipos de cómputo actuales. Sin embargo, los métodos simplificados tienen pruebas inaceptables para la solución de una gama entera de problemas en la construcción y reconstrucción.

La interacción de Suelo-Estructura es un campo de la ingeniería civil, que une a la Ingeniería Geotécnica con la Ingeniería Estructural. La necesidad de esta unificación ha sido evidente por el simple hecho de que ningún edificio al momento de su diseño podría evitar la interacción con el suelo de fundación, existiendo muchos espectros y parámetros a resolver. El cambio de las capacidades de los equipos computarizados, ha creado la premisa para la realización de éste cálculo juntando la interacción suelo-cimentación-superestructura, mediante el uso del computador.

Los cálculos de la Interacción Suelo-Estructura han llegado a ser altamente relevantes para los edificios debido a que el diseño estructural en condiciones de campo es complicado. Las deformaciones diferenciadas del subsuelo afectan perceptiblemente en la distribución de las fuerzas a través de toda la estructura y de no hacer caso a ésta amenaza, pone en riesgo la seguridad de los edificios.

El rol de los Ingenieros Geotécnicos aumenta exponencialmente, por ello el tema de la Interacción Suelo-Estructura aspira a ser un eje principal de información que proporciona la exactitud de la predicción de los cálculos al momento de diseñar una edificación, ya que toda obra está construida sobre o en el terreno.

Que éste acercamiento permita reunir a Ingenieros estructurales y geotécnicos en las etapas iniciales y finales de los proyectos de construcción. Esperamos que nuestra investigación sirva para mejorar la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente y dé el ímpetu adicional para el desarrollo intensivo de ésta nueva área de investigación.

### **3.3 LINEAS DE INVESTIGACION FUTURA**

1. La sociedad Internacional de Ingeniería Geotécnica y Mecánica de Suelos (ISSMGE)

El Presidente de la Sociedad Rusa de Mecánica de suelos, Rocas y Fundaciones, es el científico D.Sc., Prof. V.A. Ilichev, reconocido a nivel mundial por sus investigaciones en el área de la dinámica de suelos e ingeniería geotécnica sísmica y al haber presidido con éxito dicho Comité del ISSMGE.

El Presidente de la Organización “Reconstrucción de Ciudades e Ingeniería Geotécnica”, es el científico D.Sc. Prof. V.M. Ulitsky, actual Presidente del Comité T-38 “Interacción Suelo- Estructura” del ISSMGE, quien es muy reconocido por ser el impulsor y creador de la metodología de elementos sólidos como modelo de cálculo de la interacción suelo-estructura en edificaciones.

Ellos han creado un software llamado FEM MODELS, diseñado para abordar la mayoría de los problemas complejos de la interacción suelo-estructura en 3D, utilizando para ello el método de elementos finitos.

Las principales Líneas de Investigación en el área de interacción suelo-estructura son:

- Considerar al suelo como inelástico y disipador de energía.
- Analizar el comportamiento del suelo en forma de elementos sólidos, incorporando el efecto de fricción interna, ángulo de cohesión y otras propiedades.
- Utilizar la metodología de los pasos como método iterativo de cálculo.

Cabe indicar, que en éste tema de investigación, son los rusos y los japoneses, quienes lideran las investigaciones en ésta área y cuyos aportes han permitido proyectar edificaciones seguras, confiables y económicas.

### **3.4 MODELOS DINAMICOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA Y TRABAJO ESPACIAL DE LAS CONSTRUCCIONES**

En la actualidad la teoría sísmica está orientada a la precisión de los modelos de cálculo y la consideración de las condiciones reales del trabajo de las construcciones durante los sismos, basándose en el uso de los avances tecnológicos y la informática aplicada. La teoría sísmica está estrechamente relacionada con los problemas prácticos de edificación, nivel técnico de construcción, avance de las bases materiales y tecnológicas [95]. La dificultad en la solución de los problemas teóricos y prácticos de construcciones antisísmicas, está basado en la indeterminación de la información sismológica, diferencias estructurales de las obras, diversas propiedades de los materiales de construcción, insuficiente estudio de los estados límites de las obras y otros más [1, 83].

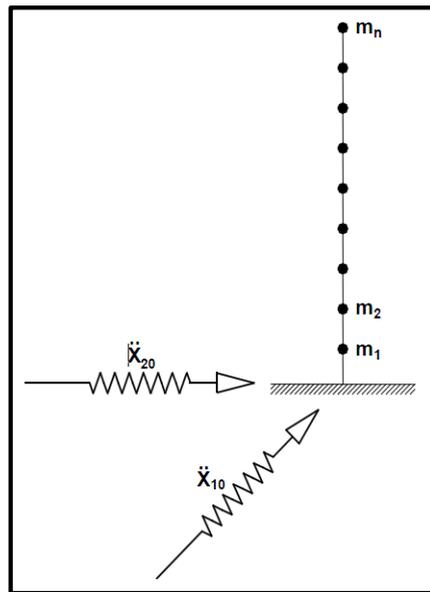
En la actualidad, estamos orientándonos al cambio de métodos de cálculo más seguros, búsqueda de nuevas metodologías de análisis para resolver problemas constructivos, elaboración de principios concretos de proyección estructural, activa construcción antisísmica, búsqueda de métodos y soluciones de reducción de costos en las obras [1, 28, 48].

La solución de los múltiples problemas de la ingeniería sísmica es imposible sin la elaboración fundamentada de los modelos físicos en estructuras y la creación de modelos aproximados. La elección del tipo de modelo de interacción y el modelo estructural, están interrelacionados. Los modelos se dividen en físicos, de cálculo y matemáticos [28]. Por modelo físico de un proceso determinado, por ejemplo el trabajo estructural ante cargas externas, se entiende por la posibilidad de la descripción total de este proceso en términos de contenido físico.

El paso del modelo físico al de cálculo, las complejas fórmulas físicas se reemplazan por relaciones aproximadas sencillas. La principal exigencia para los modelos de cálculo, es la aproximación cercana del modelo con el objeto real.

Por el modelo matemático del proceso, se entiende las ecuaciones de movimiento.

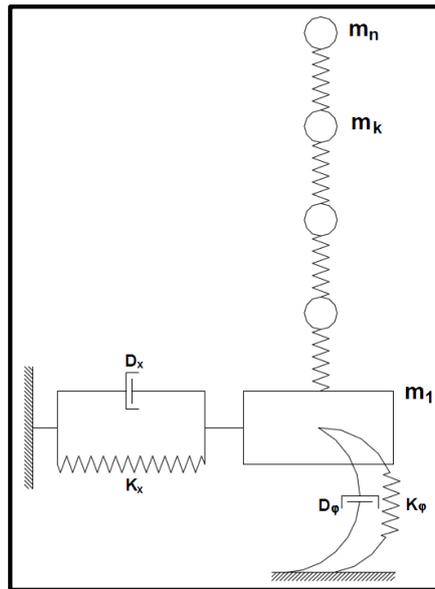
En las normas de Rusia, EEUU y de otros países [27, 37, 52, 64, 73, 96] se usa el modelo de péndulo invertido sin peso, con masas puntuales a nivel de entresijos y empotrado en la base (suelo), el cual puede comunicar a la estructura la acción sísmica externa en dos direcciones mutuamente perpendiculares  $\ddot{X}_{10}$  y  $\ddot{X}_{20}$  (fig. 3.4). Este modelo presenta las siguientes insuficiencias: se pierde la posibilidad de descripción de diversos efectos dinámicos del trabajo real de la estructura [62, 65 - 67, 69]; no se muestra el sentido físico de la interacción suelo-estructura [8, 9, 39, 43, 78 - 82]. Debido a las deformaciones y desplazamientos del suelo que interactúa con la estructura, así como debido a la deformación de los primeros niveles de ciertas construcciones, la acción sísmica que está sometido la estructura se diferencia del movimiento sísmico del suelo.



**Fig. 3.4. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

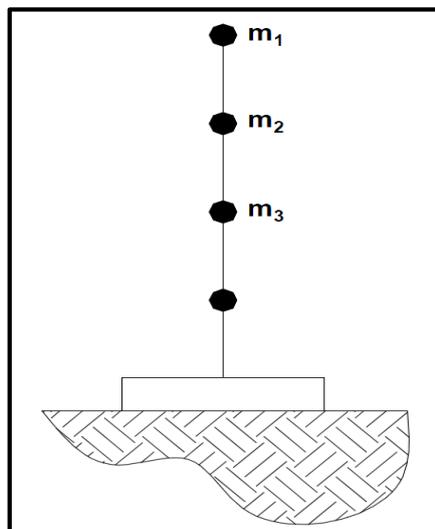
En la 7ma Conferencia Europea de Ingeniería Sísmica (Atenas, Grecia, 1982) se presentaron muchos trabajos, relacionados con el modelamiento y cálculo sísmico de edificaciones, así como temas de interacción suelo-estructura.

La conferencia presentada por Rayanna B., Munirudrappa N. (India) [121] estuvo orientada al análisis de interacción del suelo con un edificio de varios niveles ante la acción sísmica. El esquema de cálculo del edificio se eligió como una barra en voladizo con masas puntuales. Modelo de la base – $m_1$ – masa del estrato, que se apoya en suelo rocoso (fig. 3.5). Se entiende que ante la acción sísmica, la base ( $m_1$ ) realiza desplazamientos horizontales y giros. El amortiguamiento, tanto en el edificio, como en el suelo se considera por hipótesis equivalentes de resistencia viscosa. Tal tipo de modelo de cálculo es análogo al de la fig. 1.1, aunque en cierto modo muestra la esencia física del trabajo de la estructura con el suelo de fundación.



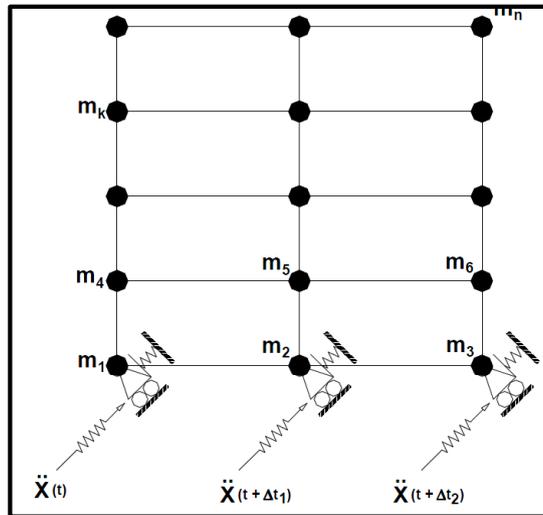
**Figura 3.5. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

En la conferencia de Kobori T. y otros (Japón) [115] la interacción suelo-estructura fue planteada en forma de una losa rectangular (fig. 3.6). Se consideró que la losa de cimentación se desplaza por el suelo y gira alrededor del plano vertical, así como parcialmente se puede despegar de la superficie del terreno.



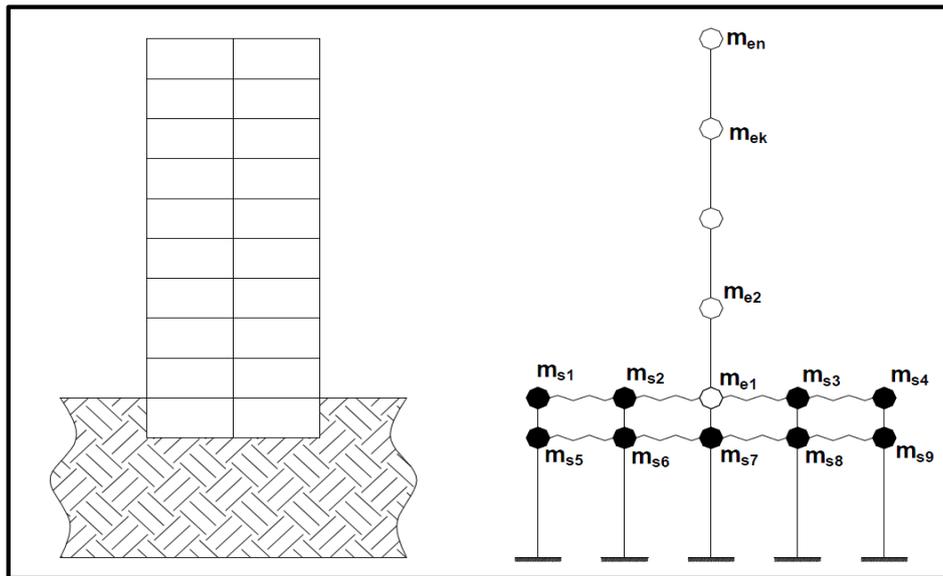
**Figura 3.6. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

El sistema de cálculo en forma cruzada con masas puntuales en los nudos (fig. 3.7), fue presentada en la 7ma Conferencia Europea de Ingeniería Sísmica por Onen Y.H., Tomas M.S. (Turquía) [118].



**Figura 3.7. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

En el trabajo de Birulia D.N. (Rusia) [14], basado en el método de elementos finitos con la ayuda de IBM M-220M, se investigó las reacciones dinámicas de una edificación rígida (edificio multifamiliar de grandes paneles de serie 1-464AC), considerando la interacción suelo-estructura. La edificación se modeló en forma de una placa deformable, dividida en elementos finitos, en cuyos nudos se concentraron masas puntuales (problema lineal geométrico). La base de fundación se modeló en forma análoga a una losa. Ambas estructuras se unieron elásticamente (fig. 3.8), siendo sometidas a la acción sísmica aproximada de una parte del acelerograma S69°E del sismo Taft (California, 1952) [125, 131].

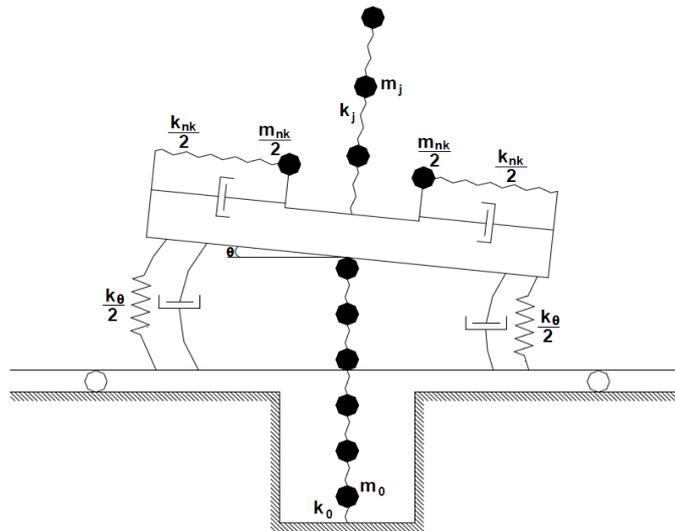


**Figura 3.8. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

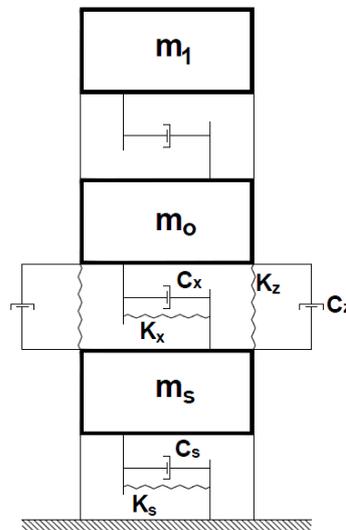
Como resultado de la investigación se llegó a lo siguiente: los desplazamientos del sistema se determinaron en base a los desplazamientos dinámicos del suelo (el desplazamiento de la estructura resultó en un grado menor); las vibraciones de la placa, con que se modeló la superestructura tiene la forma de planos paralelos en el plano vertical.

En el trabajo de Ukleba D.K. (Uzbekistán) [106] se propuso el modelo de cálculo (fig. 3.9), que considera la deformación conjunta elasto-plástica de la estructura y el suelo de fundación ante la acción sísmica. Se denomina genérico a este tipo de modelos y viene a ser la prolongación del desarrollo del modelo de péndulo invertido con masas puntuales.

Este modelo en cierto modo considera los desplazamientos horizontales del estrato de suelo.



**Figura 3.9. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

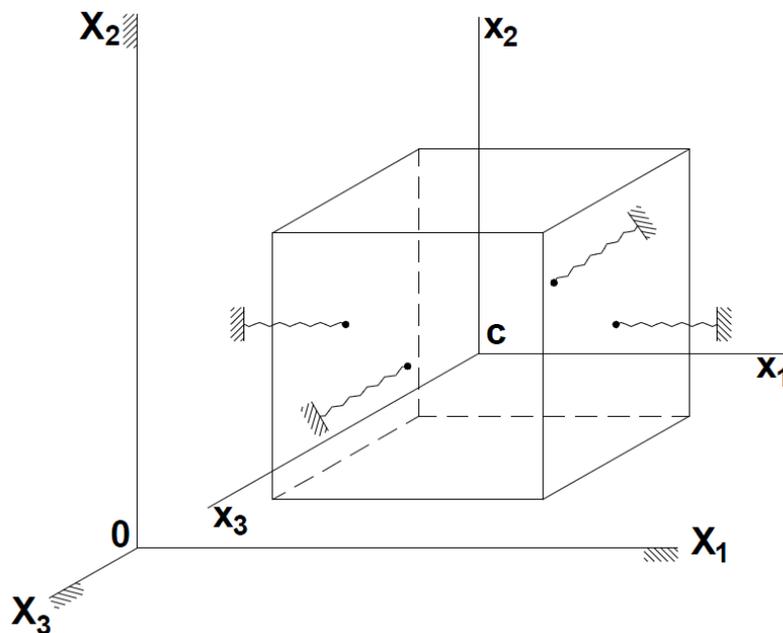


**Figura 3.10. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

Una atención especial se centró en la investigación presentada por Palamaru G., Cosmulescu P. (Rumanía) [119], presentada también en la 7ma Conferencia Europea de Ingeniería Sísmica. Ahí se analiza un edificio industrial, modelado como un pórtico elástico. Para considerar los desplazamientos horizontales del suelo se

introdujo una masa adicional movable (fig. 3.10). La magnitud de esta masa y la necesidad de su aplicación en el modelo, no fue demostrada teóricamente. Dicho modelo se considera un adelanto para la ciencia, aunque su introducción haya sido hecha en forma empírica.

La calidad de los trabajos de Nikolaenko N.A. y Nazarov Yu.P. [65 - 67, 69], se consideran como un nuevo paso en la creación de nuevos modelos de cálculo. Ellos propusieron como base del modelo de cálculo un cuerpo sólido con 6 grados de libertad (fig. 3.11). Tal propuesta describe claramente las vibraciones de desplazamiento y giro, así como los efectos dinámicos del trabajo espacial de la estructura. Por ejemplo, los desplazamientos finitos y ángulos de giro (no-linealidad geométrica) no son artificios, sino que se obtienen por el movimiento del mismo modelo. Basándonos en dicho modelo de cálculo, se puede describir en forma unificada el movimiento de la estructura, considerando o no el desplazamiento del suelo de fundación.



**Figura 3.11. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

El trabajo espacial de las estructuras, fue estudiado principalmente por los científicos A.G. Beraya, V.K. Egupov, T.A. Komandrina, M.A. Mardzhanishvili, Yu.P. Nazarov, N.A. Nikolaenko, A.I. Sapozhnikov.

El problema de interacción suelo-estructura fue estudiada de diversos puntos de vista por los científicos A.A. Amosov, A.V. Anikev, D.D. Barkan, D.N. Birulia, I.G. Filipov, V.A. Ilichev, N.N. Shaposhnikov, J. Jauzner, B.K. Karapetian, A.Z. Kats, B.G. Korenev, Sh.G. Napetvaridze, A.G. Nazarov, N.P. Pabliuk, A.E. Sargsian, V.I. Smirnov, N.K. Snitko, M.T. Urazbaev y otros.

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

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

La modernización de los métodos de cálculo de interacción suelo-estructura está dada por la consideración inercial del suelo de fundación, esto es por la masa del suelo unido a la edificación [63]. En este trabajo se analiza el esquema de péndulo invertido sobre una base inercial-elástica, considerando sus vibraciones de flexión y desplazamiento.

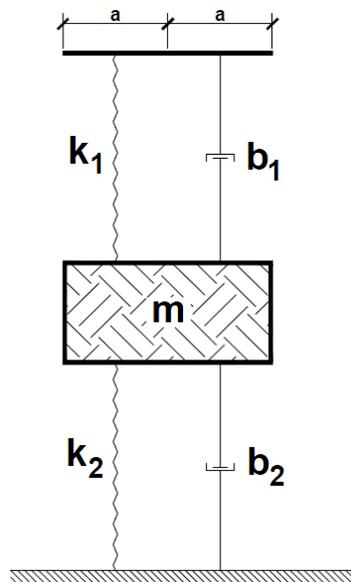
Las investigaciones y desarrollo de la Mecánica de Suelos significaron una etapa importante en la solución de los problemas genéricos de interacción suelo-estructura.

Como es conocido, los métodos de cálculo de cimentaciones, está basado en la teoría de elasticidad y teoría de medios continuos. Influyeron en gran medida en el desarrollo de estas áreas, los científicos soviéticos N.M. Gersevanov, N.A. Tsitovich, N.N.

Maslov, V.A. Florin, N.I. Gorbunov-Posadov, B.N. Zhemochkin, A.P. Sinitsin, K.E. Egorov, M.N. Goldshtein, M.V. Maltsev, Yu.P. Zaretski, V.A. Ilichev, A.E. Sargsian y otros.

Uno de los principales problemas de la Mecánica de Suelos, estudiada por los científicos, fueron: a) Uso de la teoría de la elasticidad en el cálculo de cimentaciones; b) Investigación del trabajo conjunto de la edificación y el suelo comprimido.

En los trabajos de V.A. Ilichev [8, 9, 38 – 41, 43] basados en las comparaciones de las funciones de impulso-cambio del semiespacio elástico y los modelos mecánicos simplificados, propuso el esquema aproximado de cálculo (fig. 3.12), donde se considera el movimiento del suelo unido a la edificación, siendo  $K_1$  y  $K_2$  – coeficientes de rigidez del suelo de fundación,  $b_1$  y  $b_2$  – coeficientes de disipación de energía y  $m$  – masa del suelo unido a la edificación.



**Figura 3.12. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

El avance de los modelos de la acción sísmica fue tratado ampliamente en sus investigaciones por los científicos Ya.M. Aisenberg, A.B. Ashrabov, M.F. Barshtein, K.S. Zavriev, I.L. Korchinski, S.V. Medvedev, A.G. Nazarov, Yu.P. Nazarov, N.A. Nikolaenko, N. Newmark, V.T. Raskazov, E. Rosenbluet, S.V. Poliakov y otros. Los primeros modelos mostraron el movimiento sísmico del suelo como un proceso periódico determinístico. La irregularidad de las vibraciones del suelo ante la acción sísmica, se determinó por el cambio de los modelos determinísticos al enfoque de proceso probabilístico del movimiento sísmico del suelo. Esto significó un grandioso

aporte en el desarrollo de la teoría sísmica y nos permitió en cierto modo aproximarnos al proceso real de acción sísmica. El movimiento del suelo durante el sismo, mostrado en forma de un proceso probabilístico estacionario o no-estacionario fue usado en sus investigaciones por muchos científicos soviéticos y extranjeros.

En los trabajos de N.A. Nikolaenko y Yu.P. Nazarov [68, 70] la acción sísmica externa se presentó en forma de dos vectores de tres componentes en desplazamientos lineales y giros. Cabe indicar que cada componente fue mostrado como un proceso probable.

Exitosamente se ha desarrollado esta área, gracias a la presentación probable de las perturbaciones externas, usando los métodos probabilísticos de valoración del efecto de la acción sísmica en la edificación. Las investigaciones en esta línea lo dirigieron y dirigen los científicos R.O. Amayan, Ya.M. Aisenberg, M.F. Barshtein, V.A. Bardavadze, V.V. Bolotin, I.I. Goldenblat, S.S. Darbinian, A.M. Zharov, A.G. Nazarov, N.A. Nikolaenko, E.F. Pak, S.V. Ulianov y otros.

En los últimos tiempos muchos investigadores hicieron intentos de considerar el trabajo espacial unificado de todos los elementos estructurales. Por ejemplo, en las investigaciones conjuntas de V.K. Egupov y T.A. Komandrina [35] se elaboró la teoría y se crearon métodos prácticos de cálculo de edificaciones ante vientos y sismos, basándose en los modelos espaciales de cálculo. Para ello, los autores propusieron considerar la deformación del contorno de la edificación en el plano, producto del giro y la flexibilidad de las losas.

N.A. Nikolaenko y Yu.P. Nazarov [69] usaron en calidad de esquema de cálculo un sistema espacial, compuesto de un número finito de masas puntuales. Las masas están unidas entre sí como un todo, por medio de elementos elásticos y viscosos y pueden realizar vibraciones en las tres direcciones. Cabe indicar que el cálculo de tal modelo es imposible sin el uso de la informática.

El problema central en las investigaciones sísmicas es la interacción sueloestructura. La esencia de este problema, es que la información sismológica se da en la superficie del terreno, sin la existencia de la edificación. Como consecuencia de la interacción suelo-estructura, surge la alteración del primero, el

cual es necesario considerar en las ecuaciones de movimiento. La solución del problema planteado para edificaciones pequeñas en el plano, fueron resueltas en forma independiente por V.N.

Lombardo y V.M. Liatjer en el año 1973 [55, 56]. La esencia en la solución de este problema, es que el movimiento del sistema está dado por la composición de dos ecuaciones.

Las investigaciones de N.A. Nikolaenko [65] y otros, está dedicado al trabajo espacial de las construcciones. El método propuesto en dichas investigaciones se basa en la división de las estructuras espaciales en elementos planos, que permiten satisfacer las condiciones de deformación conjunta por la línea de conexión de las partes divididas de la edificación. La interacción entre los elementos planos divididos se modela a través de conexiones elásticas. La carga sísmica en la losa se asume que es uniformemente distribuida. Esta metodología es fácil de usar para estructuras, donde la forma de flexión de los elementos verticales divididos es semejante, pudiéndose obtener resultados exactos para edificaciones con distribución regular. En casos más complicados se suele usar la metodología de determinación de formas y frecuencias de vibraciones libres, obtenidas de la solución de ecuaciones con la ayuda de la informática para esquemas espaciales de cálculo con masas puntuales.

El esquema de cálculo de un edificio puede también ser planteado como un sistema cruzado de masas discretas distribuidas [36]. Para determinar la matriz de flexibilidad del sistema se usa el método de desplazamientos, que nos permite dividir el sistema en un gran número de elementos y como consecuencia la masa distribuida en un gran número de masas puntuales. La consideración de los momentos de inercia de estas masas será necesaria para el cálculo de sistemas complejos, pudiendo surgir aparte de las vibraciones de desplazamiento, las de giro. Las cargas sísmicas se determinan después de la obtención de las formas libres de vibración y consecuentemente sus períodos, pudiendo ser utilizada la metodología [3].

En la investigación [66] se muestra otra forma de cálculo de edificios como sistemas espaciales. Este modelo permite eliminar en calidad las nuevas características del movimiento de estructuras espaciales. El modelo de cálculo está planteado en

forma de un sistema de cuerpos sólidos, unidos por conexiones elásticas, los cuales modelan las rigideces reales del edificio. El suelo elástico puede ser modelado de diferentes formas (base tipo Winkler, semiespacio y otros). El movimiento de la base puede estar dado por tres componentes de movimiento de desplazamiento y tres componentes de giro. Tal modelo de cálculo no limita los desplazamientos y giros calculados de los cuerpos sólidos y permite seguir todas las fases del trabajo de la estructura, desde el rango elástico hasta el colapso. El sistema de ecuaciones diferenciales de movimiento obtenidas para el modelo general de desplazamientos finitos y ángulos de giro, contiene conexiones cruzadas no-lineales tipo coordenadas genéricas y sus velocidades, los cuales se pueden interpretar como parámetros de perturbación y explican el surgimiento de vibraciones en direcciones determinadas bajo la acción perturbadora en otras direcciones. Para resolver dichos problemas será necesario usar programas informáticos.

Para sistemas de dos cuerpos unidos elásticamente, que modelan estructuras masivas, como edificaciones de un piso, edificaciones con pisos blandos en el primer nivel y otros, se utiliza el método de linearización estadística, obtenido de soluciones analíticas cerradas del problema no-lineal planteado. Tal forma también nos permite calcular los parámetros de vibraciones espaciales elásticas debido a desplazamientos y ángulos de giro pequeños. Las ecuaciones linearizadas de movimiento para pequeñas amplitudes de vibración se integran en forma cerrada. Estas soluciones pueden servir como base para la construcción de algoritmos ingenieriles de determinación de cargas sísmicas en forma de vectores principales de fuerzas sísmicas y momentos.

### **3.5 CALCULO SISMICO DE EDIFICACIONES CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO DE FUNDACION**

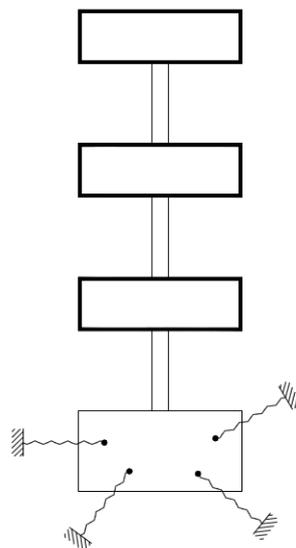
Como base para el modelo de cálculo de edificaciones se tomó el cuerpo sólido o sistema de cuerpos [65, 71]. El sistema de cuerpos sólidos se entiende como cualquier conjunto finito de cuerpos sólidos, unidos entre sí por uniones estacionarias o no estacionarias.

El suelo de fundación se modela como un semiespacio elástico, en la cual se consideran las propiedades de los diversos estratos cómo reaccionan a la tracción y compresión [12, 53]. En una primera aproximación el suelo se puede modelar por

conexiones elásticas, que reflejen su trabajo real, pero sin considerar sus propiedades inerciales. Por varias direcciones del espacio (vibraciones verticales o movimientos rotacionales alrededor del eje horizontal) del esquema de cálculo creado, será necesario considerar el movimiento del suelo adherido, esto es, usar nuevos modelos de conexión inercial no tradicional [8, 9, 38 – 41, 43]. Para usar el enfoque diferencial de descripción de la conexión suelo-estructura, será necesario elegir en cada dirección espacial su esquema de conexión aproximada de cálculo.

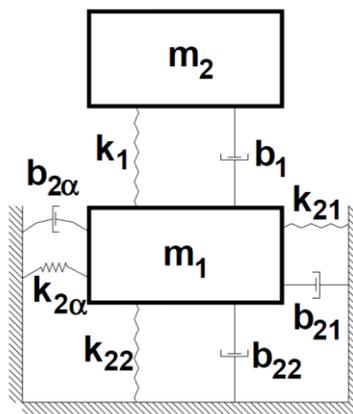
Para edificaciones rígidas tipo bloques complejos, como los usados en la industria petrolífera, edificaciones con paneles grandes, de albañilería y otras edificaciones civiles e industriales, las deformaciones dinámicas en general se determinan por las propiedades elásticas del suelo de fundación, será necesario que sus esquemas de cálculo se apliquen en la forma de un cuerpo sólido con 6 grados de libertad, unido con el suelo elástico en la forma de un giróscopo libre [24] (fig. 3.11).

El esquema de cálculo de edificaciones flexibles con parte rígida (relativamente indeformable), como son los edificios industriales de un piso, edificios con el primer piso blando, reservorios esféricos sobre puntales o postes, apoyos de tuberías altas (sobre la tierra) llenos de productos transportados y otros, también pueden ser elegidos como cuerpo sólido, unido elásticamente con el suelo (fig.3.11). En este caso, las conexiones elásticas son las partes de apoyo del armazón estructural.



**Figura 3.13. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

Para edificios flexibles, como los almacenes estructurales de varios pisos, es necesario elegir el modelo de cálculo en forma de un sistema vertical de cuerpos sólidos unidos elásticamente o giróscopo vertical libre [24] (fig. 3.13). El sistema de cuerpos se toma fijo con la base por conexiones elásticas, comunicándose al suelo la perturbación sísmica espacial. El esquema de cálculo de los apoyos de tuberías altas, con cables tipo tubo, también puede ser elegida como un sistema vertical de dos cuerpos sólidos, cuyas conexiones elásticas entre ellas modelan la flexibilidad de la tubería, y la conexión del cuerpo inferior con la base se modela por los apoyos elásticos y las propiedades elásticas de los suelos (fig. 3.14).



**Figura 3.14. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

El movimiento del cuerpo sólido en el espacio, con 6 grados de libertad, se describe a través de los desplazamientos finitos y ángulos de giro, usando el siguiente sistema de 6 ecuaciones [24, 65 y otros] (fig. 3.11):

$$\begin{aligned}
 m\ddot{x}_{1l} &= \sum F_{KX_1} \\
 m\ddot{x}_{2l} &= \sum F_{KX_2} \\
 m\ddot{x}_{3l} &= \sum F_{KX_3} \\
 \theta_1\ddot{\omega}_1 + (\theta_3 - \theta_2)\omega_2\omega_3 &= \sum M_{X_1}
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

$$\theta_2 \ddot{\omega}_2 + (\theta_1 - \theta_3) \omega_1 \omega_3 = \sum M_{X_2}$$

$$\theta_3 \ddot{\omega}_3 + (\theta_2 - \theta_1) \omega_1 \omega_2 = \sum M_{X_3}$$

Donde  $m$  y  $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ , - masa y momentos centrales de inercia del cuerpo;  $\sum F_{KX_1}, \sum F_{KX_2}, \sum F_{KX_3}$  y  $\sum M_{X_1}, \sum M_{X_2}, \sum M_{X_3}$  - proyección del vector principal y momento principal, de la fuerza actuante sobre el cuerpo en los ejes inerciales  $OX_1, X_2, X_3$  y los ejes centrales principales de inercia  $cx_1, x_2, x_3$  del cuerpo correspondiente;  $\omega_1, \omega_2, \omega_3$  - pseudovelocidad angular, determinadas por las ecuaciones cinemáticas de Euler en relación al sistema elegido de ángulos de rotación, por ejemplo los ángulos cardánicos:

$$\omega_1 = \dot{\alpha}_1 \cos \alpha_2 \cos \alpha_3 + \dot{\alpha}_2 \sin \alpha_3$$

$$\omega_2 = -\dot{\alpha}_1 \cos \alpha_2 \sin \alpha_3 + \dot{\alpha}_2 \cos \alpha_3 \tag{3.2}$$

$$\omega_3 = \dot{\alpha}_1 \sin \alpha_2 + \dot{\alpha}_3$$

Donde:  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  - ángulos de rotación real.

Se entiende por modelo matemático de vibraciones espaciales en magnitudes finitas (3.1), al sistema de ecuaciones diferenciales no-lineales, interrelacionados por conexiones cruzadas no-lineales tipo producto que describen las vibraciones en las diferentes direcciones principales espaciales.

El primer paso práctico en la aplicación de grandiosas y complejas ecuaciones de vibraciones espaciales fue publicado en las investigaciones [66, 67, 69] y se le atribuye al estudio y aplicación del modelo de cálculo de planos paralelos [75 - 82]. En el movimiento plano para un cuerpo rígido se obtiene un sistema de tres ecuaciones [25, 107], las ecuaciones cinemáticas de Euler (3.2) dieron como resultado la pseudovelocidad angular  $\omega_2$  que se transformó en velocidad angular común, correspondiente a su eje de giro en el espacio, que no podrá girar:

$$m \ddot{X}_{1C} = \sum F_{KX_1}$$

$$m \ddot{X}_{3C} = \sum F_{KX_3} \tag{3.3}$$

$$\theta_2 \dot{\omega}_2 = \sum M_{X_2}$$

$$\omega_2 = \alpha_2$$

El problema es matemáticamente correcto, conservándose los efectos no-lineales. Se puede hacer un análisis cualitativo y cuantitativo de la influencia de la no-linealidad, que en el planteamiento espacial del problema se hace más complejo, debido a la cantidad de expresiones matemáticas y elementos cruzados compuestos, que contienen diferentes tipos de no-linealidad. También es posible investigar el uso de diferentes modelos de interacción suelo-estructura, tanto para esquemas lineales y no-lineales de deformación de las conexiones. Para el problema plano del modelo de cálculo de una masa se obtiene una real posibilidad de obtener una solución analítica cerrada, cuya solución en el espacio es prácticamente irreal.

En los trabajos de diversos autores [17, 38, 39, 41, 49, 50] se investigó el problema de vibraciones horizontales no-estacionarias, verticales y rotacionales del cimiento, apoyado en el suelo, considerando el surgimiento y expansión de las ondas elásticas en el suelo de fundación, siendo el modelo de la base el de semiespacio isotrópico elástico homogéneo y el cimiento está dado por un cuerpo muy rígido. Dichos resultados son muy grandes y complicados de aplicación para el cálculo de edificaciones en zonas sísmicas. Ilichev V.A. y Anikev A.V., fueron quienes dieron las soluciones aproximadas del problema descrito en sus investigaciones [8, 9, 43], transformando las complejas expresiones matemáticas a modelos mecánicos sencillos, considerando en ellos uno de los principios importantes del suelo adherido a la estructura, esto es el movimiento relativo respecto a la estructura y el resto del suelo. En las investigaciones anteriormente indicadas se analizaron en forma separada las vibraciones en las principales direcciones del espacio: horizontales, verticales, horizontal-rotacionales y rotacionales. Nos detenemos en las vibraciones horizontal- rotacionales de la base del edificio. En la investigación [8] se analiza el movimiento de la cimentación con base circular plana, caracterizado por los siguientes parámetros:  $a$  – radio de la base, quedando el centro de rigidez del cimiento en el eje vertical, que pasa por el centro de la base a una distancia  $y_z$ ;  $m$  – masa;  $J$  – momento de inercia. El semiespacio elástico se determina por las siguientes características:  $\rho$  – densidad;  $\mu$  – módulo de

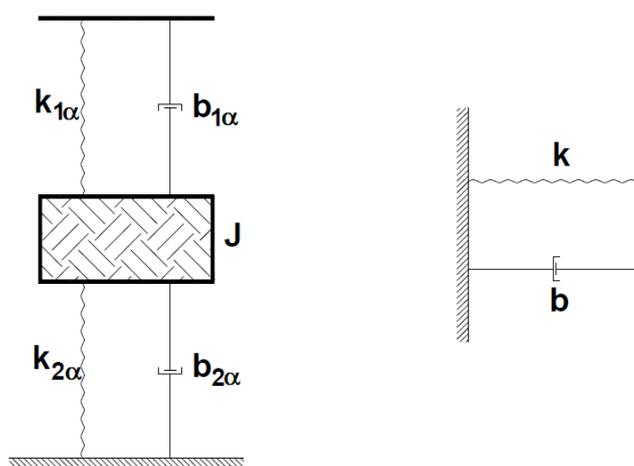
desplazamiento;  $\nu$  – coeficiente de Poisson;  $C_2$  – velocidad de expansión de la onda de corte. En el cimiento también actúa la fuerza vertical excéntrica  $f(t)$  con excentricidad  $\xi$

Las vibraciones horizontal-rotacionales se describen por el sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 m \frac{d^2 U_x}{dt^2} - m y_z \frac{d^2 U_\alpha}{dt^2} + R_x &= 0 \\
 y \frac{d^2 U_\alpha}{dt^2} - m y_z \frac{d^2 U_x}{dt^2} + R_\alpha &= \xi \cdot f(t) \\
 U_\alpha(t) &= \int_0^t R_\alpha(t_1) \Phi_0(t - t_1) dt_1 \\
 U_x(t) &= \int_0^t R_x(t_1) U_0(t - t_0) dt_1
 \end{aligned} \tag{3.4}$$

Donde  $U_x(t)$  - desplazamientos horizontales,  $U_\alpha(t)$  - ángulo de torsión de la base del cimiento,  $R_x(t)$  - reacción horizontal de la base,  $R_\alpha(t)$  - momento de la base. Por reacción de la base se entiende a la acción uniforme de los esfuerzos de contacto del suelo con el cimiento. La relación entre los desplazamientos y reacciones se da en forma de un integral con núcleos  $\Phi_0(t)$  y  $U_0(t)$ , que se muestran como el ángulo de giro y desplazamiento horizontal de un cuño sin peso en la base, debido a la carga unitaria de impulso, comúnmente llamada función de paso de impulso (FPI). Se obtuvo en forma aproximada la solución del problema dinámico de la teoría de elasticidad, esto es la determinación FPI  $\Phi_0(t)$  y  $U_0(t)$ . Se eligieron los modelos mecánicos con FPI, que concuerdan exactamente con las representaciones teóricas  $\Phi_0(t)$  y  $U_0(t)$ , basadas en la proposición de semiespacios elásticos homogéneos e isótropos. Todos los trabajos anteriormente indicados con representación aproximada del FPI corresponden a los modelos mecánicos de la fig. 3.15 a,b. Los parámetros  $K_1, K_2, b_1, b_2, m$ , de los modelos de conexión se determinan por el trabajo [102]. En forma análoga se determinaron las expresiones aproximadas de FPI y se construyeron los modelos mecánicos de interacción para las vibraciones verticales (fig. 3.12). Lo importante de este modelo inercial está dado que la masa del suelo adherido en movimiento  $m$  depende del área de la base del edificio y de las propiedades del suelo. En cierto modo existe

una relación dinámica entre el edificio y el suelo adherido en movimiento. El movimiento de la masa  $m$  se diferencia para edificaciones de una misma dimensión en el plano, pero de diferente peso. Por ejemplo, para una masa pequeña del edificio en comparación con el suelo adherido en movimiento – su movimiento es insignificante. Si analizamos el movimiento plano surge el problema de considerar al mismo tiempo el movimiento del suelo adherido en todas las direcciones.



**Figura 3.15. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

La vibración de un cuerpo sólido en planos mutuamente verticales nos permite correctamente valorar el desempeño del modelo de cálculo en el espacio. La descripción matemática del movimiento plano del modelo es más sencilla que la espacial [66, 67, 69], por ejemplo, la cantidad de ecuaciones de movimiento se reducen.

Si analizamos los modelos inerciales de interacción suelo-estructura, surgen nuevas posibilidades de investigación de regímenes de movimiento de la edificación – periódicos y no-periódicos, que nos permiten rediseñar el edificio y disminuir las cargas sísmicas, aun en la fase de proyección de la edificación y de acuerdo a la interrelación de ciertos parámetros como la masa, el momento de inercia, la profundidad de la cimentación y dimensiones generales.

Partiendo de la facilidad de su descripción matemática, el movimiento de los esquemas de cálculo de edificaciones civiles e industriales se analiza en los planos

verticales, siendo elegidos perpendicular a los ejes principales centrales de inercia del cuerpo sólido.

En las ecuaciones de vibración de magnitudes finitas, las conexiones cinemáticas y geométricas cruzadas no-lineales cumplen el papel de parámetros perturbadores, los cuales por acción de la perturbación externa en una dirección principal del plano elegido excitan la vibración (movimiento) del cuerpo en otras direcciones principales del plano.

Surge la redistribución de la energía de entrada de la perturbación externa con una dirección principal a otras direcciones, en forma análoga al trabajo de Goldenblat I.I. [26], quien analizó la perturbación externa en un péndulo, sostenido por un resorte, donde surgen además de las vibraciones de desplazamiento, las de rotación. Tal efecto fue descrito anteriormente por el Académico Mandelshtam L.I. [57]. Un efecto mayor y sistemático de excitación de los parámetros de vibración (cambios súbitos de energía) fue investigado por los científicos Ganiev R.F. y Kononenko V.O. [23, 24]. Desde el punto de vista de la teoría sísmica, el efecto de cambio súbito de energía significa lo siguiente: ante la inexistencia de la perturbación sísmica de rotación en un edificio simétrico (planificación por pisos) de pequeñas dimensiones en el plano, cuando la onda de acción sísmica no se puede indicar, surgen las vibraciones torsionales y correspondientemente los momentos sísmicos torsionales, que nos llevan a una sobrecarga de los elementos estructurales, y en ciertos casos al colapso de la edificación; pudiendo surgir vibraciones lineales de desplazamiento y sus correspondientes fuerzas sísmicas, sin existir la perturbación sísmica en dicha dirección principal, por ejemplo, las vibraciones verticales en las edificaciones lejanas al epicentro del sismo. El análisis de los sismos fuertes con el registro del movimiento de la superficie terrestre, nos demuestra que dichos efectos existen [101], pudiendo ser únicamente explicados desde la posición de las investigaciones de Nikolaenko N.A. y Nazarov Yu.P. [62, 69].

Para investigar el comportamiento de las edificaciones en el espacio, considerando las magnitudes finitas y ángulos de giro será necesario:

- 1) Determinar los modelos matemáticos no-lineales de vibración.

2) En base a los métodos de modelación numérica de los procesos dinámicos en computadora, plantear el orden de las magnitudes finitas de desplazamientos y ángulos de giro para los diferentes tipos de edificaciones.

3) Determinar el número de miembros de la serie en las funciones trigonométricas aproximadas de ángulos de giro y el orden de los miembros no-lineales conservados en los modelos matemáticos de vibración, los cuales posteriormente pueden ser investigados a través de métodos analíticos aproximados.

Tal tipo de investigación es muy complicada y extensa, habiendo sido planteada por Ganiev R.F. y Kononenko V.O. [24].

### **3.6 USO DE LA CIMENTACION CON PILOTES PARA EDIFICACIONES EN ZONAS SISMICAS**

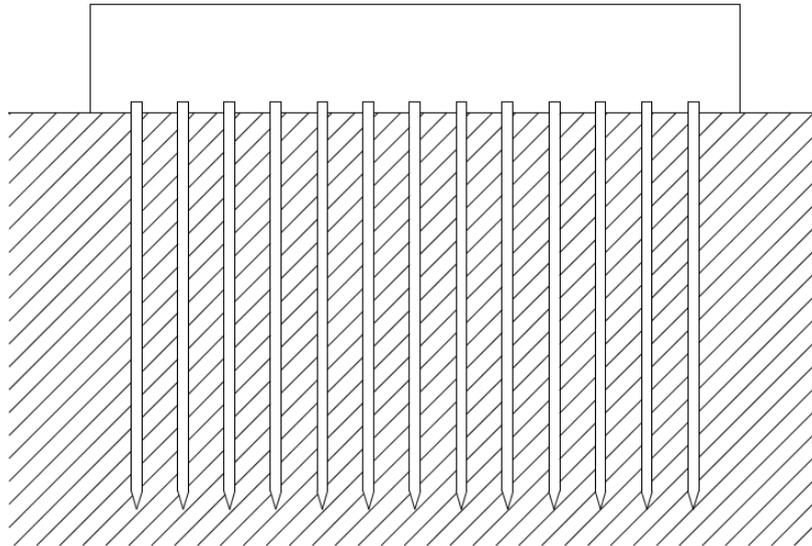
En las investigaciones realizadas de las consecuencias de los últimos sismos, como el de Niigata (Japón) en el año 1964, Bujar (URSS) en 1976, Spitak (Armenia) en 1988, Kobe (Japón) en 1995 y otros más, se observó un grado diferente de daños en edificios típicos con diferentes tipos de cimentación. Por ejemplo en Bujar, los mayores daños sucedieron en las edificaciones con zapatas aisladas y menor en las edificaciones con plateas de cimentación [5]. En Kobe los daños obtenidos en edificaciones con cimentaciones superficiales superaron aproximadamente en 1,5 los daños ocasionados en edificaciones con cimentación con pilotes [18]. Considerando ésto y las normas de diseño sismorresistente [96, 97, 99, 100, 102, 103, 104] se reglamentó el uso y principales exigencias estructurales que deben de cumplir las cimentaciones en zonas sísmicas [58].

En la actualidad la cimentación con pilotes se usa ampliamente en zonas sísmicas, sobre todo para edificaciones altas [33, 18].

Siempre se consideró que las cimentaciones con pilotes son seguras y se usó en condiciones de suelo más desfavorables, por ello se supone, que dicha propiedad de seguridad debe ser ampliada para edificios altos en zonas sísmicas.

Para edificios altos de armazón estructural, en los casos, cuando no se cumplen las deformaciones límites absolutas y relativas para cimentaciones superficiales tipo platea, sobre arcilla movable suavemente plástica, arena porosa, limos,

terraplén de relleno, suelo blando, los cuales, generalmente son atravesados por los pilotes, es conveniente usar cimentación con grupos de pilotes (fig. 3.16).



**Figura 3.16. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

El uso de grupos de pilotes en tal tipo de suelos, permite la disminución de la deformación de la edificación en 3 a 5 y más veces, en comparación con la cimentación superficial sobre suelo natural [104].

Para el caso de edificaciones rectangulares en el plano, los pilotes son necesarios ubicarlos en los extremos de mallas rectangulares, trazados sobre la base de la cimentación. Para que todos los pilotes trabajen al mismo tiempo, es necesario unirlos por un cabezal, el cual asegura la distribución de las cargas en los pilotes y la uniformidad del asentamiento o para carga antisimétrica el asentamiento con inclinación sin flexión [33].

El cabezal será necesario elegir con la menor profundidad de excavación, conforme a las exigencias técnicas del proyecto.

La unión de los pilotes con el cabezal se realiza, fijando las cabezas de los pilotes con el cabezal en 5-10 cm sin salida de las varillas de acero. El empotramiento perfecto de los pilotes con salida de la armadura, se usa cuando estos soportan cargas de extracción [104].

Algunos consideran, que el suelo de la base del cabezal no soporta cargas, transmitidas de la superestructura y que toda la carga lo soportan los pilotes. En relación con ello, la subestructura se calcula como una viga simple o en el mejor de los casos como una viga continua. En este caso el cálculo nos da un valor elevado en los momentos en los apoyos y en el tramo intermedio, lo cual trae consigo un excesivo gasto de acero.

Basado en los trabajos experimentales de diversos científicos e institutos de investigación, se llegó a la conclusión que en cabezales bajos (a nivel del suelo), las cargas de la superestructura se transmiten al suelo, no solo mediante los pilotes, sino también a través del cabezal.

Como resultado de las investigaciones de campo para cimentaciones con pilotes, la carga de la superestructura transmitida a través del cabezal puede llegar al 50% del total.

De esta manera, en cabezales bajos, el suelo debajo del cabezal en el tramo entre pilotes, en cierto grado soporta al cabezal y distribuye las cargas a los pilotes.

Simvulidi I.A. [93, 94] a través de sus investigaciones teóricas llega a la conclusión, que gran parte del trabajo del cabezal depende no solamente de la calidad del suelo, sino también de la separación entre pilotes en el plano, del tipo de concreto del cabezal y su porcentaje de armadura, de las dimensiones del pilote y el cabezal, del tipo, valor y distribución de la carga en el cabezal, del desplazamiento vertical del pilote y de la rigidez general de la edificación.

La correcta consideración del trabajo del cabezal bajo en la cimentación con pilotes nos da la posibilidad de elegir las dimensiones del cabezal, su porcentaje y distribución de armadura, que viene a ser la parte importante para obtener una construcción resistente, económica y segura.

El cálculo de la cimentación con pilotes básicamente se realiza a la resistencia, esto quiere decir a la acción de las fuerzas cortantes y momentos flectores, cuyos valores dependen de la magnitud y distribución de las reacciones de la presión del suelo sobre la cimentación.

Conociendo los valores máximos de las fuerzas cortantes, momentos flectores y distribución de las reacciones de la presión del suelo, fácilmente se puede determinar las dimensiones y porcentaje de armadura de la cimentación con pilotes.

En dependencia del carácter, magnitud y distribución de cargas en la cimentación, de las dimensiones, cantidad y distribución de pilotes en el plano, del tipo de construcción y rigideces de la cimentación con pilotes y superestructura, así como de las condiciones del suelo, todos los pilotes o parte de ellos pueden tener determinados asentamientos, que corresponde a la flexibilidad del cabezal. El asentamiento del pilote trae consigo el aumento de las cargas en el cabezal y su asentamiento, y en ciertos casos la deformación de la superestructura.

Los cabezales altos de cimentación con pilotes (a cierta altura del suelo) de acuerdo a sus particularidades constructivas, se usan mayormente en la construcción de puentes y otras estructuras de Ingeniería Civil.

### 3.7. MODELOS DINAMICOS PARA CIMENTACION CON PILOTES

Se desprende de los resultados de elaboración de modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, que la idea principal de la consideración de la flexibilidad del suelo de fundación, consiste en la asignación de los coeficientes de rigidez, que determinan la condición real de interacción de la cimentación con la base:

$$R_{\alpha} = K_{\alpha}u_{\alpha} \quad (\alpha = x, y, z) \quad (3.5)$$

$$R_{\varphi\alpha} = K_{\varphi\alpha}\varphi_{\alpha}$$

Donde:

$R_{\alpha}, R_{\varphi\alpha}$ : fuerzas de reacción

$K_z$ : coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; (kN/m)

$K_x, K_y$ : coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; (kN/m)

$K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$ : coeficientes de rigidez de compresión no uniforme; (kN.m)

$K_{\varphi z}$ : coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; (kN.m)

$u_\alpha$ : desplazamiento lineal; (m)

$\varphi_\alpha$ : desplazamiento angular.

Tal metodología también se usa en el cálculo sísmico de edificaciones, considerando la flexibilidad de la base de fundación. Para ello la base se analiza como un semiespacio elástico. La concretización de las propiedades de la base (inercia, amortiguamiento) se realiza dentro de los marcos de formulación de un determinado modelo dinámico.

Para la cimentación con pilotes, el problema de interacción sísmica suelo – estructura, resultó ser más complicado que el de cimentaciones superficiales, fundamentalmente, debido a las escasas investigaciones realizadas.

Como se mostró en el resumen de trabajos de investigación suelo-estructura, en todos los casos se analizaron cimentaciones superficiales y para el caso de cimentación con pilotes, principalmente se encontró la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 “Cimentación de máquinas con cargas dinámicas”. Más aún, en el punto 1.24 de dicha norma existe una indicación directa, que para la construcción en zonas sísmicas de cimentaciones masivas no se debe de considerar la acción sísmica.

De tal manera, hasta estos momentos, la elaboración del modelo dinámico de la cimentación con pilotes y la base de fundación, cuando éste forma parte del sistema dinámico principal suelo-estructura para cálculo en zonas sísmicas, aún no han encontrado su representación adecuada en los cálculos prácticos y se considera un campo abierto para las investigaciones.

Tal razón puede significar un argumento sólido de la actualidad y el aporte científico de la presente investigación.

Durante el proceso de estudio de los fundamentos teóricos para el fundamento del modelo dinámico de cimentación con pilotes en zonas sísmicas se eligieron dos métodos.

El primero de ellos, se sustenta en la aplicación de la base normativa, expuesto en [99] y basado en el cálculo de cimentación de máquinas con cargas dinámicas.

En él, hace falta indicar algunos aspectos importantes, relacionados con la acción sísmica.

En concordancia con la Norma Rusa [99], el esquema de cálculo de la cimentación se determinó de la siguiente manera (fig. 3.17) [18, 19].

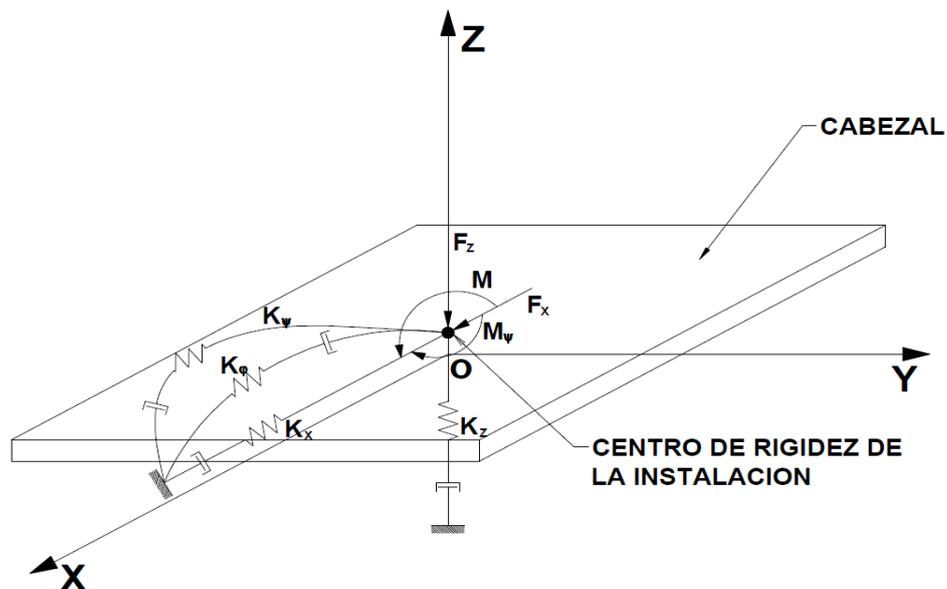
El cimiento se modela como un cuerpo sólido con cargas externas dadas, que surgen del trabajo de instalación. El carácter de las acciones externas (carga periódica, carga de impulso, carga casual y otras) se determinan por la especificación de la instalación.

En la fig. 3.17 se introdujeron las siguientes designaciones, correspondiente a lo indicado en el SNIP 2.02.05-87.

$F_x, F_z$  : componentes horizontal y vertical de la carga dinámica externa.

$M$  y  $M_\psi$ : componentes del momento perturbador, respecto a los ejes  $OY$  y  $OZ$  respectivamente.

$K_x, K_\phi, K_\psi$ : rigidez de la cimentación.

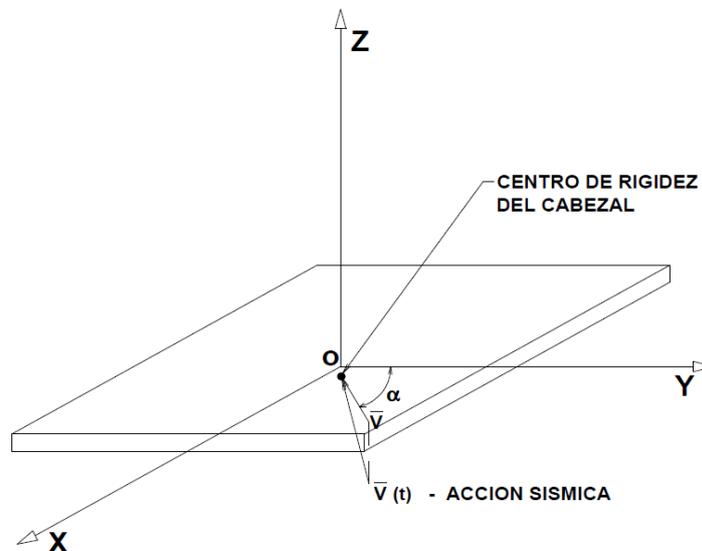


**Figura 3.17 Esquema de cálculo de la cimentación por la Norma Rusa [99]. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

De acuerdo a la norma [99] se analiza la posibilidad de la consideración del amortiguamiento, dado por los parámetros de amortiguación relativa  $\xi_z, \xi_x, \xi_\varphi, \xi_\psi$  o por los módulos de amortiguación  $\Phi_z, \Phi_x, \Phi_\varphi, \Phi_\psi$ .

De esta manera, las vibraciones pueden ser descritas parcialmente por:

- Vibraciones verticales;
- Vibraciones horizontales;
- Vibraciones horizontal-rotacionales;
- Vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.



**Figura 3.18 Esquema de cálculo de la cimentación durante la acción sísmica. (Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios)**

Dicho modelo de cálculo (fig. 3.18) debe ser corregido, para el caso de la acción sísmica en condiciones similares, bajo los siguientes principios:

- 1) En el sistema dinámico suelo-estructura, el disco rígido de la cimentación debe ser descrito como una masa puntual en el centro de gravedad del cabezal.
- 2) En calidad de acción externa actúa el efecto sísmico. Para hacer más fácil el esquema de cálculo, en una primera aproximación, puede ser descrito en forma de un vector espacial  $\vec{V}(t)$ , actuante en el centro de gravedad del cabezal. Como esta

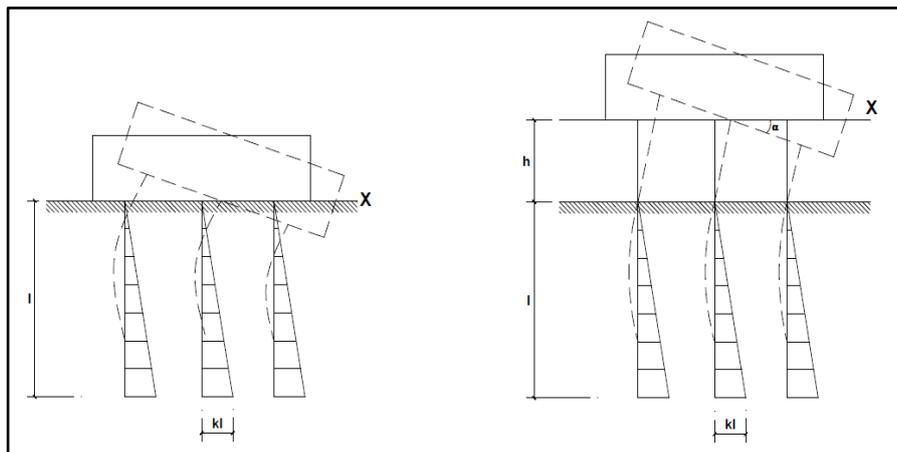
acción es cinemática, se da en forma de los datos de un oscilograma de aceleraciones (oscilograma).

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

3) Debe ser corregido el esquema de fijación del centro de masas, mediante la introducción de las conexiones elástico-flexibles, que impiden el desplazamiento horizontal en la dirección del eje OY y el giro alrededor del eje OX.

En lo sucesivo, el modelo dinámico elegido para cimentación con pilotes, se denominará modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

La idea principal de tal método, es la introducción en el esquema de cálculo de cimentación con pilotes, de los resultados obtenidos analíticamente de los coeficientes de rigidez para el desplazamiento  $K_x$  y rotación  $K_\varphi$ .



**Figura 3.19 Modelos de cálculo de cimentación con pilotes.**  
**(Fuente: 2009, Interacción Suelo – Estructura en Edificios Altos, Villarreal G)**

Se supone, que el cabezal es un cuerpo sólido indeformable, apoyado en los pilotes, cada uno de los cuales trabaja en la dirección horizontal como viga sobre base elástica tipo Winkler con coeficiente de Balasto que crece linealmente por la profundidad del pilote (fig. 3.19). Para ello se distinguen los casos de cabezales bajo y alto, que se diferencian solamente por las condiciones de trabajo del pilote.

En la fig. 3.19  $l$  - longitud del pilote;  $h$  - altura del cabezal;  $k$  - coeficiente de proporcionalidad, que caracteriza el aumento de la intensidad del coeficiente de Balasto.

Dentro de las suposiciones de este modelo se pueden indicar las siguientes:

La resistencia del suelo en la base del cabezal se desprecia, debido a que en las vibraciones, la superficie de contacto entre la base de cimentación y el suelo se considera perturbada.

El estado esfuerzo-deformación del sistema “pilote-suelo” bajo la acción de cargas de pequeñas frecuencias en el nivel de la cabeza del pilote, característico para la acción sísmica, se puede determinar por el método estático. Aquí, se tiene que tener en cuenta, que el pilote tiene una frecuencia muy alta de vibraciones libres; sin embargo, el sistema “pilote-suelo” actúa bajo cargas de pequeña frecuencia. Por ello, las fuerzas inerciales prácticamente no influyen y por tanto, se los puede despreciar.

Desde un punto de vista, es necesaria la aclaración del algoritmo de solución del cálculo de edificios altos con cimentación con pilotes ante la acción sísmica.

### 3.8 MODELO DINAMICO POR LA NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

La Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 prescribe la siguiente metodología de cálculo de determinación de las masas puntuales y coeficientes de rigidez de compresión uniforme, desplazamiento uniforme, compresión no uniforme y desplazamiento no uniforme, que determinan las correspondientes vibraciones parciales de la cimentación con pilotes.

Para el caso de vibraciones verticales del grupo de pilotes:

$$m_{z,red} = m_r + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,o} \quad (3.6)$$

$$K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^*}{1 + \frac{K_{z,red}^* l_0}{NE_b A_p}} \quad (3.7)$$

Donde:

$$K_{z,red}^* = NE_b A_p \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} th(\bar{\beta} l) + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha th(\bar{\beta} l)} \quad (3.8)$$

$$\bar{\beta} = \sqrt{\frac{c_{p,m} u}{E_b A_p}} \quad (3.9)$$

$$c_{p,m} = \frac{\sum_{k=1}^{k_l} c_{p,k} l_k}{l} \quad (3.10)$$

$$\alpha = \frac{C_z^*}{E_b} \quad (3.11)$$

$$C_z^* = b_0 E \left( 1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (3.12)$$

$$\beta_z^* = k^* \frac{\sum_{K=1}^{k_l^*} c_{p,k} l_k}{c_0 l} \quad (3.13)$$

En las fórmulas (3.6) – (3.13):

$m_{z,red}$ : Masa asumida de la cimentación con pilotes  $(T \cdot \frac{s^2}{m})$

$m_r$ : Masa del cabezal  $(T \cdot s^2/m)$

$m_{i,p}$ : Masa de la parte  $i$  del pilote hincado en el suelo  $(T \cdot \frac{s^2}{m})$

$m_{i,0}$ : Masa de la parte  $i$  del pilote, ubicado sobre la superficie del terreno  $(T \cdot \frac{s^2}{m})$

$k^*$ : Coeficiente asumido igual a 2 – para pilotes de concreto armado de alta resistencia; 2.5-pilotes de concreto armado de mediana resistencia 3.5-para pilotes de madera

$k_l$  y  $k_l^*$ : Número del estrato de suelo, contabilizado a partir de la superficie del suelo hasta suelo hasta la profundidad igual a  $l$  o  $l^* = 0,2[1 + 4th(10/l)]l$

$c_{p,k}$ : Resistencia elástica del suelo en la superficie lateral del pilote en el estrato  $k$ , determinado por las tablas 6 y 7 [99] (tablas 1 y 2 del anexo)

$l_k$ : Espesor del estrato  $k$  del suelo;

$c_0$ : Coeficiente igual a  $10000 \text{ kN/m}^3$  ( $1000 \text{ T/m}^3$ );

$l$ : Profundidad de hincado del pilote en el suelo, m;

$l_0$ : Distancia de la base del cabezal hasta la superficie del suelo, m; para cabezal bajo  $l_0 = 0$

$N$ : Número de pilotes;

$E_b$ : Módulo de elasticidad del material del pilote,  $\text{kPa}$  ( $\text{T/m}^2$ );

$A_p$ : Área de la sección transversal del pilote,  $\text{m}^2$ ;

$u$ : Perímetro de la sección transversal del pilote, m;

$C_z^*$ : Coeficiente de compresión elástica uniforme en el extremo inferior del pilote,  $\text{kN/m}^3$  ( $\text{T/m}^3$ );

$b_0$ : Coeficiente ( $\text{m}^{-1}$ ) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas 1,5. El valor de este coeficiente se duplica para pilotes hincados;

$E$ : Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación,  $\text{kPa}$  ( $\text{T/m}^2$ ), determinadas por la Norma Rusa SNIP 2.02.01-83\* [100] (tablas 3 y 4 del anexo) o en forma experimental; 2 10

$A = 10\text{M}^2$ ;

$A$ : Área de la base de la cimentación ( $\text{m}^2$ ), asumida como el área mayor de la parte inferior de la sección transversal del pilote.

Para las vibraciones horizontales de la cimentación con pilotes:

$$m_{x,red} = m_r + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,0} \quad (3.14)$$

$$\beta_x^* = 0,25\beta_z^* \quad (3.15)$$

$$K_{x,red} = \frac{NE_b I \alpha^3}{p} \quad (3.16)$$

En las fórmulas (3.14) – (3.16):

$m_{x,red}$ : Masa asumida de la cimentación con pilotes (T.s<sup>2</sup>/m);

$I$ : Momento de inercia de la sección transversal del pilote, m<sup>4</sup>;

$\bar{\alpha}$ : Coeficiente de deformación elástica del sistema “pilote-suelo”, determinado por la fórmula

$$\bar{\alpha} = 2 \sqrt[5]{\frac{K b_p}{\gamma_c E_b I}} \quad (3.17)$$

Donde:

$K$ : Coeficiente de proporcionalidad, kN/m<sup>4</sup> (T/m<sup>4</sup>) dependiente del tipo de suelo alrededor del pilote y determinado por la tabla 1 de la Norma Rusa SNIP 2.02.03-85 [97] (tabla 5 del anexo).

$b_p$ : Ancho convencional del pilote, m, asumido igual a  $b = d + 1 p$ , m para pilotes con diámetro 0,8m y más; y para el resto de dimensiones de la sección del pilote  $b = 1,5a + 0,5 p$ , m, siendo  $a$  lado mayor.

$$\gamma_c = 3$$

Para pilotes articulados en el cabezal,

$$p = A_0 + 2B_0 l_0 \bar{\alpha} + C_0 (l_0 \bar{\alpha})^2 + \frac{(l_0 \bar{\alpha})^2}{3} \quad (3.18)$$

Para pilotes empotrados en el cabezal,

$$p = A_0 + \frac{1}{C_0 + l_0 \bar{\alpha}} \left\{ B_0 [(l_0 \bar{\alpha})^2 - B_0] + \frac{(l_0 \bar{\alpha})^3}{3} \left( C_0 + \frac{l_0 \bar{\alpha}}{4} \right) \right\} \quad (3.19)$$

En las formulas (3.18) y (3.19):

$A_0, B_0, C_0$ : Coeficiente dependiente de la longitud asumida de hincado del pilote

$\bar{l} = \bar{\alpha} l$  y de la condición de apoyo de la parte inferior del pilote en el suelo, de acuerdo a la Norma Rusa SNIP 2.02.03-85 (tabla 6 del anexo);

Para las vibraciones horizontal-rotacionales del grupo de pilotes

$$m_{\varphi,red} = m_{x,red} \quad (3.20)$$

$$\theta_{\varphi,red} = \theta_{\varphi,r} + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{h,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,0} r_{h,i}^2 \quad (3.21)$$

$$\theta_{\varphi^0,red} = \theta_{\varphi,red} + h_2^2 m_r \quad (3.22)$$

$$K_{\varphi,red} = \frac{K_{z,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{h,i}^2 \quad (3.23)$$

En las fórmulas (3.20) – (3.23):

$\theta_{\square,r}$ : Momento de inercia de la masa del cabezal respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración (T.m.s<sup>2</sup>);

$h_2$ : Distancia del centro de gravedad de la masa  $m_r$  hasta la base del cabezal, m;

$r_{h,i}$ : Distancia desde el eje  $i$  del pilote hasta el eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad de la base del cabezal perpendicular al plano de vibración;

Para las vibraciones rotacionales de la cimentación con pilotes alrededor del eje vertical

$$m_{\psi,red} = m_{x,red} \quad (3.24)$$

$$\theta_{\psi,red} = \theta_{\psi,r} + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{v,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,0} r_{v,i}^2 \quad (3.25)$$

$$K_{\psi,red} = \frac{K_{x,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{v,i}^2 \quad (3.26)$$

En las fórmulas (3.24) – (3.26):

$\theta_{\psi,r}$ : Momento de inercia de la masa del cabezal, respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad del cabezal (T.m.s<sup>2</sup>);

$r_{v,i}$ : Distancia del eje  $i$  del pilote, hasta el eje vertical, que pasa por el centro de gravedad del cabezal, m.

En caso que no existan datos experimentales de la amortiguación relativa  $\xi_z$  para vibraciones verticales de la cimentación con pilotes, se permite asumir como valor

0,2 para vibraciones establecidas o conocidas y 0,5 para vibraciones desconocidas o no establecidas. Los valores de  $\xi_x, \xi_\varphi, \xi_\psi$  se determinan por las fórmulas (3.27) – (3.29):

$$\xi_x = 0,6\xi_z \quad (3.27)$$

$$\xi_\varphi = 0,5\xi_z \quad (3.28)$$

$$\xi_\psi = 0,3\xi_z \quad (3.29)$$

## **CAPITULO IV: CRITERIOS ESTRUCTURALES**

### **4.1 PRINCIPIOS GENERALES DE ESTRUCTURACIÓN**

La estructuración de edificios de concreto armado es una combinación de arte y ciencia. Toda aquella obra que sobresale del terreno tiene que ser estéticamente agradable a la vista y conjugar con su entorno. Pero eso no es todo, en su interior permanece oculto el criterio y la ciencia ingenieril que posibilitan su funcionalidad y que le permitirán resistir las cargas frecuentes así como las que ocurren aisladamente.

Todos los criterios de estructuración se han ido acumulando a través de la experiencia de la profesión durante muchos años. Cada nueva experiencia sísmica aporta mucho pues permite descubrir algún error oculto o proponer mejoras a las prácticas de diseño.

Para las obras de ingeniería civil, la estructura se diseña mediante un proceso que comprende necesariamente dos etapas:

La concepción estructural.- Que culmina en el esquema estructural.

El cálculo estructural.- Que culmina con los planos y especificaciones técnicas.

La concepción estructural es la porción creativa del diseño y donde se nota la influencia de la configuración en el funcionamiento sismorresistente.

Además las características de la configuración van a ser definidos tanto a la forma global (total) de la edificación, como a su tamaño, naturaleza y ubicación de los elementos estructurales y "no estructurales".

El cálculo es más bien esencialmente mecánico.

El uso posterior de métodos complejos y refinados en el cálculo no puede compensar deficiencias de concepción; pero un mal cálculo si puede arruinar una buena concepción.

### **4.2 FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DE ESTRUCTURACIÓN**

La Norma Técnica de Edificaciones E.030 tuvo su prueba de fuego en el sismo de Ático de junio del 2001. Las edificaciones, especialmente escolares, han

demostrado un buen comportamiento. No hay daños a pesar de que el sismo en ciudades como Arequipa produjo intensidades moderadas.

La tendencia mundial es a diseñar las estructuras sismorresistentes para limitar el desplazamiento, antes de dotarlas de la resistencia requerida. Desplazamiento es sinónimo de daño.

En ese sentido la ingeniería peruana ha demostrado haber respondido adecuadamente al reto de los sismos frecuentes y moderados. Falta demostrar que también se asegurará la vida de las personas cuando se produzca un sismo severo.

#### **4.2.1 DISEÑO SISMORRESISTENTE**

Es premisa del diseño en ingeniería el lograr el balance entre seguridad y economía.

El primer propósito del diseño sismorresistente de edificaciones, es de evitar pérdidas de vidas y luego asegurar la continuidad de los servicios.

Los criterios de Diseño Sismorresistente que usualmente van desarrollados en las Normas de Diseño están orientados a seguir una filosofía de diseño. Esta define cual es el comportamiento deseado. La gran mayoría de Normas del mundo coincide en los objetivos generales de la construcción sismorresistente:

La filosofía de diseño sismorresistente según la Norma Peruana Sismorresistente (versión 2003) dice:

- Evitar pérdidas de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras.

El diseño sismorresistente, debe proveer a la estructura de cualidades estructurales y dinámicas de manera que tengan niveles de respuesta adecuados frente a sismos de diversas características. La experiencia ha demostrado que dichas cualidades tienen que ver con su configuración, su rigidez, su resistencia y con su ductilidad.

#### 4.2.2 PRINCIPIOS GENERALES DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

En concordancia con la filosofía se establecen en la Norma Peruana los siguientes principios para el diseño:

- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.
- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.

Se considera que el colapso de una edificación ocurre al fallar y/o desplomarse (caerse) parcial o totalmente su estructura con la posibilidad de ocurrencia de muertos de sus ocupantes.

La elaboración de un espectro de diseño trata de determinar el coeficiente con el cual se deben diseñar las estructuras, buscando lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves, cuya frecuencia de ocurrencia es alta, y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor.

Para asegurar un comportamiento inelástico en los elementos estructurales se diseña considerando una serie de requisitos que buscan proporcionar ductilidad. El diseño así enfocado ya no resulta ser un cálculo matemático exacto sino un arte, en el cual los números sirven en forma relativa, interesando más los conceptos de comportamiento y los tipos de falla que los cálculos exactos.

Dada la condición del Perú de país sísmico, no será factible realizar ningún análisis o diseño sin considerar fuerzas de sismo.

En regiones sísmicas es de gran importancia que la forma estructural este orientada hacia un buen comportamiento sísmico; en este objetivo tanto arquitectos como ingenieros deben actuar en forma coordinada ya que se definirá no solamente la integración de función y resistencia estructural, si no la competencia sísmica básica y también la bondad económica además, un ingeniero estructural no podrá hacer que una forma estructural pobre se comporte satisfactoriamente durante un sismo.

### 4.3 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Toda estructura debe cumplir con los dos siguientes objetivos estructurales:

1. **Resistencia:** Se deben resistir las distintas solicitaciones de cargas que actuarán sobre la estructura. Estas cargas pueden ser de carácter permanente o variable o impulsivo. Se debe proveer un sistema resistente adecuado al camino de las cargas hasta su punto final de disposición en el terreno. Para este fin existen reglamentos de diseño que permiten definir la resistencia de una sección sea esta de concreto armado, acero o madera.
2. **Servicio:** El sistema resistente empleado no deberá producir deformaciones excesivas que impidan el uso adecuado de la edificación. Por ejemplo, la rigidez del entrepiso debe ser tal que ante el efecto de las cargas no vibre demasiado, evitando generar efectos adversos en los usuarios.

Tres aspectos son centrales en el comportamiento sismorresistente de estructuras de concreto armado:

- A. **Rigidez:** La ventaja de diseñar estructuras rígidas son enormes: descongestión de secciones y facilidad constructiva, limitación de daños en la estructura y en los elementos no estructurales. La rigidización de las estructuras de edificios se hace mediante una combinación de pórticos y muros estructurales, con ello se consigue no solo limitar la flexibilidad del pórtico, disminuyendo las deformaciones, sino que a la vez este último le confiere hiperestaticidad al muro, le otorga una mayor posibilidad de disipación de energía sísmica.
- B. **Resistencia:** La filosofía actual de diseño sísmico, pone más énfasis en la distribución, continuidad, hiperestaticidad, y ductilidad de la estructura que en su resistencia.
- C. **Ductilidad:** El comportamiento dúctil de la estructura se logra definiendo una jerarquía de resistencia que asegure la formación de un mecanismo inelástico dado, en el caso de sismos severos.

Son aspectos esenciales para lograr ductilidad en elementos estructurales:

- El confinamiento del concreto y arriostamiento de las barras.
- El anclaje y empalme de las armaduras.

Las reglas para el diseño sismorresistente se basan necesariamente en la experiencia sobre lo ocurrido con edificaciones, que han experimentado sismos severos.

#### **4.3.1 REGLAS ESENCIALES**

Las reglas para el diseño sismorresistente se basan necesariamente en la experiencia sobre lo ocurrido con edificaciones, que han experimentado sismos severos.

El comportamiento sísmico de las edificaciones mejora cuando se observan las siguientes condiciones:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad.
- Deformación limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- Consideración de las condiciones locales.

Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico. Por esta razón, es aconsejable que la estructuración sea lo más simple y clara posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real. Debe además tratarse de evitarse que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas considerada, pues se generan fuerzas en elementos que no fueron diseñadas para esas condiciones.

#### **4.3.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE**

El término “configuración estructural” se refiere tanto a la forma global del edificio como al tamaño, naturaleza y ubicación de los elementos estructurales y componentes no estructurales dentro de él.

Los aspectos que influyen en la configuración son:

- **ESCALA:**

Los sistemas estructurales tienen sus limitaciones inherentes para sus usos. Cuando la escala o tamaño absoluto de la estructura es grande, el número de alternativas para escoger un sistema estructural disminuye respecto a las alternativas para una estructura de escala menor.

- **ALTURA:**

A medida que un edificio se hace más alto, por lo general aumenta su periodo, esto implica un cambio en nivel de respuesta y magnitud de las fuerzas. Sin embargo, el periodo de un edificio no es solo función de su altura, sino también de otros factores como la relación altura/ancho, altura de los pisos, materiales involucrados, sistemas estructurales, y la cantidad y distribución de la masa.

- **DIMENSIÓN HORIZONTAL:**

Cuando las plantas tienden a ser extremadamente grandes, aún si son simétricas, de forma simple, la edificación puede tener problemas para resistir fuerzas sísmicas como un todo.

Al determinar fuerzas sísmicas, usualmente se supone que la estructura vibra como un sistema en el que todos los puntos de una planta en el mismo nivel y en el mismo instante están en la misma fase de desplazamiento, velocidad y aceleración, y además tiene la misma amplitud. En realidad, como la propagación de las ondas sísmicas no es instantánea si no que tiene una velocidad final (finita) que depende de la densidad del suelo y de las características de los elementos estructurales, las diversas partes del edificio a todo lo largo de éste vibran sincrónicamente con aceleraciones diferentes, causando esfuerzos longitudinales de tracción-compresión y desplazamientos horizontales adicionales.

Los edificios largos son también más sensibles a las componentes torsionales de los movimientos del terreno, puesto que las diferencias de movimientos transversales y longitudinales del terreno de apoyo, de las que depende dicha rotación, son mayores.

- **PROPORCIÓN:**

Las proporciones de una edificación pueden ser más importantes que su tamaño absoluto (escala).

Para edificios más altos la relación de esbeltez (altura/ancho) es una consideración más importante que el valor de su altura.

Para edificaciones esbeltas, los momentos de volteo debido al sismo producen los mayores esfuerzos.

Algunos investigadores recomiendan limitar la relación de esbeltez a 3 ó 4.

- **DISTRIBUCIÓN Y CONCENTRACIÓN**

Un sistema estructural con muchos elementos es intrínsecamente superior como diseño sísmico que un sistema con pocos elementos.

Si hay muchos elementos, cuando se inicia la falla de un miembro, habrá otros elementos para proveer la resistencia necesaria. Por consiguiente hay que evitar las desventajas de configuraciones que concentran las fuerzas sísmicas en pocos elementos.

- **DENSIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA**

La "densidad estructural en planta" se define como el área total de todos los elementos verticales resistentes dividida entre el área total del piso.

Los sistemas típicos aporticados tienen una densidad del orden del 1%, los sistemas aporticados con algunos muros de corte tienen una densidad del orden del 2%, y los sistemas de muros de corte alcanzan una del 3%.

La validez de usar un índice de densidad depende de dos factores generales; el área del piso deberá correlacionarse bien con la distribución de masa de la edificación y de las cargas. Y debe haber un buen balance en la distribución de los elementos resistentes, propiedades de los materiales, otros detalles y características del diafragma.

- **REDUNDANCIA**

Miembros "redundantes" son elementos estructurales que bajo condiciones normales de diseño no desempeñan una función estructural o son sub-esforzados en relación a su resistencia, pero que son capaces de tomar cargas laterales si se presenta la falla de otro elemento estructural. Esto es importante -porque proporciona una seguridad adicional que puede compensar incertidumbre analíticas en el diseño. Es de destacar la ventaja de disponer de mayores posibilidades de redistribución de carga.

- **ESQUINAS:**

Las esquinas exteriores también pueden tener problemas debidos a efectos de ortogonalidad. Un movimiento de tierra orientado diagonalmente puede esforzar las esquinas en mayor medida que un movimiento a lo largo de los ejes principales.

En las esquinas de un edificio ocurre que la deflexión de un muro en un plano debe interactuar con la deflexión incompatible de otro muro ubicado en un plano perpendicular. Este problema es más grave si no se cuenta con un muro sólido en la esquina.

- **RESISTENCIA PERIMETRAL:**

Para resistir la torsión en un edificio simétrico, con el centro de giro situado exactamente en el centro geométrico, cuanto más distante del centro se coloque el material, mayor será el brazo de momento respecto al cual actúe, y por lo tanto, mayor será el momento resistente que pueda generar. Esto conlleva a establecer que, geoméricamente, la distribución más eficiente es la circular, aunque se pueda emplear muchas otras configuraciones con una adecuada eficiencia.

Es conveniente colocar elementos resistentes en el perímetro, ya sea que los elementos sean muros, pórticos, o pórticos arriostrados, y que tengan que resistir fuerzas laterales directas de torsión, o ambas.

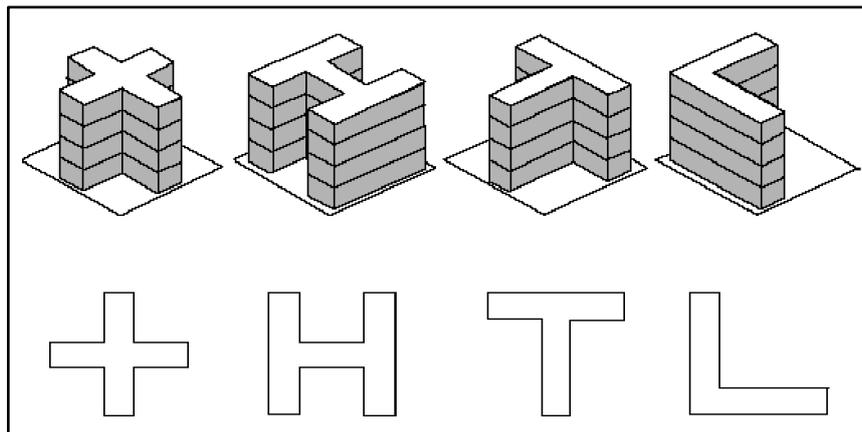
- **FORMA**

La forma del edificio, es decir su aspecto volumétrico, debe poseer simetría, continuidad, robustez y competencia torsional.

Se debe evitar edificios en forma irregular (en L, T, U, ó más) en caso necesario se debe subdividir el edificio en formas regulares que puedan responder independientemente.

En las plantas irregulares las alas pueden asimilarse a un voladizo empotrado en el cuerpo restante del edificio, sitio en el cual sufriría menores deformaciones laterales que en el resto del ala Figura 4.01

Por esta razón aparecen grandes esfuerzos en la zona de transición, los cuales producen con frecuencia daños en los elementos no estructurales, en la estructura vertical y aun en el diafragma de la planta.



**Figura 4.01 Formas de la planta. (Fuente: Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de (PAHO) / (OPS), 1999, 136 p.)**

- **DIAFRAGMA HORIZONTAL**

Ante acciones sísmicas los diafragmas deben amarrar al conjunto de muros y distribuir las fuerzas laterales a los mismos en función de su rigidez relativa, para lo cual deben poseer los atributos de simetría, continuidad, robustez y competencia de los diafragmas. Es necesario que las aberturas inevitables se ubiquen de modo tal que no desmejoren sensiblemente dichos atributos básicos.

El material usual para la construcción de entresijos y techo es el concreto armado, él que puede satisfacer, en principio y sin detallado especial, los requisitos de un diafragma rígido. Sin embargo entre los entresijos y techo de concreto armado debe distinguirse entre la losa unidireccional (nervada o aligerada) y la losa multidireccional (maciza); entre ambas es preferible la maciza porque es

potencialmente un mejor diafragma horizontal y porque transmite carga de gravedad a todos los muros de concreto, proveyéndole de una precomprensión sumamente útil para resistir las tracciones que originarán las fuerzas sísmicas.

De otro lado, la losa maciza permite minimizar los acabados y, aunque su costo es mayor que el de la losa nervada o aligerada, cuando se analiza la edificación integralmente ella constituye la solución más económica.

- **SIMETRÍA**

Cuando en una configuración, el centro de masa coincide con el centro de rigidez, se dice que existe simetría estructural.

Existen dos razones importantes para preferir las formas simétricas en una configuración: la primera es que, en términos puramente geométricos, la asimetría tiende a producir excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, y por lo tanto, provocará torsión; aunque ésta puede deberse a causas no geométricas (por ejemplo variación en la distribución de masa en una distribución simétrica de muros). La segunda razón es que la asimetría tiene a concentrar esfuerzos como por ejemplo, en una esquina inferior.

A medida que el edificio se vuelve más simétrico, se reducirá su tendencia a sufrir concentraciones de esfuerzos de torsión, y su comportamiento ante cargas sísmicas será menos difícil de analizar y más predecible. Es decir, se puede mantener la seguridad con economía de diseño y construcción con el empleo de formas simétricas. Sin embargo, esto no quiere decir que un edificio simétrico no sufrirá torsión.

Los efectos de la simetría no solo se refieren a la forma del conjunto del edificio sino también a los detalles de su diseño y construcción. Según investigaciones, el comportamiento sísmico de edificios es sensible a variaciones muy pequeñas de la simetría.

Es común encontrar elementos principales, como los núcleos de servicio, dispuestos asimétricamente dentro de una configuración simétrica, esto da lugar a una situación denominada “falsa simetría”. La simetría va desde la simple

geometría de la forma exterior hasta las distribuciones internas de elementos resistente y componentes no estructurales.

- **DISTRIBUCIÓN DE MUROS**

Lo ideal es que la cantidad de muros sea igual en las direcciones principales de la edificación. Aunque en la práctica es difícil de cumplir estas exigencias, debe de tenderse hacia ellos.

La ubicación en planta debe buscar simetría de distribución con el propósito de minimizar la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez, ya que los fenómenos de torsión tienen una mayor importancia.

En elevación se debe de minimizar los cambios bruscos de resistencia ó de rigidez, tales como huecos grandes y vanos en ubicaciones diferentes de piso a piso.

#### **4.3.3 DISCONTINUIDAD EN RESISTENCIA Y RIGIDECES**

Uno de los mayores problemas que se presentan en algunas edificaciones, debidos generalmente a exigencias arquitectónicas, es la falta de continuidad en las rigideces laterales a lo alto de la edificación (variaciones excesivas de los valores de las rigideces laterales). Asimismo la variación excesiva de la resistencia. Estas discontinuidades producen zonas débiles y conducen a respuestas estructurales no satisfactorias.

Es de destacar que las especificaciones y métodos de los códigos de diseño sismorresistente se refieren únicamente a edificaciones simples. Por consiguiente las edificaciones con discontinuidades necesitan un análisis especial a fin de garantizar su capacidad sísmica.

A continuación se indican algunos ejemplos comunes donde se presentan estas discontinuidades:

- **PISO BLANDO**

Este término se aplica en edificaciones donde la rigidez lateral de un piso es bastante menor que las rigideces laterales de los otros pisos. Es más frecuente que se presente en el primer piso.

Estos "pisos blandos" experimentan grandes desplazamientos laterales debido a su poca rigidez lateral; y serán susceptibles a mayores esfuerzos y daños graves.

Otras veces puede deberse a la excesiva diferencia entre la altura del primer piso y la altura de los otros pisos.

- **MUROS DE CORTE DISCONTINUOS**

Los muros de corte que constituyen los elementos principales para resistir las fuerzas laterales sísmicas soportan cargas muy grandes. Esto es cierto, particularmente, en el primer piso. Si los muros son discontinuos, transmitiría la fuerza cortante a otros elementos, seguramente pórticos, no tan eficientes para soportar grandes fuerzas. Esta situación es crítica, y en zonas muy sísmicas no debe aceptarse esta discontinuidad.

- **VARIACIONES EN LA RIGIDEZ**

Algunas se originan por razones arquitectónicas (piso con mezanine), otras por condiciones del terreno (terrenos con pendiente grande), otras por influencia de los "elementos no estructurales".

- **TORSIÓN EN PLANTA**

Se presenta en edificaciones con estructuración no simétrica. Es necesario tener un balance de rigideces laterales en cada piso. La falla por torsión en planta conduce muchas veces a un colapso total de la edificación.

Un caso extremo son edificaciones que tienen muros de concreto en un solo lado.

#### **4.3.4 RECOMENDACIONES PARA UNA ADECUADA ESTRUCTURACIÓN.**

- El camino de las cargas, desde su generación hasta el nivel de cimentación debe ser simple, directo, sencillo.
- El sistema resistente a cargas horizontales debe tener similar capacidad en ambas direcciones.
- Las plantas simétricas minimizan los efectos de torsión.
- En todo el camino de las cargas se deberá proveer adecuada ductilidad y resistencia. La ductilidad permite disipar energía durante sismos severos a través de la formación de rótulas plásticas. De esta manera se permite que

las cargas sean redistribuidas sin comprometer el colapso de la estructura. Es importante asegurar que la falla dúctil de la sección resistente ocurra antes de una posible falla frágil. Es importante verificar que no sean las conexiones el punto débil de la cadena.

- La uniformidad de la estructura en el camino de la carga es importante. Los cambios bruscos producen efectos concentrados que exceden la capacidad del material.
- La rigidez lateral de la edificación debe resistir las fuerzas laterales sin tener deformaciones importantes.
- El entrepiso debe satisfacer las condiciones de diafragma rígido para permitir un trabajo en conjunto de todos los elementos resistentes.

#### **4.4 FALLAS DEBIDAS A SISMOS EN LAS ESTRUCTURAS**

Las fallas y colapsos observados en los sismos ocurridos en los últimos años han puesto en evidencia serias limitaciones de las estrategias de diseño aplicadas. En particular la falta de protección ante sismos moderados ya que se han presentado muchísimos daños con alto costo de reparación. Al no haber diseñado especialmente para este nivel del sismo no se ha conseguido el comportamiento deseado.

Para efectuar un diseño sismorresistente eficiente se necesita predecir, de manera confiable, el comportamiento dinámico del sistema completo constituido por: suelo, cimentación, superestructura y componentes y contenido no estructural.

Según el Doctor Vitelmo Bertero los problemas que se presentan se pueden resumir en tres:

1. Estimar con precisión el movimiento del suelo en la cimentación del edificio.
2. Estimar o calcular las deformaciones de la obra en particular en respuesta al movimiento que experimenta la cimentación, considerando simultáneamente todas las sollicitaciones que actúan sobre ellas.
3. Predicción de la respuesta en el límite seguro: Capacidad real asignada a la estructura.

Las fallas en las edificaciones debido a los sismos son diversas, entre las fallas más frecuentes tenemos:

- Daños en tabiquería ladrillo, vidrios, cornisas y parapetos, debidos a tenerse estructuras muy flexibles, con poca rigidez lateral, y sin un detallado especial para ellos.
- Edificios que han colapsado debido a tener elementos con poca capacidad resistente en una dirección, como vigas chatas y columnas con poco peralte en la denominada dirección secundaria.
- Edificios con asimetría en planta, producida por elementos estructurales dispuestos asimétricamente o, por elementos de tabiquería también asimétricos que cambian el comportamiento de la estructura, aparentemente simétrica cuando no se considera la influencia de los tabiques.
- Fallas por efecto de columnas cortas.
- Edificios con aberturas muy importantes en las losas de los pisos ocasionan un comportamiento no unitario la estructura; caso de edificios con puentes que unen dos zonas de su planta o con losas que no permiten aportar rigidez como para considerar la existencia de un diafragma rígido.
- Edificios con formas rectangulares muy alargadas, donde la hipótesis de diafragma rígido para las losas pierde validez y donde los efectos de torsión accidental son importantes.
- Edificios con formas de L donde la asimetría en planta ocasiona esfuerzos importantes debidos al giro o torsión.
- Edificios con reducciones en planta importante y asimétrica, con elementos estructurales que no continúan en pisos superiores ocasionando discontinuidades y cambios bruscos de rigidez.

#### **4.5 ESTRUCTURACIÓN SISMO RESISTENTE PARA EDIFICACIONES**

El comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón armado ha sido analizado e investigado más que cualquier otro tipo de material. No hay duda, que esto es debido por una parte, a su uso extendido y por otra parte a la dificultad de dotarle de una cierta ductilidad, que le permita un comportamiento adecuado durante un movimiento sísmico severo. No obstante, las últimas catástrofes sísmicas han puesto al descubierto, las deficiencias en los criterios de diseño y en las prácticas constructivas empleadas, incluso en países desarrollados y con una tecnología sísmica avanzada. Así por ejemplo, muchas estructuras antiguas de

mampostería no reforzada, se han desempeñado mucho mejor que las estructuras de hormigón armado, durante movimientos sísmicos de diferente intensidad.

Las estructuras de hormigón armado, son generalmente preferidas por los proyectistas y constructores, debido a su versatilidad y economía. Su rigidez puede ser utilizada para minimizar las deformaciones sísmicas y, por lo tanto, reducir el daño en los elementos estructurales y no estructurales. No obstante, en la actualidad existen sistemas mucho más rígidos, como por ejemplo, los muros estructurales, los cuales han sido adoptados ampliamente en zonas de sismicidad elevada, como es el caso de Chile, y ahora más seguido y adaptado en el Perú, donde este sistema constructivo ha dado excelentes resultados.

Para que las estructuras de hormigón armado presenten un buen desempeño sísmico ante acciones sísmicas, es necesario que posean cierta ductilidad. Este concepto fue incorporado a las primeras normativas de diseño en la década de los años 70 y, por lo tanto, es de esperar que las estructuras diseñadas y construidas antes de esta época, sean muy vulnerables ante la acción sísmica, conclusión que se ha podido comprobar en repetidas ocasiones después de la ocurrencia de sismos destructores, tales como por ejemplo Northridge (1994), Kobe (1995), China (1996), Turquía (1999) y Taiwan (1999), entre otros. Por lo tanto, es fundamental analizar y evaluar el desempeño y la vulnerabilidad sísmica de esta tipología estructural.

#### **4.5.1 COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO DURANTE LOS SISMOS**

Se ha observado repetidamente que la selección apropiada del sistema resistente de cargas, es esencial para un buen desempeño de la estructura sometida a cualquier tipo de acción dinámica. Para ello, es necesario hacer un seguimiento cuidadoso en los procesos de análisis, diseño, detallado y construcción. No obstante, se ha podido comprobar, que si un sistema estructural está mal concebido desde sus inicios, la atención extra en el análisis y detallado no mejora significativamente su desempeño sísmico. Esta observación, es particularmente apropiada para el diseño sismorresistente, donde la intensidad y la orientación de las cargas, son altamente inciertas.

Las estructuras que tienen una distribución simple, regular, continua y con un sistema resistente a cargas laterales redundante, presentan un buen desempeño durante los movimientos sísmicos. Por el contrario, sistemas estructurales complejos que introducen incertidumbres en el análisis y en el detallado, o que cuentan con un sistema de transmisión de cargas no redundante, pueden conducir a un comportamiento no deseado de la estructura.

Debido a que el costo de reparación es la primera medida del buen desempeño de una estructura que ha sobrevivido a un sismo, el control del daño es esencial. En los últimos años, se ha detectado que los daños producidos en los elementos no estructurales representan un gran porcentaje de las pérdidas económicas producidas por los sismos. Adicionalmente, el fallo de estos elementos, en muchas ocasiones ha producido una gran cantidad de heridos y víctimas mortales. Existen varios casos, en los que la mayoría de los daños se han concentrado en elementos arquitectónicos y en los contenidos. Por lo tanto, es indispensable mejorar los procedimientos de diseño para poder garantizar el buen desempeño de estos elementos.

#### **4.5.2 CONTINUIDAD**

Cualquier sistema resistente de cargas laterales debe garantizar que las cargas se distribuyan de forma continua hasta la fundación. Las cargas de inercia que se desarrollan debidas a las aceleraciones de los elementos individuales, deben ser transferidas a los diafragmas de piso, a los elementos verticales del sistema resistente, a la fundación y, eventualmente, al terreno. El fallo de un elemento o una unión debido a una mala transmisión de esfuerzos, puede producir el colapso parcial o total de una estructura. Por lo tanto, es indispensable garantizar la conexión adecuada de todos los elementos, incluyendo los no estructurales, al sistema resistente de cargas laterales.

Las fuerzas de inercia que desarrollan los elementos individuales, deben ser transmitidas a los elementos verticales del sistema resistente de cargas laterales, por medio de los diafragmas de piso. Los diafragmas de hormigón con puntales apropiados, uniones y elementos de borde, deben estar provistos de un refuerzo adecuado para transmitir estas fuerzas. En caso contrario, pueden presentarse fallos por agotamiento del diafragma ante los esfuerzos transmitidos.

Los fallos producidos por la discontinuidad de los elementos verticales del sistema resistente de cargas laterales, han sido una de las principales causas de los daños registrados durante las últimas catástrofes sísmicas. Una forma típica de este tipo de discontinuidad, ocurre cuando los muros de cortante que están presentes en los niveles superiores, desaparecen en los niveles más bajos, dando paso a la formación de un piso débil, en el cual, generalmente se concentra el daño. Este tipo de fallo, también está asociado al concepto de regularidad, el cual se explica en el siguiente apartado.

Un ejemplo bien conocido, que se muestra en la Figura 1, es el "Olive View Hospital", el cual, estuvo muy cerca del colapso, debido a las deformaciones excesivas en los dos primeros niveles, durante el sismo de San Fernando, ocurrido el 9 de Febrero de 1971. Este hospital tuvo que ser demolido. Debido a los numerosos daños y pérdidas económicas relacionadas con este tipo de fallo, se han generado provisiones y reglamentaciones específicas para garantizar una buena conexión entre los elementos individuales y el sistema estructural.



**Figura 4.02 Mecanismo de fallo de piso débil  
(Fuente: Olive View Hospital (ACI, 1991))**

Otro ejemplo bien estudiado de este tipo de fallo, es el del edificio de servicios del condado de Imperial en los Estados Unidos ("Imperial County Services Building"). El edificio colapsó durante el sismo de Imperial Valley, ocurrido el 15 de Octubre de

1979. En este caso, las fuerzas laterales que se acumularon en los muros exteriores en los niveles superiores, tuvieron que ser transmitidas por los diafragmas a los muros del primer nivel, completamente por cortante. Por lo tanto, se desarrollaron grandes fuerzas de volcamiento en las discontinuidades de los muros exteriores, que fueron transmitidas por las columnas que soportaban los muros, contribuyendo al daño severo en las columnas



**Figura 4.03 Fallo explosivo de las columnas del primer nivel, 15 de octubre de 1979 (Fuente: (<http://nisee.berkeley.edu>)).**

#### 4.5.3 REGULARIDAD

Cambios repentinos en la rigidez, resistencia o en la masa tanto en elevación como en planta, pueden producir una distribución de las cargas laterales y las deformaciones, diferente de las que se consideran para las estructuras uniformes durante el diseño. A pesar de que estos efectos pueden y deben ser contemplados durante el diseño, las incertidumbres involucradas con los efectos que producen sobre el comportamiento de la estructura, hacen que sea preferible evitar estas irregularidades.

Por “desgracia”, este tipo de cambios son bastante comunes entre niveles adyacentes y están asociados con modificaciones del sistema estructural, tales como:

1. Cambios en la altura de los niveles

2. Cambios en los materiales
3. Disposiciones arquitectónicas, entre otros. Un problema típico de tales discontinuidades, es que las deformaciones inelásticas tienden a concentrarse en o alrededor de estas discontinuidades, produciendo, en la mayoría de los casos, daños severos o incluso el colapso del edificio.

El fallo típico conocido como “piso débil”, se presenta en los pórticos con mampostería de relleno distribuida de forma discontinua e irregular. Por otra parte, los rellenos de mampostería parciales en los pórticos, que se extienden entre las columnas desde el nivel de piso hasta la parte superior de línea de ventanas, producen lo que en la literatura técnica se conoce como columna corta.



**Figura 4.04 Fallo de columna corta producido por la mampostería de relleno y las Ventanas (Fuente: <http://nisee.berkeley.edu>)**

#### **4.5.4 RIGIDEZ**

La rigidez de una estructura está estrechamente ligada a la magnitud de las derivas de entre piso, las cuales disminuyen a medida que aumenta la rigidez de la estructura.

Los excesos de deriva pueden conducir a una distorsión excesiva que produce daños en los elementos estructurales y no estructurales. La Figura 4 muestra dos edificios de hormigón armado, seriamente afectados por el sismo de Izmit en Turquía, ocurrido el 17 de Agosto de 1999. Se observa el fallo de los muros de mampostería de relleno y de los elementos no estructurales tales como ventanas, puertas y vidrios, debido a la magnitud de los desplazamientos entre los diferentes niveles de los edificios. Los actuales códigos de diseño sismorresistente controlan el valor de la deriva máxima entre piso, como un mecanismo para reducir los daños producidos por las distorsiones excesivas de los elementos.



**Figura 4.05 Daños producidos por las derivas excesivas en la planta baja de dos edificios aporricados de hormigón armado - Sismo de Izmit, Turquía, 17 de Agosto de 1999. (Fuente: <http://nisee.berkeley.edu>)**

Una forma eficiente de controlar la deriva y de reducir el daño en pórticos débiles y con ductilidad baja, es el uso de muros estructurales. En Chile, este sistema ha sido adoptado desde hace varios años y se ha podido comprobar el buen desempeño de los edificios construidos con este sistema, durante sismos tales como el de Viña del Mar (3 de Marzo de 1985).

Finalmente, también es necesario controlar la deriva para preservar la estabilidad vertical del sistema estructural. Si un sistema es excesivamente flexible y,

particularmente, si tiene también una gran masa, el colapso puede ocurrir debido al efecto P-delta. Este fenómeno parte de la no linealidad geométrica que puede experimentar una estructura y, responde a un efecto de segundo orden originado por las deformaciones laterales, las cuales, a su vez, generan momentos adicionales debido a la excentricidad de las cargas verticales. El efecto P-delta resulta más importante cuando las deformaciones son de mayor magnitud. A partir de las observaciones realizadas durante el sismo de México de 1985, se demostró que este tipo de efecto, se magnifica en estructuras con losas planas, debido a que son poco rígidas ante cargas laterales.

#### **4.5.5 PROXIMIDAD A LAS ESTRUCTURAS ADYACENTES**

La interacción entre las estructuras adyacentes, que tienen una separación inadecuada, es decir, que están muy cerca unas de otras y, que adicionalmente difieren en la distribución en altura de los niveles de los forjados, puede producir una respuesta irregular debido a los efectos de impacto ("pounding"), llamado también efecto "aplauso" entre ellas mismas. Un ejemplo claro de este problema, es el impacto que puede producir el diafragma de piso de una estructura pequeña contra la columna de una estructura más alta, lo cual, en muchos casos, puede desencadenar el fallo completo del edificio. La Figura 5 muestra los daños producidos por el impacto entre dos edificios vecinos durante el sismo de México, ocurrido el 28 de Julio de 1957.



**Figura 4.06 Daño producido por el impacto entre dos edificios de hormigón armado adyacentes, durante el sismo de México, 28 de Julio de 1957. (Fuente: <http://nisee.berkeley.edu>)**

Los daños producidos por el impacto pueden minimizarse controlando las derivas, utilizando juntas de separación entre las estructuras o en último caso, alineando los niveles de piso en las estructuras adyacentes, de tal forma que las columnas no experimenten el golpe de los forjados.

Se ha observado también durante varios sismos, que cuando las estructuras tienen alturas de piso y rigideces similares, y están localizadas lo suficientemente cerca, los impactos producidos son de una energía relativamente baja y, por lo tanto, no se producen daños estructurales de consideración.

#### **4.5.6 MASA**

La masa excesiva puede conducir a un incremento innecesario en las fuerzas de inercia laterales, reduciendo la ductilidad de los elementos del sistema resistente de cargas verticales e incrementando la probabilidad del colapso, debido a los efectos P-delta. Por esta razón, debe procurarse que el sistema estructural sea tan ligero como sea posible. Esto no significa que los agregados del hormigón deban ser ligeros, ya que se ha podido comprobar, a partir de ensayos de laboratorio, que

el desempeño de los hormigones con un peso normal es mucho mejor que los hormigones ligeros.

Durante el sismo de México de 1985, varios edificios colapsaron por la presencia de cargas verticales excesivas. En muchos casos, los excesos fueron atribuidos a cargas muertas que excedían los valores especificados o, al aumento de las cargas vivas producido por el cambio en la ocupación y uso de las estructuras.

Por otra parte, como se mencionó anteriormente, la distribución irregular de la masa tanto en planta como en elevación, puede producir una respuesta dinámica irregular y compleja, lo cual debe evitarse por completo.

#### **4.5.7 REDUNDANCIA**

Generalmente, se ha observado que los sistemas estructurales que combinan varios elementos resistentes a cargas laterales o subsistemas, se han desempeñado correctamente durante los sismos. La redundancia en el sistema estructural, permite la redistribución de las fuerzas internas en el caso de fallo de elementos claves. Si no se cuenta con una capacidad para la redistribución, puede producirse el colapso global de la estructura, por causa del fallo de elementos individuales o de las conexiones.

La redundancia se puede proporcionar de varias formas, como por ejemplo; un sistema dual, un sistema de pórticos interconectados y sistemas de muros de cortante. La combinación de la redundancia con una resistencia, rigidez y continuidad adecuadas, pueden simplificar los detallados.

#### **4.5.8 DAÑOS PRODUCIDOS POR SISMOS ANTERIORES**

Las estructuras que se han visto afectadas por sismos, requieren de una evaluación detallada del estado de daño y de una implementación de procedimientos de reparación apropiados, que eviten que durante sismos posteriores, se puedan incrementar los daños en la estructura e incluso producir el colapso de la misma.

Durante varios sismos, se ha podido observar que el deterioro de la resistencia y la rigidez de una estructura, puede ser bastante grande, si ésta conserva los daños de sismos anteriores.



**Figura 4.07 Daños producidos en edificios por el comportamiento no dúctil de las vigas de hormigón armado - Sismo de Turquía, 17 de Agosto de 1999 (Fuente: Sezen 2003 et al)**

## **4.6 CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL**

Según NTE E.030 clasifica a las estructuras como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica.

- a. Estructuras Regulares. Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.
- b. Estructuras Irregulares. Se definen como estructuras irregulares aquellas que presentan una o más de las características indicadas debajo.

### **4.6.1 CUANTIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES**

Las Irregularidades en altura, traducidas en cambios repentinos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía en el momento del sismo se concentren en los pisos flexibles, donde los elementos estructurales se ven sobre solicitados.

Las irregularidades en planta: de masa, rigidez y resistencia pueden originar vibraciones torsionales que generan concentraciones de esfuerzos difíciles de

evaluar, razón por la cual una mayor exigencia en este tipo de aspectos debe tenerse en cuenta a la hora de diseñar arquitectónicamente las edificaciones.

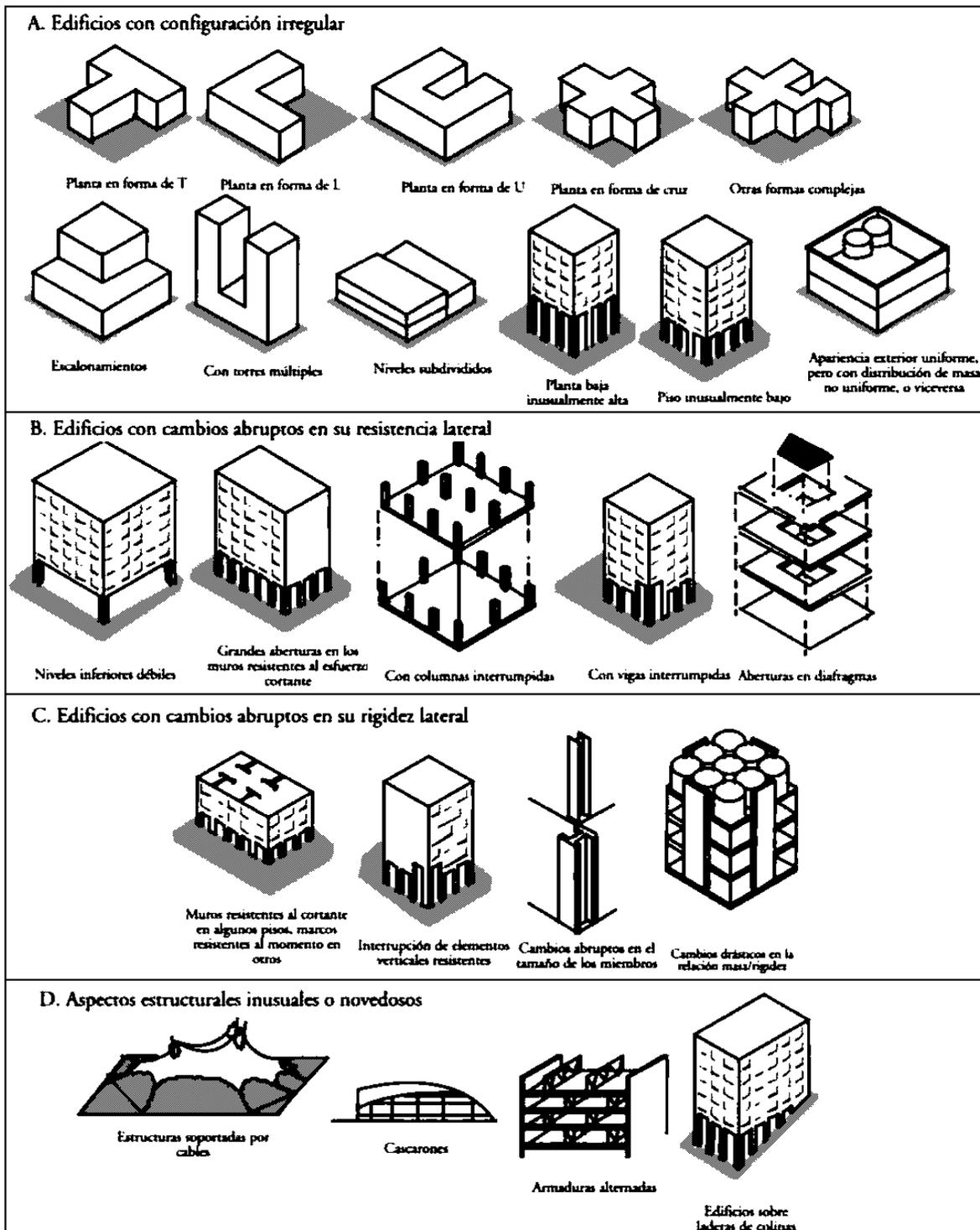


Figura 4.08 Irregularidades en Estructuras. (Fuente:

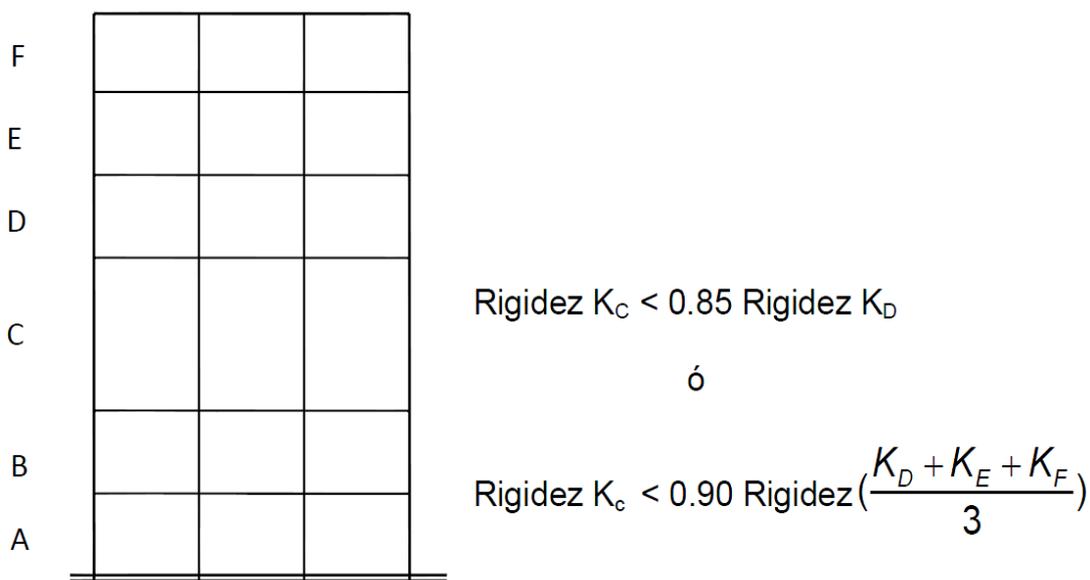
<http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0205s/h0205s.7.htm>)

#### 4.6.1.1 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

##### 4.6.1.1.1 IRREGULARIDADES DE RIGIDEZ - PISO BLANDO

“En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes, al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85% de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90% del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos”.

Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por  $(h_i/h_d)$  donde  $h_d$  es la altura diferente de piso y  $h_i$  es la altura típica de piso.



**Figura 4.09 Irregularidades en Estructuras. (Fuente:**

**<http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0205s/h0205s.7.htm>**)

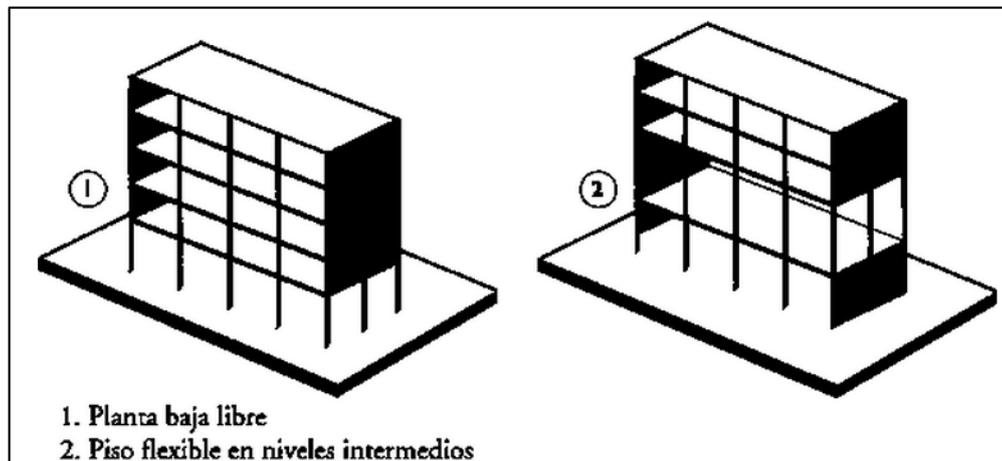
El nombre de piso blando se aplica por lo general a edificios cuya planta baja es menos rígida que las plantas superiores. Sin embargo, un piso blando en cualquier nivel crea problemas, pero como las fuerzas son mayores en la base del edificio, una discontinuidad de rigidez entre el primer y segundo piso tiende a provocar la condición más grave.

El piso blando se genera cuando hay una discontinuidad significativa de resistencia y rigidez entre la estructura vertical de un piso y el resto de la estructura. Esta discontinuidad se puede presentar debido a que un piso, por o general el primero,

es significativamente más alto que el resto, produciéndose así una disminución de rigidez.

También puede haber discontinuidad debido a un concepto de diseño muy común, en el cual no todos los elementos verticales se proyectan hacia la cimentación, sino que algunos, terminan en el segundo piso para aumentar las luces de la planta baja. Esta condición crea una trayectoria de carga discontinua que produce una variación de resistencia y rigidez en el punto de cambio.

Finalmente, el piso blando se puede producir por un piso abierto que soporta muros superiores estructurales o no estructurales pesados. Esta situación es grave cuando el muro superior es un muro de corte y actúa como elemento principal resistente de la fuerza lateral.

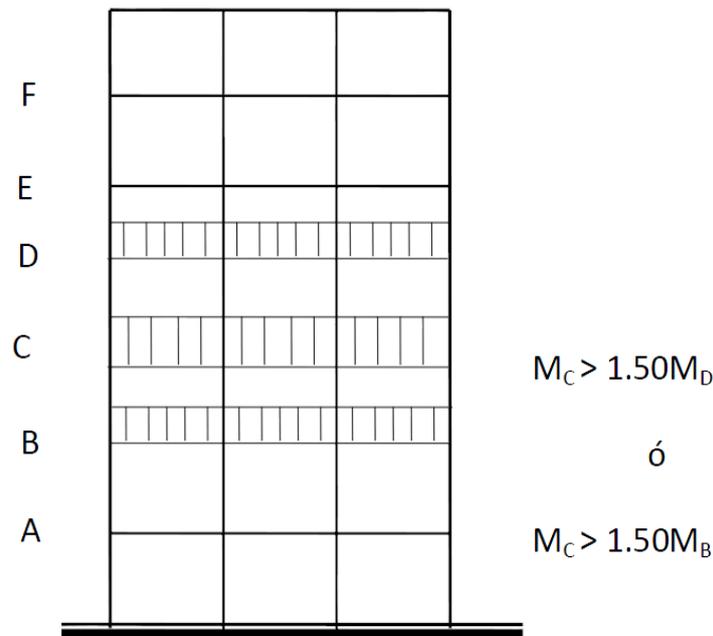


**Figura 4.10 Ejemplos de edificios con irregularidad tipo “piso flexible”. (Fuente:**

**<http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0205s/h0205s.7.htm>**)

#### 4.6.1.1.2 IRREGULARIDAD DE MASA

“Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas”.

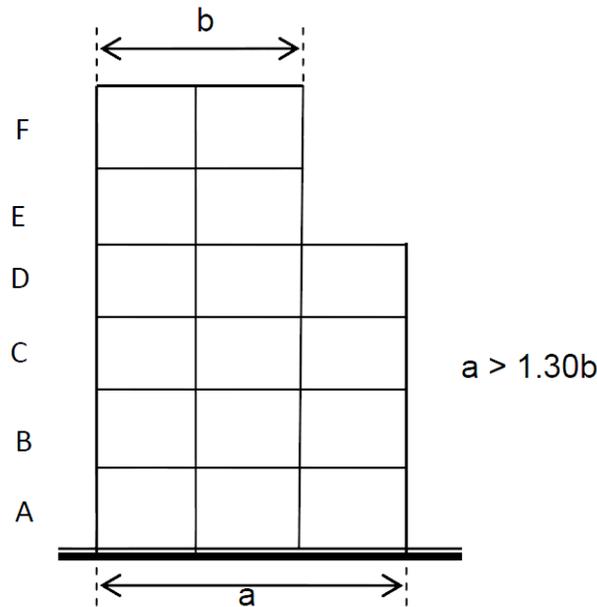


**Figura 4.11 Irregularidad de masa. (Fuente: <http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0205s/h0205s.7.htm>)**

Se busca distribución uniforme de la masa como requisito para conseguir una adecuada respuesta sísmica. En los pisos que tienen mayor masa la fuerza sísmica es también mayor. Esta condición es más grave cuando la concentración de la masa ocurre en los últimos pisos ocasionando momentos de volteo.

#### 4.6.1.1.3 IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL

“La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos”.

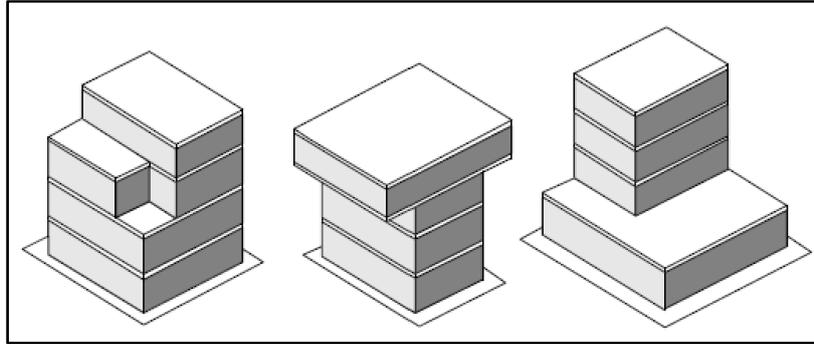


**Figura 4.12 Irregularidad geométrica vertical. (Fuente:**

**<http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0205s/h0205s.7.htm>)**

Esto tipo de irregularidad se conoce también con el nombre de escalonamiento vertical.

Se pueden adoptar escalonamientos por diversas razones, las tres más comunes son: los requisitos de Zonificación en que los pisos superiores se escalonan hacia atrás para conservar la luz y el aire en los lugares adyacentes, los requisitos de programa cuando se necesitan pisos más pequeños a niveles más altos, y los requisitos de estilo relacionados con la forma del edificio.

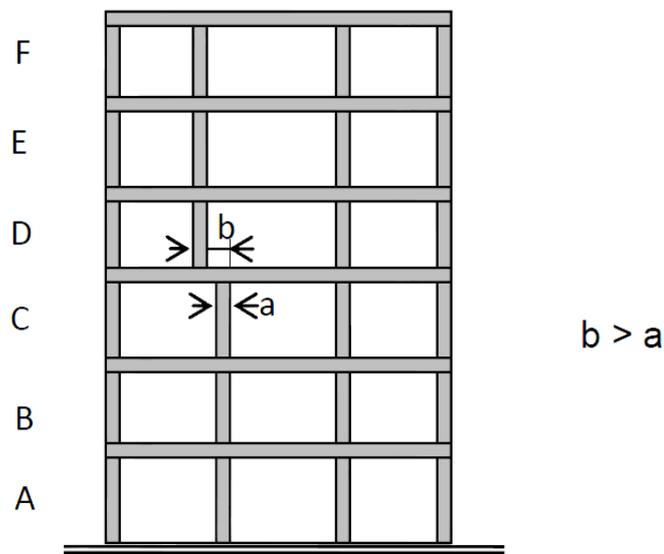


**Figura 4.13 Formas irregulares en altura. (Fuente: <http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0205s/h0205s.7.htm>)**

Es preferible, emplear un acartelamiento suave para evitar el problema del cambio de sección. Simulando el edificio como una viga en voladizo se puede decir que una viga acartelada no sufre concentraciones de esfuerzos, mientras que una viga escalonada sí.

#### 4.6.1.1.4 DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES.

“Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.



**Figura 4.14 Discontinuidad en los sistemas resistentes. (Fuente: <http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0205s/h0205s.7.htm>)**

Es importante que las fuerzas sigan trayectorias regulares y directas a través de líneas de resistencia continuas hasta alcanzar la cimentación del edificio. Estas líneas de resistencia las proporcionan los elementos verticales sismorresistentes.

En esta sección se puede incluir la irregularidad Impuesta por los muros de corte discontinuos, lo cual requiere suficiente rigidez de la losa para transmitir los esfuerzos de corte del muro hacia los elementos verticales del nivel interior.

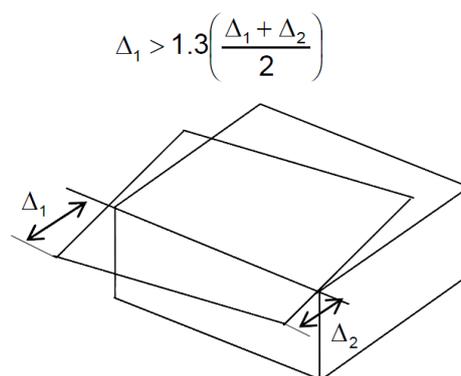
#### 4.6.1.2 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

##### 4.6.1.2.1 IRREGULARIDAD TORSIONAL

Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la

Tabla Nº 8 del Artículo 15 (15.1).

En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.

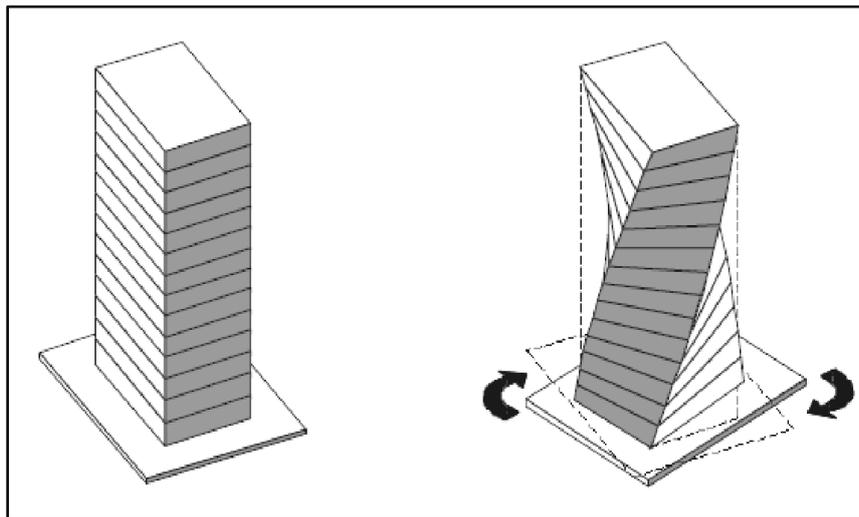


**Figura 4.15 Irregularidad torsional. (Fuente: <http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0205s/h0205s.7.htm>)**

Esta verificación no puede efectuarse sin antes haber llevado a cabo el análisis sísmico.

Se ha observado que la torsión en planta constituye una de las causas comunes de colapsos, principalmente en edificaciones de planta rectangular con muros es tres dé los lados del perímetro.

Ya que la torsión en planta se presenta cuando el centro de masa no coincide con el centro de rigidez es conveniente buscar la ubicación simétrica de elementos sismorresistentes y una adecuada distribución de la masa no sólo en elevación sino también en la planta de la estructura.

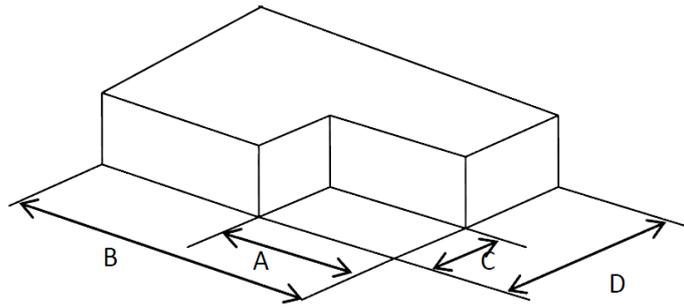


**Figura 4.16 Efecto torsional. (Fuente: <http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0205s/h0205s.7.htm>)**

#### 4.6.1.2.2 ESQUINAS ENTRANTES

La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta”.

$$A > 0.20B \text{ y } C > 0.20D$$



**Figura 4.17 Esquinas entrantes. (Fuente: <http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0205s/h0205s.7.htm>)**

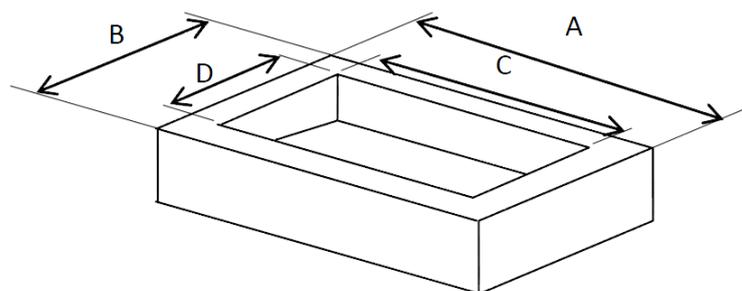
Las configuraciones con esquinas entrantes plantean dos problemas. El primero es que tienden a producir variaciones de rigidez y, por tanto, movimientos diferenciales entre diversas partes del edificio, provocando una concentración local de esfuerzos en la esquina entrante.

El segundo problema es la torsión. Esta se produce porque el centro de masa y de rigidez de esta forma no puede coincidir geoméricamente para todas las posibles direcciones de un sismo.

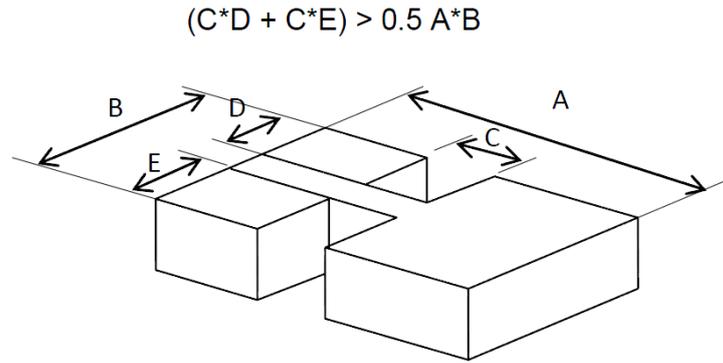
#### 4.6.1.2.3 DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

“Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma”.

$$C \cdot D > 0.5 A \cdot B$$



**Figura 4.18 Discontinuidad de diafragma. (Fuente: <http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0205s/h0205s.7.htm>)**



**Figura 4.19** Discontinuidad de diafragma. (Fuente: <http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/publicaciones/h0205s/h0205s.7.htm>)

La rigidez de un diafragma con discontinuidades abruptas o aberturas significativas puede ser insuficiente para redistribuir la carga horizontal, durante un sismo, de elementos portantes más débiles o dañados del edificio hacia los elementos más fuertes o hacia aquéllos que sufren menor daño.

## **CAPITULO V: CRITERIOS PARA EL DISEÑO – CONSIDERANDO Y NO INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (ISE)**

### **5.1 OBJETO**

En la actualidad en el mundo no existe una concepción única de normatividad de las fuerzas sísmicas. De acuerdo a la metodología usada en la mayoría de países, la intensidad de la carga sísmica, en base a la cual se calcula una estructura, se determina en dependencia de la fuerza sísmica esperada en el lugar de la construcción y la importancia de la edificación (gravedad de las consecuencias de su destrucción o fallas estructurales).

La fuerza sísmica esperada en la región de construcción se determina por la zona sísmica en grados y se da por medio de los mapas de zonificación sísmica, así como por medio de los datos sísmicos de las principales regiones habitables. En estos documentos los datos asumidos de grados de intensidad se refieren a las regiones con condiciones intermedias de suelos, por ello, el grado de intensidad se debe de precisar por medio de los mapas de microzonificación sísmica o por medio de las exploraciones geológicas o hidrogeológicas. Tal precisión determina la sismicidad de la zona a edificar considerando los datos reales ingeniero-geológicas.

La asignación de cálculo sísmico para los diferentes tipos de edificaciones dependiendo de la zona sísmica, se realiza por medio de los puntos correspondientes de las normas de diseño sismorresistente. Conociendo que las vibraciones del suelo durante el sismo tienen una característica de tres componentes; por ello las fuerzas sísmicas pueden tener cualquier dirección en el espacio. En los cálculos será necesario efectuarlo por medio de la dirección más desfavorable. Para el armazón de una edificación el mayor peligro están dadas por la acción de las fuerzas horizontales. En la práctica es suficiente analizar las vibraciones sísmicas horizontales en los planos principales (por los ejes longitudinal y transversal) del edificio, para ello las normas nos permiten calcular las fuerzas sísmicas para estas direcciones en forma separada (independiente una de la otra). Generalmente, la influencia de la componente vertical de vibración sísmica es menos considerable y para el cálculo estructural es necesario considerarlo solo para grandes luces. Para luces mayores de 24 metros se requiere calcular las fuerzas sísmicas verticales.

De acuerdo a la zonificación mundial, el Perú está ubicado en una zona de alta sismicidad, equivalente a 9 grados en la escala de Mercalli Modificada. Como en nuestro país se cuenta con información de acelerogramas reales, fueron usados dos acelerogramas: Chimbote (31.05.1970) y Lima (03.10.1974), cuyos datos fueron proporcionados por el Instituto Geofísico del Perú.

Como objeto de investigación se eligió una edificación típica. Este es un edificio de 02 pisos de armazón estructural de dos vanos de sistema aporticado con diafragmas verticales rígidos, de dimensiones en el plano de 42.25 m x 21.60 m, con una altura de piso de 3.0 m. Las características constructivas del edificio se muestran en la fig. 3.1 - 3.3.

En las edificaciones de sistemas aporticados con diafragmas verticales rígidos, la parte principal de fuerzas horizontales a través de los discos de entrepiso se transmiten a los elementos especiales verticales rígidos como diafragmas, muros portantes, muros del ascensor y otros; y la otra parte de las fuerzas horizontales lo percibe el armazón. El uso de este sistema disminuye y equipara los momentos flectores debido a las fuerzas horizontales en los elementos del pórtico, que garantiza la unificación de los elementos del armazón estructural.

### **5.1.1 USO DEL PROGRAMA SAP2000 V15**

El programa SAP2000 es un software líder en la Ingeniería Estructural. Se pueden analizar cualquier tipo de Estructuras con este programa, e incluso diseñar elemento por elemento de manera precisa con los reglamentos más conocidos (ACI en EEUU, RCDF en México, EUROCODIGO en Europa, la NTP en Perú, etc.)

Se trata de un excelente programa de cálculo estructural en tres dimensiones mediante elementos finitos. Es el descendiente directo de la familia del SAP90.

Mediante SAP2000 es posible modelar complejas geometrías, definir diversos estados de carga, generar pesos propios automáticamente, asignar secciones, materiales, así como realizar cálculos estructurales de hormigón y aceros basados, entre otras normativas.

El presente capítulo tratara de mostrar una secuencia de cálculo, de los pasos a seguir en el modelamiento de la estructura al considerar o no la Interacción Suelo – Estructura.



**Figura 5.1-01 Programa SAP2000 V15**

## **5.2. MÉTODO CONVENCIONAL DINÁMICO SIN INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA.**

### **5.2.1. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - DISEÑO SÍSMICO**

Para el análisis, se tuvo presente los criterios que manda el R.N.E

#### **5.2.1.1. NORMA E – 020: CARGAS**

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica. En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta Norma.

En este estudio se tiene presente los tres tipos de cargas que actuarán en la edificación, las cuales tenemos:

- **CARGA MUERTA:** Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.
- **CARGA VIVA:** Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.
- **CARGA DE SISMO:** Son las cargas que actúan en los entrepisos de la estructura y que se obtienen de acuerdo al cortante basal de la edificación (se detallará más adelante).

La edificación en estudio, “**Oficinas BCP - San Pedrito – Chimbote**”, según su configuración estructural, se han deducido y según las tablas de cargas del R.N.E Norma E-020, las siguientes cargas a emplear para su análisis respectivo:

**Tabla 5.2-01 Pesos Unitarios para el metrado de cargas (Oficinas)**

<b>CARGA MUERTA</b>	Peso del concreto	2400 kgf/m <sup>3</sup>
	Peso de losa aligerada (e = 20 cm)	300 kgf/m <sup>2</sup>
	Acabados	100 kgf/m <sup>2</sup>
	Tabiquería	100 kgf/m <sup>2</sup>
<b>CARGA VIVA</b>	Entrepiso	250 kgf/m <sup>2</sup>
	Azotea	150 kgf/m <sup>2</sup>

Todas las cargas consideradas en la presente Norma, se considerará que actúan en las siguientes combinaciones, la que produzca los efectos más desfavorables en el elemento estructural considerando, con las reducciones, cuando sean aplicables, las cuales mencionamos a continuación:

- Combinación 1 = 1.4CM + 1.7CV
- Combinación 2 = 1.25CM + 1.25CV + CSx/CSy
- Combinación 3 = 1.25CM + 1.25CV – CSx/CSy
- Combinación 4 = 0.9CM + CSx/CSy
- Combinación 5 = 0.9CM – CSx/CSy

### 5.2.1.2 NORMA E – 030: DISEÑO SISMORRESISTENTE

Para el estudio se tiene presente las siguientes condiciones:

#### 5.2.1.2.1 CONFIGURACION ESTRUCTURAL

La norma E – 030 nos indica que las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica. Para nuestro caso no se presentaron irregularidades, ya que se descartaron 2 posibles irregularidades que son:

##### 5.2.1.2.1.1 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

###### 5.2.1.2.1.1.1 IRREGULARIDADES DE RIGIDEZ – PISO BLANDO

En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por  $(h_i/h_d)$  donde  $h_d$  es altura diferente de piso y  $h_i$  es la altura típica de piso.

A continuación se muestra el cálculo de la comprobación de irregularidad por las piso blando en nuestra estructura.

**Tabla 5.2-02 Resumen de áreas de secciones de corte de la estructura**

RESUMEN DE AREAS (m <sup>2</sup> )				
NIVELES	COL.	MUROS DE CORTE	MUROS DE ALB.	MUROS DRYW.
NIVEL 1	8.14	10.84	27.56	6.96
NIVEL 2	8.14	10.84	27.56	6.96
AZOTEA	0.00	0.00	24.94	0.00

ALTURAS	
PRIMER NIVEL	4.2
PISO TIPICO	3.2
FACTOR DE SEGURIDAD	1.31

Condición de irregularidad:

$$\text{Area de elemento de corte} < 0.85 * \sum \text{Area de elementos de piso superior}$$

**Tabla 5.2-03 Conclusión para irregularidad por piso blando**

NIVELES	TOTAL AREAS	TOTAL X FACTOR	VALOR FINAL
NIVEL 1	53.50	70.22	70.22
NIVEL 2	53.50		45.48

$$A(\text{Piso1}) > 85\% A(\text{Piso 2})$$

Conclusión: No es irregular por piso blando.

#### 5.2.1.2.1.1.2 IRREGULARIDAD DE MASA

Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas

A continuación se muestra el cálculo de la comprobación de irregularidad por las masas en nuestra estructura.

**Tabla 5.2-04 Resumen de metrado, considerando masas para cada nivel**

RESUMEN DE METRADO			
NIVELES	CM (Ton)	MASA (Ton.s <sup>2</sup> /m)	150% DE MASA 1
1° NIVEL (MASA 1)	871.36 Ton	88.82	135.66
2° NIVEL (MASA 2)	887.19 Ton	90.44	

Conclusión: MASA 1 < 150% MASA 2

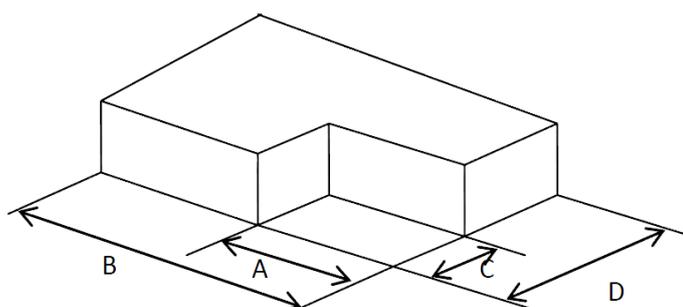
Por lo tanto no es irregular por masas.

## 5.2.1.2.1.2 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

### 5.2.1.2.1.2.1 ESQUINAS ENTRANTES

La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

$$A > 0.20B \quad \text{y} \quad C > 0.20D$$

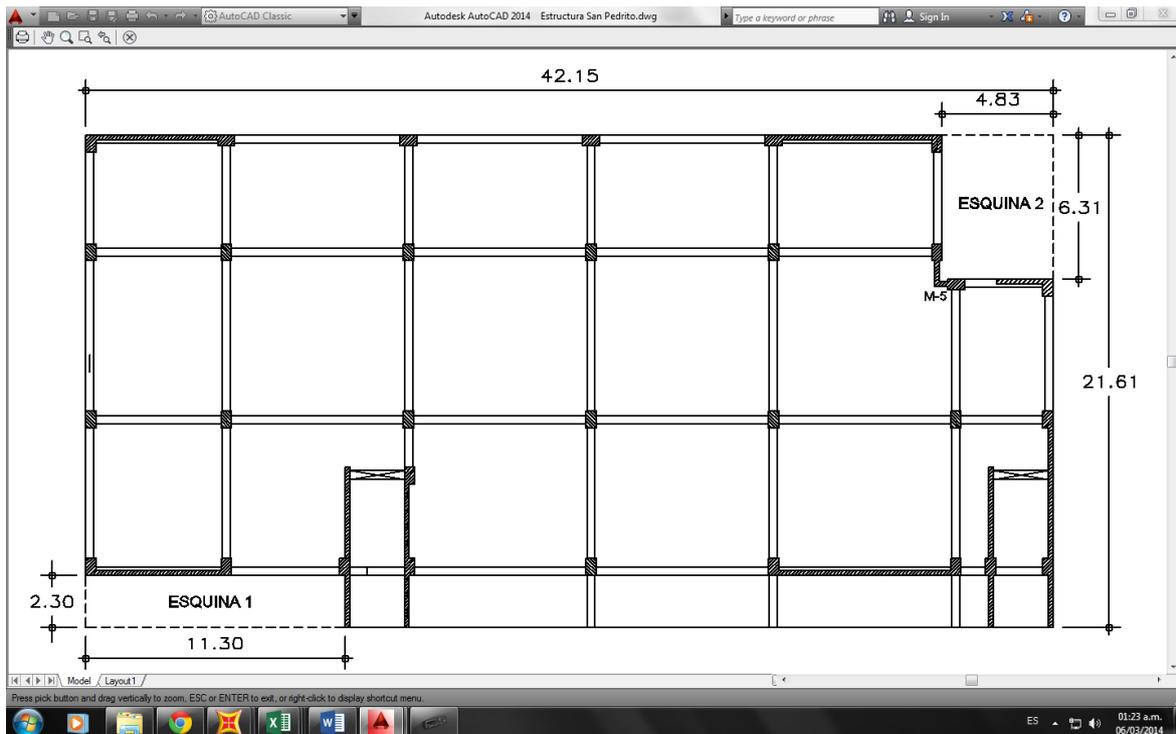


**Figura 5.2-01 Esquinas entrantes**

Las configuraciones con esquinas entrantes plantean dos problemas. El primero es que tienden a producir variaciones de rigidez y, por tanto, movimientos diferenciales entre diversas partes del edificio, provocando una concentración local de esfuerzos en la esquina entrante.

El segundo problema es la torsión. Esta se produce porque el centro de masa y de rigidez de esta forma no puede coincidir geoméricamente para todas las posibles direcciones de un sismo.

A continuación se calculará la irregularidad de esquinas entrantes para nuestra estructura.



**Figura 5.2-02 Dimensiones de esquinas entrantes en la estructura**

La condición que debe cumplirse para que sea irregular por esquinas entrantes es:

$$0.2 * \text{Longitud total} < \text{Longitud de esquina entrante}$$

Aplicando la condición:

Eje x (Esquina 1)

$$0.2 * 42.15 < 11.30$$

$$8.43 < 11.40$$

Eje y (Esquina 1)

$$0.2 * 21.61 > 2.30$$

$$4.32 > 2.30$$

Eje x (Esquina 2)

$$0.2 * 42.15 > 4.83$$

$$8.43 > 4.83$$

Eje y (Esquina 2)

$$0.2 * 21.61 < 6.31$$

$$4.32 < 6.31$$

Para que se cumpla la condición de irregularidad, las dimensiones en “X” e “Y” de las esquinas entrantes deben ser mayores a las dimensiones en “X” e “Y” del 20% de la longitud total de la estructura.

En nuestro caso tenemos la siguiente conclusión.

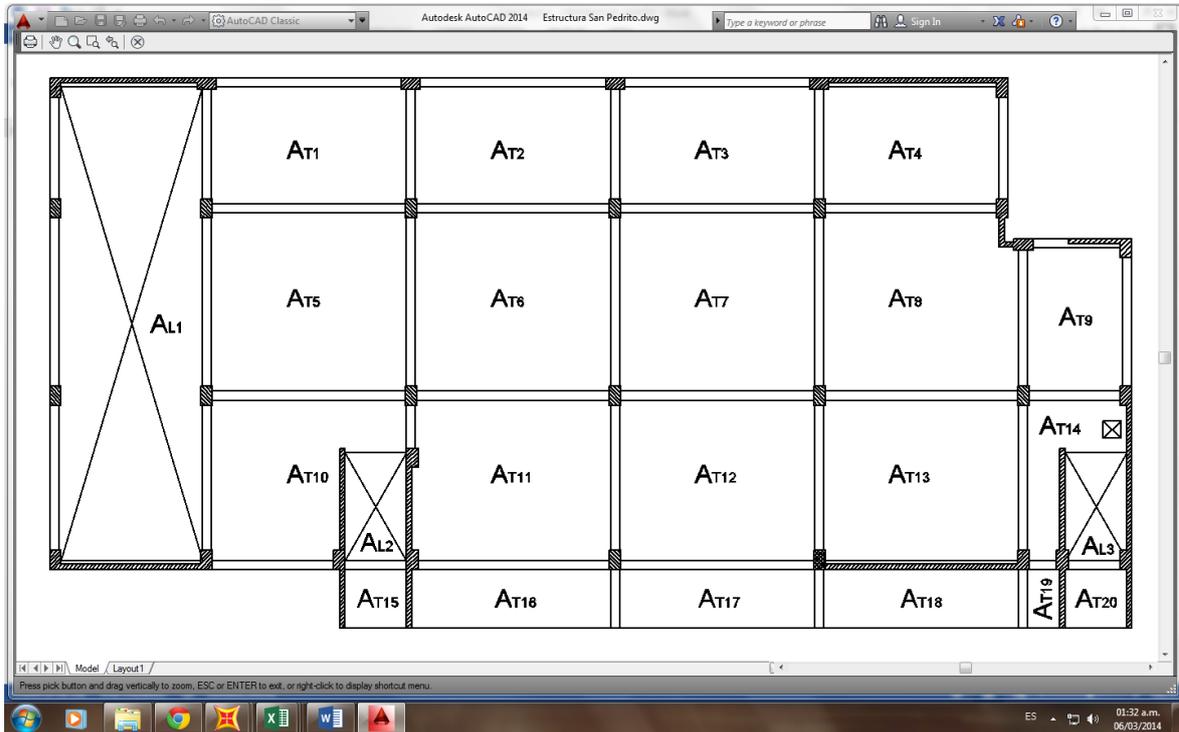
**Tabla 5.2-05 Conclusión del cálculo para comprobación de irregularidad por esquinas entrantes**

<b>ESQUINA ENTRANTE 1</b>		
X (m)	CUMPLE CONDICION DE IRREGULARIDAD	20% LT <sub>x</sub> < LEx
Y (m)	NO CUMPLE CONDICION DE IRREGULARIDAD	20% LT <sub>y</sub> > LE <sub>y</sub>
<b>ESQUINA ENTRANTE 2</b>		
X (m)	NO CUMPLE CONDICION DE IRREGULARIDAD	20% LT <sub>x</sub> > LEx
Y (m)	CUMPLE CONDICION DE IRREGULARIDAD	20% LT <sub>y</sub> < LE <sub>y</sub>

Conclusión: Si es irregular por esquinas entrantes.

### 5.2.1.2.1.2.2 DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

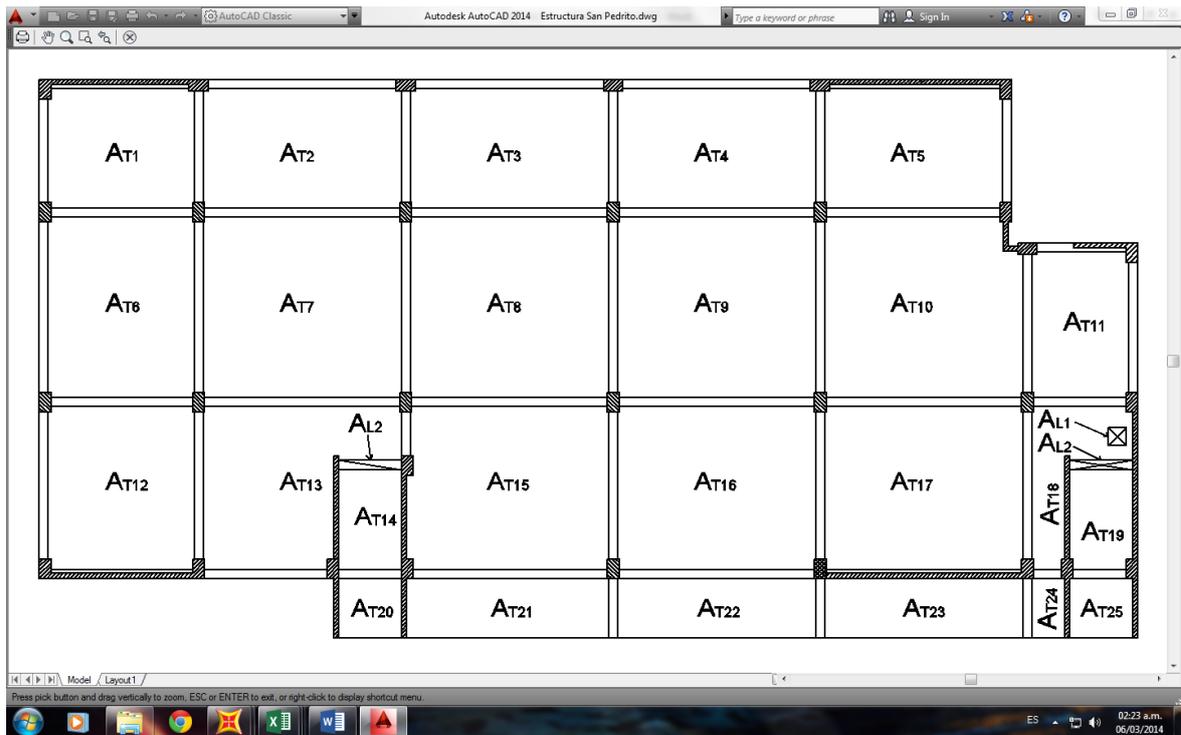
Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.



**Figura 5.2-03 Plano en planta que muestra áreas techadas y áreas sin techar en techo del primer nivel**

$$\sum \text{Áreas libres o sin techar} = A_{L1} + A_{L2} + A_{L3}$$

$$\sum \text{Áreas techadas} = A_{T1} + A_{T2} + A_{T3} + \dots + A_{T20}$$



**Figura 5.2-04 Plano en planta que muestra áreas techadas y áreas sin techar en techo del segundo nivel**

$$\sum \text{Áreas libres o sin techar} = A_{L1} + A_{L2} + A_{L3}$$

$$\sum \text{Áreas techadas} = A_{T1} + A_{T2} + A_{T3} + \dots + A_{T25}$$

Condición para irregularidad:

$$\sum \text{Áreas libres o sin techar} > 0.5 * \sum \text{Áreas techadas}$$

Tabla 5.2-06 Resumen de áreas techadas y sin techar

	PISO 1	PISO 2	AZOTEA
<b>AREA TOTAL</b>	859.12	859.12	859.12
<b>AREA NO TECHADA</b>	104.19	0.49	859.12
	10.20	0.96	
	10.20	0.96	
<b>TOTAL</b>	734.53	856.71	0.00

	PISO 1	PISO 2	AZOTEA
<b>AREA TOTAL DE LA EDIFICACION</b>	859.12 m <sup>2</sup>	859.12 m <sup>2</sup>	859.12 m <sup>2</sup>
<b>AREA LIBRE</b>	124.59 m <sup>2</sup>	2.41 m <sup>2</sup>	859.12 m <sup>2</sup>
<b>AREA TECHADA</b>	734.53 m <sup>2</sup>	856.71 m <sup>2</sup>	0.00 m <sup>2</sup>

Aplicando la condición de irregularidad:

#### A. TECHO DE PRIMER NIVEL

$$\sum \text{Areas libres o sin techar} > 0.5 * \sum \text{Areas techadas}$$

$$124.59 \text{ m}^2 < 0.5 * 734.53 \text{ m}^2$$

$$124.59 \text{ m}^2 < 367.27 \text{ m}^2$$

De donde se concluye que:

$$\sum \text{Areas libres o sin techar} < 0.5 * \sum \text{Areas techadas}$$

Por lo tanto, no tiene discontinuidad en su diafragma.

#### B. TECHO DE SEGUNDO NIVEL

$$\sum \text{Areas libres o sin techar} > 0.5 * \sum \text{Areas techadas}$$

$$2.41 \text{ m}^2 < 0.5 * 856.71 \text{ m}^2$$

$$2.41 \text{ m}^2 < 428.36 \text{ m}^2$$

De donde se concluye que:

$$\sum \text{Areas libres o sin techar} < 0.5 * \sum \text{Areas techadas}$$

Por lo tanto, no tiene discontinuidad en su diafragma.

Conclusión final de irregularidad:

Por lo tanto se deduce que es una: “**ESTRUCTURA IRREGULAR**”

#### **5.2.1.2.2 LA ZONIFICACIÓN**

De acuerdo al mapa de zonificación, la Ciudad de Chimbote se encuentra ubicado en la Zona 3, la cual corresponde un valor de **Z = 0.4**

#### **5.2.1.2.3 LA MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA Y ESTUDIOS DE SITIO**

Se establece los Parámetros del suelo en donde se cimenta la edificación, siendo definido el suelo (según el estudio de Mecánica de Suelos) como arenas limosas y arenas con limos, no plásticas, en estado compacto con nivel freático que se presenta a la profundidad de 1.40 m – 1.90 m y el subsuelo presenta licuación hasta la profundidad de 6.00 m, que por consiguiente se define y según la norma, como suelo tipo S<sub>3</sub> (Suelos flexibles o con estratos de gran espesor) y que conlleva a usar: **T<sub>p</sub> = 0.9 s y S = 1.4**

#### **5.2.1.2.4 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA**

De acuerdo a las características del sitio, se define el factor de amplificación sísmica como la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo, con un valor de **C = 2.5**

#### **5.2.1.2.5 CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN**

Como la edificación en estudio es importante y es un lugar donde se reúnen gran cantidad de personas, se le cataloga con categoría “B” (Edificaciones Importantes) y que por ende le corresponde un factor de uso **U = 1.3**.

### 5.2.1.2.6 SISTEMA ESTRUCTURAL

Según la edificación que se ha tomado por estudio, estructuralmente es a base de Pórticos más muros de Albañilería, siendo definido como Sistema Dual, y por ende se usara un coeficiente de Reducción Sísmica “R”, sin embargo según la RNE nos indica que para estructuras irregulares, los valores de R deben ser tomados como  $\frac{3}{4}$  de los anotados en la Tabla. Entonces el coeficiente de reducción sísmica sería:  
 $\frac{3}{4} R = \frac{3}{4} * 7 = 5.25$ .

En resumen, tenemos:

**Tabla 5.2-07 Condiciones o parámetros para el diseño sismorresistente según la norma E – 030.**

CONFIGURACION ESTRUCTURAL	ESTRUCTURA IRREGULAR		
FACTOR DE ZONA	ZONA = 3	Z = 0.4	
PARÁMETROS DEL SUELO	S <sub>3</sub> = Suelos Flexibles o con estratos de gran espesor	T <sub>P</sub> = 0.9 s	S = 1.4
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN	C = 2.5		
CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	B = Edificaciones Importantes	U = 1.3	
SISTEMA ESTRUCTURAL	Sistema Dual	R = 5.25	

Con todos estos datos, procedemos a hallar el cortante basal de la estructura para su posterior distribución en los entrepisos de la edificación en estudio.

### 5.2.1.3 METRADO DE CARGAS DE LA ESTRUCTURA

La edificación del proyecto “NUEVA AGENCIA BANCARIA BCP – SAN PEDRITO – CHIMBOTE”, consta de 2 pisos, con un área techada de 856.71 m<sup>2</sup>.

Y según la norma E-030 Diseño Sismorresistente, y como se estableció en el ítem anterior se usa la siguiente definición:

$$W_t = 100\% CM + 25\% CV \text{ (Azotea)}$$

$$W_t = 100\% CM + 50\% CV \text{ (Entrepiso)}$$

#### PRIMER NIVEL

$$W_t = 792.69 + 50\% * 157.34 = 871.36 \text{ Ton}$$

#### SEGUNDO NIVEL

$$W_t = 835.67 + 50\% * 103.04 = 887.19 \text{ Ton}$$

#### AZOTEA

$$W_t = 40.41 + 25\% * 103.04 = 66.17 \text{ Ton}$$

**Tabla 5.2-08 Resumen del metrado de cargas para cada nivel con los factores para el peso de la edificación tomados de la Norma E – 30**

RESUMEN DE METRADO			
NIVELES	CM	CV	PESO 100% CM+25/50% C
NIVEL 1	792.69 Ton	157.34 Ton	871.36 Ton
NIVEL 2	835.67 Ton	103.04 Ton	887.19 Ton
AZOTEA	40.41 Ton	103.04 Ton	66.17 Ton
<b>Σ TOTAL</b>			<b>1824.71 Ton</b>

#### 5.2.1.4 MASAS INERCIALES

Respecto a las masas inerciales, se calculan las masas traslacionales y rotacionales que se colocaran en el centro de masas con excentricidad accidental.

##### 5.2.1.4.1 MASAS TRASLACIONALES

Se aplicó la siguiente fórmula para las masas traslacionales de cada nivel.

#### PRIMER NIVEL

$$M_t = \frac{\text{Peso}}{\text{Gravedad}} = \frac{871.36}{9.81} = 88.82 \text{ Ton.} \cdot s^2/m$$

**SEGUNDO NIVEL**

$$M_t = \frac{\text{Peso}}{\text{Gravedad}} = \frac{887.19}{9.81} = 90.44 \text{ Ton. s}^2/\text{m}$$

**5.2.1.4.2 MASAS ROTACIONALES**

Se aplicó la siguiente fórmula para las masas traslacionales de cada nivel.

**PRIMER NIVEL**

$$M_r = \frac{M_t * (x^2 + y^2)}{12} = \frac{88.82 * (42.25^2 + 21.61^2)}{12} = 16667.77 \text{ Ton. m. s}^2$$

**SEGUNDO NIVEL**

$$M_r = \frac{M_t * (x^2 + y^2)}{12} = \frac{90.44 * (42.25^2 + 21.61^2)}{12} = 16970.47 \text{ Ton. m. s}^2$$

**RESUMEN**

**Tabla 5.2-09 Resumen de las masas inerciales**

PISO	Mt (Ton.s <sup>2</sup> /m)	Mr (Ton.s <sup>2</sup> .m)
NIVEL 1	88.82	16667.77
NIVEL 2	90.44	16970.47

**5.2.1.5 CENTRO DE MASAS Y EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL****5.2.1.5.1 CENTRO DE MASAS**

Este punto nos indica donde se genera la masa y por lo tanto donde estaría ubicada la fuerza sísmica inducida por el sismo.

En vista de que las edificaciones diseñadas en este curso cuentan con un sistema de piso rígido en su plano (diafragma rígido), la masa se puede considerar concentrada en un solo punto, este corresponde al centro de masa. Recordemos la definición de sistemas equivalentes de fuerza, donde todo el peso se puede

concentrar en un solo punto y este produce el mismo efecto que los pesos repartidos en el cuerpo.

Si la losa tiene cargas uniformes por m<sup>2</sup> el centro de masa coincide con el centroide del área, sino (casos especiales donde se cambia el espesor de losa en algunos puntos o por ejemplo existencia de piscinas u otros elementos que hagan más pesada la losa en ciertos puntos) **el centro de masa se debe determinar considerando, no las áreas, sino los pesos de los elementos.**

Las ecuaciones para determinar las coordenadas del centroide de un área son:

$$X = \frac{\sum x_i * A_i}{\sum A_i}; \quad Y = \frac{\sum y_i * A_i}{\sum A_i}$$

Donde  $x_i$ ,  $y_i$  corresponden a las coordenadas de la figura de área  $A_i$  considerada.

Para determinarlo dividimos la losa en figuras geométricas a las que les conozcamos su posición de centroides y aplicamos la ecuación. Note que este caso no estamos considerando pesos sino áreas.

Para el caso de irregularidades en la distribución de los pesos, el centro de masas se determina por:

$$X_{cm} = \frac{\sum x_i * W_i}{\sum W_i} \quad Y_{cm} = \frac{\sum y_i * W_i}{\sum W_i}$$

Para nuestra estructura se empleó el segundo método, en donde se consideró los pesos de cada elemento sobre las losas, dando así un resultado mucho más confiable.

#### 5.2.1.5.2 EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL

Se supondrá que la fuerza en cada nivel actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de excentricidades accidentales. Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel se considerará como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas.

### 5.2.1.5.3 CALCULO DE CENTROS DE MASA Y EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES

#### A. PISO SUPERIOR O AZOTEA

#### CENTRO DE MASAS DE PRIMER NIVEL

A continuación presentamos el cálculo para hallar el centro de masas del primer nivel, tomando los pesos del metrado de cargas de cada elemento estructural con sus respectivos brazos de palanca en “x” e “y”.

**Tabla 5.2-10 Resumen de la tabla para el cálculo del centro de masas de primer nivel**

CALCULO DEL CENTRO DE MASA DE PRIMER NIVEL						
EJE	Elemento	PESO	BRAZOS DE		PESO X BRAZO	
		Wi(Ton)	Xi (m)	Yi (m)	Wi*Xi (Ton*m)	Wi*Yi (Ton*m)
↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓
Σ		792694.1			18408376	8604234

$$X_{cm} = \frac{\sum x_i * W_i}{\sum W_i} = \frac{18408375.85}{792694.10} = 23.223$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum y_i * W_i}{\sum W_i} = \frac{8604234.16}{792694.10} = 10.854$$

#### CALCULO DE EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES

$$e_x = 0.05 * 23.223 * 2 = 2.332$$

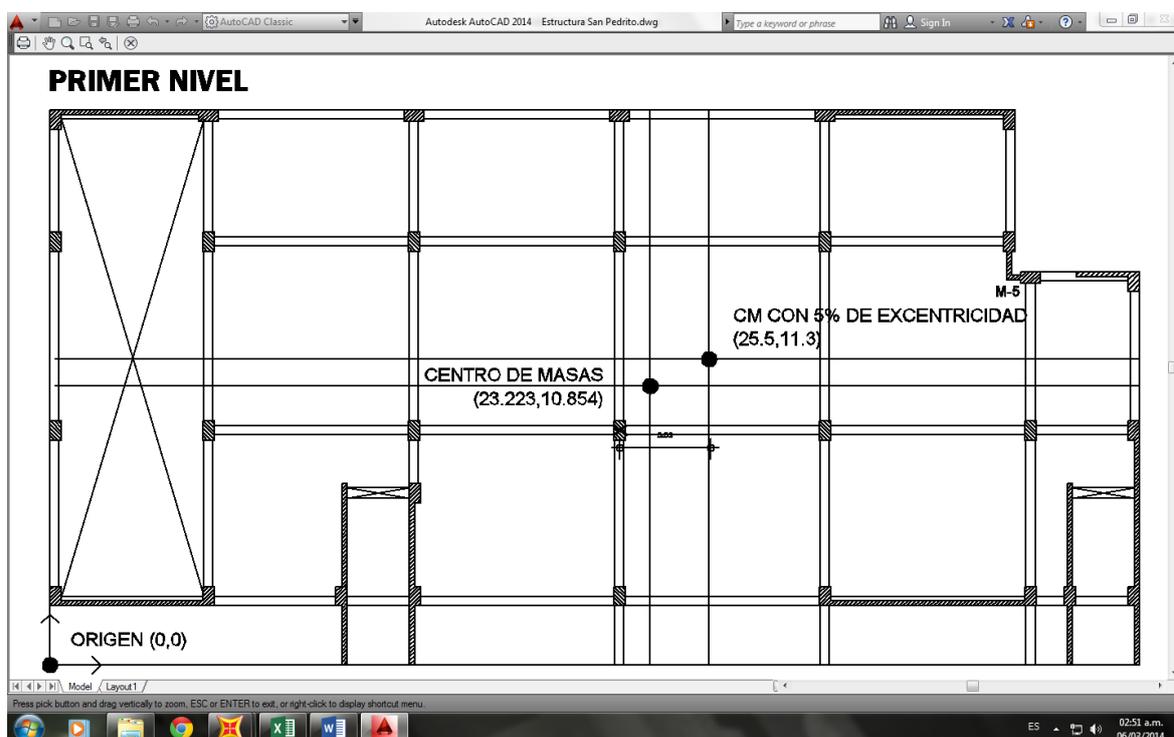
$$e_y = 0.05 * 10.854 * 2 = 1.085$$

#### CENTRO DE MASAS CON EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL

$$X_m = e_x + X_{cm} = 2.332 + 23.223 = 25.5$$

$$Y_m = e_y + Y_{cm} = 1.085 + 10.854 = 11.9$$

Nota: El cálculo de la tabla "CALCULO DEL CENTRO DE MASA 1° NIVEL" se encuentra adjunta en la sección de ANEXOS.



**Figura 5.2-05 Ubicación en planta del centro de masas y el mismo con el 5% de excentricidad accidental para el primer nivel.**

## B. CENTRO DE MASAS DE SEGUNDO NIVEL

A continuación presentamos el cálculo para hallar el centro de masas de la azotea, tomando los pesos del metrado de cargas de cada elemento estructural con sus respectivos brazos de palanca en "x" e "y".

**Tabla 5.2-11 Resumen de la tabla para el cálculo del centro de masas de segundo nivel**

CALCULO DEL CENTRO DE MASA DE SEGUNDO NIVEL						
EJE	Elemento	PESO	BRAZOS		PESO X BRAZO	
		Wi(Ton)	Xi (m)	Yi (m)	Wi*Xi (Ton*m)	Wi*Yi (Ton*m)
↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓
Σ		801719			18438315	8696198

$$X_{cm} = \frac{\sum x_i * W_i}{\sum W_i} = \frac{18438314.85}{801719.15} = 22.998$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum y_i * W_i}{\sum W_i} = \frac{8696197.87}{801719.15} = 10.847$$

#### CALCULO DE EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES

$$e_x = 0.05 * 22.998 * 2 = 2.30$$

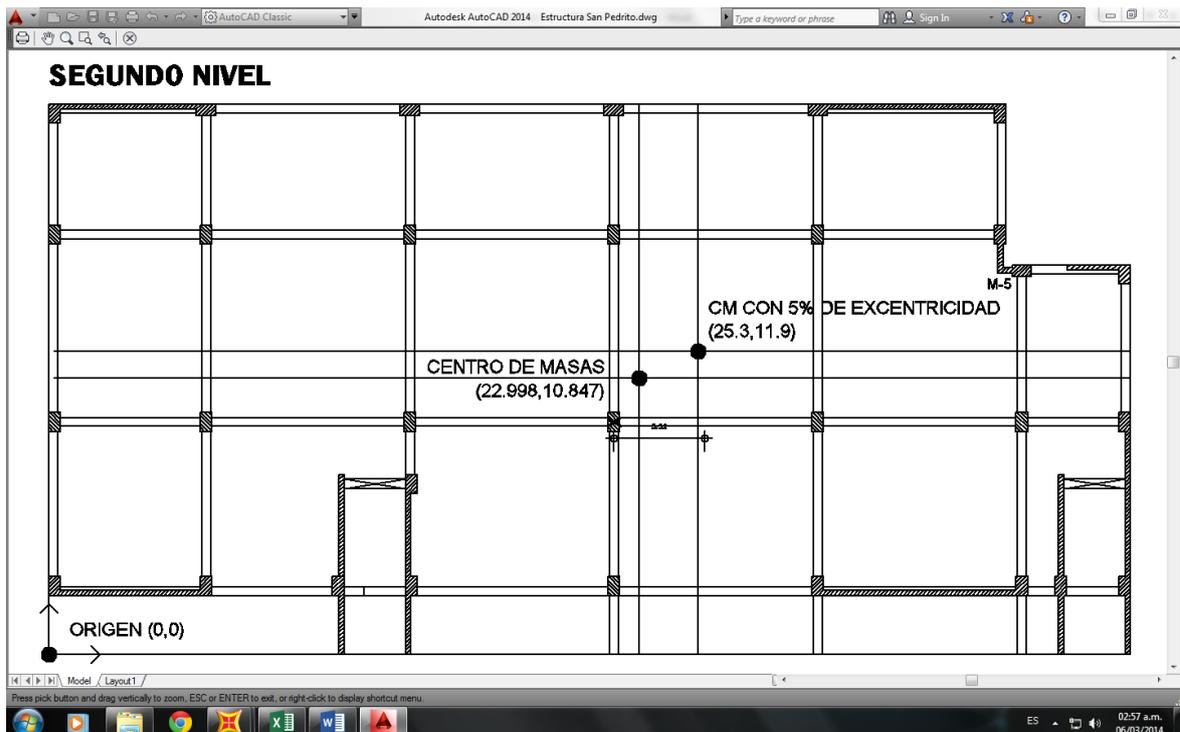
$$e_y = 0.05 * 10.847 * 2 = 1.085$$

#### CENTRO DE MASAS CON EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL

$$X_m = e_x + X_{cm} = 2.30 + 22.998 = 25.3$$

$$Y_m = e_y + Y_{cm} = 1.085 + 10.847 = 11.9$$

Nota: El cálculo de la tabla "CALCULO DEL CENTRO DE MASA 2° NIVEL" se encuentra adjunta en la sección de ANEXOS.



**Figura 5.2-06 Ubicación en planta del centro de masas y el mismo con el 5% de excentricidad accidental según la norma E – 030 para segundo nivel**

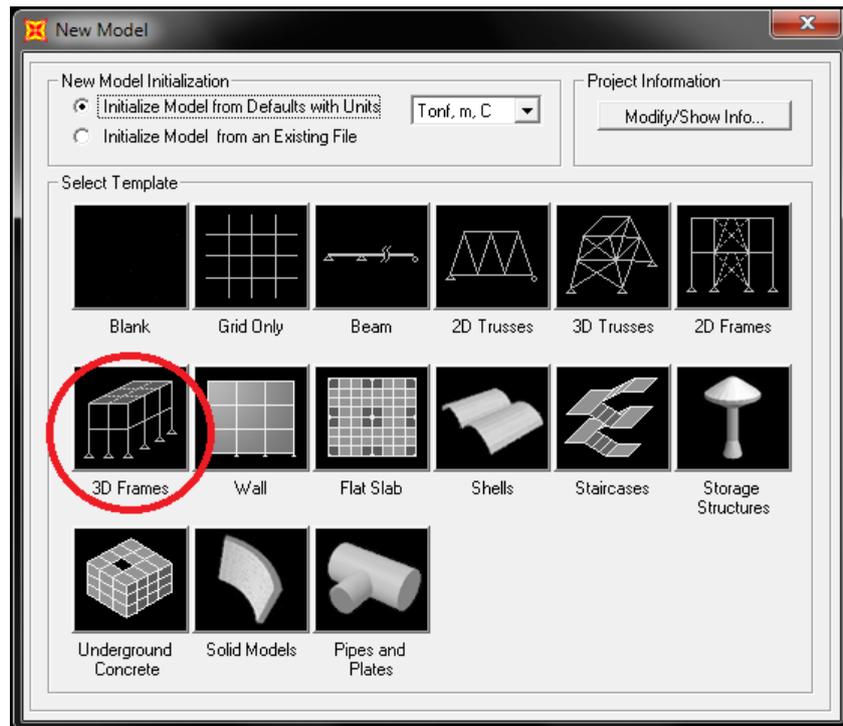
## 5.2.2 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL EN EL SAP2000

### 5.2.2.1 DESARROLLO DE LA GEOMETRÍA EN PLANTA Y ALTURA

Para iniciar la modelación de la edificación, primero se procede a obtener una planilla de dibujo en el AutoCAD, con la finalidad que nos permita un rápido dibujo en planta de la edificación en el SAP2000.

#### 5.2.2.1.1 CREACION DE COORDENADAS

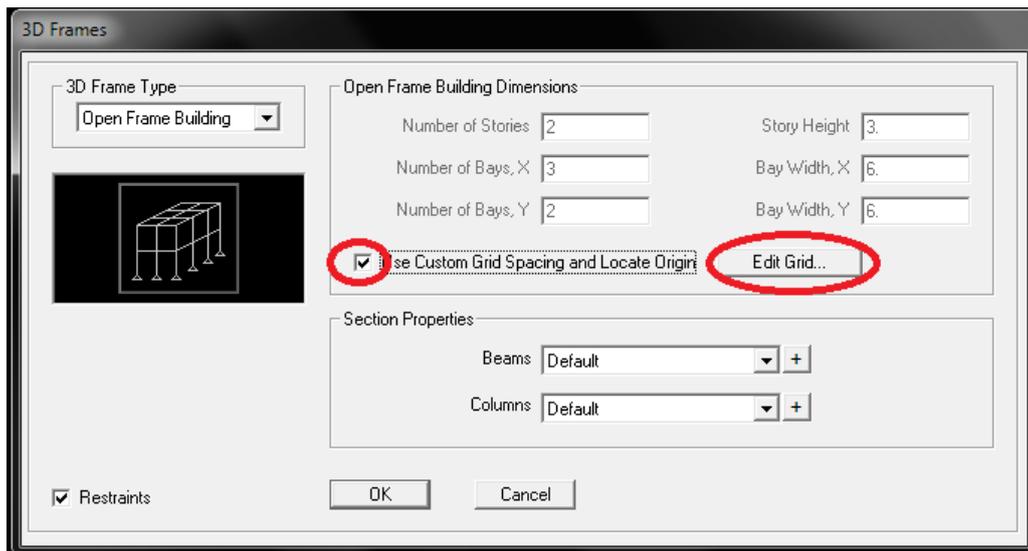
Al hacer clic en “Nuevo Modelo” nos aparece una ventana como la de la figura, entonces elegimos la opción “3D Frames”.



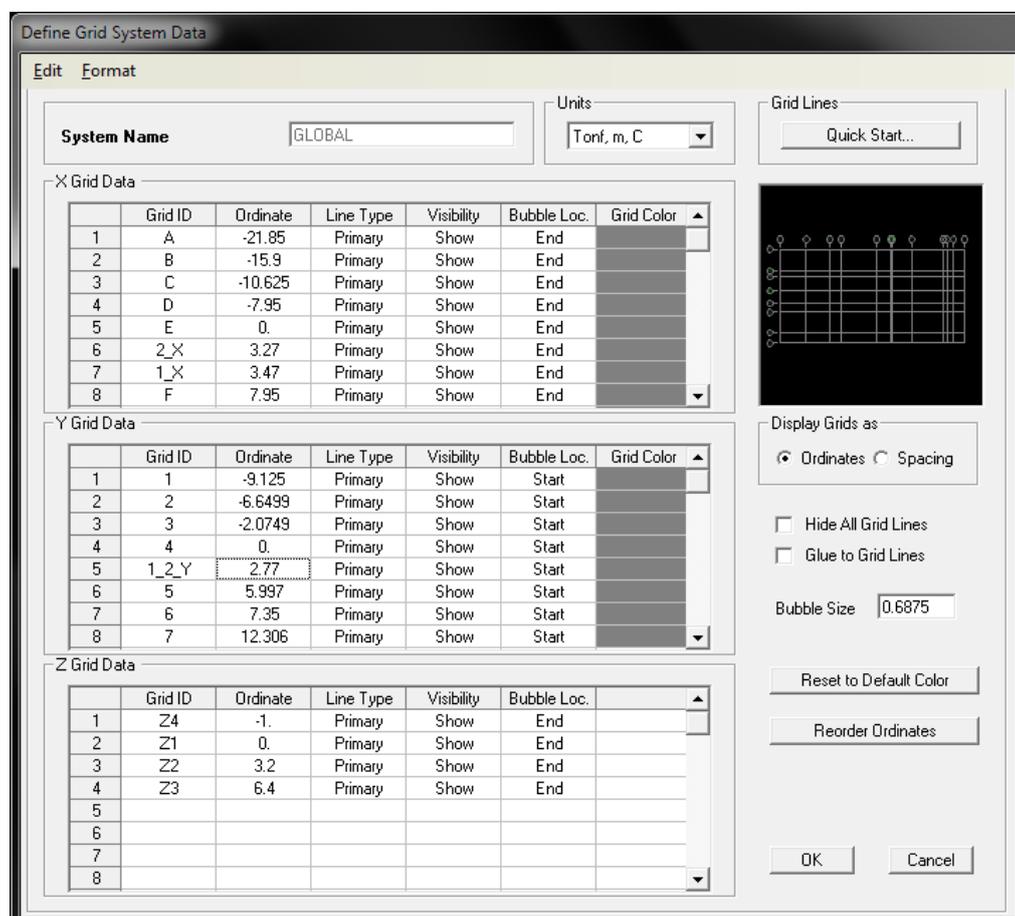
**Figura 5.2-07 Selección de un nuevo modelo que el programa SAP2000 nos presenta**

Luego abrimos la ventana del SAP2000 y como primer paso se debe asignar unidades. Para ello trabajaremos con Tn,m,C. Posteriormente designamos las coordenadas para dibujar la edificación.

Ingresamos a Define - Coordinate/Grid System, y sale el siguiente cuadro:



**Figura 5.2-08 Definición de dimensiones de la estructura. En este caso elegimos “Edit Grid” para la creación de la grilla**



**Figura 5.2-09 Creamos los ejes para la grilla según planos**

### 5.2.2.2 DEFINICION DE MATERIALES

Antes de proceder a dibujar y definir las características de las vigas, columnas y muros, se procede a Definir los tipos de materiales de cada uno de ellos, las cuales se indican a continuación.

#### 5.2.2.2.1 PROPIEDADES DEL CONCRETO

El valor del módulo de elasticidad para concretos de densidad normal se puede tomar de acuerdo al ACI 318-08/8.5.1, como sigue:

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

El concreto a usar en la superestructura: columnas, muros estructurales, vigas, losas de entrepisos, tiene las siguientes propiedades:

*Peso Específico: 2400 Kg/m<sup>3</sup>.*

*Resistencia a la Compresión del Concreto: 280 Kg/cm<sup>2</sup>.*

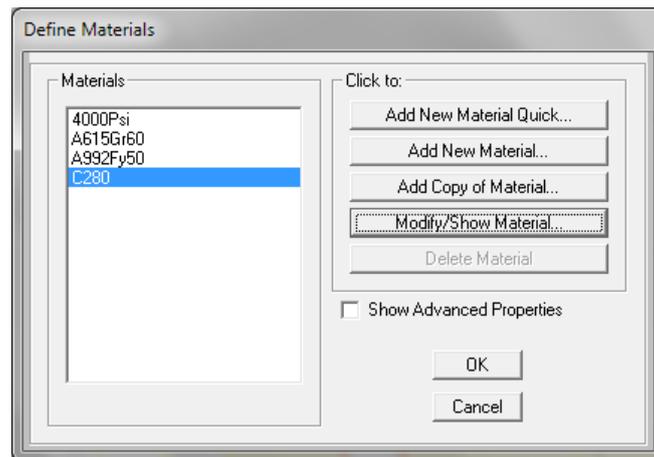
*Esfuerzo de Fluencia del Acero: 4200 Kg/cm<sup>2</sup>.*

*Módulo de Elasticidad: 250998.01 Kg/cm<sup>2</sup>.*

*Módulo de Corte: 0.417 x EC = 104582.5 Kg/cm<sup>2</sup>.*

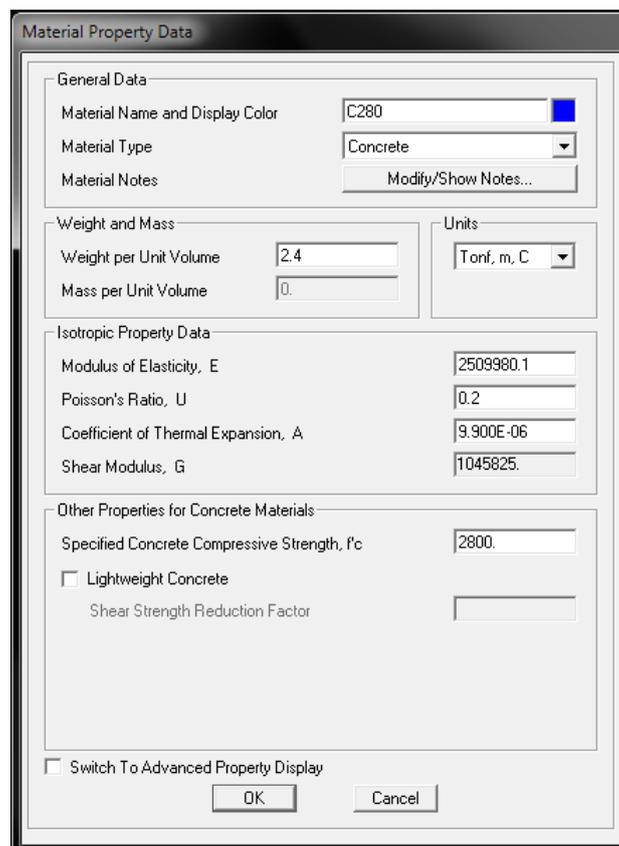
*Módulo de Poisson : 0.20.*

Con las propiedades del material indicadas en la sección anterior, se procede a crear el material en el Sap2000. Por medio del menú: “Define/Materials”, se tiene acceso al formulario “Define Materials”, se pueden observar materiales que por defecto genera el programa, hacemos click en el botón “Add New Material” para generar un nuevo material con las propiedades tal como se observa en la Figura 5.05. Se hace click el botón “OK” para crear el material.



**Figura 5.2-10 Creación de un nuevo material (C280)**

Se muestra el siguiente cuadro con las características que deben ingresarse en el SAP2000:



**Figura 5.2-11 Característica del concreto  $F'c=280 \text{ kg/cm}^2$**

### 5.2.2.2.2 PROPIEDADES DE LOS COMPONENTES

#### i. RIGIDEZ

Las rigideces de los componentes deberán tomar en cuenta el comportamiento a flexión, corte axial y las deformaciones por deslizamiento del refuerzo. Según el ASCE/SEI 41-06 sección 6.3.1.2, se tomarán los siguientes valores para el cálculo lineal del edificio:

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams-nonprestressed	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	-
Beams-prestressed	$E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	-
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.1 A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_sA_s$
Beam-column joints	See Section 6.4.2.2.1		$E_cA_g$
Walls-cracked <sup>†</sup>	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Flat Slabs-nonprestressed	See Section 6.4.4.2	$0.4E_cA_g$	-
Flat Slabs-prestressed	See Section 6.4.4.2	$0.4E_cA_g$	-

Note: It shall be permitted to take  $I_g$  for T-beams as twice the value of  $I_g$  of the web alone. Otherwise,  $I_g$  shall be based on the effective width as defined in Section 6.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. If interpolation is not performed; the more conservative effective stiffnesses shall be used.

<sup>†</sup> See Section 6.7.2.2

**Figura 5.2-12 Valores de la rigidez efectiva de los componentes, tomada del ASCE/SEI 41-06 Supplement N° 1.**

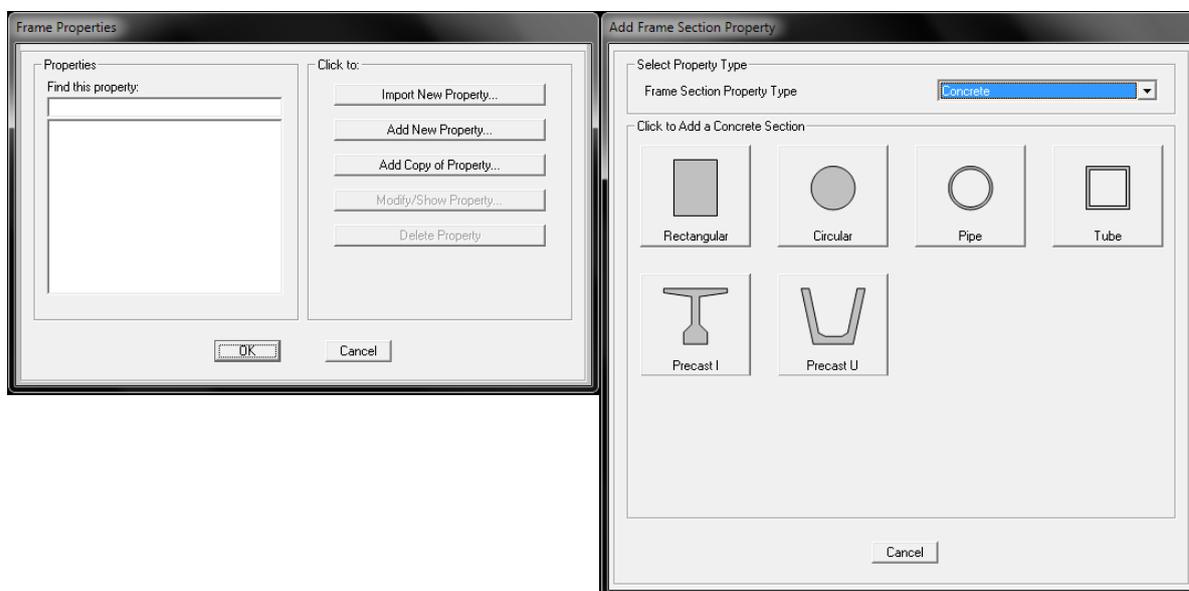
Se trabajarán con los valores presentados para las rigideces efectivas de la Figura 5.13. Sólo se realizarán los siguientes cambios: 1) La Rigidez a flexión de vigas no pretensadas, según el ATC-40, se tomará como  $0.5E_cI_g$ ; y 2) La rigidez al corte en muros agrietados será  $0.5E_cA_w$ .

### 5.2.2.3 DEFINICIÓN DE SECCIONES

Para la creación de los elementos unidimensionales “Frame” se ingresa mediante el menú: “Define/Section Properties/Frame Sections”

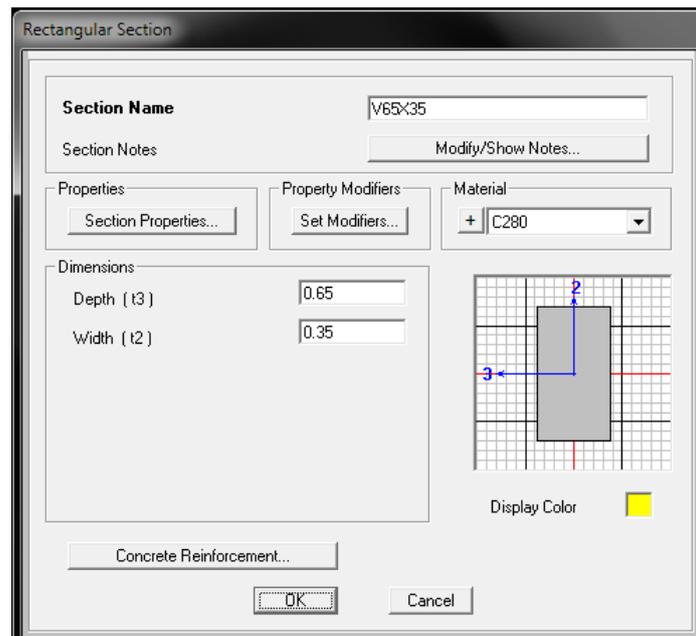
#### 5.2.2.3.1 VIGAS Y COLUMNAS

Desde el formulario “Frame Properties” creamos una nueva sección haciendo click en el botón “Add New Property”, en el siguiente formulario “Add Frame Section Property” elegimos “Concrete” en la sección “Frame Section Property Type”, y posteriormente se elige “Rectangular” en la sección “Click to Add a Concrete Section” (ver Figura 5.14), con lo que tendremos acceso al formulario “Rectangular Section”.

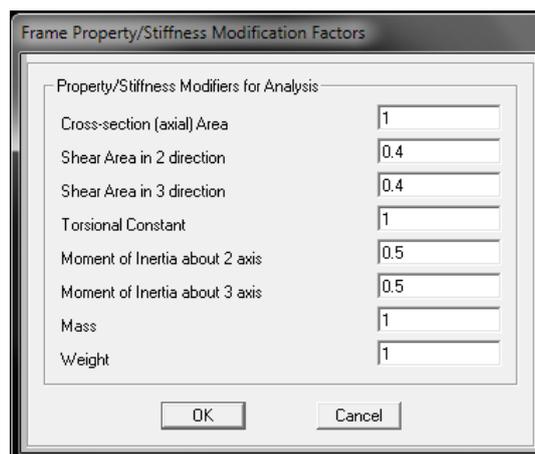


**Figura 5.2-13 Creación de una nueva sección para columnas y vigas**

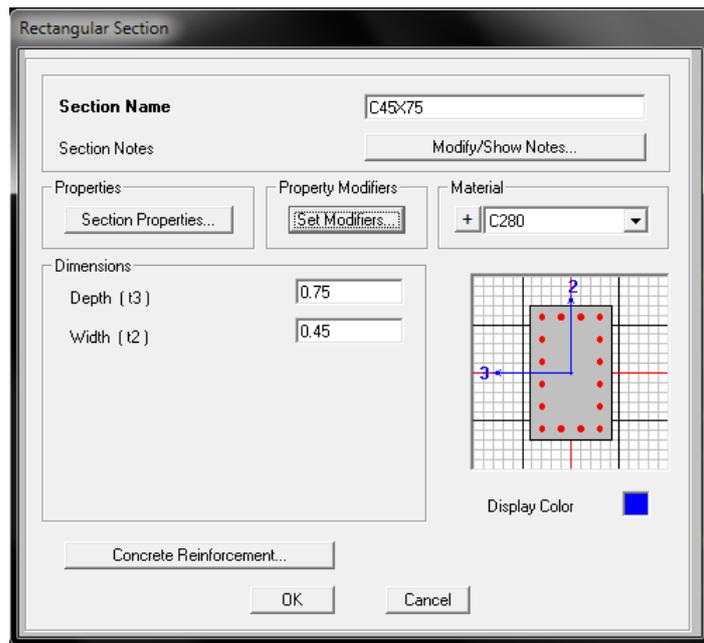
Luego creamos cada sección de columna y viga. En nuestro caso tenemos 2 tipos de columna y 1 solo tipo de viga como se muestra a continuación.



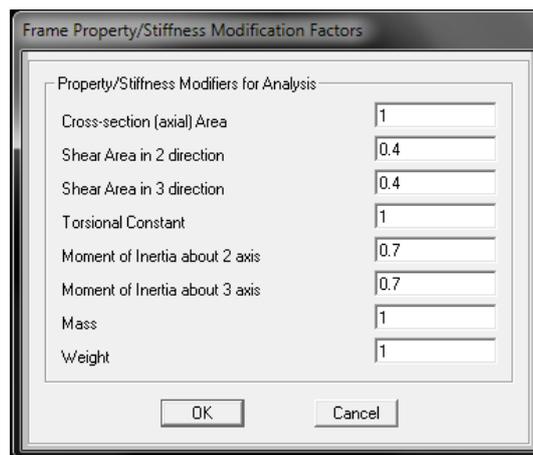
**Figura 5.2-14 Propiedades a considerar en la fase de diseño en la viga V65X35**



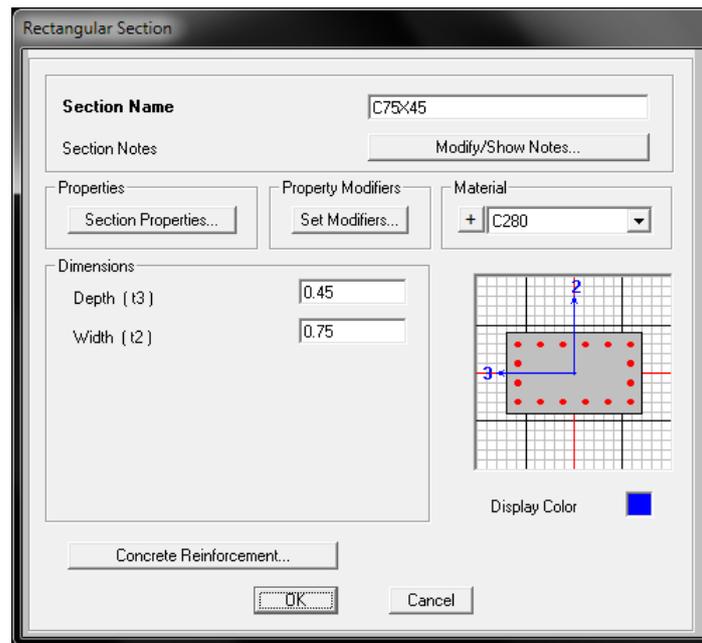
**Figura 5.2-15 Propiedades a modificar en todas las vigas para considerar rigideces efectivas**



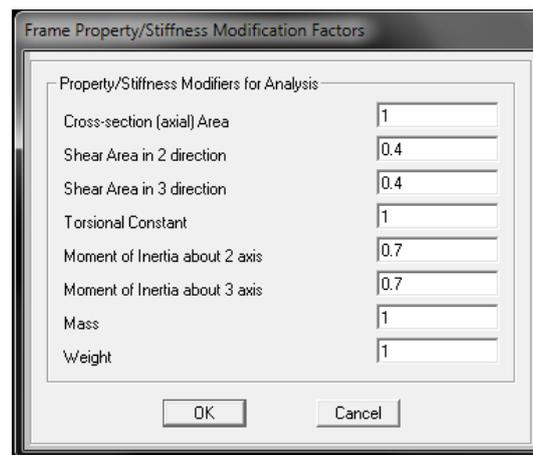
**Figura 5.2-16 Propiedades a considerar en la fase de diseño en la columna C45X75**



**Figura 5.2-17 Propiedades a modificar en todas las columnas para considerar rigideces efectivas**

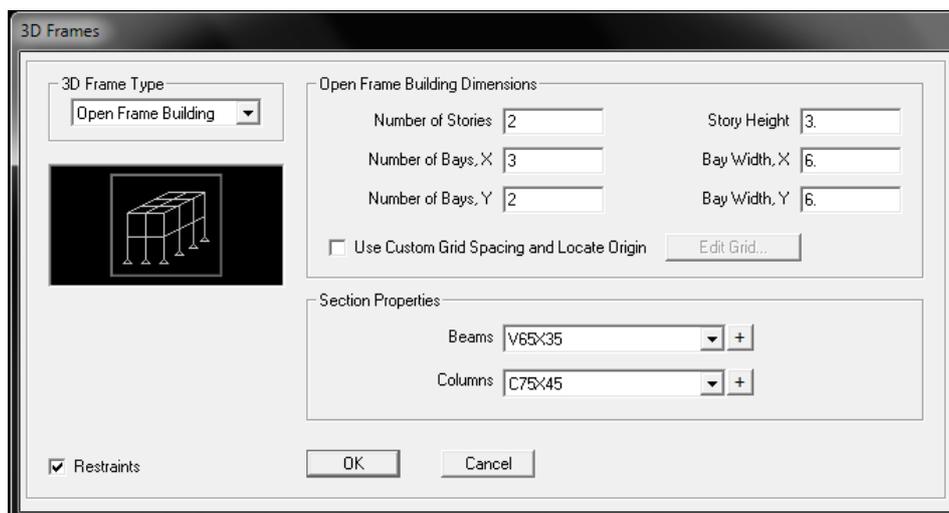


**Figura 5.2-18 Propiedades a considerar en la fase de diseño en la columna C75X45**



**Figura 5.2-19 Propiedades a modificar en todas las columnas para considerar rigideces efectivas**

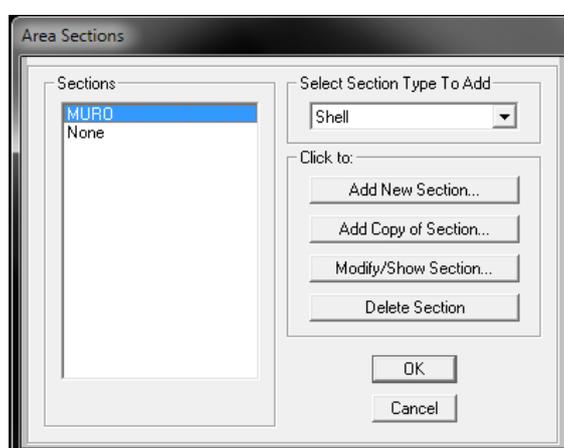
Finalmente, una vez creadas las secciones, la grilla o coordenadas y las secciones le damos clic a “OK” en la siguiente figura.



**Figura 5.2-20 Características principales de los edificios concluidos**

#### 5.2.2.3.2 MUROS DE CORTE

En el formulario “Area Sections” seleccionamos “Shell” en la sección “Select Section Type To Add”, luego hacemos click en el botón “Add New Section” para crear una sección con los parámetros adecuados a usar en los muros de corte.



**Figura 5.2-21 Definición de muros de corte con elementos shell**

Shell Section Data

Section Name: MURO

Section Notes: Modify/Show... Display Color: ■

Type:

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Material:

Material Name: C280

Material Angle: 0.

Thickness:

Membrane: 0.2

Bending: 0.2

Concrete Shell Section Design Parameters: Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers: Set Modifiers...

Temp Dependent Properties: Thermal Properties...

OK Cancel

**Figura 5.2-22 Propiedades a considerar en la fase de diseño en el muro**

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis:

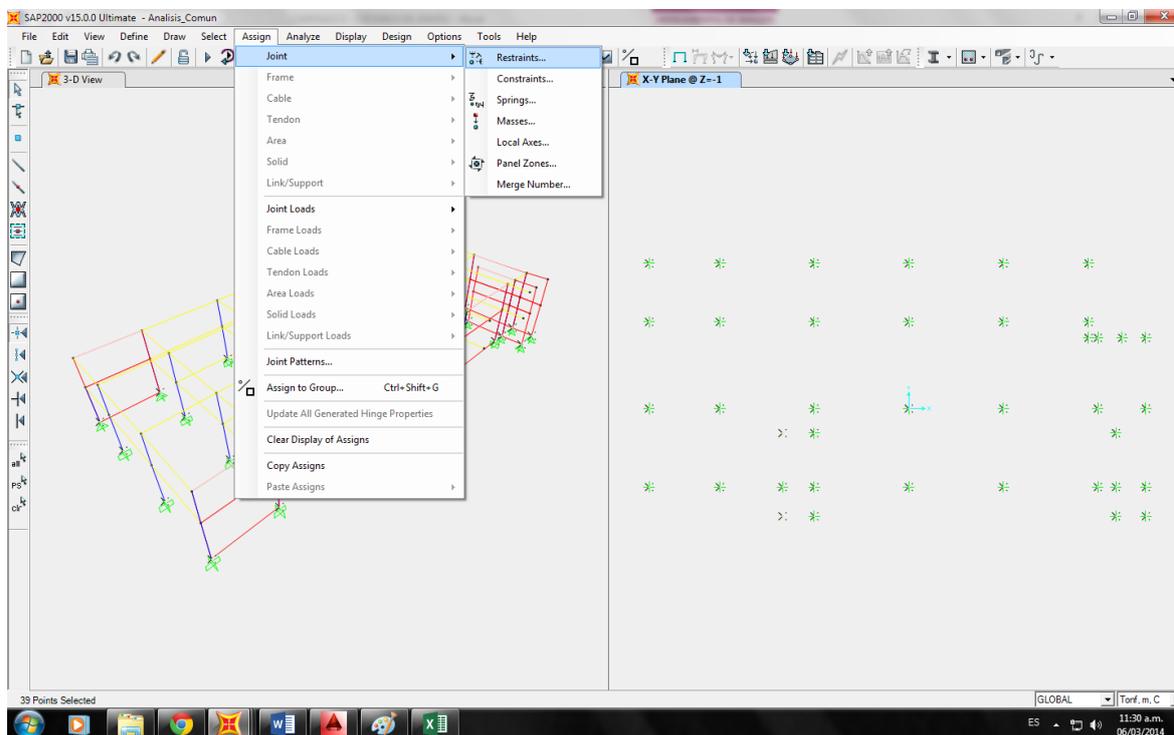
Membrane f11 Modifier	0.5
Membrane f22 Modifier	0.5
Membrane f12 Modifier	0.5
Bending m11 Modifier	0.5
Bending m22 Modifier	0.5
Bending m12 Modifier	0.5
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	1
Weight Modifier	1

OK Cancel

**Figura 5.2-23 Propiedades a modificar en todos los muros para considerar rigideces efectivas**

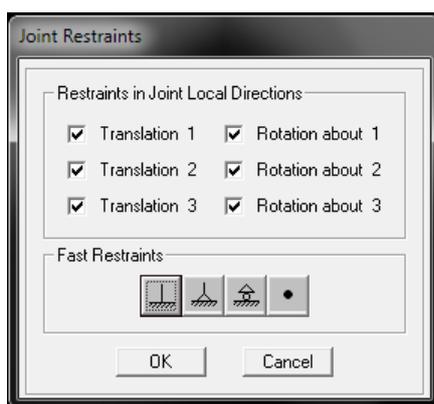
### 5.2.2.2 DEFINICIÓN DE LOS APOYOS EMPOTRADOS EN LA BASE

Se procede a insertar el tipo de apoyo que tendrá la estructura, y para ello lo designamos como sigue: Assign – Joint – Restraints.



**Figura 5.2-24 Secuencia de comandos para asignar restricciones en el modelo**

El siguiente paso es asignar restricciones al modelo, o los soportes en los nodos de la base, no se tienen soportes laterales. Se asignarán empotramientos perfectos en las columnas y apoyos fijos en los muros de corte. Nos ubicamos al nivel  $Z=-1$  y seleccionamos los nodos que corresponden a las columnas e ingresamos por el menú: “Assign/Joint/Restraints” y seleccionamos la primera opción que corresponde a empotramiento perfecto como se muestra en la figura 5.26.



**Figura 5.2-25 Asignación de restricciones en la base de las columnas**

Se repite el procedimiento para los muros de corte pero se elige el segundo botón del formulario “Joint Restraints”, para asignar apoyos fijos.



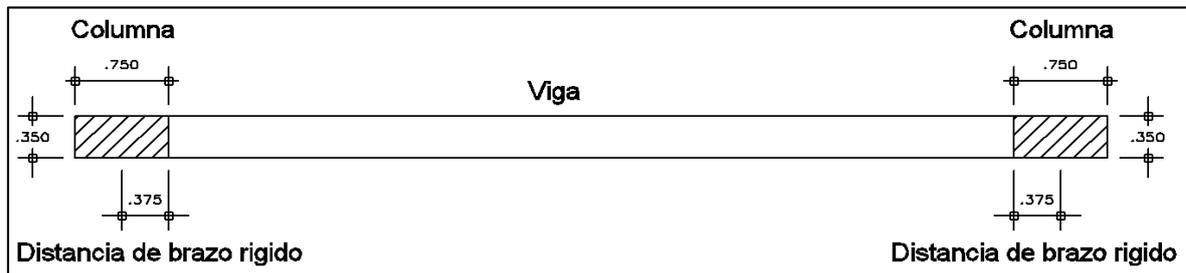
**Figura 5.2-26 Asignación de restricciones en la base de los muros de corte**

### 5.2.2.3 ASIGNACION DE BRAZOS RIGIDOS

Se incluyó en el análisis los denominados END OFFSET (brazos rígidos) en los extremos de las vigas para tomar en cuenta la gran rigidez existente entre el eje de las columnas y las caras de las columnas. Se consideraron longitudes arbitrarias según las dimensiones de cada viga y un factor de rigidez de 1. Análogamente se

aplicó a las columnas del primer piso en la unión con el cabezal, asignándole una longitud de 0,4 m (mitad del espesor del cabezal o zapata)

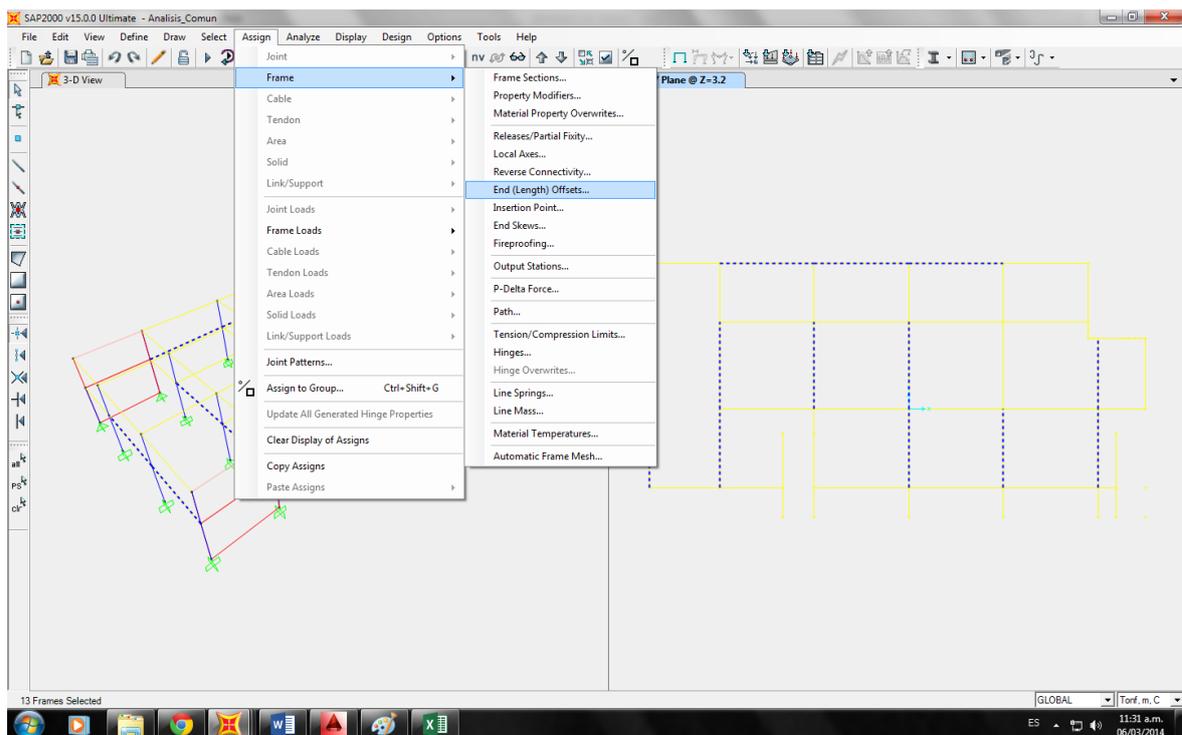
El criterio para cada brazo rígido es el siguiente:



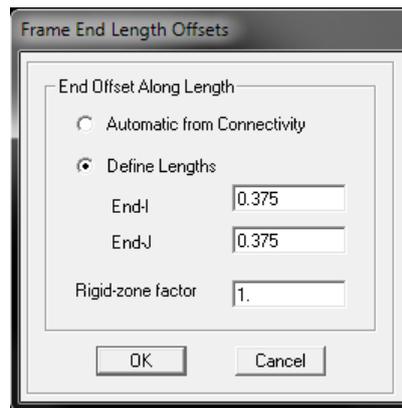
**Figura 5.2-27 Criterio de asignación de brazos rígidos.**

Se toma la mitad de las distancias de las columnas que sostienen a la viga.

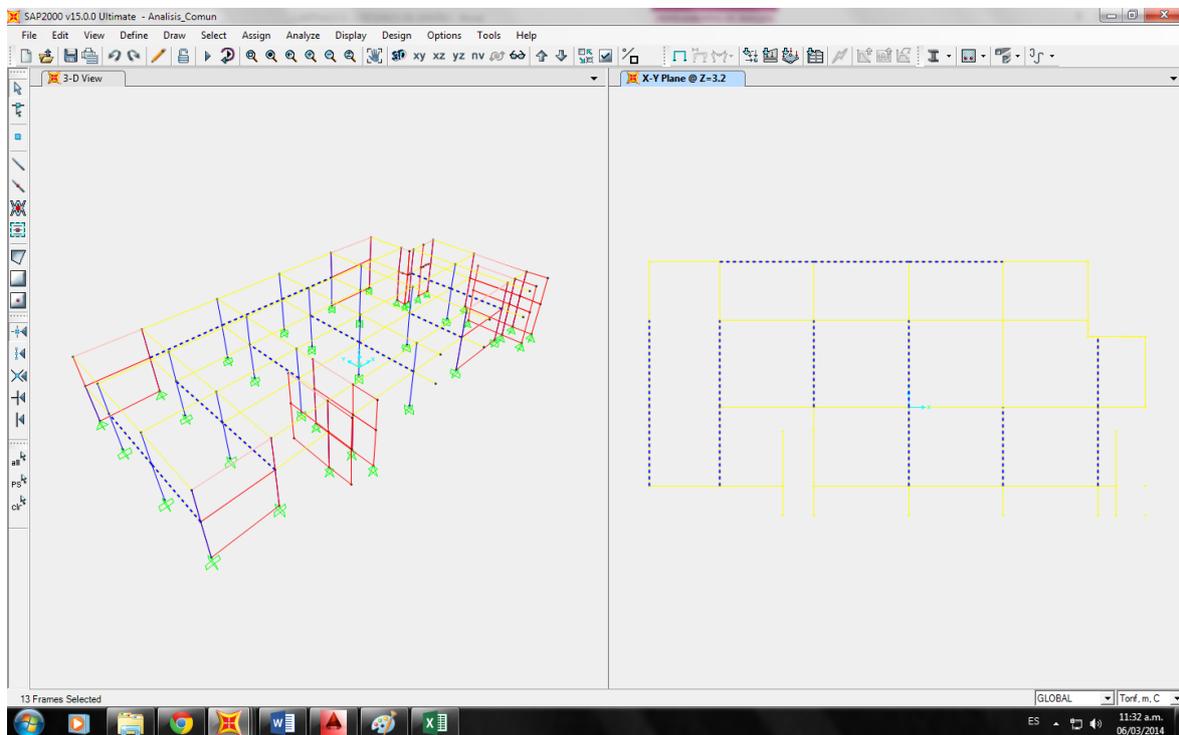
Para la asignación de brazos rígidos se selecciona las vigas que coincidan con la medida de cada brazo rígido.



**Figura 5.2-28 Secuencia de comandos para asignar los brazos rígidos.**



**Figura 5.2-29 Cuadro de asignación de brazos rígidos**



**Figura 5.2-30 Brazos rígidos asignados a una zona de uniones con columna similares.**

### 5.2.2.4 CENTRO DE MASAS CON EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL

El centro de masas tiene 3 grados de libertad (movimientos) y 3 restricciones

#### Movimientos:

$U_x$ ,  $U_y$ ,  $R_z$  (Desplazamientos en los ejes “x” e “y”, rotación en el eje “z”)

#### Restricciones:

$U_z$ ,  $R_x$ ,  $R_y$  (Desplazamientos en “z”, rotación en “x” e “y”)

Entonces introducimos el centro de masas en el modelo. Para ello entramos a Assign – Joint - Masses, y definimos el centro de masa de la estructura, como se muestra en la figura.

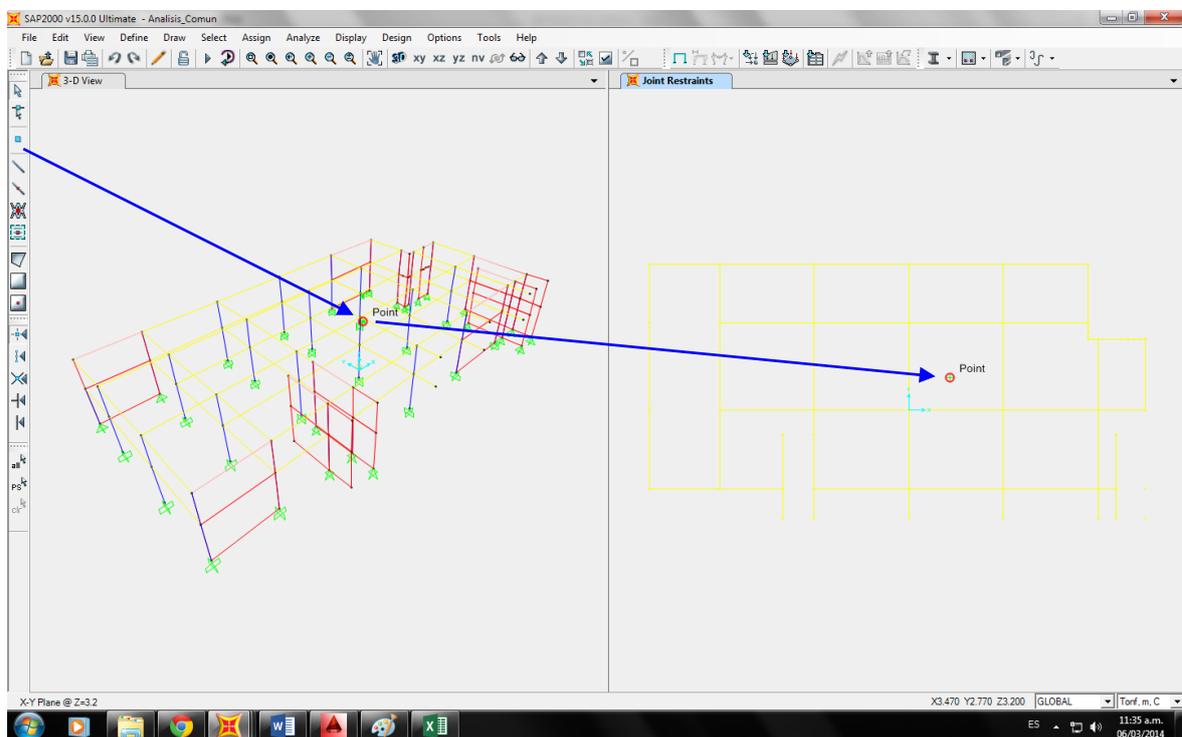
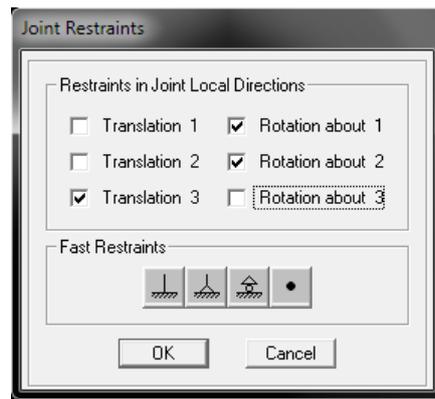
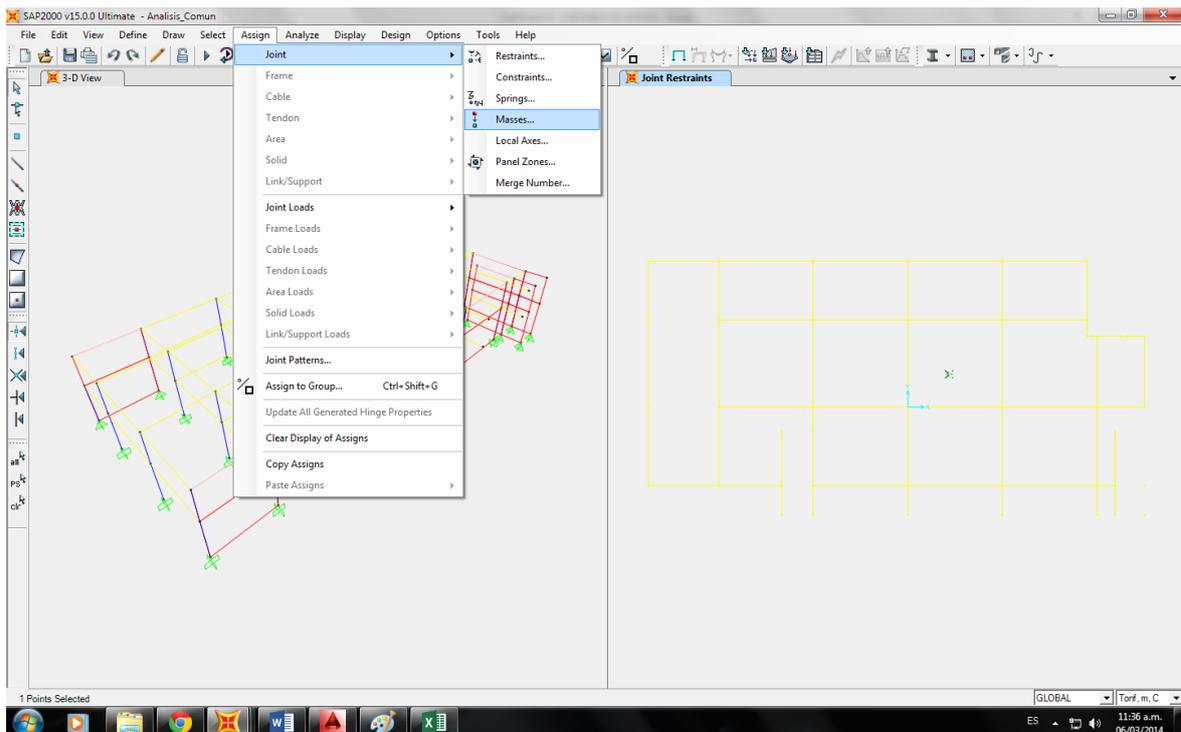


Figura 5.2-31 Asignando los centros de masas previamente calculado

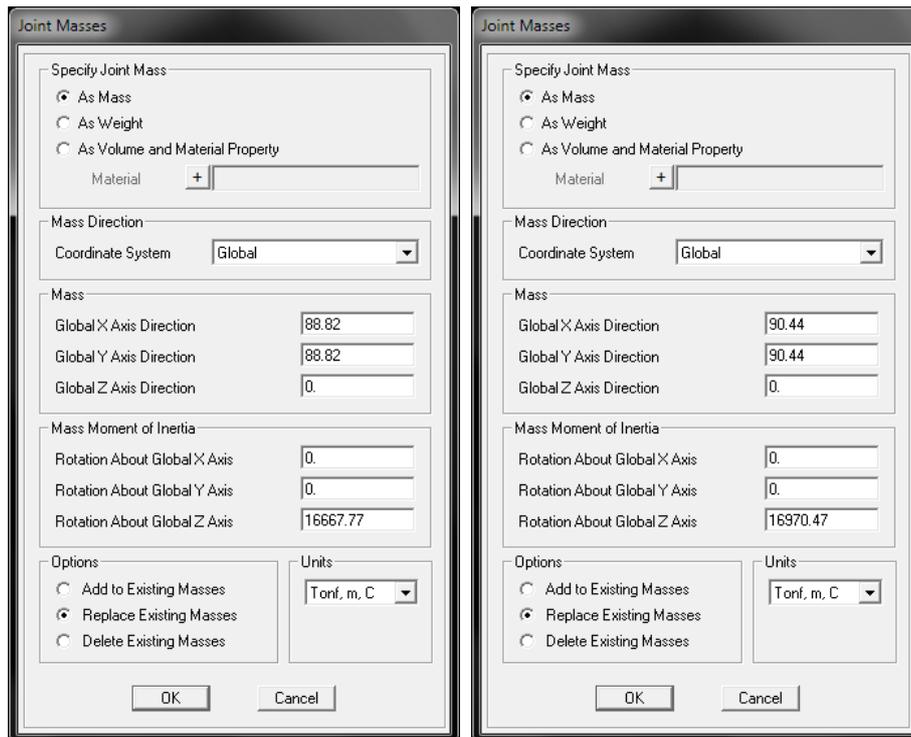


**Figura 5.2-32 Asignando las restricciones de cada centro de masa**

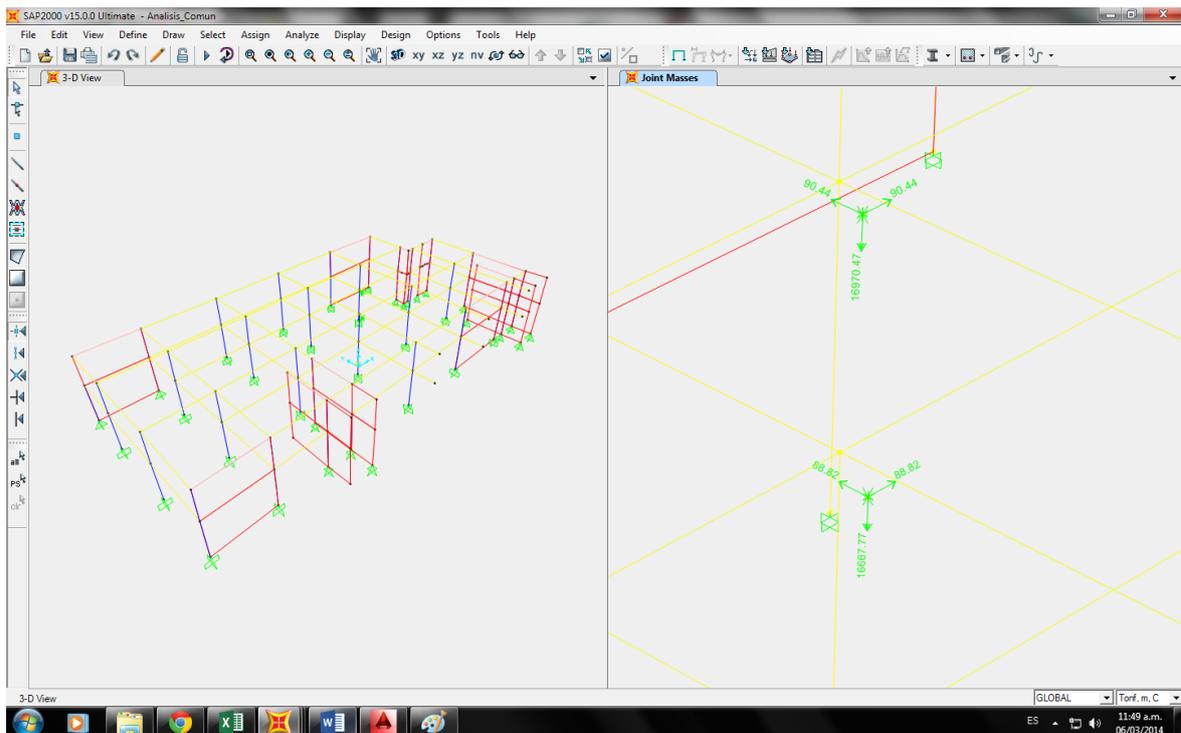
Luego asignamos las masas inerciales al centro de masas con excentricidad accidental. Para ellos nos dirigimos a “Assign - Masses” tal como se muestra en la figura 5.50



**Figura 5.2-33 Secuencia de comandos para asignar las masas inerciales**



**Figura 5.2-34 Agregando las masas traslacionales y rotacionales a cada centro de masas (Izquierda: 1° Nivel, Derecha: 2° Nivel)**

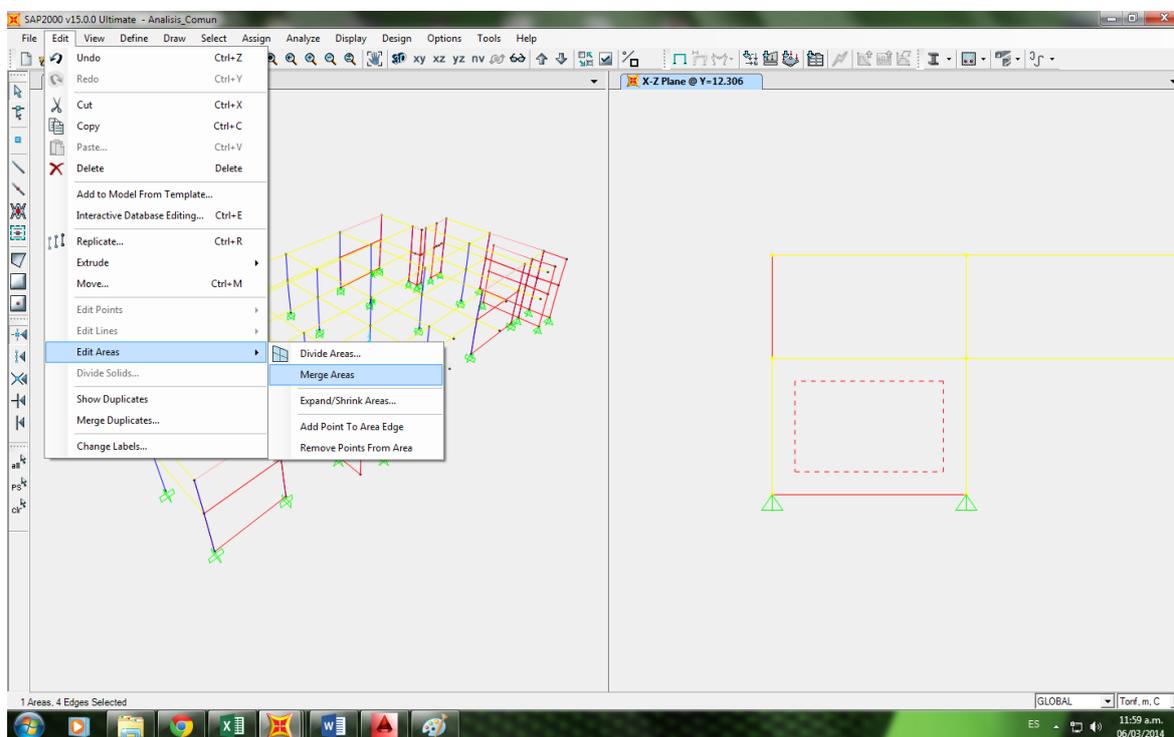


**Figura 5.2-35 Masas inerciales agregadas en cada nudo maestro**

### 5.2.2.5 ELEMENTOS FINITOS

Para considerar los elementos finitos en los muros estructurales, asumimos las distancias máximas de elementos finitos a cada 1 metro de distancia.

Para esto nos dirigimos a la opción Edit – Edit Areas – Divide Areas

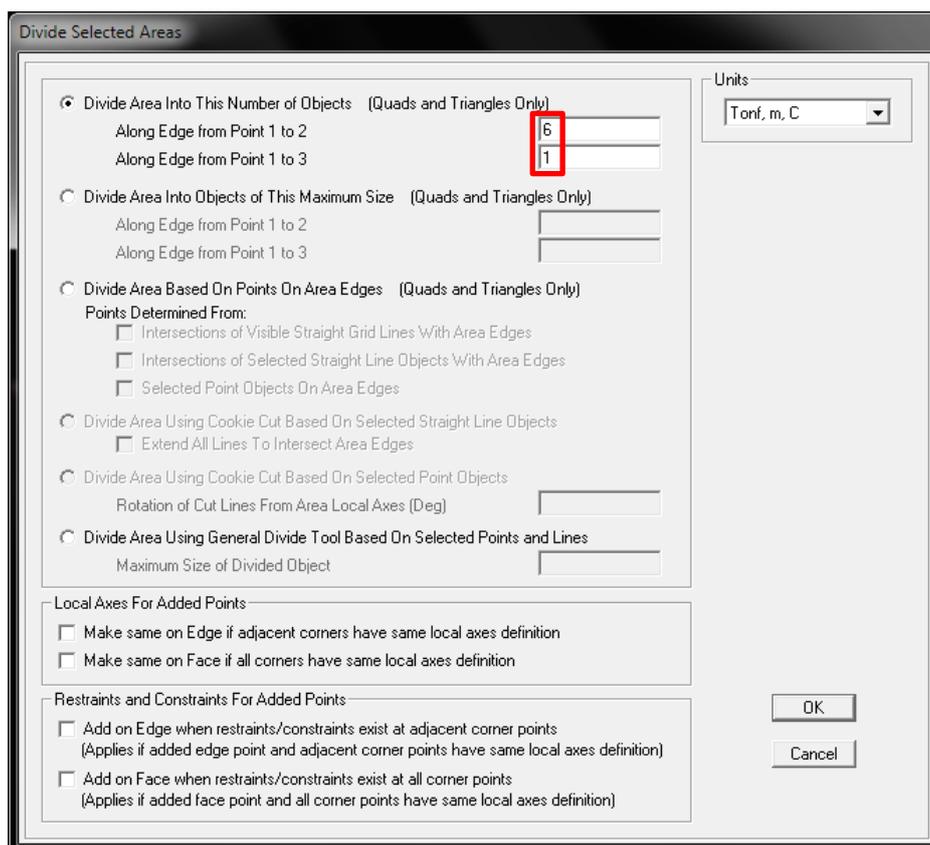


**Figura 5.2-36** Secuencia de comandos para dividir áreas

Luego aparece un cuadro en donde debemos dar un valor numérico para la división del muro, esto depende de la longitud del muro y la distancia a la que queremos las divisiones que en nuestro caso las queremos a 1 metro de distancia.

En nuestro caso el muro tiene 9.12 metros de longitud por lo que elegimos el valor de 9 para obtener las divisiones aproximadamente a 1 metro de distancia cada una.

Repetimos este proceso para todos los muros, respetando siempre el criterio de conservación o acumulación de masa en cada entrepiso. Evitando dividir por la mitad a los muros.



**Figura 5.2-37 Ejemplo de división para un muro de 9 metros de longitud**

### 5.2.2.6 DEFINICIÓN DEL DIAFRAGMA RÍGIDO

Posteriormente definimos el diafragma rígido, pero primero los definimos en el programa haciendo lo siguiente: Define – Joint Constrains

Indicamos para cada piso y lo definimos como Diaphragm.

Además al definir cada piso hacemos click en Modify/Show Constrain para establecer la coordenada y el eje de acción. Luego OK.

Se asignarán los diafragmas rígidos a cada techo de la estructura, seleccionando cada nodo incluyendo principalmente el nodo maestro en donde irán las masas traslacionales y rotacionales.

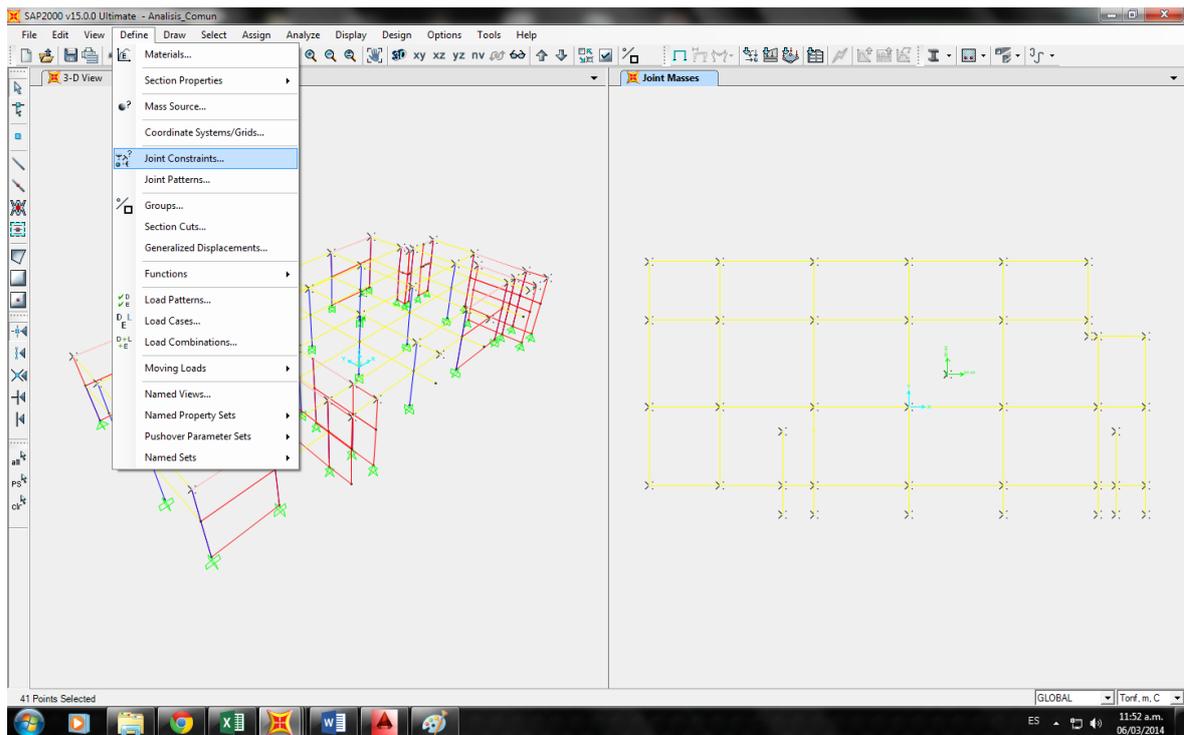


Figura 5.2-38 Secuencia de comandos para adicionar diafragmas rígidos

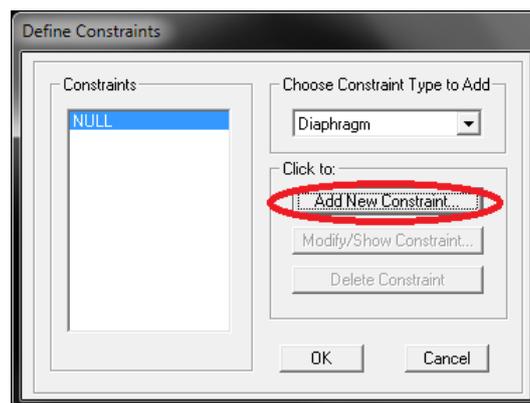
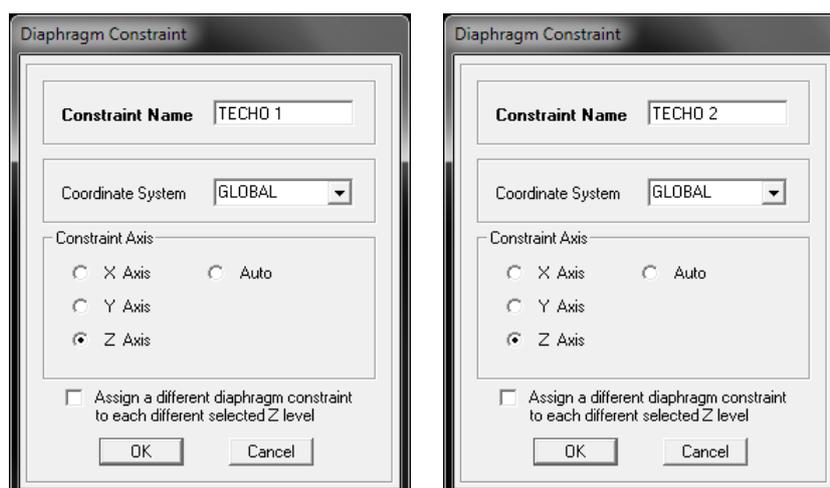
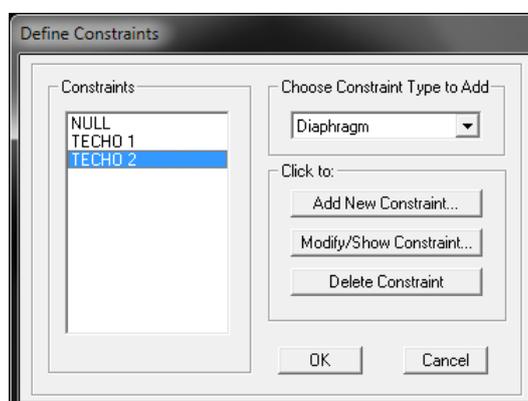


Figura 5.2-39 Definimos un nuevo diafragma



**Figura 5.2-40 Nombramos a los diafragmas como TECHO 1 y TECHO 2**

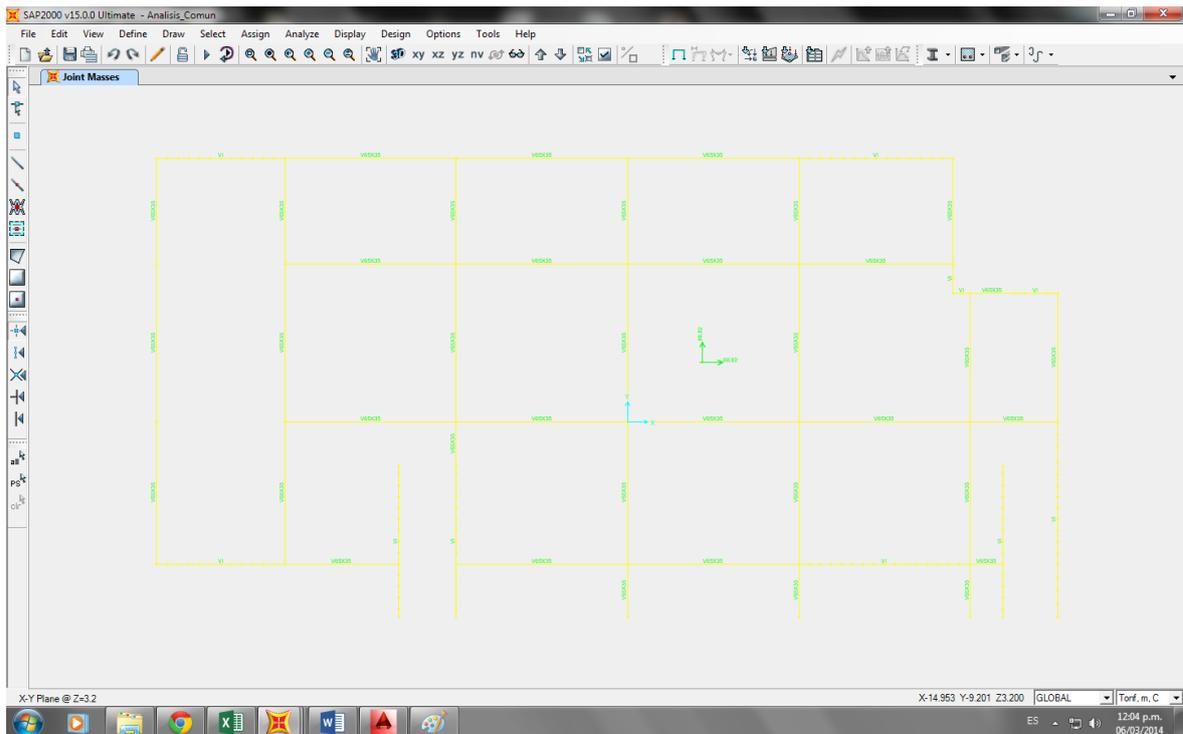


**Figura 5.2-41 Diafragmas ya creados**

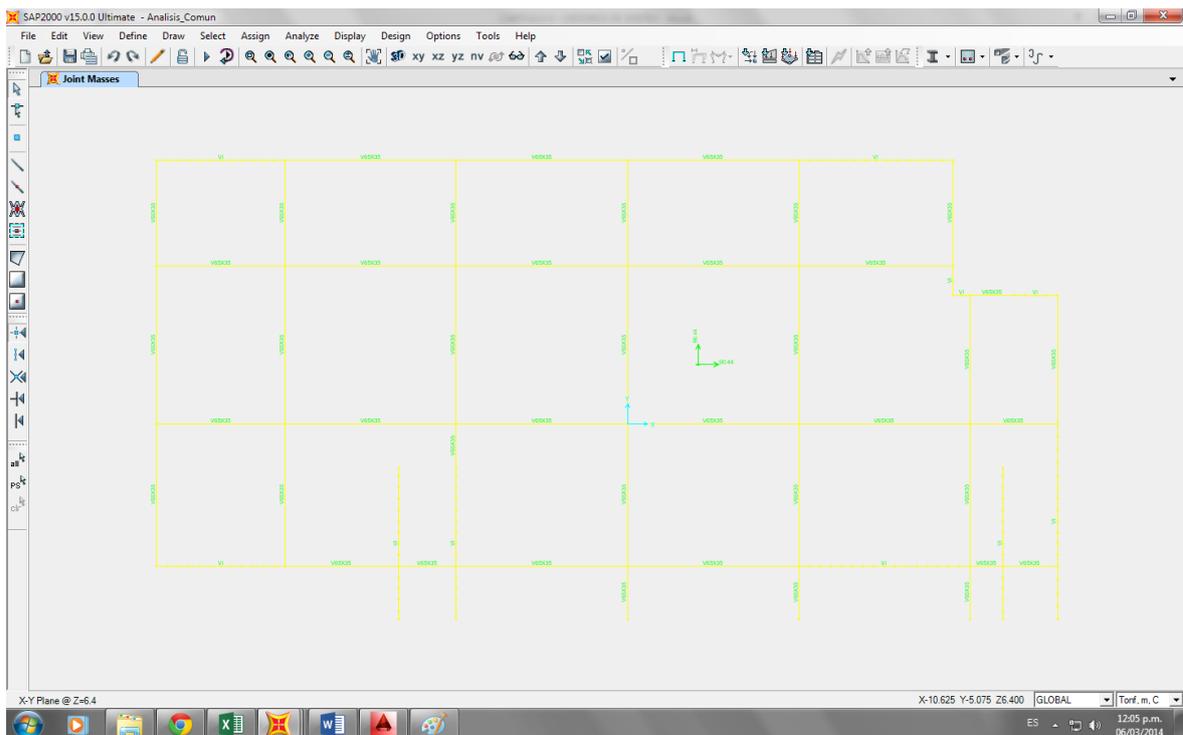
Luego de haberlos establecidos en el programa los diafragmas para cada piso, procedemos a asignarlos, para ello seleccionamos piso por piso y de acuerdo al nivel asignado indicamos el diafragma rígido para cada entrepiso de la edificación. Asiggn – Joint – Constrains.

Indicamos para cada piso y lo definimos como Diaphragm.

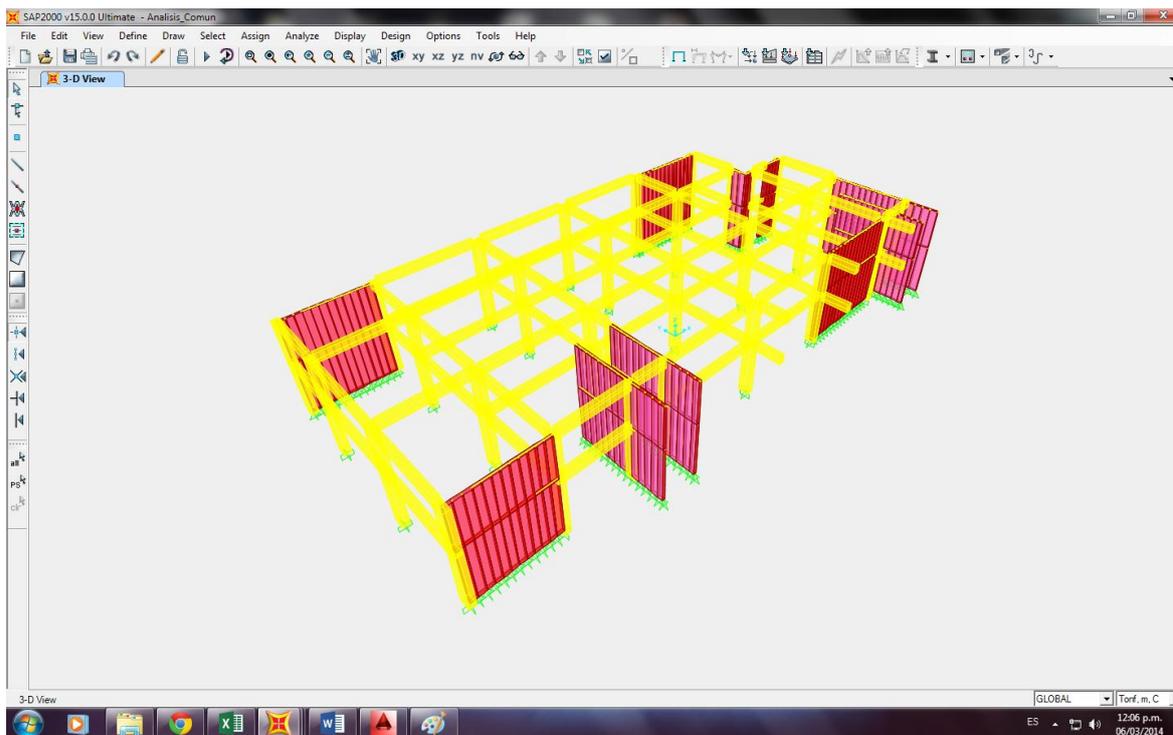
Además como queremos que el plano XY se comporte como diafragma, seleccionamos el eje Z, para que el plano XY se considere como diafragma rígido

❖ **MODELAMIENTO FINAL (ANALISIS DINAMICO)**

**Figura 5.2-42 Vista de las secciones de vigas de primer nivel en el modelamiento concluido.**



**Figura 5.2-43 Vista de las secciones de vigas de segundo nivel en el modelamiento concluido.**



**Figura 5.2-44 Vista en 3D del modelamiento final para el caso de análisis dinámico sin ISE**

### 5.2.2.7 INGRESO DE CARGAS POR GRAVEDAD

De acuerdo al ítem 5.2.1.3 donde definimos un metrado total de la edificación, para llegar a dicho resultado se debió primero ingresar tanto cargas muertas como cargas vivas en los elementos estructurales (vigas), y para ello se siguió los siguientes pasos:

Al tener la estructura ya modelada, definimos las cargas que actuaran en la edificación: Define – Load Patterns para agregar las cargas viva y muerta.

Para obtener dichas cargas distribuidas se hizo un previo calculo llamado “Bajada de cargas”, el cual consiste en la distribución uniforme de la carga muerta y viva de losas a vigas. Se tomó la mayor de estas cargas muertas y vivas en cada piso.

Se presentara dicho cálculo de bajada de cargas en el capítulo de ANEXOS.

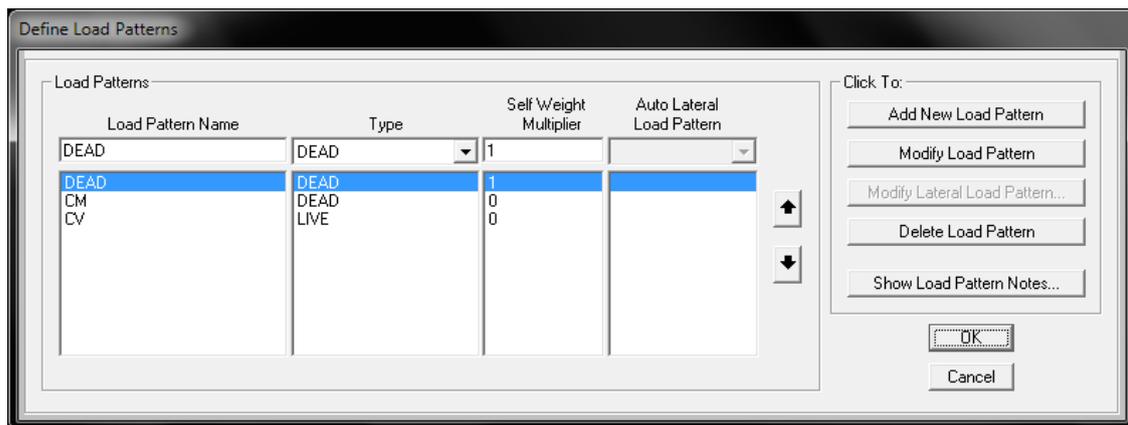


Figura 5.2-45 Definición de patrones de cargas por gravedad

### 5.2.2.7.1 INGRESO DE CARGAS DE GRAVEDAD A VIGAS

Seleccionamos cada una de las vigas que tomara las cargas (vivas y muertas). Luego nos vamos a Assign – Frame Loads – Distributed.

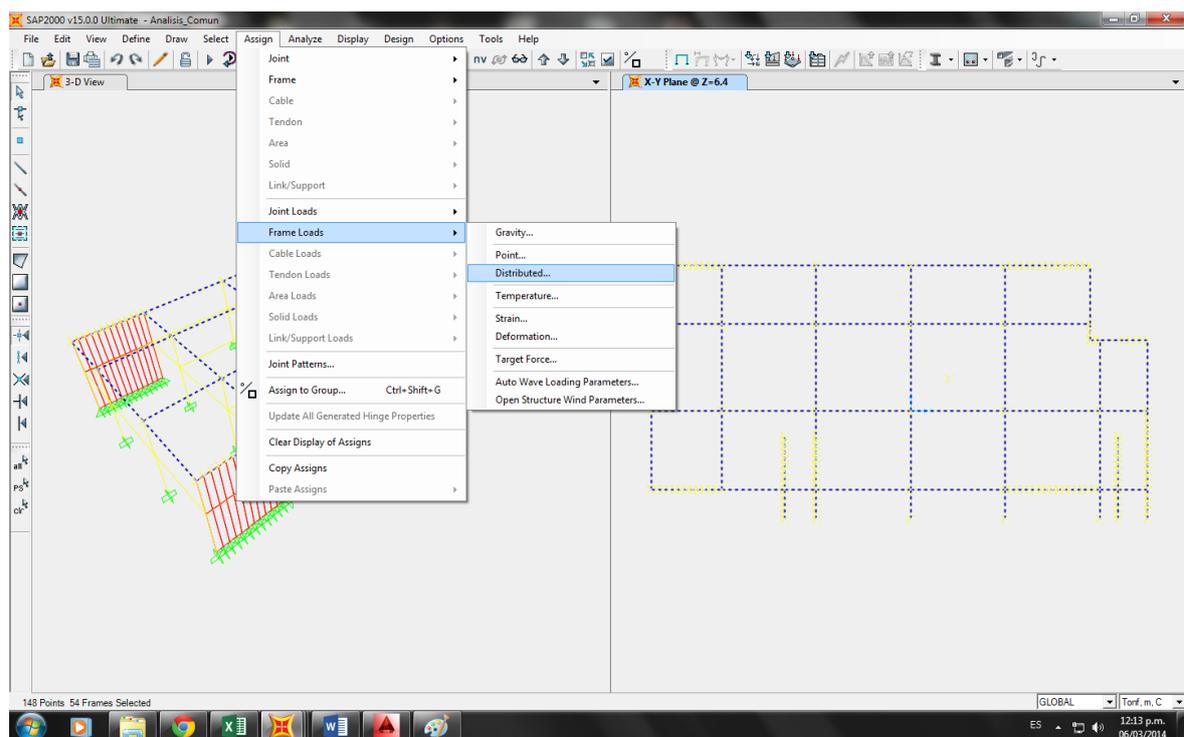
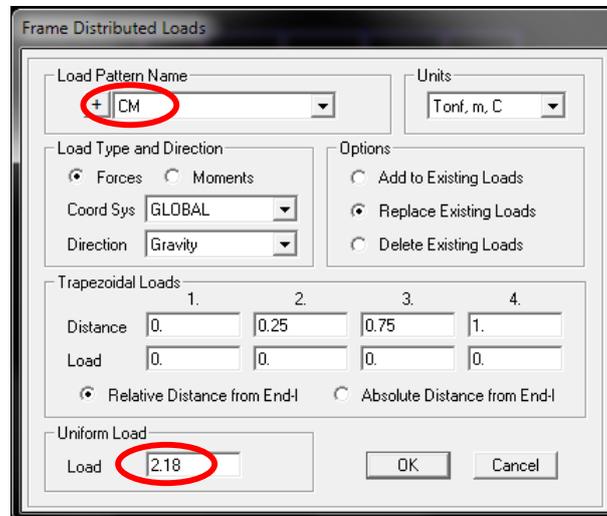


Figura 5.2-46 Secuencia de comandos para el ingreso de cargas por gravedad para vigas.

### 5.2.2.7.1.1 CARGAS MUERTAS

#### AZOTEA

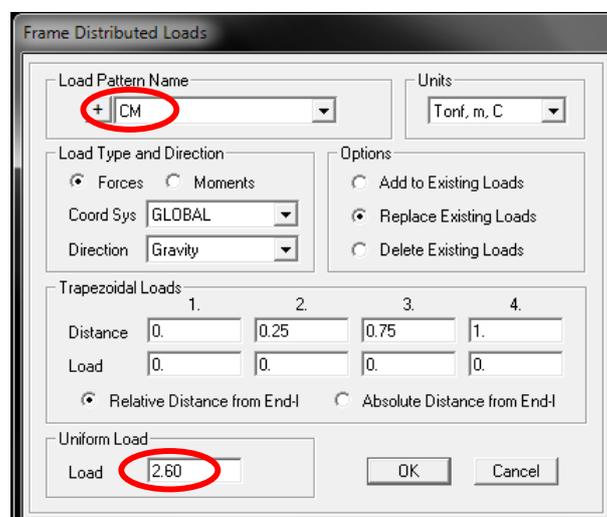
Dentro del cuadro de cargas distribuidas, se agregan las cargas muertas.



**Figura 5.2-47 Ingresando el valor 2.18 Ton/m para carga muerta en azotea.**

#### ENTREPISO

Dentro del cuadro de cargas distribuidas, se agregan las cargas muertas.

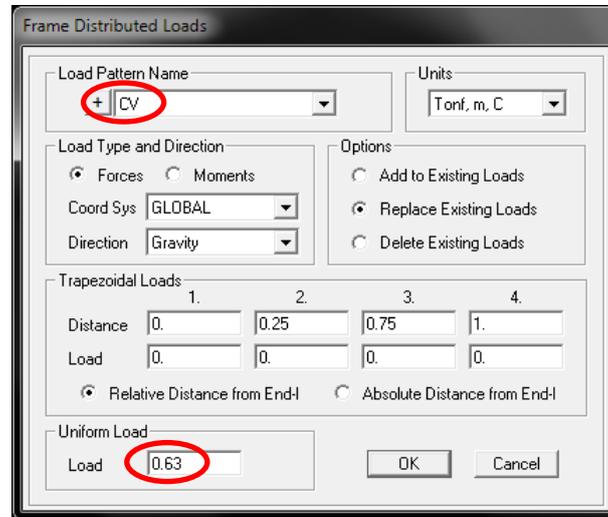


**Figura 5.2-48 Ingresando el valor 2.60 Ton/m para carga muerta en entrepiso.**

### 5.2.2.7.1.2 CARGAS VIVAS

#### AZOTEA

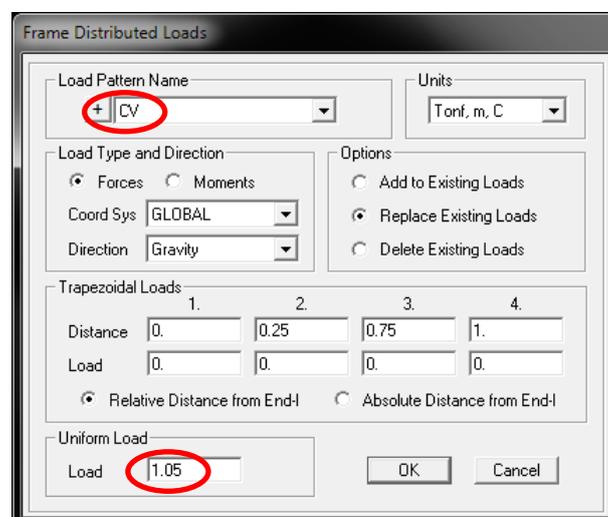
Dentro del cuadro de cargas distribuidas, se agregan las cargas vivas.



**Figura 5.2-49 Ingresando el valor 0.63 Ton/m para carga muerta en azotea.**

#### ENTREPISO

Dentro del cuadro de cargas distribuidas, se agregan las cargas vivas.



**Figura 5.2-50 Ingresando el valor 1.05 Ton/m para carga muerta en entrepiso.**

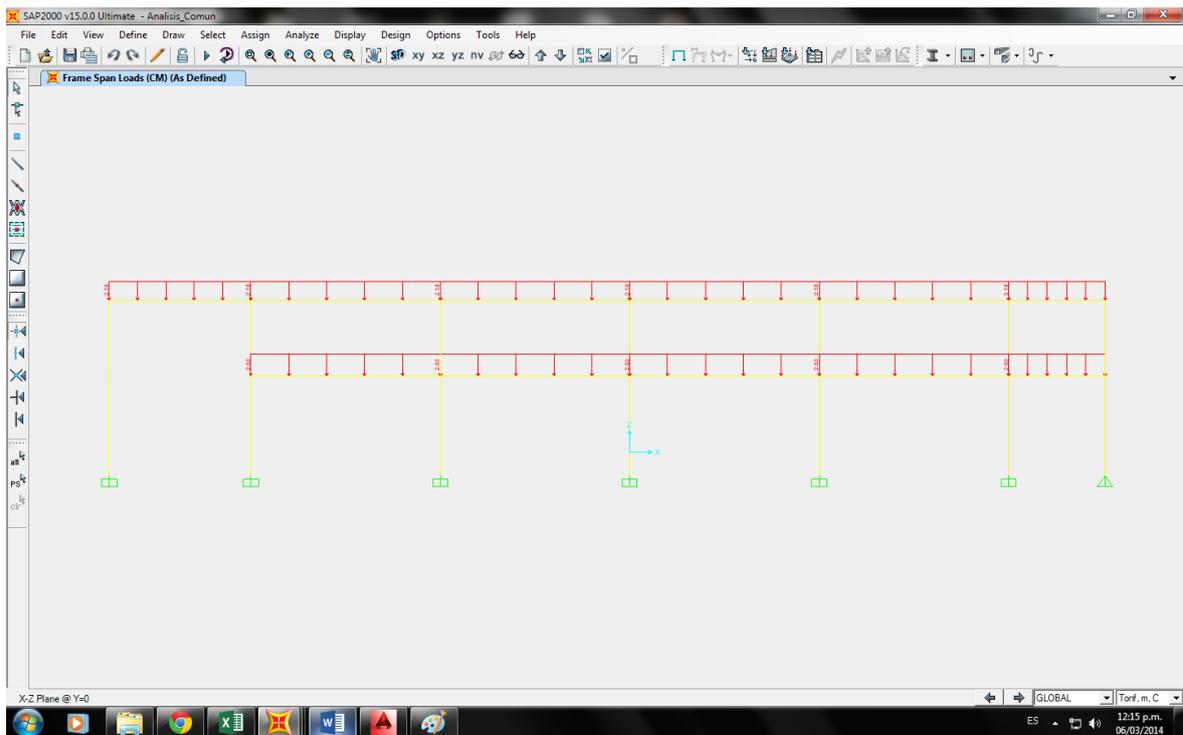


Figura 5.2-51 Vista lateral de carga muerta en eje 6 – 6.

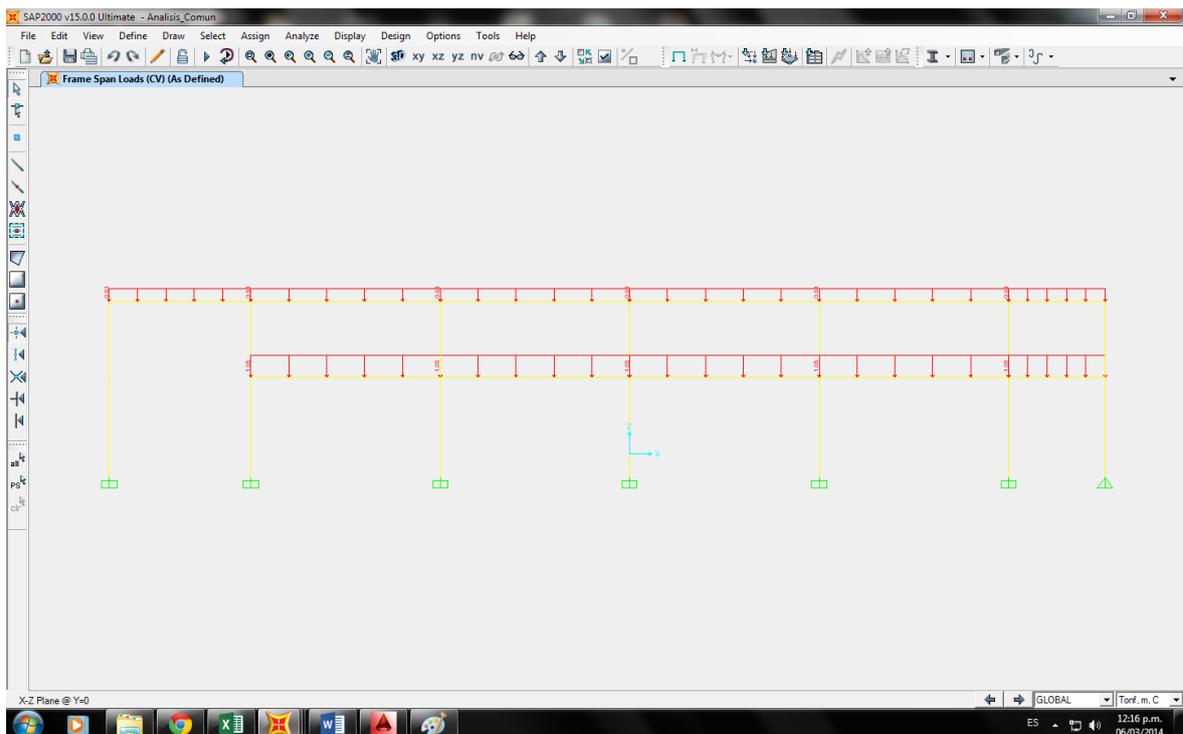


Figura 5.2-52 Vista lateral de carga viva en eje 6 –6

### 5.2.2.8 DEFINICION DEL ANALISIS: ANALISIS DINAMICO

En efecto, esta edificación clasificada como irregular, también será analizada Dinámicamente, y podrá realizarse mediante procedimientos de Combinación Espectral o por medio de Análisis Tiempo – Historia. Para nuestro estudio lo haremos con un Espectro de Respuesta.

#### 5.2.2.8.1 INGRESO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

Para ingresar nuestro Espectro de Respuesta, se calcula de acuerdo al R.N.E teniendo un Periodo (T) y una Aceleración Espectral definido por:

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

Donde:

Z: Factor de zona.

U: Categoría de la edificación o factor de uso e importancia.

C: Coeficiente de amplificación sísmica.

S: Factor de suelo.

g: Aceleración de la gravedad.

R: Coeficiente de Reducción que depende del sistema estructural.

Los valores de estas condiciones o parámetros son presentados en la Tabla 5.07.

Se define los periodos desde 0.1 a 2.5, obteniendo la gráfica representada en el cuadro. El espectro definido se llamara “ESPECTRO”.

### 5.2.2.8.1.1 CALCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

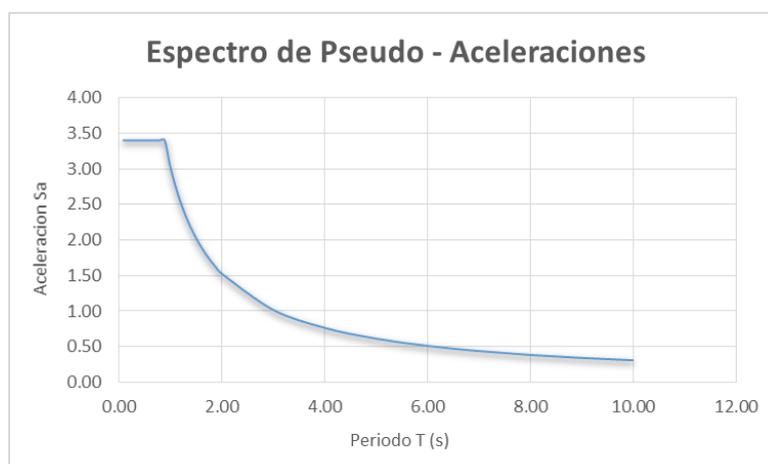
Se realizó una hoja de cálculo en Excel que se encuentra adjunta en los anexos, en donde se calculó el espectro de respuesta o de pseudo –aceleraciones.

DISEÑO DINAMICO			
DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIONES			
<b>Parametros de Cálculo</b>			
<b>FACTOR DE ZONA "Z"</b>			
Zona	Factor de Zona "Z"		
3	0.4		
<b>SISTEMA ESTRUCTURAL "R"</b>			
Sistema Estructural	Estructura	Coeficiente de Reduccion "R"	
Sistema Dual	Irregular	5.25	
<b>CATEGORIA DE EDIFICACION "U"</b>			
Categoría	Importancia	Factor "U"	
B	Edificaciones Importantes	1.30	
<b>PARAMETROS DEL SUELO "S"</b>			
Tipo	Descripción	Tp(s)	Factor "S"
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
Gravedad "g" (m/s <sup>2</sup> )		9.81	

Figura 5.2-53 Cálculo del espectro del suelo

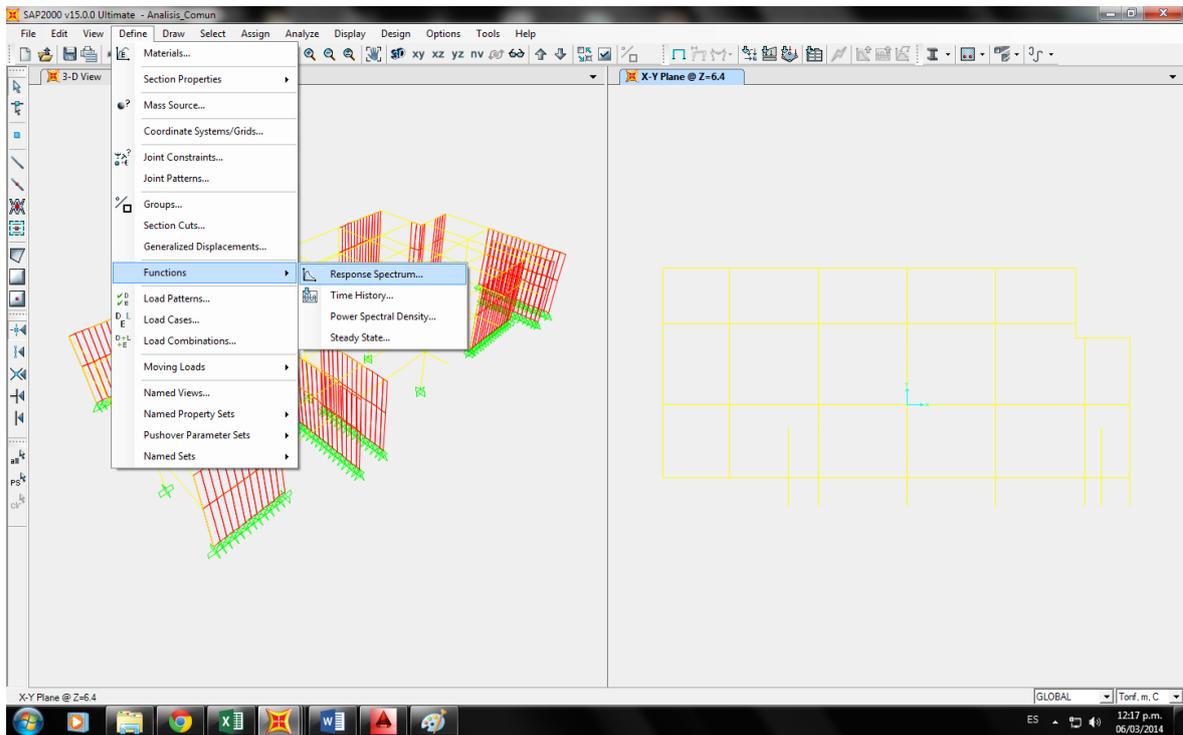
Factor de C	Periodo T	Aceleración Sa
2.50	0.10	3.40
2.50	0.20	3.40
2.50	0.30	3.40
2.50	0.40	3.40
2.50	0.50	3.40
2.50	0.60	3.40
2.50	0.70	3.40
2.50	0.80	3.40
2.50	0.90	3.40
2.25	1.00	3.06
2.05	1.10	2.78
1.88	1.20	2.55
1.73	1.30	2.35
1.61	1.40	2.19
1.50	1.50	2.04
1.41	1.60	1.91
1.32	1.70	1.80
1.25	1.80	1.70
1.18	1.90	1.61
1.13	2.00	1.53
0.75	3.00	1.02
0.56	4.00	0.77
0.45	5.00	0.61
0.38	6.00	0.51
0.32	7.00	0.44
0.28	8.00	0.38
0.25	9.00	0.34
0.23	10.00	0.31

**Figura 5.2-54 Cálculo de aceleraciones espectrales para diferentes periodos**

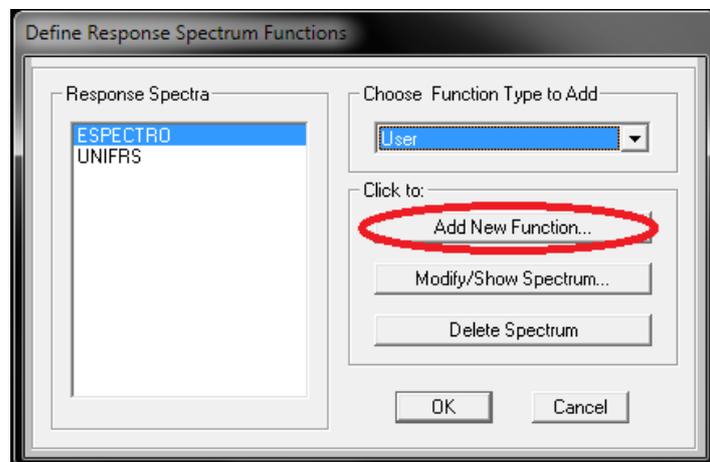


**Figura 5.2-55 Grafico Periodo vs Aceleración del espectro de Pseudo - aceleraciones**

Luego en el Sap2000 ingresamos el espectro de la siguiente manera: Define – Functions – Response Spectrum.

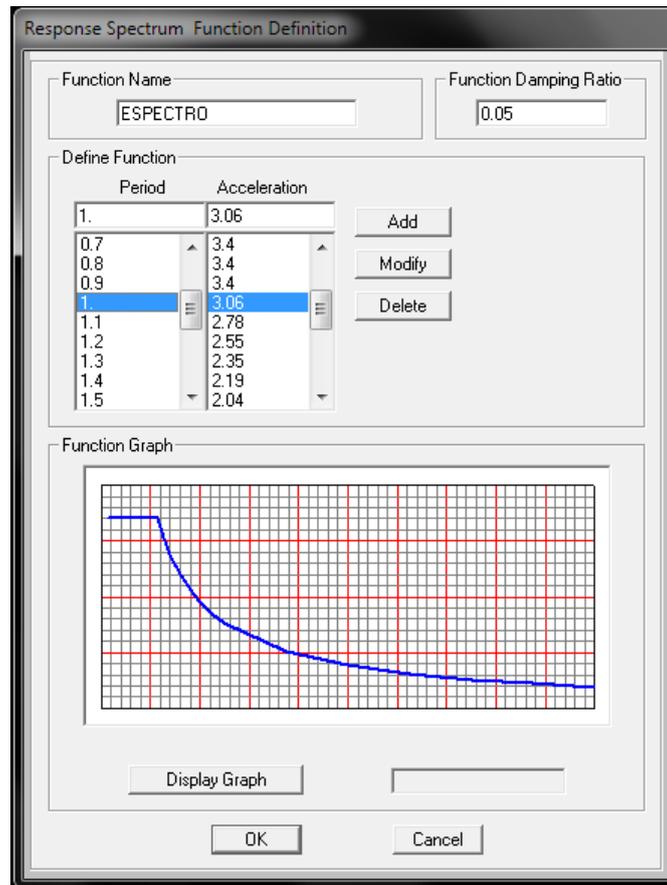


**Figura 5.2-56** Secuencia de comandos para el ingreso de espectro en el SAP2000



**Figura 5.2-57** Se crea una nueva función que se llamara “ESPECTRO”

Dentro de la función se agregan los valores de Periodo y Aceleración, hallados previamente.



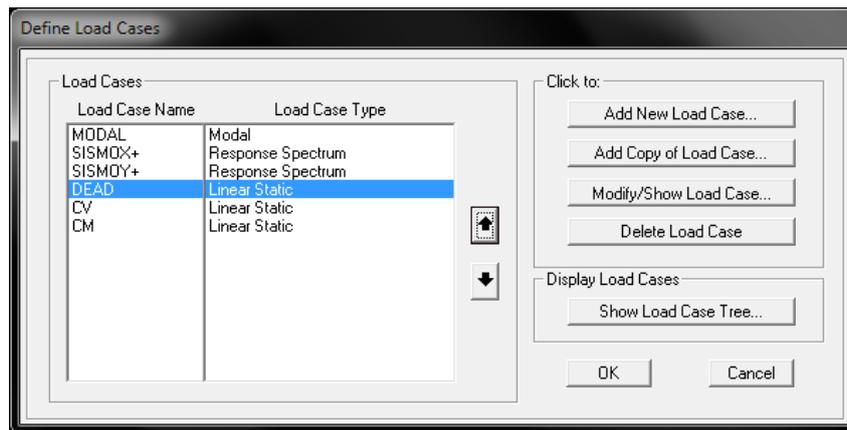
**Figura 5.2-58 Se puede apreciar la gráfica generada por el espectro.**

## 5.2.2.8.2 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO

### 5.2.2.8.2.1 CARGAS DE SISMO POR ACELERACION

Luego de definir el espectro, procedemos a definir las cargas que participaran en el modelo estructural. Para esto nos vamos a la opción Define – Load cases.

Creamos dos nuevos casos de cargas. Para esto damos clic en la opción “Add New Load Case”. Luego aparecerá el cuadro de “Load Case Data”, al cual le agregaremos el nombre (SISMOX+ y SISMOY+), siendo este un espectro de respuesta, por lo que en la opción “Load Case Type” seleccionaremos “Response Spectrum”.



**Figura 5.2-59 Definición de casos de carga.**

Donde:

DEAD: Peso Propio de la estructura

CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

SISMOX+: Sismo X – Espectro de Respuesta

SISMOY+: Sismo Y – Espectro de Respuesta

MODAL: Modos de Vibración.

En la opción “Loads Applied” se observa que “Load Type” tiene agregado por defecto la opción de “Accel”, ya que se trata de una carga por aceleración.

En la opción “Load Name” para “SISMOX+” elegimos en el desplegable la opción “U1” (Sismo en la dirección X) y para “SISMOY+” elegimos la opción “U2” (Sismo en la dirección Y).

En la opción “Function” elegimos en el desplegable la opción “ESPECTRO” (este es consecuencia del espectro de respuesta creado anteriormente).

Para la opción “Scale Factor” usamos la siguiente formula:

$$F.E. = \frac{Z.U.S.g}{R} = 1.3603$$

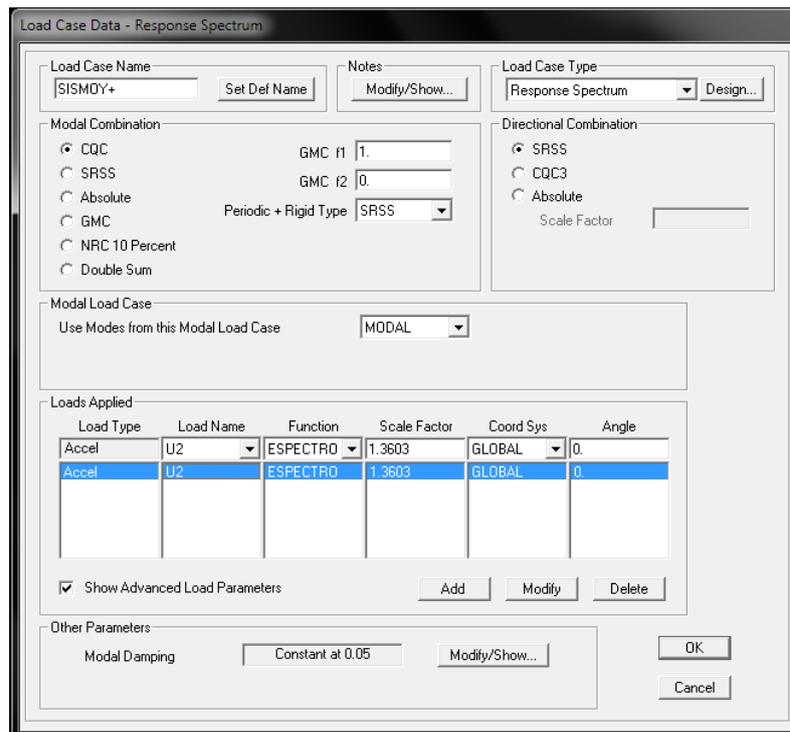
Por lo tanto colocamos 1.3603 en la opción "Scale Factor".

Luego le damos clic en "Show Advanced Load Parameters" y aparecerán 2 opciones más que son "Coords Sys" y "Angle". Ambas opciones las dejamos tal como están, ya que se analizará con un ángulo de 0°.

Luego le damos clic a la opción "Add" (agregar).

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Coord Sys	Angle
Accel	U1	ESPECTRO	1.3603	GLOBAL	0
Accel	U1	ESPECTRO	1.3603	GLOBAL	0

**Figura 5.2-60** Parámetros para la carga de sismo en la dirección "X".



**Figura 5.2-61 Parámetros para la carga de sismo en la dirección “Y”.**

### 5.2.2.8.3 COMBINACIONES DE CARGA

A continuación procederemos a ingresar las combinaciones según establecidos en el ítem 5.2.1.1 (Cargas), siendo estas un total de 9.

- Combinación 1 = 1.4CM + 1.7CV
- Combinación 2 = 1.25CM + 1.25CV + CSx
- Combinación 3 = 1.25CM + 1.25CV + CSy
- Combinación 4 = 1.25CM + 1.25CV - CSx
- Combinación 5 = 1.25CM + 1.25CV - CSy
- Combinación 6 = 0.9CM + CSx
- Combinación 7 = 0.9CM + CSy
- Combinación 8 = 0.9CM - CSx
- Combinación 9 = 0.9CM - CSy

La secuencia para considerar las combinaciones de carga es Define – Load Combination. Luego en el cuadro de definición de combinaciones le damos clic a Add New Combo...

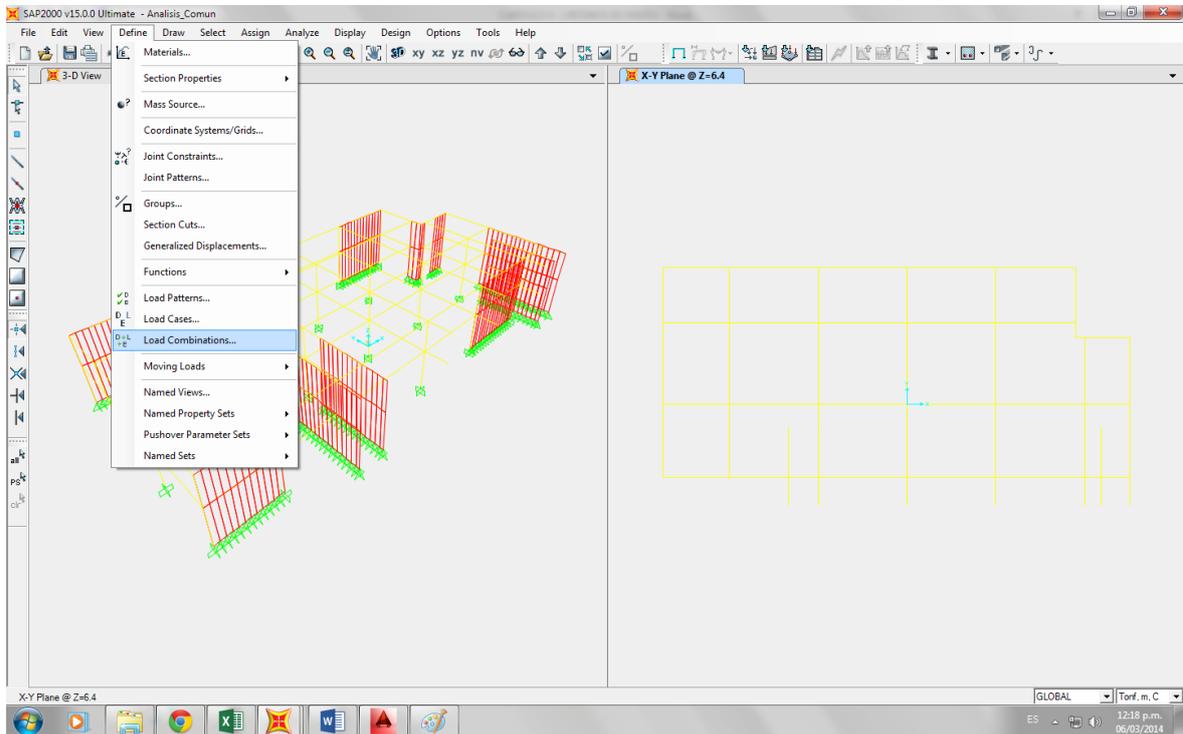


Figura 5.2-62 Secuencia de comandos para el ingreso de combinaciones de carga en el análisis.

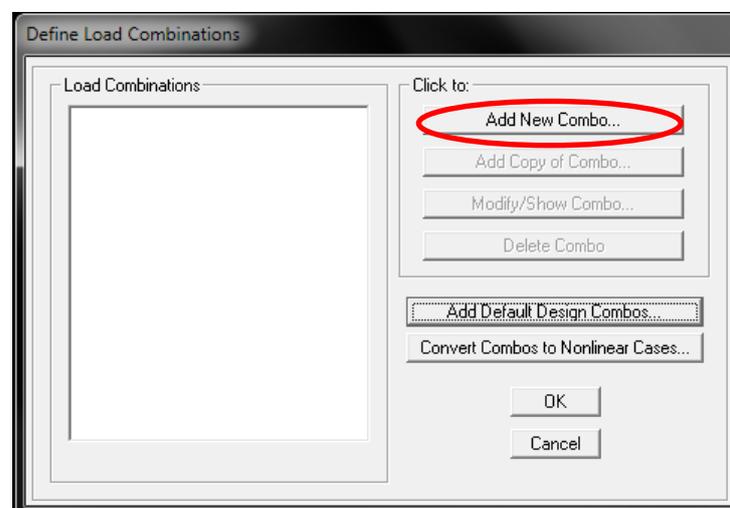


Figura 5.2-63 Cuadro de definición de combinaciones de carga.

Se crea cada combinación por separado siguiendo el mismo procedimiento. Nombramos las combinaciones de la manera COMB1, COMB2, COMB3, etc.

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box for 'COMB1'. The 'Load Combination Name' is 'COMB1' (User-Generated). The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. The 'Options' section includes 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' table is as follows:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
CM	Linear Static	1.4
CM	Linear Static	1.4
CV	Linear Static	1.7

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

Figura 5.2-64 Combinación 1.

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box for 'COMB2'. The 'Load Combination Name' is 'COMB2' (User-Generated). The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. The 'Options' section includes 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' table is as follows:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
CM	Linear Static	1.25
CM	Linear Static	1.25
CV	Linear Static	1.25
SISMOX+	Response Spectrum	1

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

Figura 5.2-65 Combinación 2.

**Load Combination Data**

**Load Combination Name** (User-Generated)

Notes

**Load Combination Type**

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
SISMOY+	Response Spectrum	1.
CM	Linear Static	1.25
CV	Linear Static	1.25
SISMOY+	Response Spectrum	1.

Figura 5.2-66 Combinación 3.

**Load Combination Data**

**Load Combination Name** (User-Generated)

Notes

**Load Combination Type**

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
CM	Linear Static	1.25
CM	Linear Static	1.25
CV	Linear Static	1.25
SISMOX+	Response Spectrum	-1.

Figura 5.2-67 Combinación 4.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
CM	Linear Static	1.25
CM	Linear Static	1.25
CV	Linear Static	1.25
SISMOY+	Response Spectrum	-1.

Figura 5.2-68 Combinación 5.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
CM	Linear Static	0.9
CM	Linear Static	0.9
SISMOX+	Response Spectrum	1

Figura 5.2-69 Combinación 6.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
CM	Linear Static	0.9
CM	Linear Static	0.9
SISMOY+	Response Spectrum	1.

Figura 5.2-70 Combinación 7.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
CM	Linear Static	0.9
CM	Linear Static	0.9
SISMOX+	Response Spectrum	-1.

Figura 5.2-71 Combinación 8.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) COMB9

Notes Modify/Show Notes...

Load Combination Type Linear Add

Options

Convert to User Load Combo Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
CM	Linear Static	0.9
CM	Linear Static	0.9
SISMOY+	Response Spectrum	-1.

Add

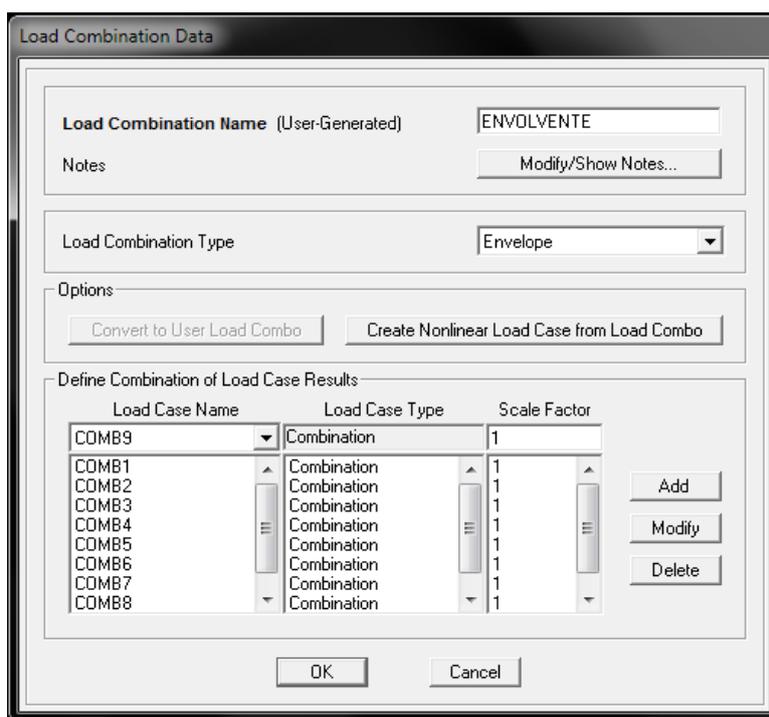
Modify

Delete

OK Cancel

**Figura 5.2-72 Combinación 9.**

Luego de creados las combinaciones se crea una combinación más llamada ENVOLVENTE, dicha combinación consta de la suma de todas las combinaciones anteriormente creadas. Luego en “Load Combination Rype”, se elige en el desplegable la opción “Envelope” para que el programa lo considere como una envolvente y tome los valores máximos que resulten de las combinaciones de carga.



**Figura 5.2-73 Envolvente.**

Luego creamos 2 combinaciones adicionales, estas solo para la comprobación de desplazamientos máximos permisibles según la norma E – 030 (Diseño Sismorresistente)

En donde colocamos como factor  $0.75 R$  ( $R$ : Coeficiente de reducción por sistema estructural)

$$0.75 * R = 0.75 * 5.25 = 3.9375$$

A dichas combinaciones las nombraremos como COMBSISMOX+ y COMBSISMOY-, ya que involucraremos al SISMOX+ y al SISMOY- del espectro de respuesta.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
SISMOX+	Response Spectrum	3.9375
SISMOX+	Response Spectrum	3.9375

**Figura 5.2-74 Combinación para comprobación por desplazamientos de SISMOX+.**

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

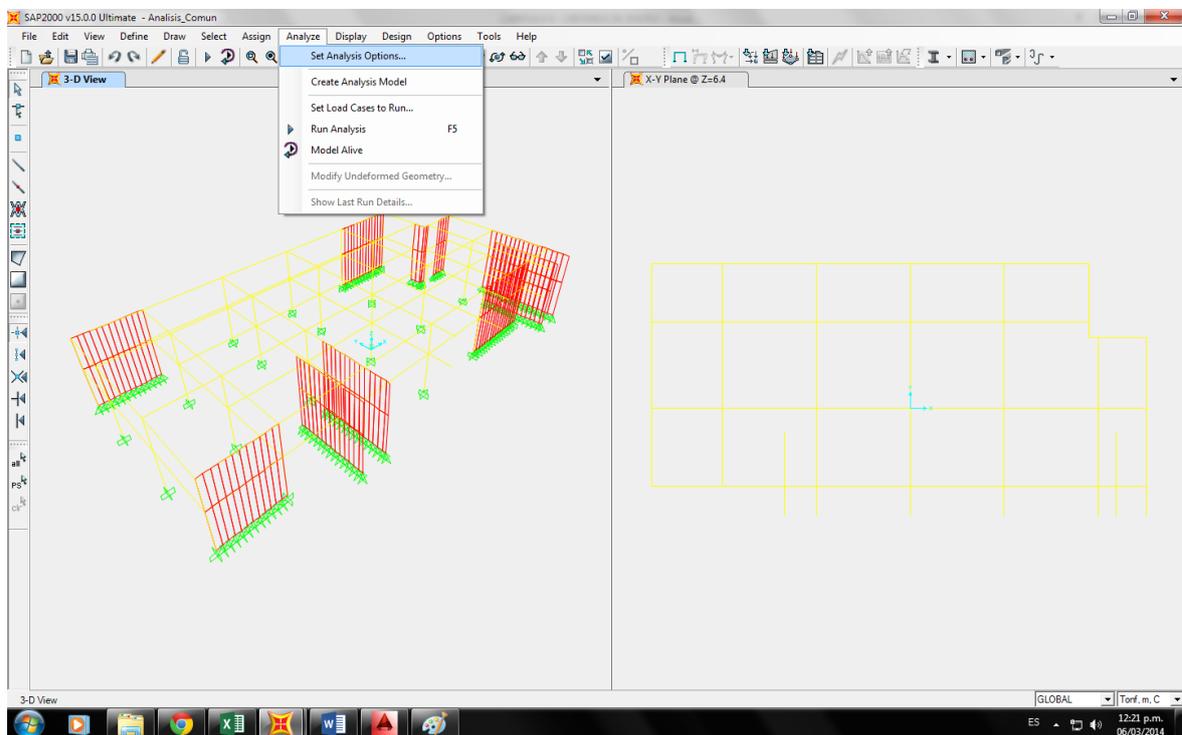
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
SISMOY+	Response Spectrum	3.9375
SISMOY+	Response Spectrum	3.9375

**Figura 5.2-75 Combinación para comprobación por desplazamientos de SISMOY+.**

### 5.2.2.9 EJECUCION DEL ANALISIS

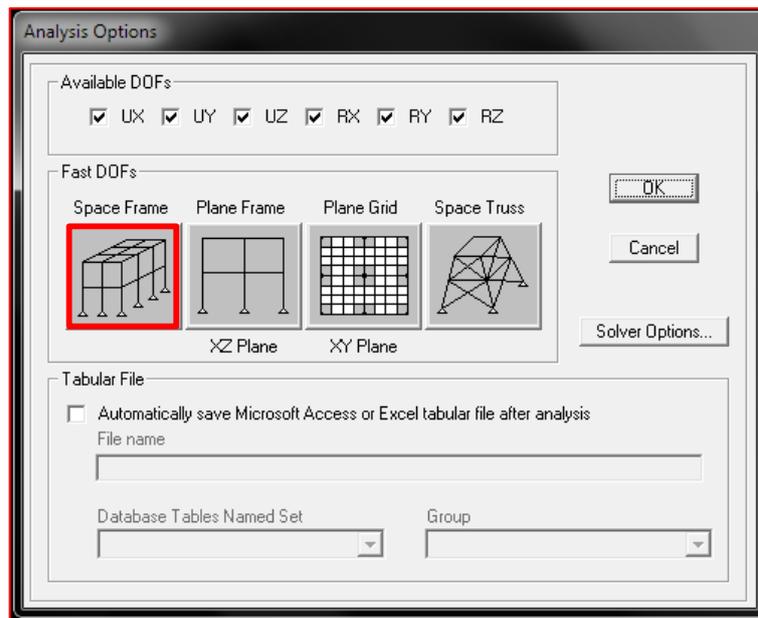
Finalmente ejecutamos el análisis, pero antes debemos comprobar si el programa SAP2000 analizara nuestro caso en la opción que corresponde.

Para esto nos vamos a Analyze – Set Analysis Options



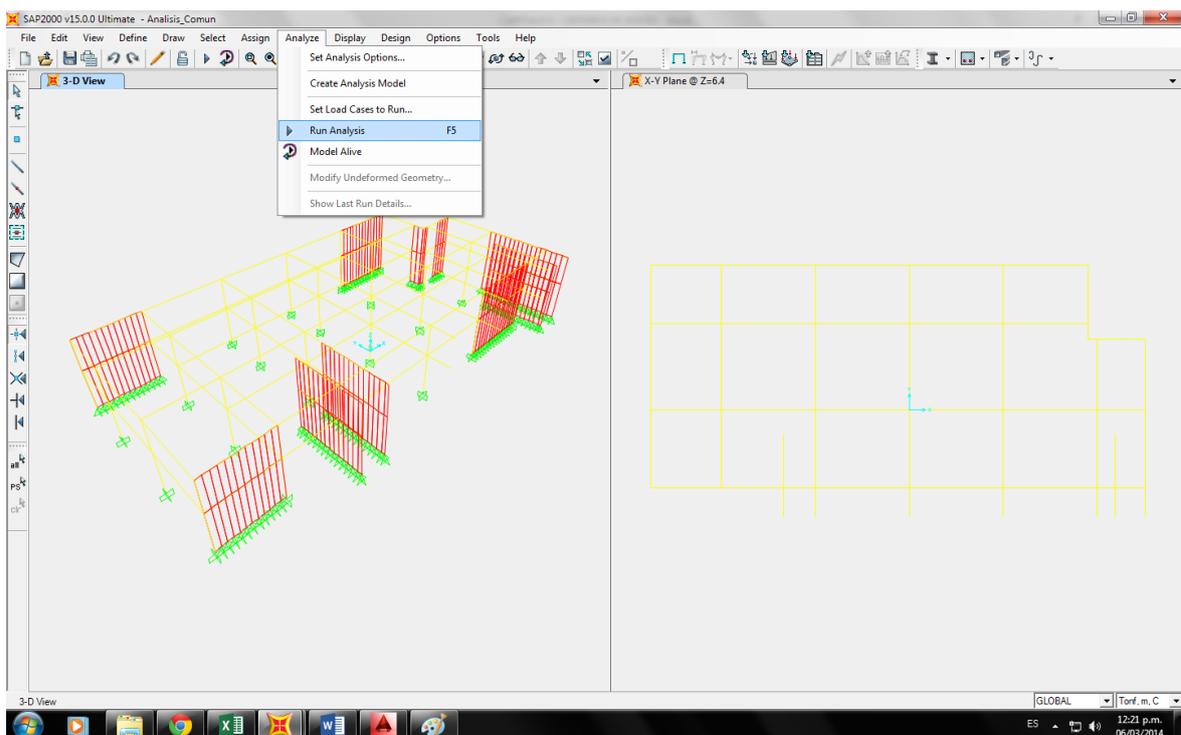
**Figura 5.2-76 Secuencia de comandos para comprobación de opciones de análisis.**

Luego en el cuadro de opciones de análisis elegimos “Space Frame”, ya que nuestro análisis es en 3 dimensiones.



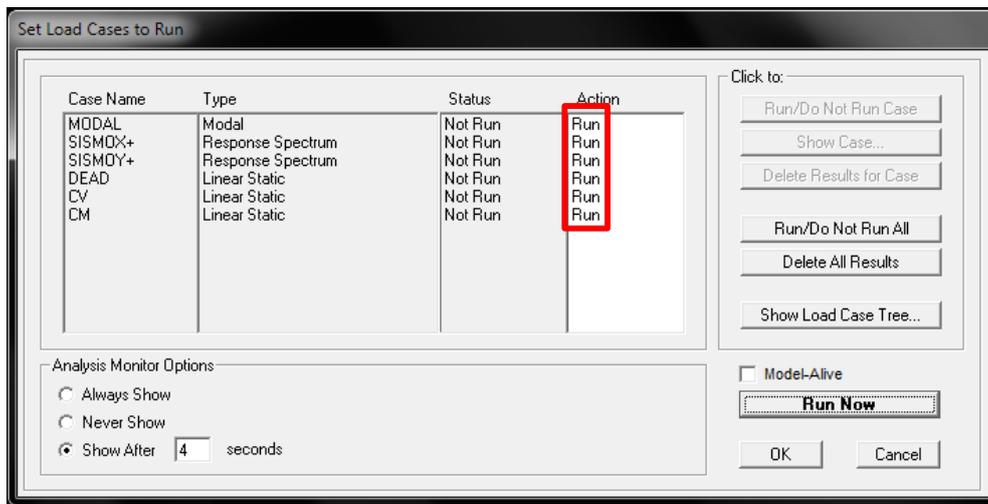
**Figura 5.2-77 Cuadro de Opciones de Análisis, se elige la opción “Space Frame” (Análisis 3D)**

Luego corremos el análisis, siguiendo la secuencia Analyze – Run Analysis.



**Figura 5.2-78 Secuencia de comandos para la ejecución del análisis.**

Luego aparecerá en cuadro “Set Load Cases to Run” en donde debemos asegurarnos que se encuentren activados todos los casos de carga.



**Figura 5.2-79 Cuadro de casos de carga para correr o analizar, en donde se muestran los casos de carga creados anteriormente que deben estar activados para su análisis.**

## 5.2.2.10 OBTENCION DE RESULTADOS

### 5.2.2.10.1 PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACION

Para visualizar los periodos y frecuencias de vibracion luego de correr el analisis, seleccionamos Display – Show Tables.

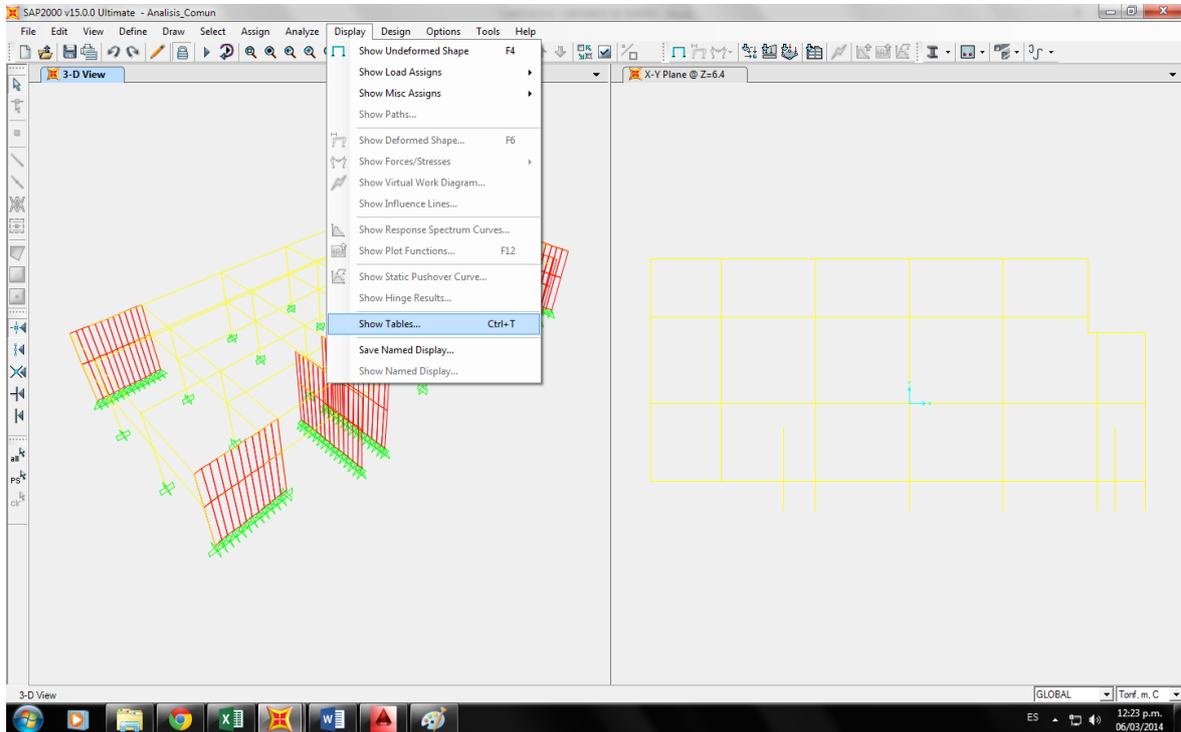


Figura 5.2-80 Secuencia de comandos para muestra de tablas.

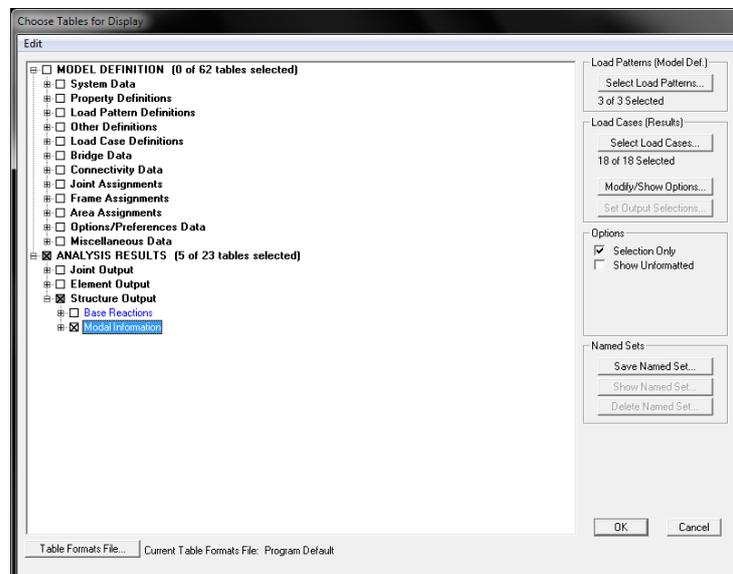
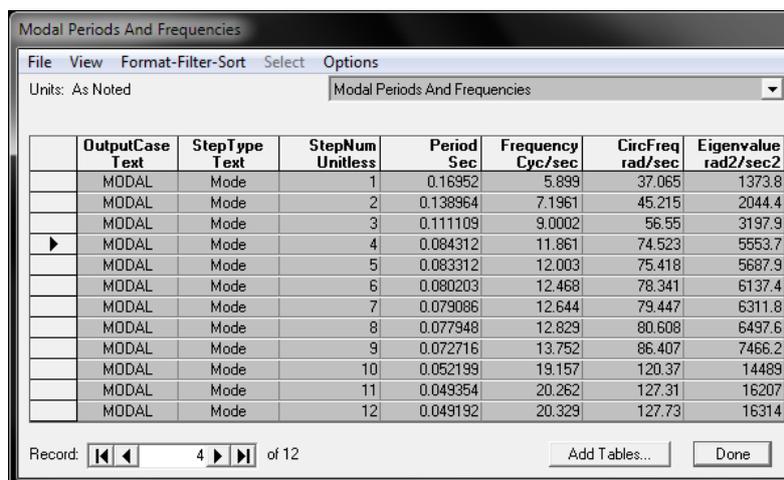


Figura 5.2-81 Se elige “Modal Información” para Frecuencias y Periodos de vibración

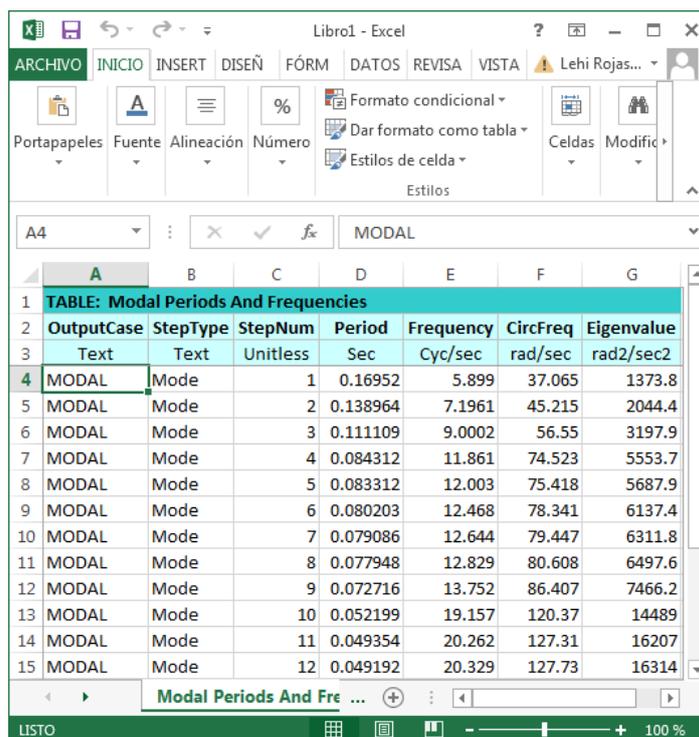
El análisis en el programa SAP2000 asume 6 modos de vibración (3 para cada nivel). El programa muestra en este caso los periodos y las frecuencias de vibración.



	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
	MODAL	Mode	1	0.16952	5.899	37.065	1373.8
	MODAL	Mode	2	0.138964	7.1961	45.215	2044.4
	MODAL	Mode	3	0.111109	9.0002	56.55	3197.9
▶	MODAL	Mode	4	0.084312	11.861	74.523	5553.7
	MODAL	Mode	5	0.083312	12.003	75.418	5687.9
	MODAL	Mode	6	0.080203	12.468	78.341	6137.4
	MODAL	Mode	7	0.079086	12.644	79.447	6311.8
	MODAL	Mode	8	0.077948	12.829	80.608	6497.6
	MODAL	Mode	9	0.072716	13.752	86.407	7466.2
	MODAL	Mode	10	0.052199	19.157	120.37	14489
	MODAL	Mode	11	0.049354	20.262	127.31	16207
	MODAL	Mode	12	0.049192	20.329	127.73	16314

**Figura 5.2-82 Cuadro de resultados de análisis modal (Periodos y Frecuencias de vibración)**

Dichos resultados se pueden exportar a Microsoft Excel. Para esto; File – Export Current Table – To Excel.



	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
1	MODAL	Mode	1	0.16952	5.899	37.065	1373.8
2	MODAL	Mode	2	0.138964	7.1961	45.215	2044.4
3	MODAL	Mode	3	0.111109	9.0002	56.55	3197.9
4	MODAL	Mode	4	0.084312	11.861	74.523	5553.7
5	MODAL	Mode	5	0.083312	12.003	75.418	5687.9
6	MODAL	Mode	6	0.080203	12.468	78.341	6137.4
7	MODAL	Mode	7	0.079086	12.644	79.447	6311.8
8	MODAL	Mode	8	0.077948	12.829	80.608	6497.6
9	MODAL	Mode	9	0.072716	13.752	86.407	7466.2
10	MODAL	Mode	10	0.052199	19.157	120.37	14489
11	MODAL	Mode	11	0.049354	20.262	127.31	16207
12	MODAL	Mode	12	0.049192	20.329	127.73	16314

**Figura 5.2-83 Cuadro de resultados de análisis modal exportado al formato Excel.**

### 5.2.2.10.2 DESPLAZAMIENTOS

La Norma de Diseño Sismorresistente E – 030 nos dice que:

*“Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.*

*El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N° 8.”*

Tabla N° 8 LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	( D <sub>i</sub> / h <sub>e</sub> )
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

**Figura 5.2-84 Límites para desplazamiento lateral de entrepiso (Norma E – 030).**

Se observa que en nuestro caso el material predominante es el concreto armado.

En el programa SAP2000 se muestran los desplazamientos resultantes de las combinaciones COMBSISMOX+ y COMBSISMOY+ de ambos niveles.

Dichas combinaciones son resultado de multiplicar el valor de la carga SISMOX+ y SISMOY+ por el factor 0.75R.

A los desplazamientos resultantes de las combinaciones COMBSISMOX+ y COMBSISMOY+ se les llamara en este análisis ΔSAP (Desplazamientos en SAP).

Para llegar al desplazamiento real en el análisis o ΔREAL, se deberá dividir ΔSAP/Altura. En el caso del segundo nivel se procederá de la siguiente manera.

$$\frac{\Delta SAP \text{ (Segundo Nivel)} - \Delta SAP \text{ (Primer Nivel)}}{\text{Altura Piso 1} + \text{Altura Piso 2}}$$

La condición para el cumplimiento de desplazamientos será:

$$\Delta REAL < 0.007$$

## 5.2.2.10.2.1 DESPLAZAMIENTOS POR SISMO EN EL EJE X

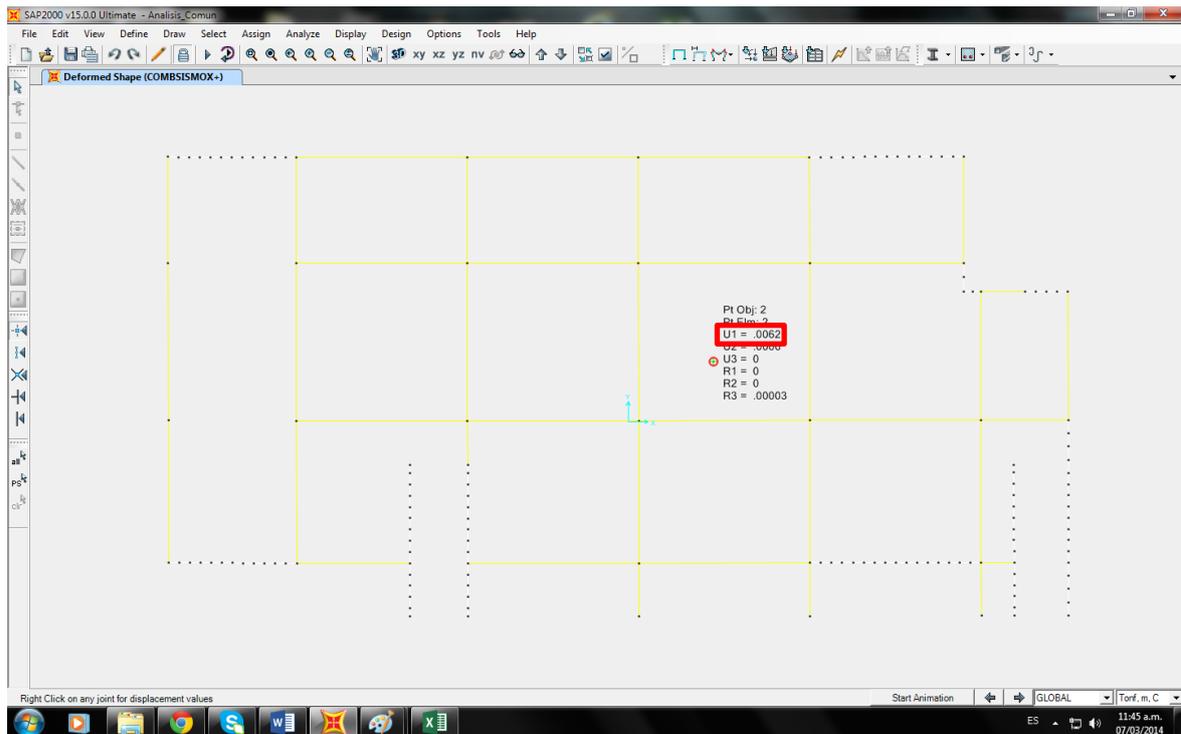


Figura 5.2-85 Desplazamiento máximo en el centro de masas por COMBSISMOX+ en primer nivel.

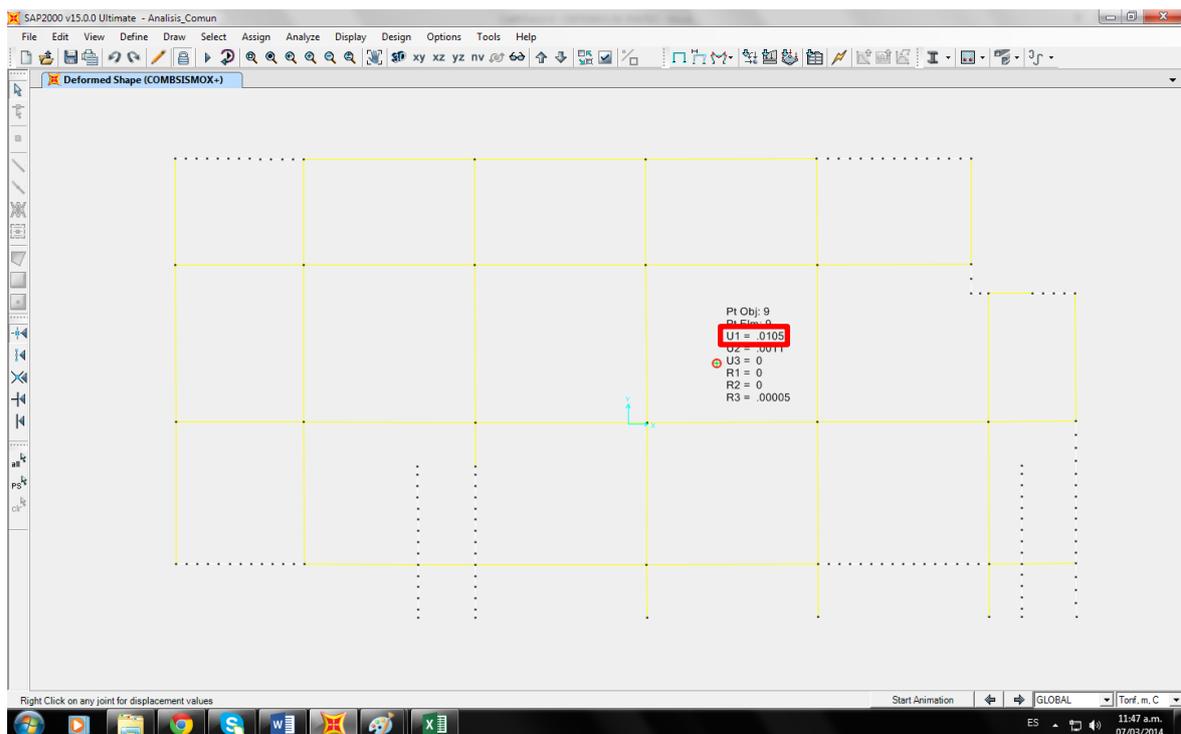


Figura 5.2-86 Desplazamiento máximo en el centro de masas por COMBSISMOX+ en segundo nivel.

## 5.2.2.10.2 DESPLAZAMIENTOS POR SISMO EN EJE EJE Y

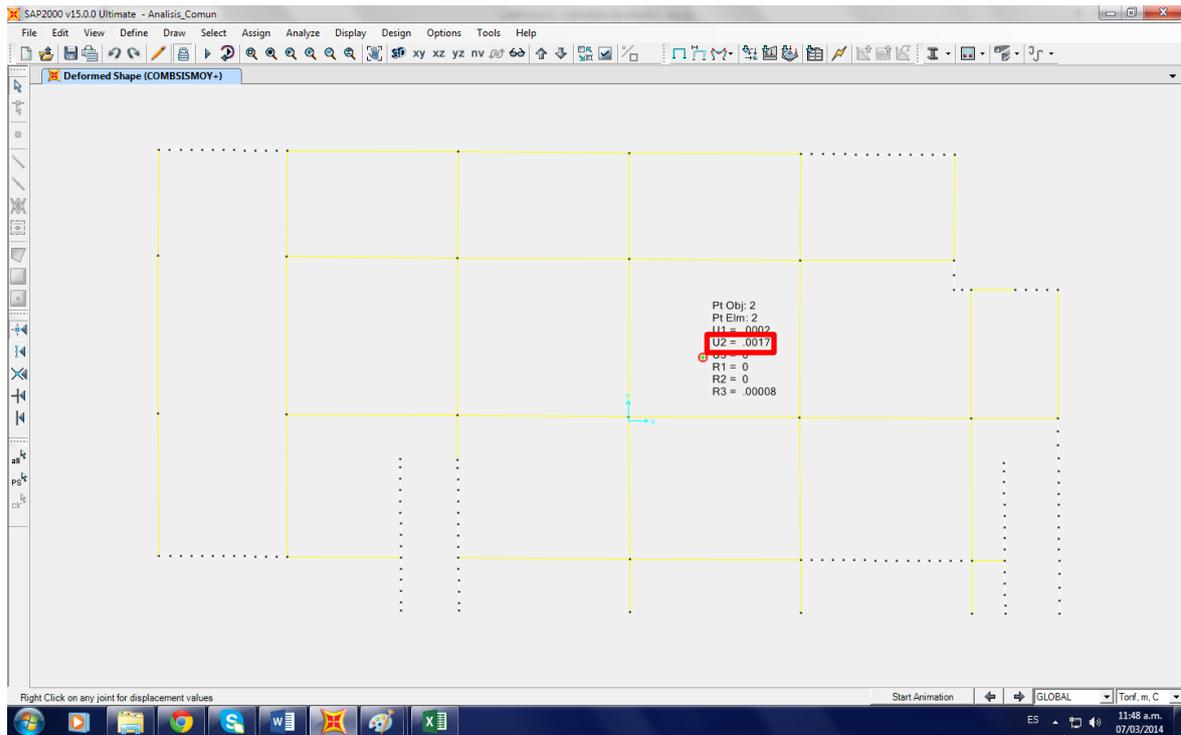


Figura 5.2-87 Desplazamiento máximo en el centro de masas por COMBSISMOY+ en primer nivel.

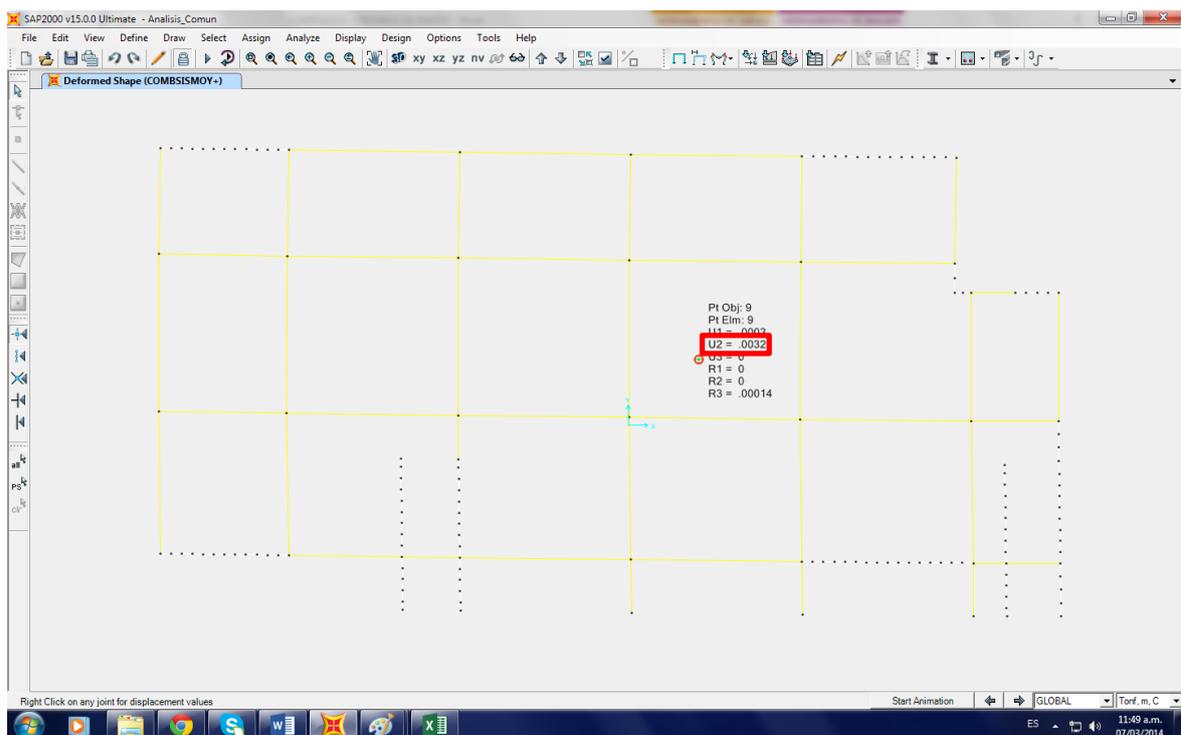


Figura 5.2-88 Desplazamiento máximo en el centro de masas por COMBSISMOY+ en segundo nivel.

**5.2.2.10.2.3 COMPROBACION DE DESPLAZAMIENTOS**

$$\Delta SAP = \Delta SISMO * 0.75 * R = COMBSISMO$$

$$\Delta REAL = \frac{\Delta SAP}{ALTURA}$$

$$Condicion: \Delta REAL < 0.007$$

SISMO XX

NIVEL	ALTURA	$\Delta SAP$	$\Delta REAL$	Verificando
2	3.2	0.01050	<b>0.00134</b>	OK
1	4.2	0.00620	<b>0.00148</b>	OK

**Tabla 5.2-12 Control de desplazamientos por SISMOX+**

SISMO YY

NIVEL	ALTURA	$\Delta SAP$	$\Delta REAL$	Verificando
2	3.2	0.00320	<b>0.00047</b>	OK
1	4.2	0.00170	<b>0.00040</b>	OK

**Tabla 5.2-13 Control de desplazamientos por SISMOY+**

### 5.2.2.10.3 ESFUERZOS INTERNOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### 5.2.2.10.3.1 COLUMNAS

##### 5.2.2.10.3.1.1 FUERZAS AXIALES MÁXIMAS EN COLUMNAS

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, las fuerzas axiales en cada elemento estructural a compresión por envolvente.

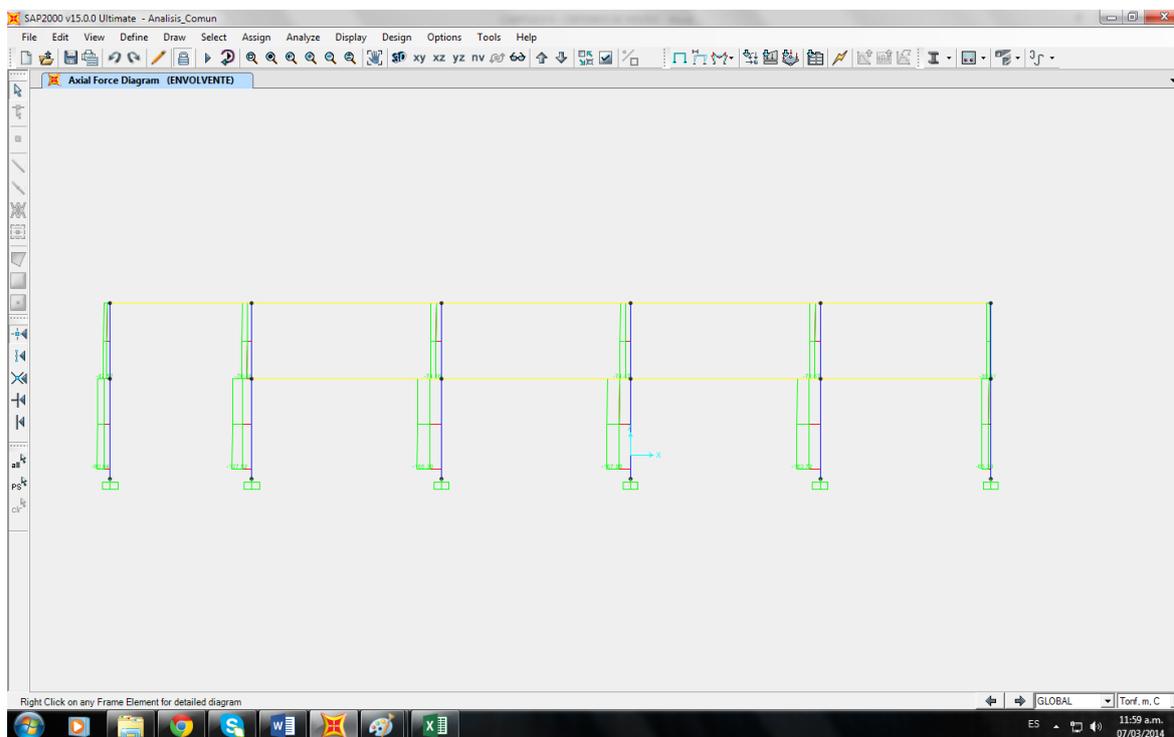


Figura 5.2-89 Fuerzas Axiales Máximas, eje 6 - 6

El programa SAP2000 nos entrega estos resultados en una tabla, indicando cada esfuerzo a ciertas distancias (máximos y mínimos). Sin embargo se mostraran solo las fuerzas axiales máximas en columnas por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
Piso	OutputCase	CaseType	StepType	P
Text	Text	Text	Text	Tonf
Nivel 1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-180.963
Nivel 2	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-77.5242

Tabla 5.2-14 Fuerzas Axiales Máximas en columnas por envolvente

### 5.2.2.10.3.1.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN COLUMNAS

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, los momentos flexionantes en cada elemento estructural.

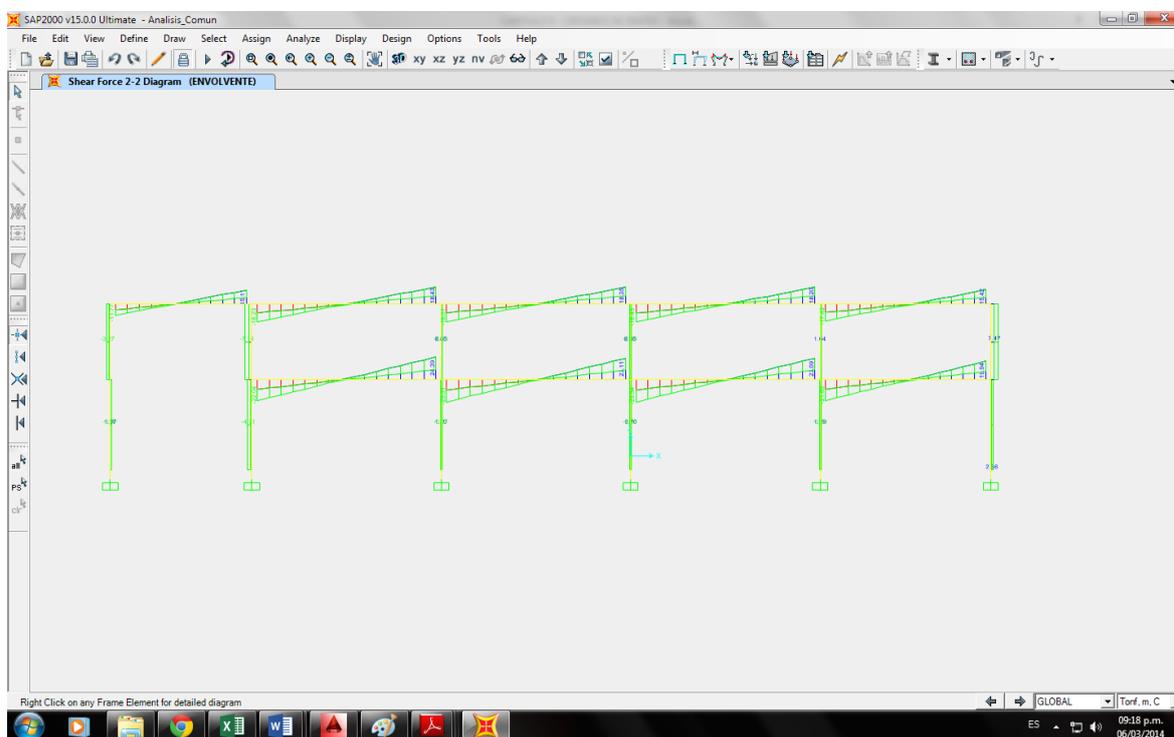


Figura 5.2-90 Fuerzas Cortantes Máximas, eje 6 - 6

El programa SAP2000 nos entrega estos resultados en una tabla, indicando cada esfuerzo a ciertas distancias (máximos y mínimos). Sin embargo se mostraran solo las fuerzas cortantes máximas en columnas por envolvente.

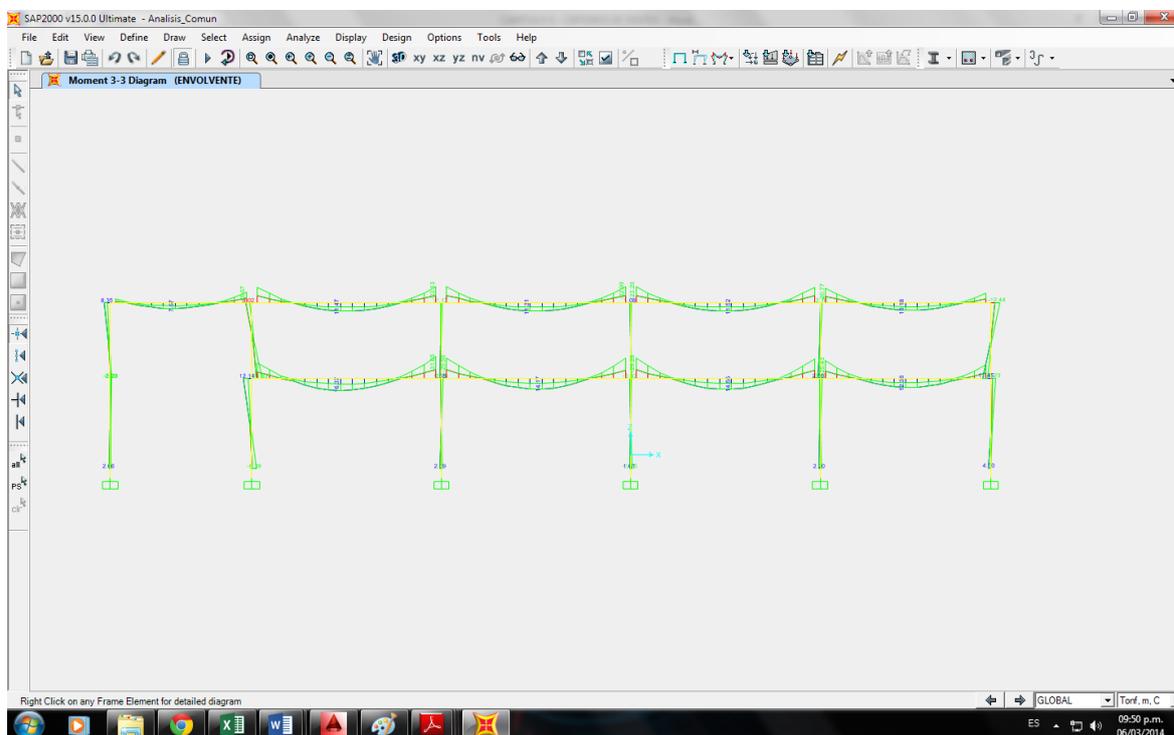
TABLE: Element Forces - Frames				
Piso	OutputCase	CaseType	StepType	V2
Text	Text	Text	Text	Tonf
Nivel 1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-7.5573
Nivel 2	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-13.2693

Tabla 5.2-15 Fuerzas Cortantes Máximas en columnas por envolvente

## 5.2.2.10.3.2 VIGAS

### 5.2.2.10.3.2.1 MOMENTOS FLEXIONANTES MÁXIMOS EN VIGAS

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, los momentos flexionantes en cada elemento estructural.



**Figura 5.2-91 Momentos Flexionantes Máximos, eje 6 - 6**

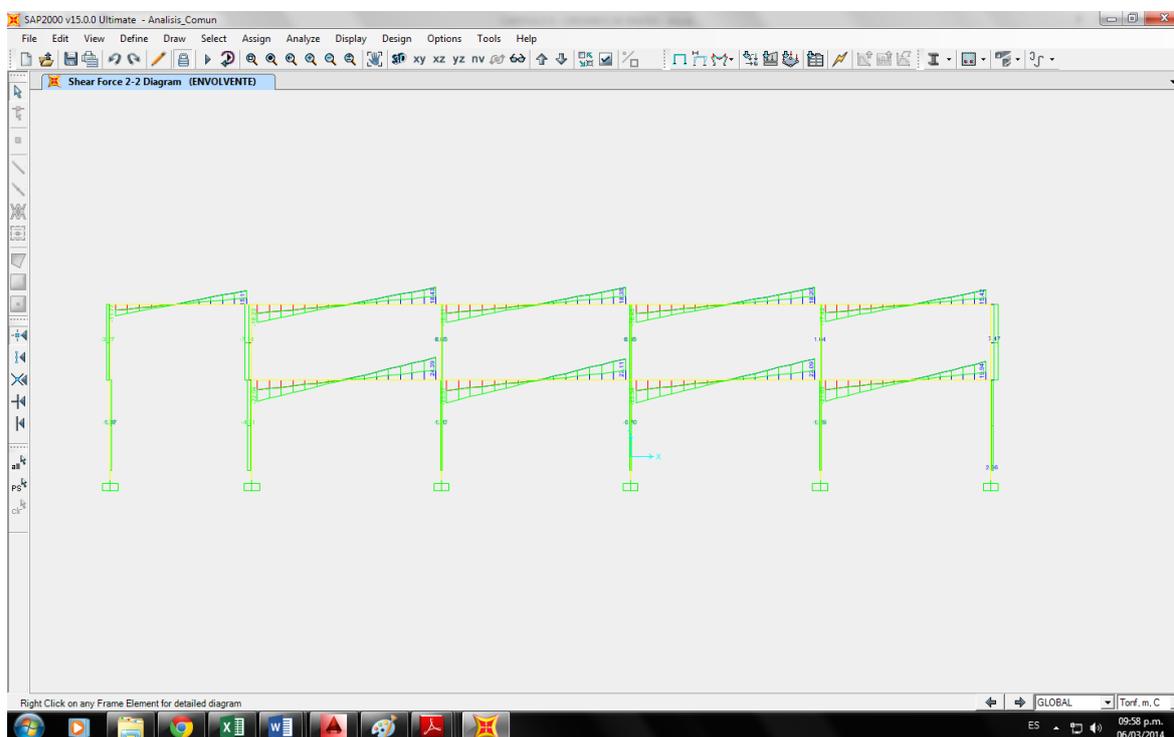
El programa SAP2000 nos entrega estos resultados en una tabla, indicando cada esfuerzo a ciertas distancias (máximos y mínimos). Sin embargo se mostraran solo los momentos flexionantes en vigas por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
Piso	OutputCase	CaseType	StepType	M3
Text	Text	Text	Text	Tonf
Nivel 1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-32.0106
Nivel 2	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-24.8988

**Tabla 5.2-16 Momentos Flexionantes Máximos en vigas por envolvente**

### 5.2.2.10.3.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN VIGAS

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, los momentos flexionantes en cada elemento estructural.



**Figura 5.2-92 Fuerzas Cortante Máximas, eje 6 - 6**

El programa SAP2000 nos entrega estos resultados en una tabla, indicando cada esfuerzo a ciertas distancias (máximos y mínimos). Sin embargo se mostraran solo las fuerzas cortantes máximas en vigas por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
Piso	OutputCase	CaseType	StepType	V2
Text	Text	Text	Text	Tonf
Nivel 1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	25.1003
Nivel 2	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-19.2822

**Tabla 5.2-17 Fuerzas Cortantes Máximas en vigas por envolvente**

### 5.2.2.10.3.3 MUROS ESTRUCTURALES

#### 5.2.2.10.3.3.1 FUERZA AXIAL MAXIMA EN MUROS ESTRUCTURALES

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, las fuerzas axiales en cada elemento estructural. Sin embargo se mostraran solo las fuerzas axiales máximas en muros estructurales por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P
Text	Text	Text	Text	Tonf
SC_MREF4_P1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	159.2941

**Tabla 5.2-18 Fuerzas Axiales Máximas en muros por envolvente**

#### 5.2.2.10.3.3.2 FUERZA CORTANTE MAXIMA EN MUROS ESTRUCTURALES

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, las fuerzas cortantes en cada elemento estructural. Sin embargo se mostraran solo las fuerzas cortantes máximas en muros estructurales por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	V2
Text	Text	Text	Text	Tonf
SC_MREF4_P1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-276.777

**Tabla 5.2-19 Fuerzas Cortantes Máximas en muros por envolvente**

#### 5.2.2.10.3.3.3 MOMENTO FLEXIONANTE MAXIMO EN MUROS ESTRUCTURALES

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, las fuerzas cortantes en cada elemento estructural. Sin embargo se mostraran solo los momentos flexionantes máximos en muros estructurales por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	M3
Text	Text	Text	Text	Tonf
SC_MREF4_P1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	867.007

**Tabla 5.2-20 Momento Flexionantes Máximos en muros por envolvente**

### **5.3. MÉTODO DINÁMICO CON INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA**

Para el método dinámico, utilizaremos el mismo modelo del análisis anterior (Método dinámico con ISE), con la diferencia de que en este caso se modificarán las masas y rigideces de los apoyos de cimiento en el modelo.

Por lo que solo se precisaran el ingreso de masas, rigideces y amortiguadores. Ya que se utilizara una copia del archivo del modelo anterior por análisis común y solo se agregaran las masas, rigideces y amortiguadores a este nuevo análisis.

#### **5.3.1 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL EN EL SAP2000**

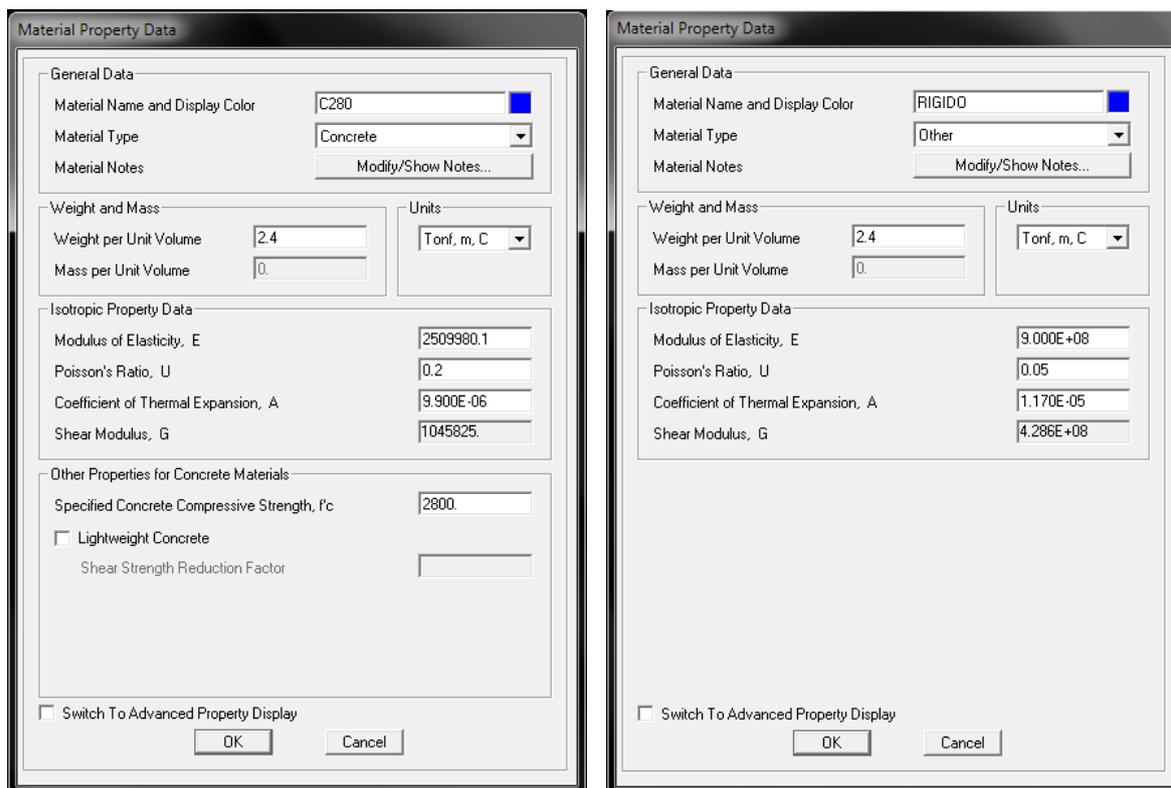
##### **5.3.1.2 DEFINICION DE MATERIALES**

Antes de proceder a dibujar y definir las características de las vigas, columnas y muros, se procede a Definir los tipos de materiales de cada uno de ellos, las cuales se indican a continuación.

###### **5.3.1.2.1 PROPIEDADES DEL MATERIAL RIGIDO**

Se creara un material rígido dirigido al cabezal de los pilotes, ya que éste para el análisis se considera infinitamente rígido e indeformable.

Se muestra el siguiente cuadro con las características que deben ingresarse en el SAP2000:



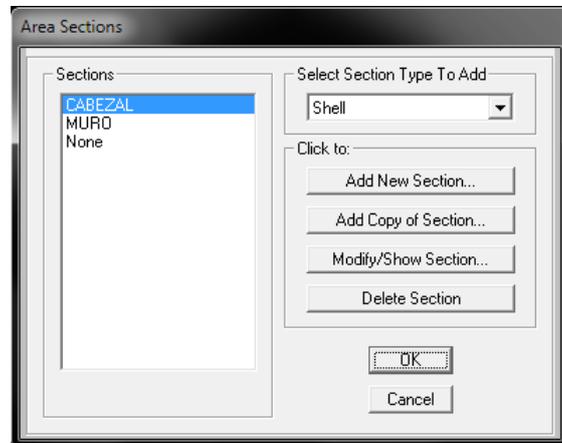
**Figura 5.3-01 Características de los materiales usados en el modelo.**  
**Izquierda: para vigas y columnas “Concreto”  $F'_c=280 \text{ kg/cm}^2$  Derecha: Para**  
**Cabezales “Rígido” para cabezales**

### 5.3.1.3 DEFINICIÓN DE SECCIONES

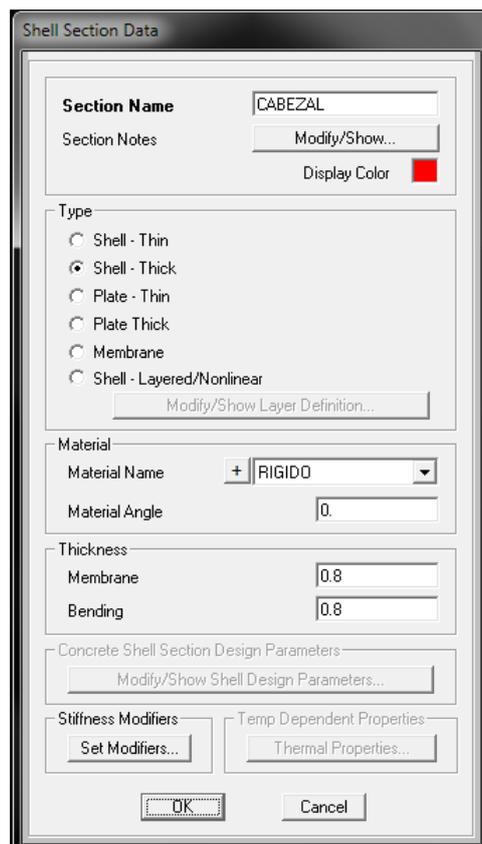
Para la creación de los elementos unidimensionales “Frame” se ingresa mediante el menú: “Define/Section Properties/Frame Sections”

### 5.3.1.3.3 CABEZALES DE PILOTES

Se creara un tipo de sección asignando el tipo de material “RIGIDO” para cabezales, ya que se considera que este es indeformable para la Interacción Suelo – Estructura. Se utilizara el mismo proceso que se usó para muros.



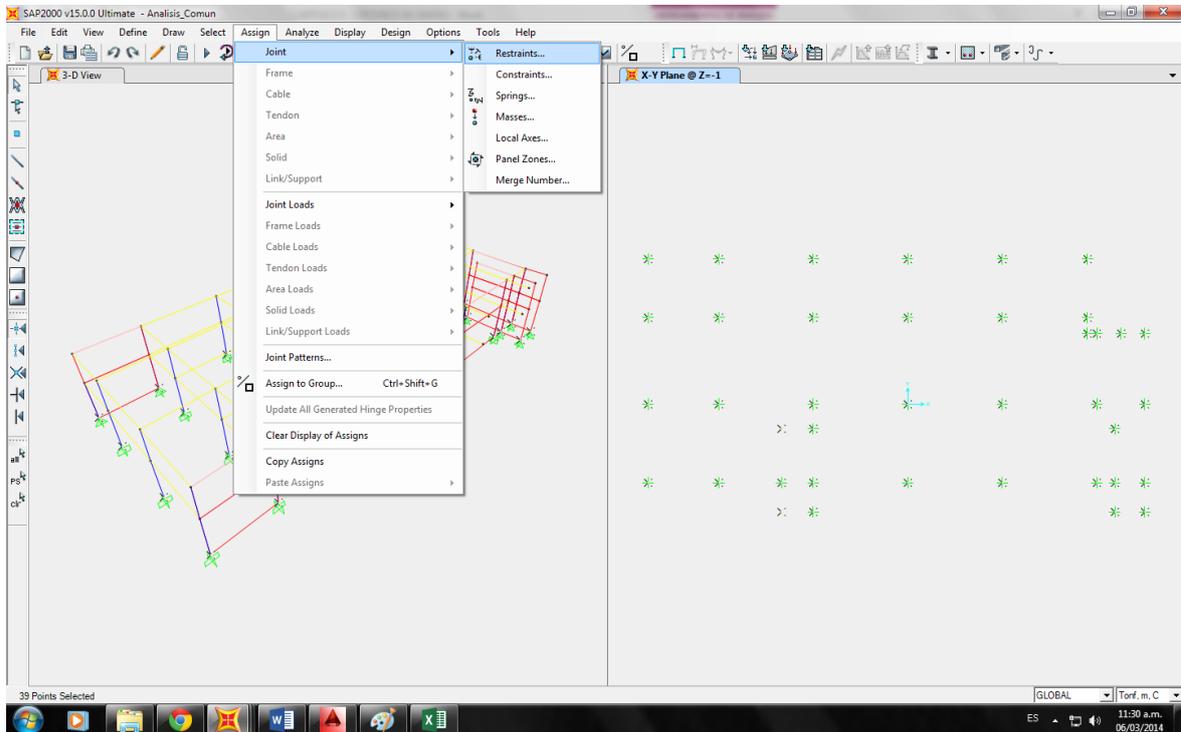
**Figura 5.3-02 Definición de cabezales de pilotes**



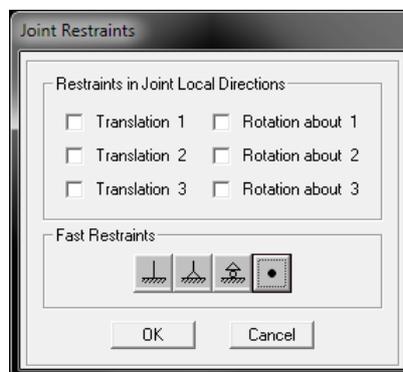
**Figura 5.3-03 Propiedades para cabezales de pilote**

### 5.3.1.4 DEFINICIÓN DE LOS APOYOS EN LA BASE

Se procede a insertar el tipo de apoyo que tendrá la estructura, y para ello lo designamos como sigue: Assign – Joint – Restraints. Se asignara apoyo sin restricciones o nulo, ya que estos serán reemplazados por las rigideces y los amortiguadores dados por la Norma Rusa. Por lo tanto:



**Figura 5.3-04** Secuencia de comandos para asignar restricciones en el modelo



**Figura 5.3-05** Asignación de restricciones en la base de columnas y muros

En su lugar dibujamos los cabezales, dividiendo por elementos finitos

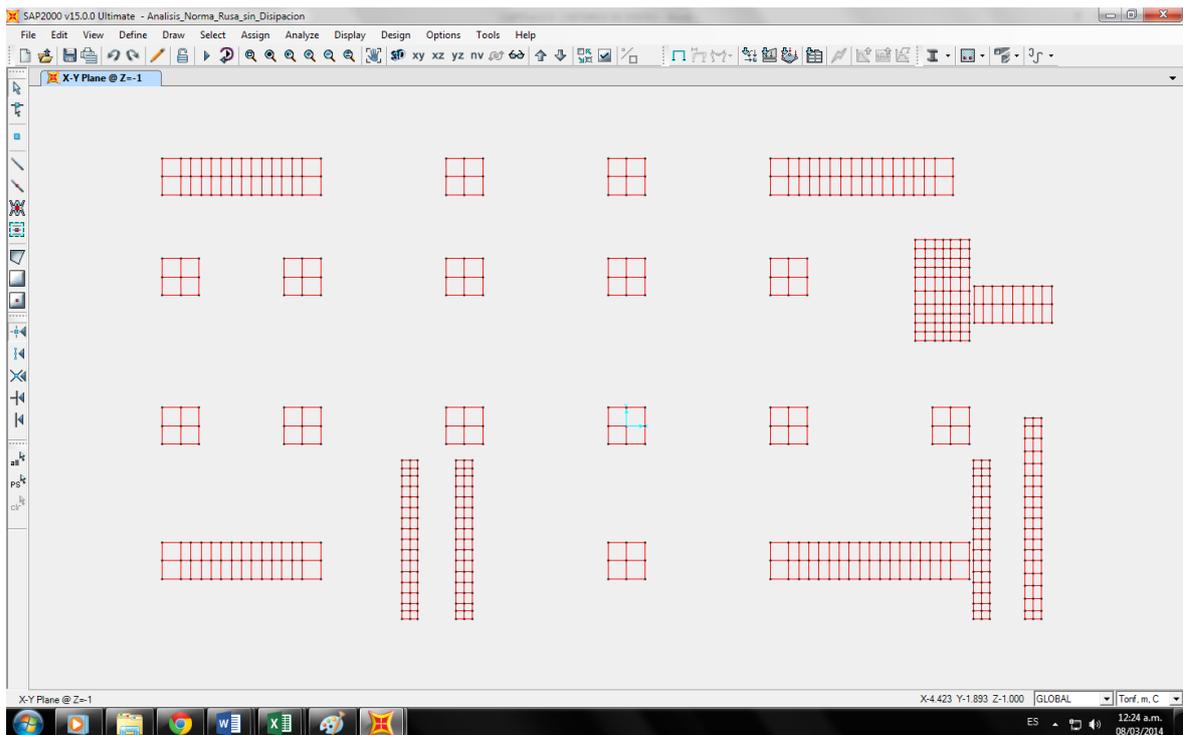


Figura 5.3-06 Modelamiento de cabezales para pilotes

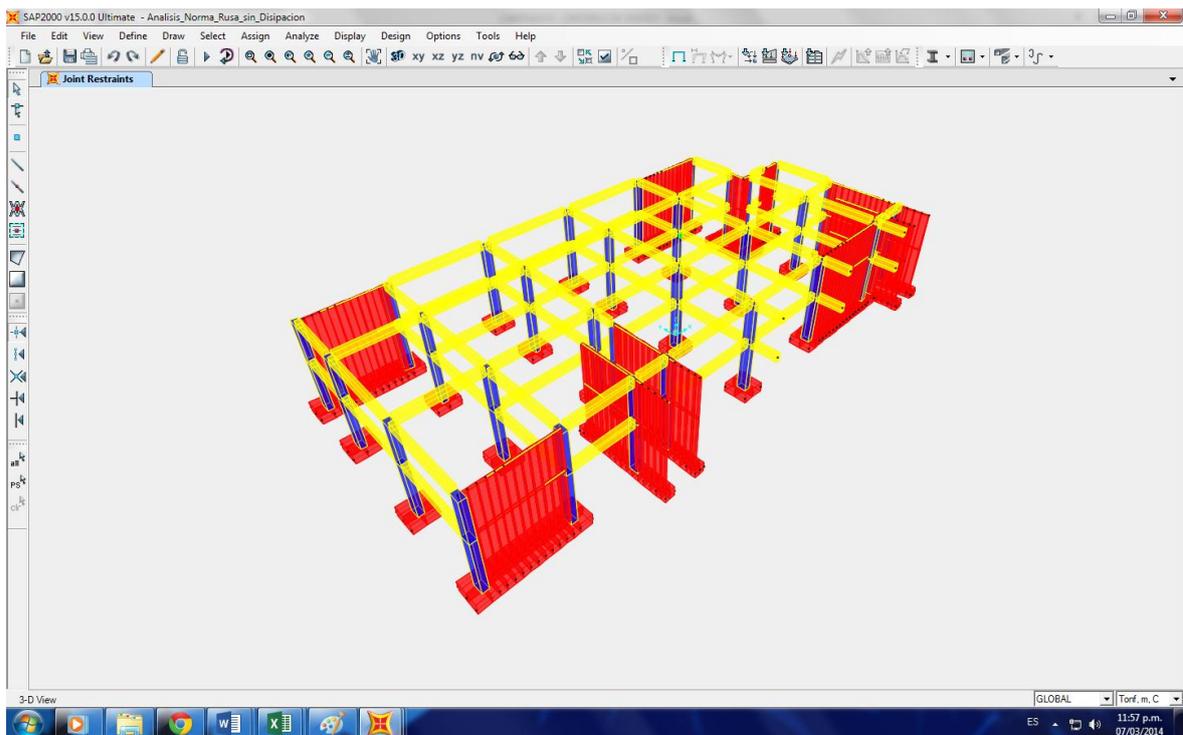


Figura 5.3-07 Vista en 3D del modelamiento final para el caso de análisis dinámico con Interacción Suelo - Estructura

### **5.3.1.5 DEFINICION DE MASAS, RIGIDECES Y AMORTIGUADORES EN LA CIMENTACION**

Se mostraran los resultados del cálculo de rigideces y amortiguadores según la Norma Rusa en el modelamiento estructural del programa SAP2000.

#### **5.3.1.5.1 MODELO DE LA NORMA RUSA – DR. GENNER VILLARREAL CASTRO**

##### **5.3.1.5.1.1 CONSIDERACIONES PARA NORMA RUSA**

Para considerar la flexibilidad en el suelo durante en análisis con SAP2000, se tomaran las siguientes consideraciones para el cálculo de rigideces y amortiguadores en la cimentación.

- i. Pilotes de concreto armado con sección circular de 70 centímetros de diámetro y 14 metros de longitud
- ii. Cabezales de 80 centímetros de espesor de diferentes dimensiones en planta.
- iii. Licuación de suelo a 6 – 8 metros de profundidad, razón por la cual se consideran cabezales altos.
- iv. Nivel Freático: Se presenta a la profundidad de 1.40 m – 1.90 m
- v. Tipo de suelos: Arenas limosas y arenas con limos, no plásticas, en estado compacto.
- vi. Resistencia a la compresión del concreto:  $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ .
- vii. Peso Específico del concreto:  $\gamma_c = 2400 \text{ kgf/m}^3$ .

Los siguientes resultados corresponden al resumen del cálculo de:

- i. CALCULO DE MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES.
- ii. CALCULO DE COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.
- iii. CALCULO DE COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES.

El cálculo de dichos parámetros se mostrara en el capítulo IX de ANEXOS.

### 5.3.1.5.1.2 RESUMEN DE MASAS, RIGIDECES Y AMORTIGUADORES POR NORMA RUSA

#### i. CABEZAL 1.80 x 1.80

MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES					
$m_x$	$m_y$	$m_z$	$\theta_{\varphi x}$	$\theta_{\varphi y}$	$\theta_{\psi z}$
Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m
2.69	2.69	8.85	0.27	0.27	0.34

Tabla 5.3-01 Masas para Cabezal 1.80 x 1.80

COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{\varphi x}$	$K_{\varphi y}$	$K_{\varphi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
10908.7	10908.7	62637.1	0.0	0.0	0.0

Tabla 5.3-02 Rigideces para Cabezal 1.80 x 1.80

COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$\eta_x$	$\eta_y$	$\eta_z$	$\eta_{\varphi x}$	$\eta_{\varphi y}$	$\eta_{\varphi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
102.74	102.74	744.47	0.00	0.00	0.00

Tabla 5.3-03 Amortiguadores para Cabezal 1.80 x 1.80

#### ii. CABEZAL 7.70 x 1.80

MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES					
$m_x$	$m_y$	$m_z$	$\theta_{\varphi x}$	$\theta_{\varphi y}$	$\theta_{\psi z}$
Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m
4.10	4.10	10.26	138.09	6.05	40.58

Tabla 5.3-04 Masas para Cabezal 7.70 x 1.80

COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{\varphi x}$	$K_{\varphi y}$	$K_{\varphi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
32726	32726	187911	1046303	0	182221

Tabla 5.3-05 Rigideces para Cabezal 7.70 x 1.80

COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$\eta_x$	$\eta_y$	$\eta_z$	$\eta_{\phi x}$	$\eta_{\phi y}$	$\eta_{\phi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
219.70	219.70	1388.35	110.40	0.00	2904.78

Tabla 5.3-06 Amortiguadores para Cabezal 7.70 x 1.80

## iii. CABEZAL 9.70 x 1.80

MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES					
$m_x$	$m_y$	$m_z$	$\theta_{\phi x}$	$\theta_{\phi y}$	$\theta_{\psi z}$
Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m
5.471	5.471	11.632	219.141	27.341	82.135

Tabla 5.3-07 Masas para Cabezal 9.70 x 1.80

COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{\phi x}$	$K_{\phi y}$	$K_{\phi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
32726	32726	187911	1659833	0	289072

Tabla 5.3-08 Rigideces para Cabezal 9.70 x 1.80

COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$\eta_x$	$\eta_y$	$\eta_z$	$\eta_{\phi x}$	$\eta_{\phi y}$	$\eta_{\phi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
253.88	253.88	1478.41	139.05	0.00	3658.61

Tabla 5.3-09 Amortiguadores para Cabezal 9.70 x 1.80

## iv. CABEZAL 8.92 x 1.80

MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES					
$m_x$	$m_y$	$m_z$	$\theta_{\phi x}$	$\theta_{\phi y}$	$\theta_{\psi z}$
Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m
5.20	5.20	11.36	184.62	21.34	67.50

Tabla 5.3-10 Masas para Cabezal 8.92 x 1.80

COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{\varphi x}$	$K_{\varphi y}$	$K_{\varphi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
32726	32726	187911	1397509	0	243386

Tabla 5.3-11 Rigideces para Cabezal 8.92 x 1.80

COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$\eta_x$	$\eta_y$	$\eta_z$	$\eta_{\varphi x}$	$\eta_{\varphi y}$	$\eta_{\varphi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
247.42	247.42	1460.84	127.59	0.00	3357.08

Tabla 5.3-12 Amortiguadores para Cabezal 8.92 x 1.80

## v. CABEZAL 5.00 x 2.65

MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES					
$m_x$	$m_y$	$m_z$	$\theta_{\varphi x}$	$\theta_{\varphi y}$	$\theta_{\varphi z}$
Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m
4.65	4.65	10.81	1.93	31.49	6.92

Tabla 5.3-13 Masas para Cabezal 5.00 x 2.65

COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{\varphi x}$	$K_{\varphi y}$	$K_{\varphi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
21817	21817	125274	0	195741	0

Tabla 5.3-14 Rigideces para Cabezal 5.00 x 2.65

COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$\eta_x$	$\eta_y$	$\eta_z$	$\eta_{\varphi x}$	$\eta_{\varphi y}$	$\eta_{\varphi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
191.04	191.04	1163.57	0.00	38.99	0.00

Tabla 5.3-15 Amortiguadores para Cabezal 5.00 x 2.65

## vi. CABEZAL 3.80 x 1.80

MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES					
$m_x$	$m_y$	$m_z$	$\theta_{\phi x}$	$\theta_{\phi y}$	$\theta_{\psi z}$
Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m
3.39	3.39	9.55	15.40	1.83	5.68

Tabla 5.3-16 Masas para Cabezal 3.80 x 1.80

COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{\phi x}$	$K_{\phi y}$	$K_{\phi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
21817	21817	125274	113060	0	19690

Tabla 5.3-17 Rigideces para Cabezal 3.80 x 1.80

COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$\eta_x$	$\eta_y$	$\eta_z$	$\eta_{\phi x}$	$\eta_{\phi y}$	$\eta_{\phi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
163.23	163.23	1093.96	29.63	0.00	779.64

Tabla 5.3-18 Amortiguadores para Cabezal 3.80 x 1.80

## vii. CABEZAL 7.85 x 0.80 (3 PILOTES)

MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES					
$m_x$	$m_y$	$m_z$	$\theta_{\phi x}$	$\theta_{\phi y}$	$\theta_{\psi z}$
Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m
3.28	3.28	9.44	6.51	248.66	6.38

Tabla 5.3-19 Masas para Cabezal 7.85 x 0.80 (3 Pilotes)

COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{\phi x}$	$K_{\phi y}$	$K_{\phi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
32726	32726	187911	0	1894100	0

Tabla 5.3-20 Rigideces para Cabezal 7.85 x 0.80 (3 Pilotes)

COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$\eta_x$	$\eta_y$	$\eta_z$	$\eta_{\varphi x}$	$\eta_{\varphi y}$	$\eta_{\varphi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
196.66	196.66	1332.11	0.00	148.54	0.00

Tabla 5.3-21 Amortiguadores para Cabezal 7.85 x 0.80 (3 P.)

## viii. CABEZAL 7.85 x 0.80 (2 PILOTES)

MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES					
$m_x$	$m_y$	$m_z$	$\theta_{\varphi x}$	$\theta_{\varphi y}$	$\theta_{\varphi z}$
Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m
3.28	3.28	9.44	6.51	121.49	6.38

Tabla 5.3-22 Masas para Cabezal 7.85 x 0.80 (2 Pilotes)

COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{\varphi x}$	$K_{\varphi y}$	$K_{\varphi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
21817	21817	125274	0	924391	0

Tabla 5.3-23 Rigideces para Cabezal 7.85 x 0.80 (2 Pilotes)

COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$\eta_x$	$\eta_y$	$\eta_z$	$\eta_{\varphi x}$	$\eta_{\varphi y}$	$\eta_{\varphi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
160.57	160.57	1087.66	0.00	84.73	0.00

Tabla 5.3-24 Amortiguadores para Cabezal 7.85 x 0.80 (2 P.)

## ix. CABEZAL 9.93 x 0.80

MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES					
$m_x$	$m_y$	$m_z$	$\theta_{\varphi x}$	$\theta_{\varphi y}$	$\theta_{\varphi z}$
Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m
3.61	3.61	9.77	13.02	239.00	12.86

Tabla 5.3-25 Masas para Cabezal 9.93 x 0.80

COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{\phi x}$	$K_{\phi y}$	$K_{\phi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
21817	21817	125274	0	1819936	0

Tabla 5.3-26 Rigideces para Cabezal 9.93 x 0.80

COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$\eta_x$	$\eta_y$	$\eta_z$	$\eta_{\phi x}$	$\eta_{\phi y}$	$\eta_{\phi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
168.35	168.35	1106.26	0.00	118.88	0.00

Tabla 5.3-27 Amortiguadores para Cabezal 9.93 x 0.80

### 5.3.1.5.1.3 INGRESO DE MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES

Seleccionamos el centro de masa del cabezal. Luego Assign – Joint – Masses.

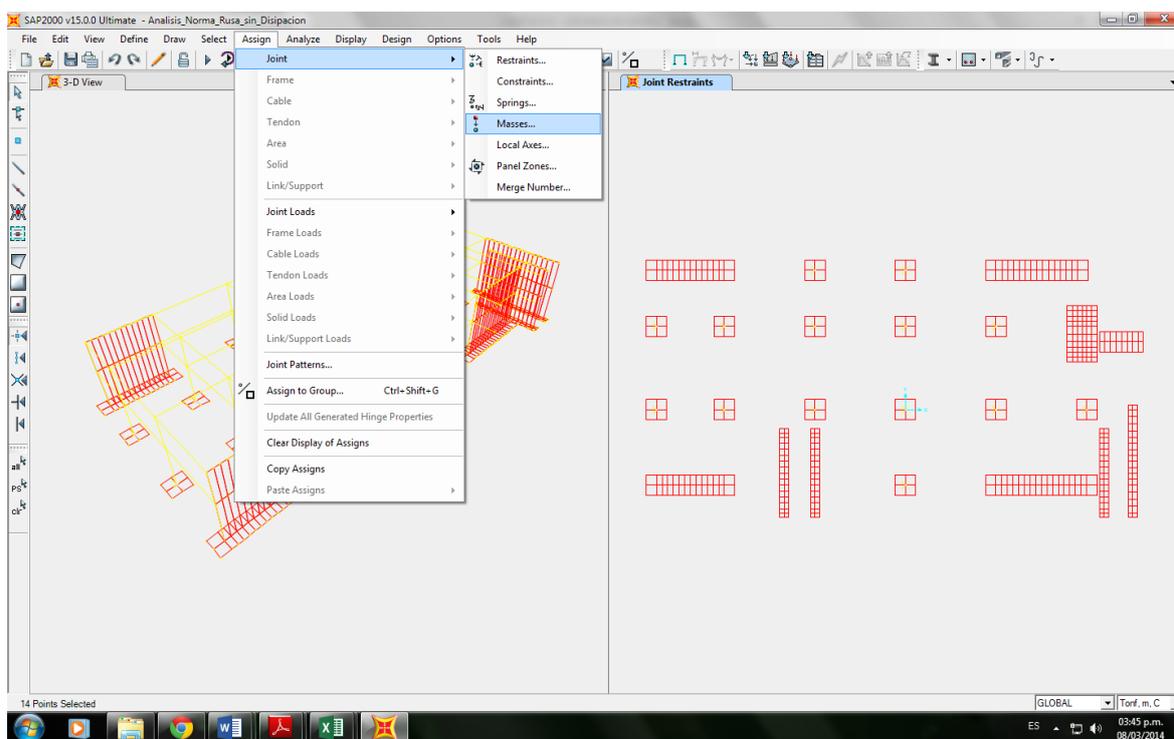


Figura 5.3-08 Secuencia de comandos para ingreso de masas en cabezales

**Left Dialog (Cabezal 1.80 x 1.80):**

- Specify Joint Mass:  As Mass,  As Weight,  As Volume and Material Property
- Material: + [ ]
- Mass Direction: Coordinate System: Global
- Mass: Global X Axis Direction: 2.69, Global Y Axis Direction: 2.69, Global Z Axis Direction: 8.85
- Mass Moment of Inertia: Rotation About Global X Axis: 0.27, Rotation About Global Y Axis: 0.27, Rotation About Global Z Axis: 0.34
- Options:  Add to Existing Masses,  Replace Existing Masses,  Delete Existing Masses
- Units: Tonf, m, C

**Right Dialog (Cabezal 7.70 x 1.80):**

- Specify Joint Mass:  As Mass,  As Weight,  As Volume and Material Property
- Material: + [ ]
- Mass Direction: Coordinate System: Global
- Mass: Global X Axis Direction: 4.10, Global Y Axis Direction: 4.10, Global Z Axis Direction: 10.26
- Mass Moment of Inertia: Rotation About Global X Axis: 138.09, Rotation About Global Y Axis: 6.05, Rotation About Global Z Axis: 40.58
- Options:  Add to Existing Masses,  Replace Existing Masses,  Delete Existing Masses
- Units: Tonf, m, C

**Figura 5.3-09 Ingreso de masas a cabezales. Izquierda: Cabezal 1.80 x 1.80, Derecha: Cabezal 7.70 x 1.80**

**Left Dialog (Cabezal 9.70 x 1.80):**

- Specify Joint Mass:  As Mass,  As Weight,  As Volume and Material Property
- Material: + [ ]
- Mass Direction: Coordinate System: Global
- Mass: Global X Axis Direction: 5.47, Global Y Axis Direction: 5.47, Global Z Axis Direction: 11.63
- Mass Moment of Inertia: Rotation About Global X Axis: 219.14, Rotation About Global Y Axis: 27.34, Rotation About Global Z Axis: 82.13
- Options:  Add to Existing Masses,  Replace Existing Masses,  Delete Existing Masses
- Units: Tonf, m, C

**Right Dialog (Cabezal 8.92 x 1.80):**

- Specify Joint Mass:  As Mass,  As Weight,  As Volume and Material Property
- Material: + [ ]
- Mass Direction: Coordinate System: Global
- Mass: Global X Axis Direction: 5.20, Global Y Axis Direction: 5.20, Global Z Axis Direction: 11.63
- Mass Moment of Inertia: Rotation About Global X Axis: 184.62, Rotation About Global Y Axis: 21.34, Rotation About Global Z Axis: 67.50
- Options:  Add to Existing Masses,  Replace Existing Masses,  Delete Existing Masses
- Units: Tonf, m, C

**Figura 5.3-10 Ingreso de masas a cabezales. Izquierda: Cabezal 9.70 x 1.80, Derecha: Cabezal 8.92 x 1.80**

**Joint Masses (Left):**

- Specify Joint Mass:  As Mass,  As Weight,  As Volume and Material Property
- Material: +
- Mass Direction: Coordinate System: Global
- Mass:
  - Global X Axis Direction: 4.65
  - Global Y Axis Direction: 4.65
  - Global Z Axis Direction: 10.81
- Mass Moment of Inertia:
  - Rotation About Global X Axis: 1.93
  - Rotation About Global Y Axis: 31.49
  - Rotation About Global Z Axis: 6.92
- Options:  Add to Existing Masses,  Replace Existing Masses,  Delete Existing Masses
- Units: Tonf, m, C

**Joint Masses (Right):**

- Specify Joint Mass:  As Mass,  As Weight,  As Volume and Material Property
- Material: +
- Mass Direction: Coordinate System: Global
- Mass:
  - Global X Axis Direction: 3.39
  - Global Y Axis Direction: 3.39
  - Global Z Axis Direction: 9.55
- Mass Moment of Inertia:
  - Rotation About Global X Axis: 15.40
  - Rotation About Global Y Axis: 1.83
  - Rotation About Global Z Axis: 5.68
- Options:  Add to Existing Masses,  Replace Existing Masses,  Delete Existing Masses
- Units: Tonf, m, C

**Figura 5.3-11 Ingreso de masas a cabezales. Izquierda: Cabezal 5.50 x 2.65, Derecha: Cabezal 3.80 x 1.80**

**Joint Masses (Left):**

- Specify Joint Mass:  As Mass,  As Weight,  As Volume and Material Property
- Material: +
- Mass Direction: Coordinate System: Global
- Mass:
  - Global X Axis Direction: 3.28
  - Global Y Axis Direction: 3.28
  - Global Z Axis Direction: 9.44
- Mass Moment of Inertia:
  - Rotation About Global X Axis: 6.51
  - Rotation About Global Y Axis: 248.66
  - Rotation About Global Z Axis: 6.38
- Options:  Add to Existing Masses,  Replace Existing Masses,  Delete Existing Masses
- Units: Tonf, m, C

**Joint Masses (Right):**

- Specify Joint Mass:  As Mass,  As Weight,  As Volume and Material Property
- Material: +
- Mass Direction: Coordinate System: Global
- Mass:
  - Global X Axis Direction: 3.28
  - Global Y Axis Direction: 3.28
  - Global Z Axis Direction: 9.44
- Mass Moment of Inertia:
  - Rotation About Global X Axis: 6.51
  - Rotation About Global Y Axis: 121.49
  - Rotation About Global Z Axis: 6.38
- Options:  Add to Existing Masses,  Replace Existing Masses,  Delete Existing Masses
- Units: Tonf, m, C

**Figura 5.3-12 Ingreso de masas a cabezales. Izquierda: Cabezal 7.85 x 0.80 (3P), Derecha: Cabezal 7.85 x 0.80 (2P)**

Joint Masses

Specify Joint Mass

As Mass

As Weight

As Volume and Material Property

Material +

Mass Direction

Coordinate System Global

Mass

Global X Axis Direction 3.61

Global Y Axis Direction 3.61

Global Z Axis Direction 9.77

Mass Moment of Inertia

Rotation About Global X Axis 13.02

Rotation About Global Y Axis 239.00

Rotation About Global Z Axis 12.86

Options

Add to Existing Masses

Replace Existing Masses

Delete Existing Masses

Units

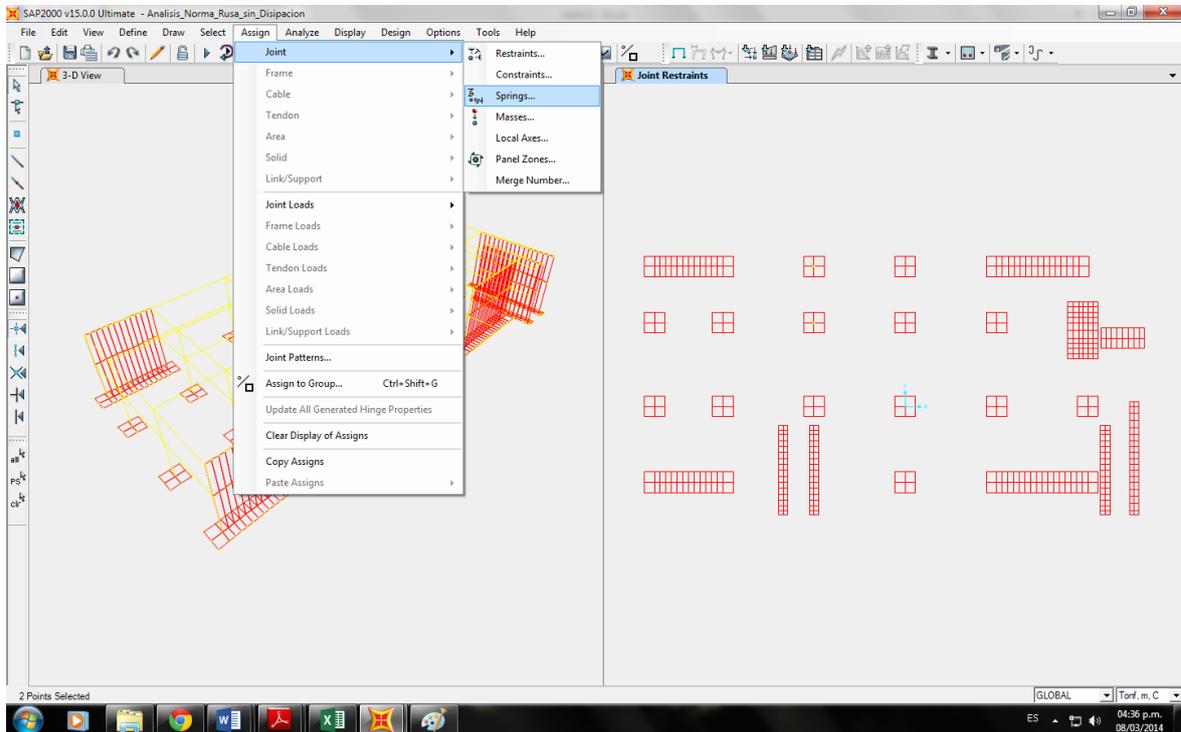
Tonf, m, C

OK Cancel

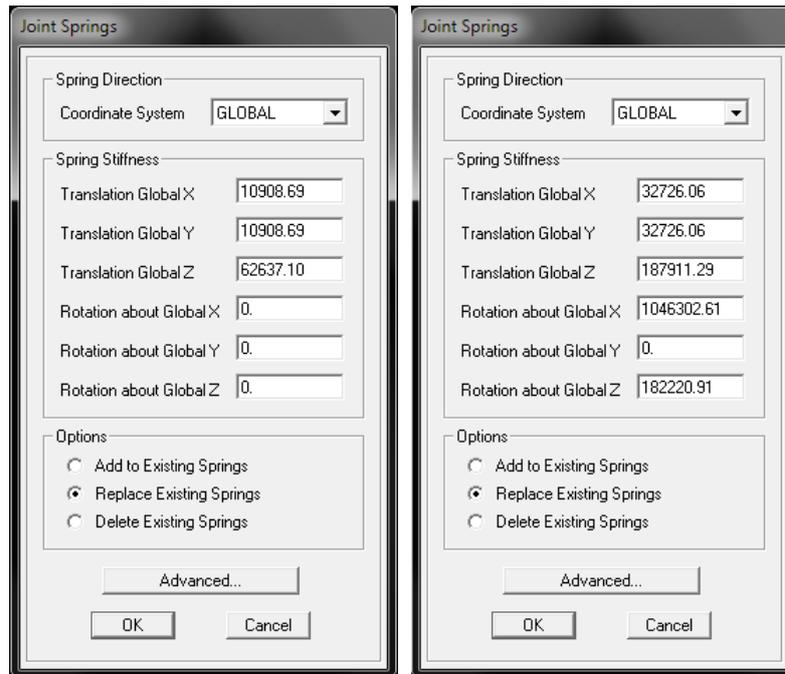
**Figura 5.3-13 Ingreso de masas a cabezales. Cabezal 9.93 x 0.80**

### 5.3.1.5.1.4 INGRESO DE COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES

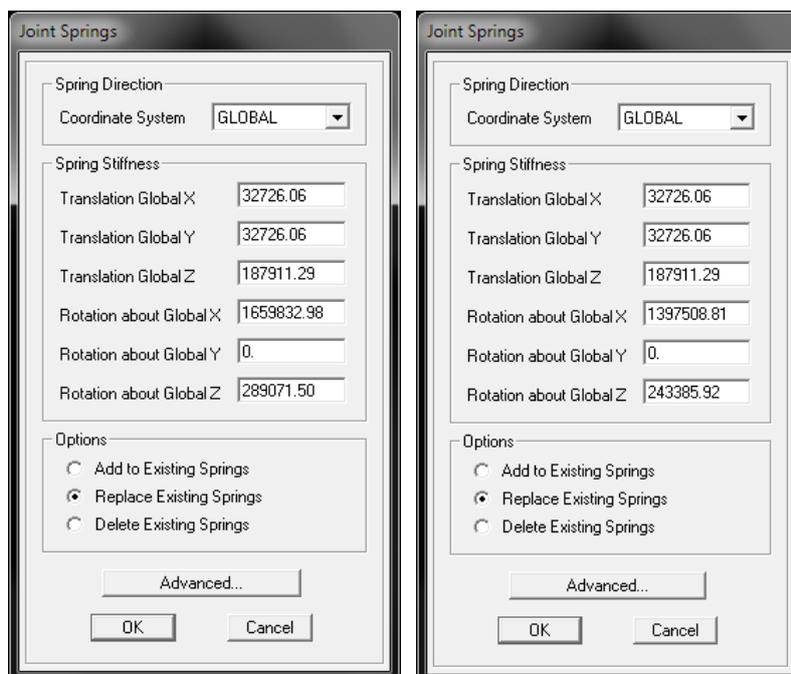
Para el ingreso de coeficientes de rigidez traslacionales y rotacionales seleccionamos cada centroide de cabezal. Luego Assign – Joint – Spring.



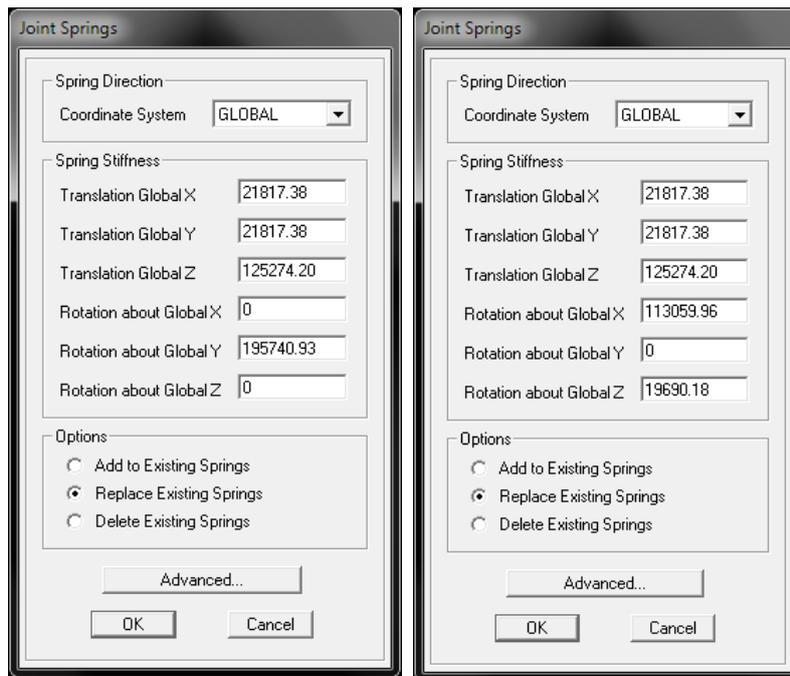
**Figura 5.3-14** Secuencia de comandos para ingreso de rigideces en cabezales



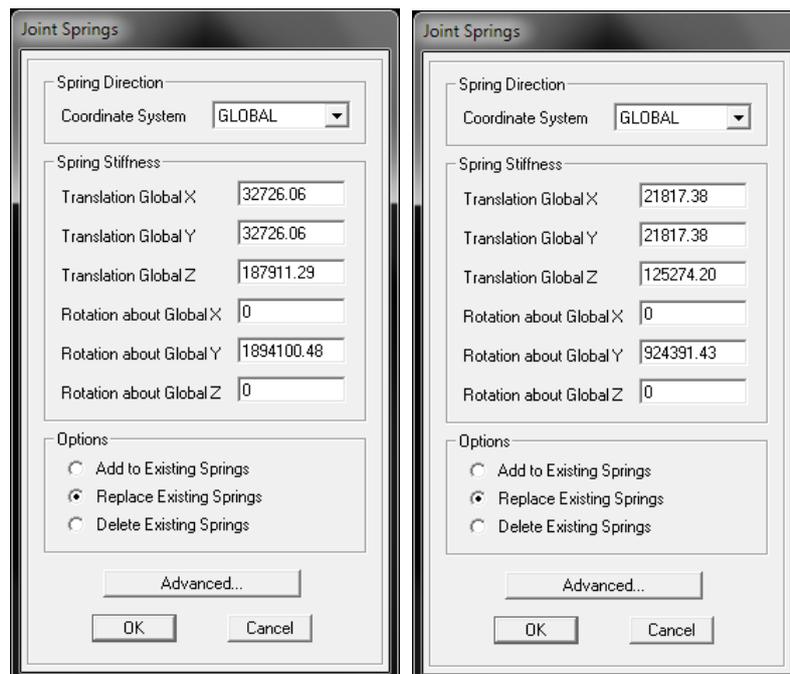
**Figura 5.3-15 Ingreso de rigideces a cabezales.**  
**Izquierda: Cabezal 1.80 x 1.80, Derecha: Cabezal**  
**7.70 x 1.80**



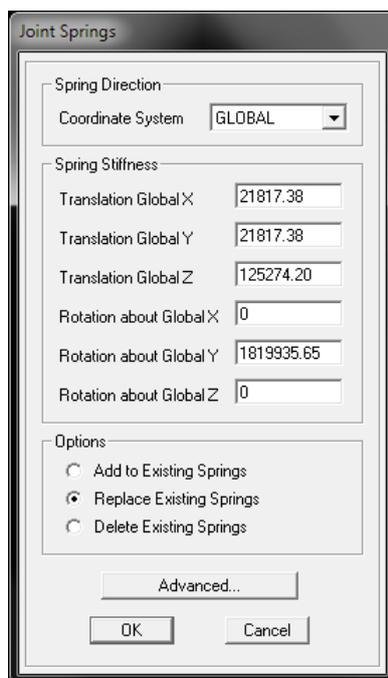
**Figura 5.3-16 Ingreso de rigideces a cabezales.**  
**Izquierda: Cabezal 9.70 x 1.80, Derecha: Cabezal**  
**8.92 x 1.80**



**Figura 5.3-17 Ingreso de rigideces a cabezales.**  
**Izquierda: Cabezal 5.00 x 2.65, Derecha: Cabezal**  
**3.80 x 1.80**



**Figura 5.3-18 Ingreso de rigideces a cabezales.**  
**Izquierda: Cabezal 7.85 x 0.80 (3P), Derecha:**  
**Cabezal 7.85 x 1.80 (2P)**



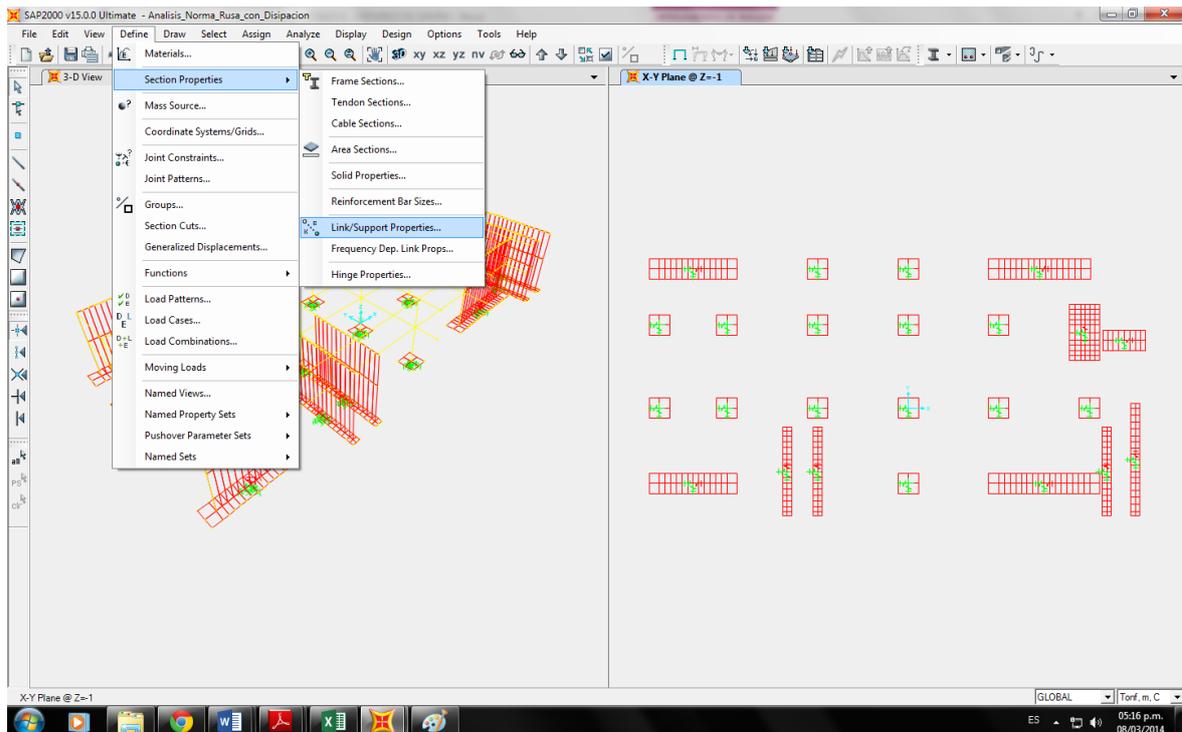
**Figura 5.3-19 Ingreso de rigideces a cabezales.  
Cabezal 9.93 x 0.80**

#### **5.3.1.5.1.5 INGRESO DE COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES**

Para considerar la disipación de energía por el modelo de la Norma Rusa, se usó el elemento DAMPER (amortiguador) con una amortiguación relativa. Esta consideración en el análisis nos ayudara a controlar desplazamientos máximos y reducirán notablemente los esfuerzos internos en los elementos estructurales.

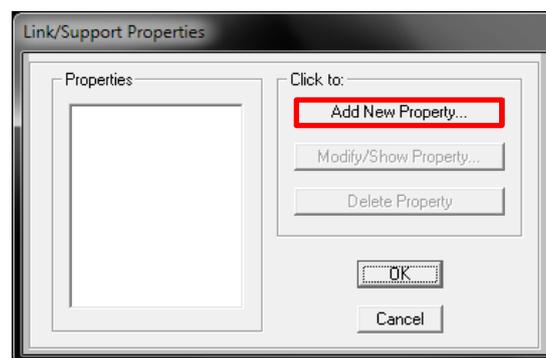
El modelo de la Norma Rusa nos indica que consta de Resorte + Amortiguador, ya que se analiza la posibilidad de la consideración del amortiguamiento.

Para la creación de amortiguadores por Norma Rusa en el caso de pilotes se sigue la secuencia: “Define – Section Properties – Link Support Properties”.



**Figura 5.3-20** Secuencia de comandos para creación de amortiguadores

Luego creamos uno a uno los amortiguadores, para esto seleccionamos la opción “Add New Property” en la ventana “Link/Support Properties”.



**Figura 5.3-21** Creación de amortiguadores

Luego aparecerá la ventana “Link/Support Property Data” en la cual en la opción “Link/ Support Type” elegiremos “Damper”.

En la opción Property Name se colocará la sección del cabezal para diferenciarlo del resto de cabezales.

En la opción “Directional Properties” seleccionamos cada uno de las opciones de “Direction”, que son:

U1: Amortiguador Traslacional en el eje “x”

U2: Amortiguador Traslacional en el eje “y”

U3: Amortiguador Traslacional en el eje “z”

R1: Amortiguador Rotacional en el eje “x”

R2: Amortiguador Rotacional en el eje “y”

R3: Amortiguador Rotacional en el eje “z”

Luego seleccionamos la opción “NonLinear” para cada amortiguador ya que esta parte del análisis será no lineal.

Luego seleccionamos en la opción “Properties” el botón “Modify Show for U1...”, “Modify Show for U2...”, “Modify Show for U3...”, “Modify Show for R1...”, “Modify Show for R2...”, “Modify Show for R3...”, según sea el caso.

Una vez dentro de la ventana “Link/Support Directional Properties”, en “Properties Used For Linear Analysis Cases” en la opción “Effective Stifness” agregaremos la rigidez efectiva que se calculó por la Norma Rusa. En “Properties Used For Nonlinear Analysis Cases” en la opción “Damping Coefficient” agregaremos el coeficiente de amortiguamiento calculado según la Norma Rusa.

Cabe indicar que algunas de las rigideces rotacionales calculadas por la Norma Rusa, resultaron con un valor nulo (0) por solo estar presente pilotes en el eje “x” o eje “y”, o también por solo tratarse de un pilote. Por lo que en estos casos se asumió restricciones en dichas rotaciones. Para el caso de amortiguadores, en las rotaciones en donde la rigidez por Norma Rusa es nula y se consideró con una restricción, también se considerara nulo dicho amortiguador no se seleccionara la opción “R1”, “R2” o “R3” según sea el caso.

Una vez hecho lo indicado, se encontrarían creados los amortiguadores para cada caso de cabezal con dimensiones distintas.

Sin embargo se crearan 3 análisis independientes:

- **Análisis Dinámico sin Interacción Suelo – Estructura (Común):** El cual consistirá en un análisis típico con apoyos en el suelo netamente rígidos.
- **Análisis Dinámico con Interacción Suelo – Estructura por Norma Rusa sin disipación de energía:** El cual consistirá en el ingreso de masas y rigideces en los apoyos del suelo pero sin considerar la presencia de amortiguamiento.
- **Análisis Dinámico con Interacción Suelo – Estructura por Norma Rusa con disipación de energía:** El cual consistirá en el ingreso de masas, rigideces y amortiguadores tipo Damper en los apoyos del suelo, considerando así la presencia de amortiguamiento.

## i. AMORTIGUADOR EN CABEZAL 1.80 x 1.80

**Figura 5.3-22 Creación de amortiguador para cabezal 1.80 x 1.80**

**Figura 5.3-23 Ingreso de rigideces y amortiguamientos en “Amortiguador U1”**

## ii. AMORTIGUADOR EN CABEZAL 7.70 x 1.80

**Figura 5.3-24 Creación de amortiguador para cabezal 7.70 x 1.80**

**Figura 5.3-25 Ingreso de rigideces y amortiguamientos en “Amortiguador U1”**

### iii. AMORTIGUADOR EN CABEZAL 9.70 x 1.80

**Figura 5.3-26 Creación de amortiguador para cabezal 9.70 x 1.80**

**Figura 5.3-27 Ingreso de rigideces y amortiguamientos en “Amortiguador U1”**

## iv. AMORTIGUADOR EN CABEZAL 8.92 x 1.80

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Damper

Property Name: 8.92x1.80

Property Notes:

Total Mass and Weight

Mass: 0.0

Weight: 0.0

Rotational Inertia 1: 0.0

Rotational Inertia 2: 0.0

Rotational Inertia 3: 0.0

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.0

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.0

Directional 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"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

P-Delta Parameters: Advanced...

Buttons: Fix All, Clear All, OK, Cancel

**Figura 5.3-28 Creación de amortiguador para cabezal 8.92 x 1.80**

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: 8.92x1.80

Direction: U1

Type: Damper

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 32726.06

Effective Damping: 0.0

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 0.0

Damping Coefficient: 247.42

Damping Exponent: 1.0

Buttons: OK, Cancel

**Figura 5.3-29 Ingreso de rigideces y amortiguamientos en “Amortiguador U1”**

## v. AMORTIGUADOR EN CABEZAL 5.00 x 2.65

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Damper

Property Name: 5.00x2.65

Property Notes:

Total Mass and Weight:

Mass	0.	Rotational Inertia 1	0.
Weight	0.	Rotational Inertia 2	0.
		Rotational Inertia 3	0.

Factors For Line, Area and Solid Springs:

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.

Directional 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"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

P-Delta Parameters: Advanced...

Buttons: Fix All, Clear All, OK, Cancel

**Figura 5.3-30 Creación de amortiguador para cabezal 5.00 x 2.65**

Link/Support Directional Properties

Identification:

Property Name: 5.00x2.65

Direction: U1

Type: Damper

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases:

Effective Stiffness: 21817.38

Effective Damping: 0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases:

Stiffness: 0.

Damping Coefficient: 191.04

Damping Exponent: 1.

Buttons: OK, Cancel

**Figura 5.3-31 Ingreso de rigideces y amortiguamientos en "Amortiguador U1"**

## vi. AMORTIGUADOR EN CABEZAL 3.80 x 1.80

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Damper

Property Name: 3.80x1.80

Property Notes: Modify/Show...

Total Mass and Weight

Mass: 0.0, Rotational Inertia 1: 0.0, Rotational Inertia 2: 0.0, Rotational Inertia 3: 0.0

Weight: 0.0

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.0

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.0

Directional 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"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

P-Delta Parameters: Advanced...

Buttons: Fix All, Clear All, OK, Cancel

**Figura 5.3-32 Creación de amortiguador para cabezal 3.80 x 1.80**

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: 3.80x1.80

Direction: U1

Type: Damper

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 21817.38

Effective Damping: 0.0

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 0.0

Damping Coefficient: 163.23

Damping Exponent: 1.0

Buttons: OK, Cancel

**Figura 5.3-33 Ingreso de rigideces y amortiguamientos en “Amortiguador U1”**

## vii. AMORTIGUADOR EN CABEZAL 7.85 x 0.80 (3 PILOTES)

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Damper

Property Name: 7.85x0.80 (3P) [Set Default Name]

Property Notes [Modify/Show...]

Total Mass and Weight

Mass: 0. [Rotational Inertia 1: 0.]

Weight: 0. [Rotational Inertia 2: 0.]

[Rotational Inertia 3: 0.]

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.

Directional 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"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	[Modify/Show for U2...]
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	[Modify/Show for U3...]
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	[Modify/Show for R1...]
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	[Modify/Show for R2...]
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	[Modify/Show for R3...]

[Fix All] [Clear All]

P-Delta Parameters [Advanced...]

[OK] [Cancel]

**Figura 5.3-34 Creación de amortiguador para cabezal 7.85 x 0.80 (3 Pilotes)**

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: 7.85x0.80 (3P)

Direction: U1

Type: Damper

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 32726.06

Effective Damping: 0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 0.

Damping Coefficient: 196.66

Damping Exponent: 1.

[OK] [Cancel]

**Figura 5.3-35 Ingreso de rigideces y amortiguamientos en “Amortiguador U1”**

## viii. AMORTIGUADOR EN CABEZAL 7.85 x 0.80 (2 PILOTES)

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Damper

Property Name: 7.85x0.80 (2P) [Set Default Name]

Property Notes: [Modify/Show...]

Total Mass and Weight

Mass: 0. [Rotational Inertia 1: 0.]

Weight: 0. [Rotational Inertia 2: 0.]

[Rotational Inertia 3: 0.]

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.

Directional 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"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	[Modify/Show for U2...]
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	[Modify/Show for U3...]
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	[Modify/Show for R1...]
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	[Modify/Show for R2...]
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	[Modify/Show for R3...]

[Fix All] [Clear All]

P-Delta Parameters: [Advanced...]

[OK] [Cancel]

**Figura 5.3-36 Creación de amortiguador para cabezal 7.85 x 0.80 (3 Pilotes)**

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: 7.85x0.80 (2P)

Direction: U1

Type: Damper

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 21817.38

Effective Damping: 0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 0.

Damping Coefficient: 160.57

Damping Exponent: 1.

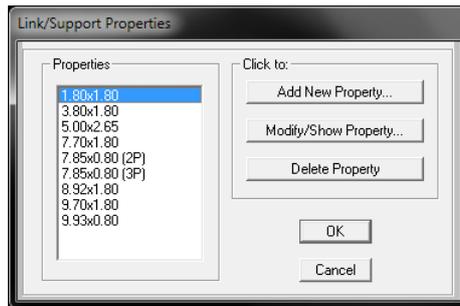
[OK] [Cancel]

**Figura 5.3-37 Ingreso de rigideces y amortiguamientos en “Amortiguador U1”**

## ix. AMORTIGUADOR EN CABEZAL 7.85 x 0.80 (2 PILOTES)

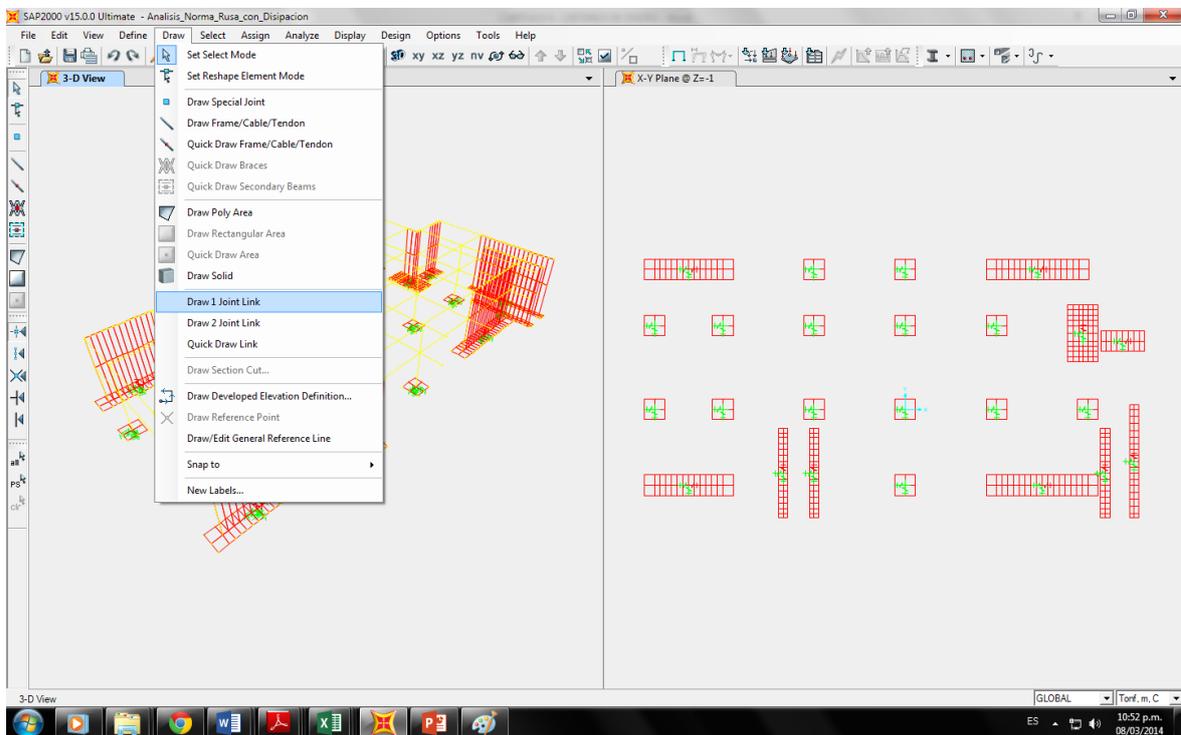
**Figura 5.3-38 Creación de amortiguador para cabezal 9.93 x 0.80**

**Figura 5.3-39 Ingreso de rigideces y amortiguamientos en “Amortiguador U1”**

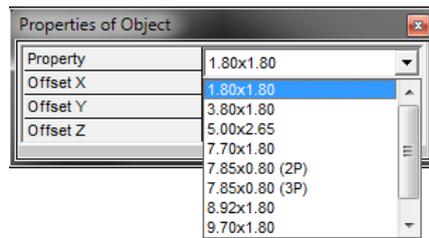


**Figura 5.3-40**  
**Amortiguadores listos para ser ingresados al modelo**

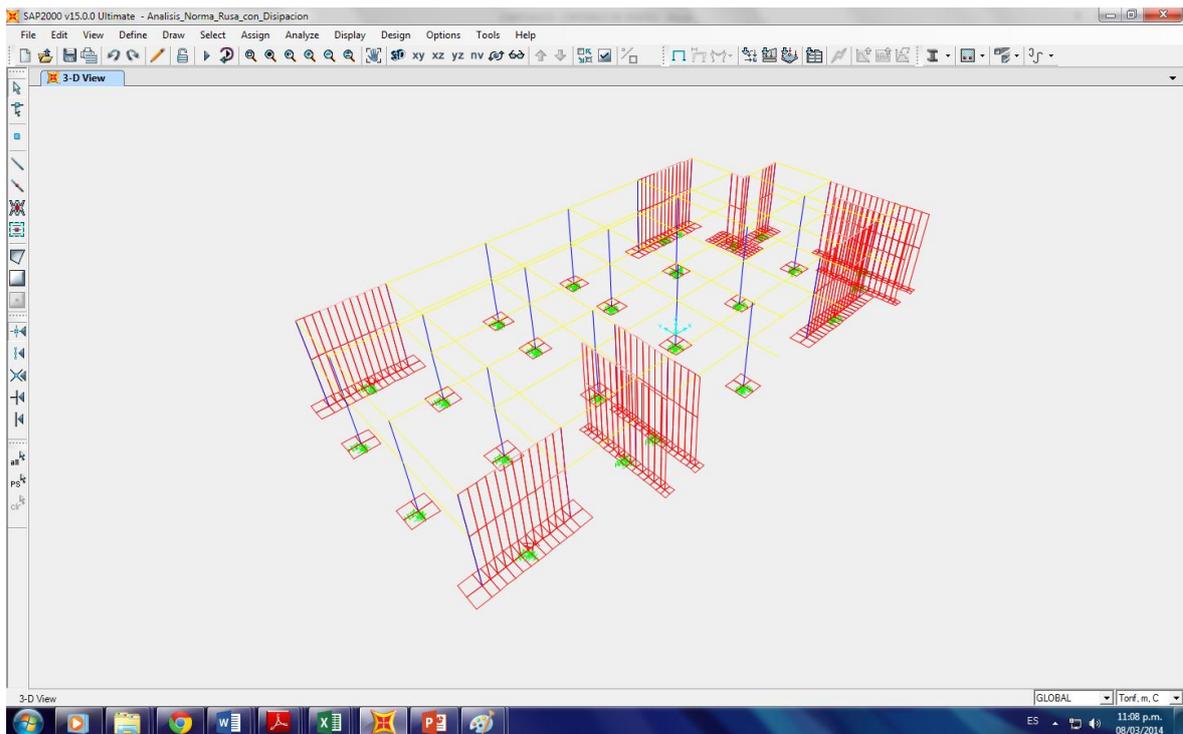
Luego ingresamos los amortiguadores, para esto seguimos la secuencia: “Draw – Draw 1 Joint Link”. Luego seleccionamos el tipo de amortiguador en Properties of Object y le damos clic al centroide del cabezal según sea el caso.



**Figura 5.3-41** Secuencia de comandos para ingreso de amortiguadores en cabezales



**Figura 5.3-42 Selección de amortiguador a ingresar**

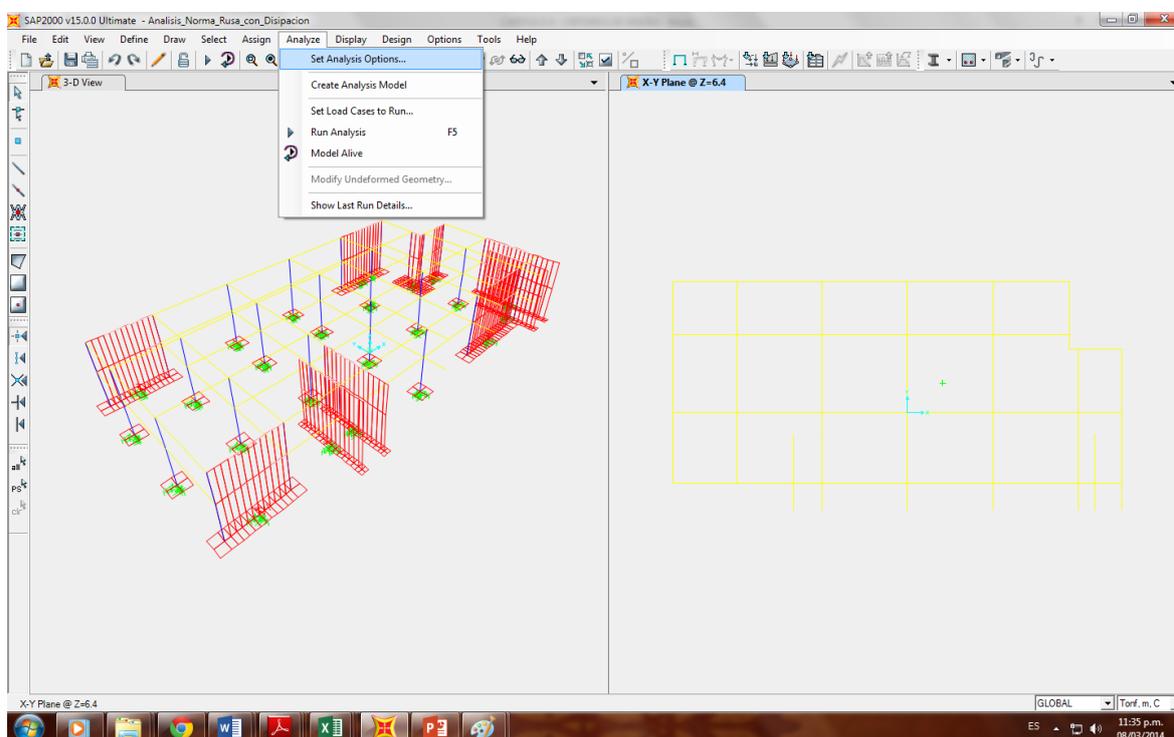


**Figura 5.3-43 Modelo concluido con masas, rigideces y amortiguadores en los apoyos del suelo según la Norma Rusa.**

### 5.3.1.6 EJECUCION DEL ANALISIS

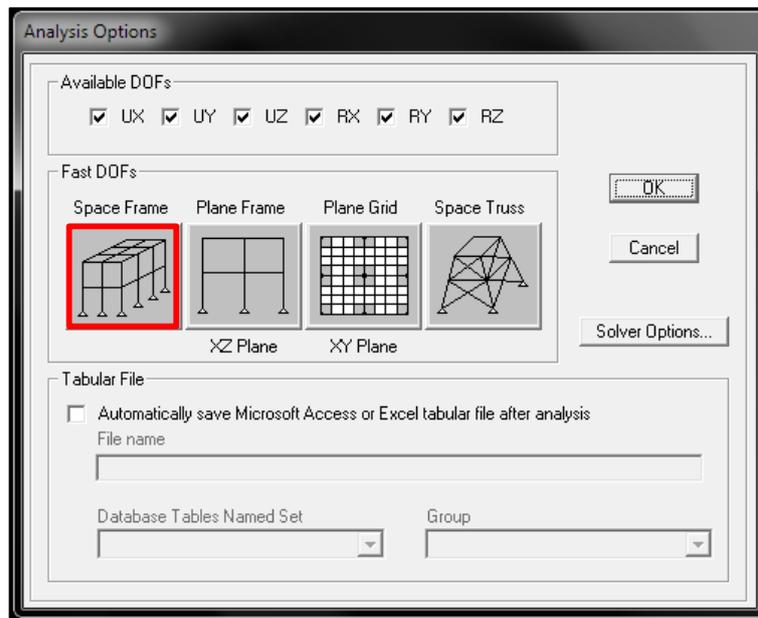
Finalmente ejecutamos el análisis, pero antes debemos comprobar si el programa SAP2000 analizara nuestro caso en la opción que corresponde.

Para esto nos vamos a Analyze – Set Analysis Options



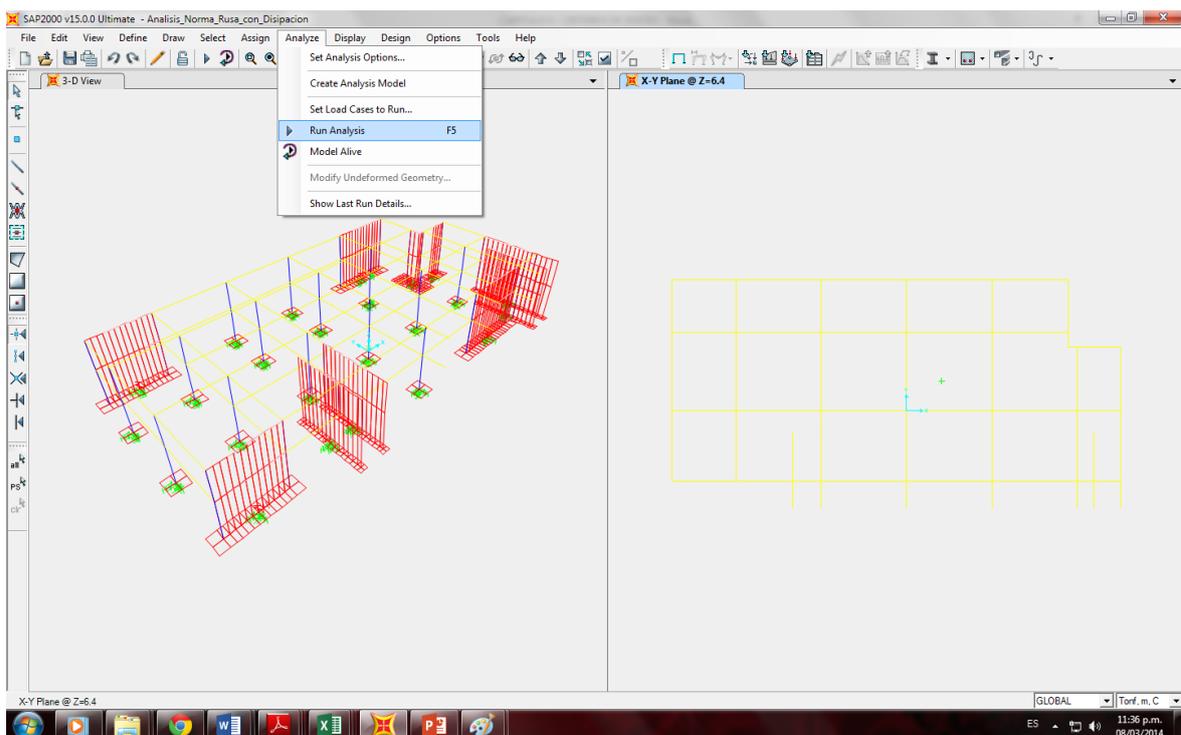
**Figura 5.3-44 Secuencia de comandos para comprobación de opciones de análisis.**

Luego en el cuadro de opciones de análisis elegimos “Space Frame”, ya que nuestro análisis es en 3 dimensiones.



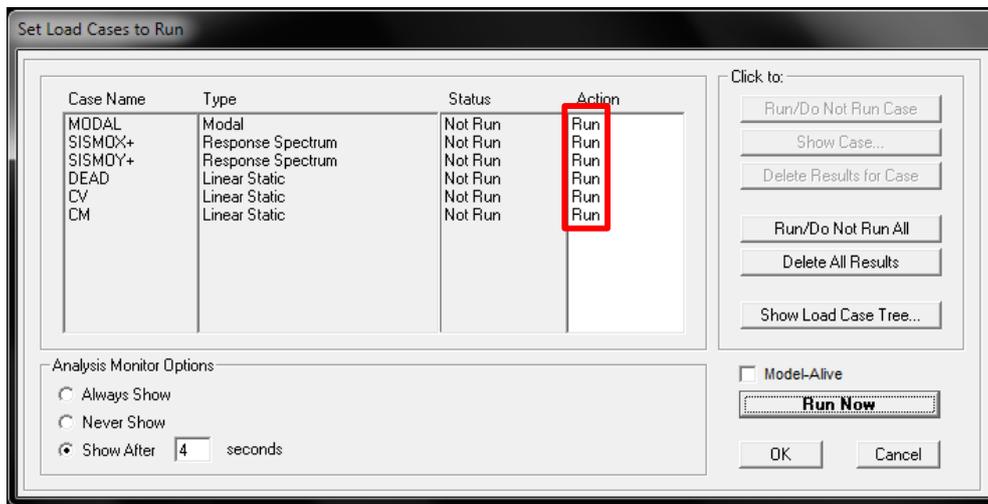
**Figura 5.3-45 Cuadro de Opciones de Análisis, se elige la opción “Space Frame” (Análisis 3D)**

Luego corremos el análisis, siguiendo la secuencia Analyze – Run Analysis.



**Figura 5.3-46 Secuencia de comandos para la ejecución del análisis.**

Luego aparecerá en cuadro "Set Load Cases to Run" en donde debemos asegurarnos que se encuentren activados todos los casos de carga.



**Figura 5.3-47 Cuadro de casos de carga para correr o analizar, en donde se muestran los casos de carga creados anteriormente que deben estar activados para su análisis.**

### 5.3.1.7 OBTENCION DE RESULTADOS

#### 5.3.1.7.1 ANALISIS DINAMICO CON INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA POR NORMA RUSA SIN CONSIDERAR DISIPACION DE ENERGIA POR AMORTIGUAMIENTO

##### 5.3.1.7.1.1 PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACION

Para visualizar los periodos y frecuencias de vibracion luego de correr el analisis, seleccionamos Display – Show Tables.

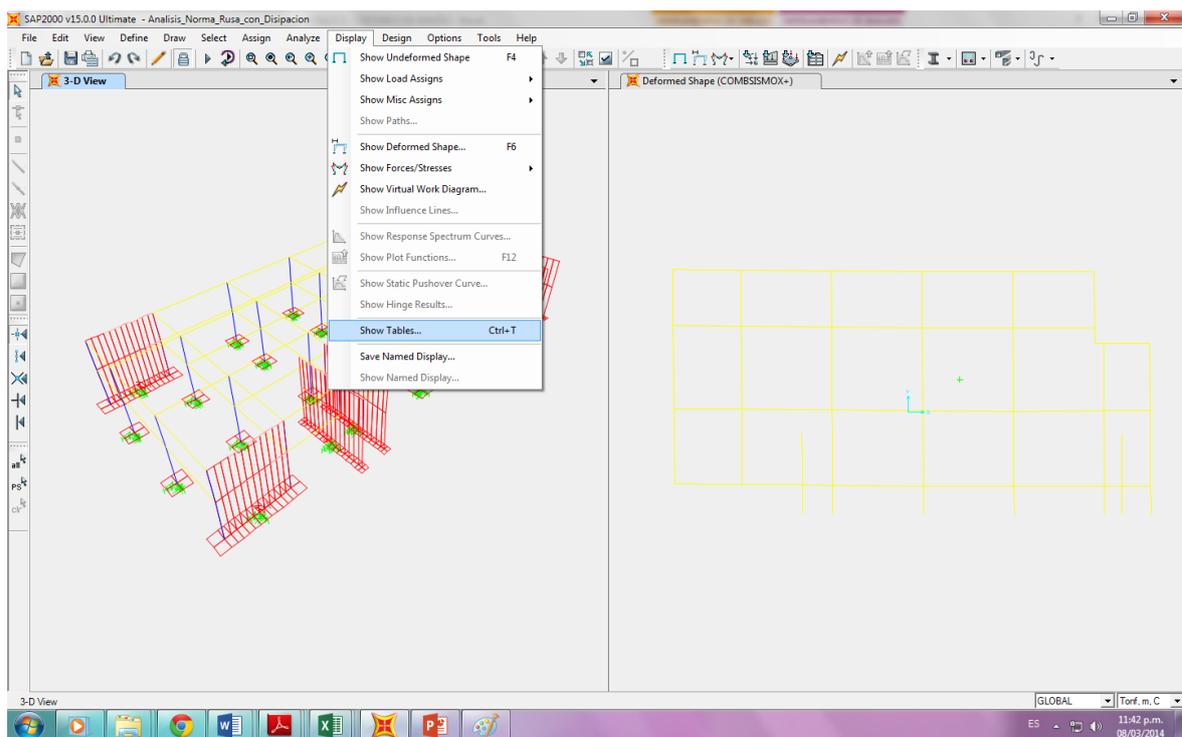
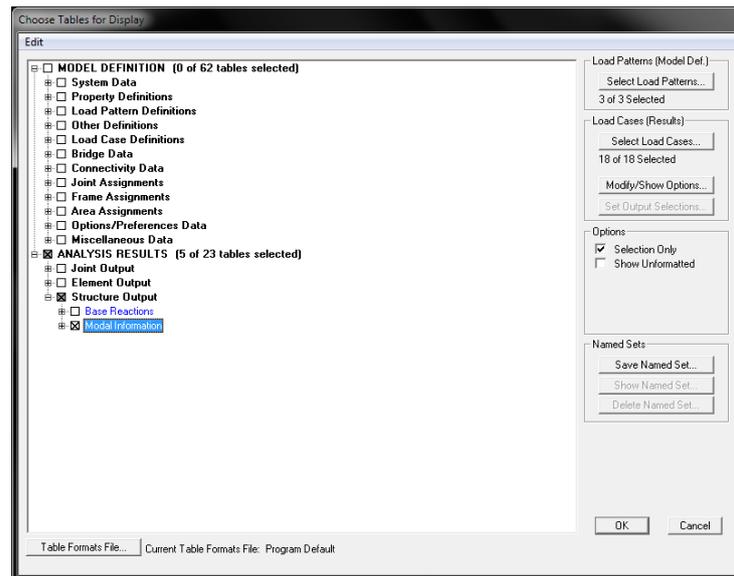


Figura 5.3-48 Secuencia de comandos para muestra de tablas.



**Figura 5.3-49 Se elige “Modal Información” para Frecuencias y Periodos de vibración**

El análisis en el programa SAP2000 asume 6 modos de vibración (3 para cada nivel). El programa muestra en este caso los periodos y las frecuencias de vibración.

	Output Case Text	Step Type Text	Step Num Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
	MODAL	Mode	1	0.251438	3.9771	24.989	624.45
	MODAL	Mode	2	0.240003	4.1666	26.18	685.37
	MODAL	Mode	3	0.206954	4.832	30.36	921.74
	MODAL	Mode	4	0.093606	10.683	67.124	4505.6
	MODAL	Mode	5	0.08997	11.115	69.836	4877.1
	MODAL	Mode	6	0.088951	11.242	70.636	4989.5
	MODAL	Mode	7	0.086955	11.5	72.258	5221.2
	MODAL	Mode	8	0.086072	11.618	72.999	5328.8
	MODAL	Mode	9	0.084495	11.835	74.362	5529.7
	MODAL	Mode	10	0.081952	12.202	76.669	5878.1
	MODAL	Mode	11	0.081916	12.208	76.703	5883.4
	MODAL	Mode	12	0.081634	12.25	76.968	5924.1

**Figura 5.3-50 Cuadro de resultados de análisis modal (Periodos y Frecuencias de vibración)**

Dichos resultados se pueden exportar a Microsoft Excel. Para esto; File – Export Current Table – To Excel.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.251438	3.9771	24.989	624.45
MODAL	Mode	2	0.240003	4.1666	26.18	685.37
MODAL	Mode	3	0.206954	4.832	30.36	921.74
MODAL	Mode	4	0.093606	10.683	67.124	4505.6
MODAL	Mode	5	0.08997	11.115	69.836	4877.1
MODAL	Mode	6	0.088951	11.242	70.636	4989.5
MODAL	Mode	7	0.086955	11.5	72.258	5221.2
MODAL	Mode	8	0.086072	11.618	72.999	5328.8
MODAL	Mode	9	0.084495	11.835	74.362	5529.7
MODAL	Mode	10	0.081952	12.202	76.669	5878.1
MODAL	Mode	11	0.081916	12.208	76.703	5883.4
MODAL	Mode	12	0.081634	12.25	76.968	5924.1

**Figura 5.3-51 Cuadro de resultados de análisis modal exportado al formato Excel.**

### 5.3.1.7.1.2 DESPLAZAMIENTOS

La Norma de Diseño Sismorresistente E – 030 nos dice que:

*“Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.*

*El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N° 8.”*

Tabla N° 8 LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	( $D_i / h_{e,i}$ )
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

**Figura 5.3-52 Límites para desplazamiento lateral de entrepiso (Norma E – 030).**

Se observa que en nuestro caso el material predominante es el concreto armado.

En el programa SAP2000 se muestran los desplazamientos resultantes de las combinaciones COMBSISMOX+ y COMBSISMOY+ de ambos niveles.

Dichas combinaciones son resultado de multiplicar el valor de la carga SISMOX+ y SISMOY+ por el factor 0.75R.

A los desplazamientos resultantes de las combinaciones COMBSISMOX+ y COMBSISMOY+ se les llamara en este análisis  $\Delta$ SAP (Desplazamientos en SAP).

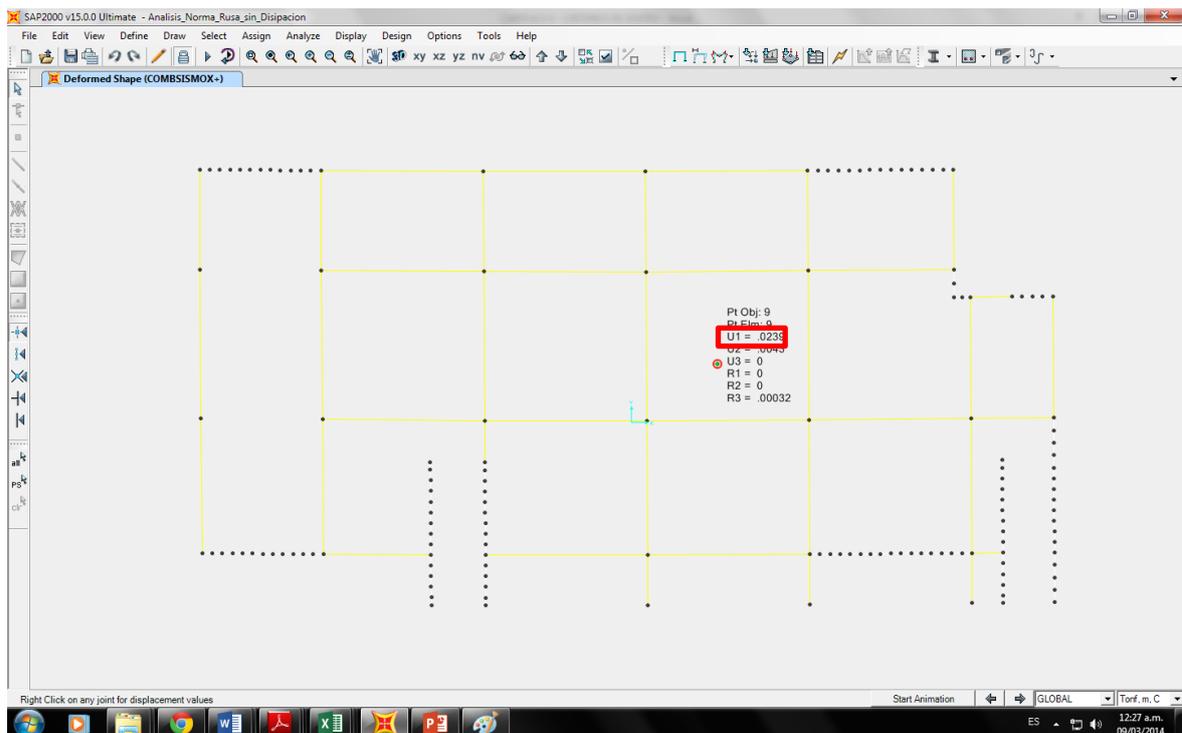
Para llegar al desplazamiento real en el análisis o  $\Delta$ REAL, se deberá dividir  $\Delta$ SAP/Altura. En el caso del segundo nivel se procederá de la siguiente manera.

$$\frac{\Delta SAP \text{ (Segundo Nivel)} - \Delta SAP \text{ (Primer Nivel)}}{\text{Altura Piso 1} + \text{Altura Piso 2}}$$

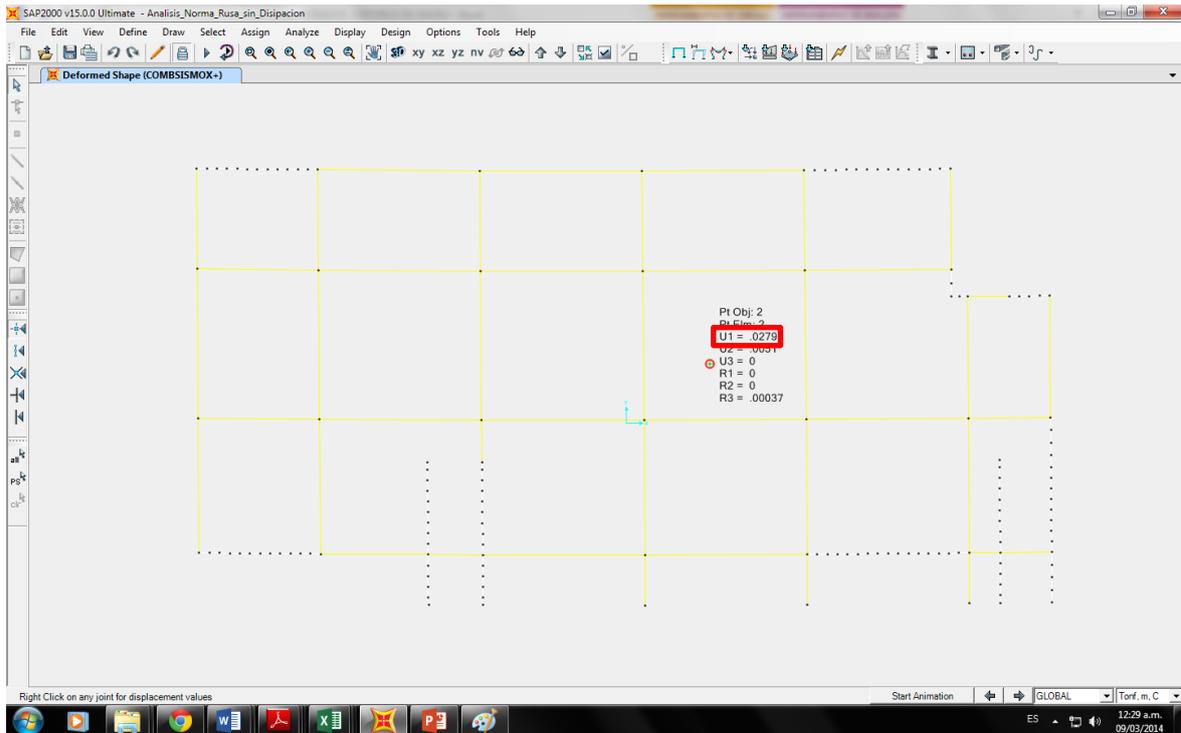
La condición para el cumplimiento de desplazamientos será:

$$\Delta REAL < 0.007$$

### 5.3.1.7.1.2.1 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS POR SISMO EN EL EJE X

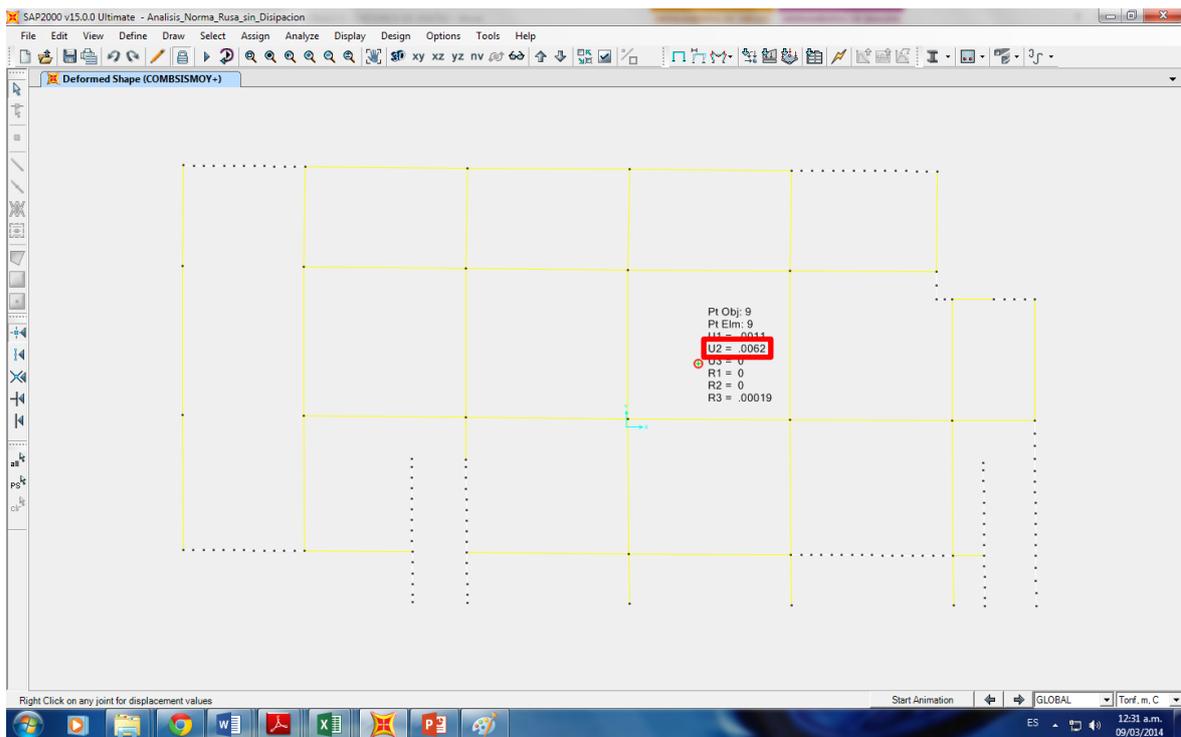


**Figura 5.3-53 Desplazamiento máximo en el centro de masas por COMBSISMOX+ en primer nivel.**



**Figura 5.3-54 Desplazamiento máximo en el centro de masas por COMBSISMOX+ en segundo nivel.**

### 5.3.1.7.1.2.2 DESPLAZAMIENTOS POR SISMO EN EL EJE Y



**Figura 5.3-55 Desplazamiento máximo en el centro de masas por COMBSISMOY+ en primer nivel.**

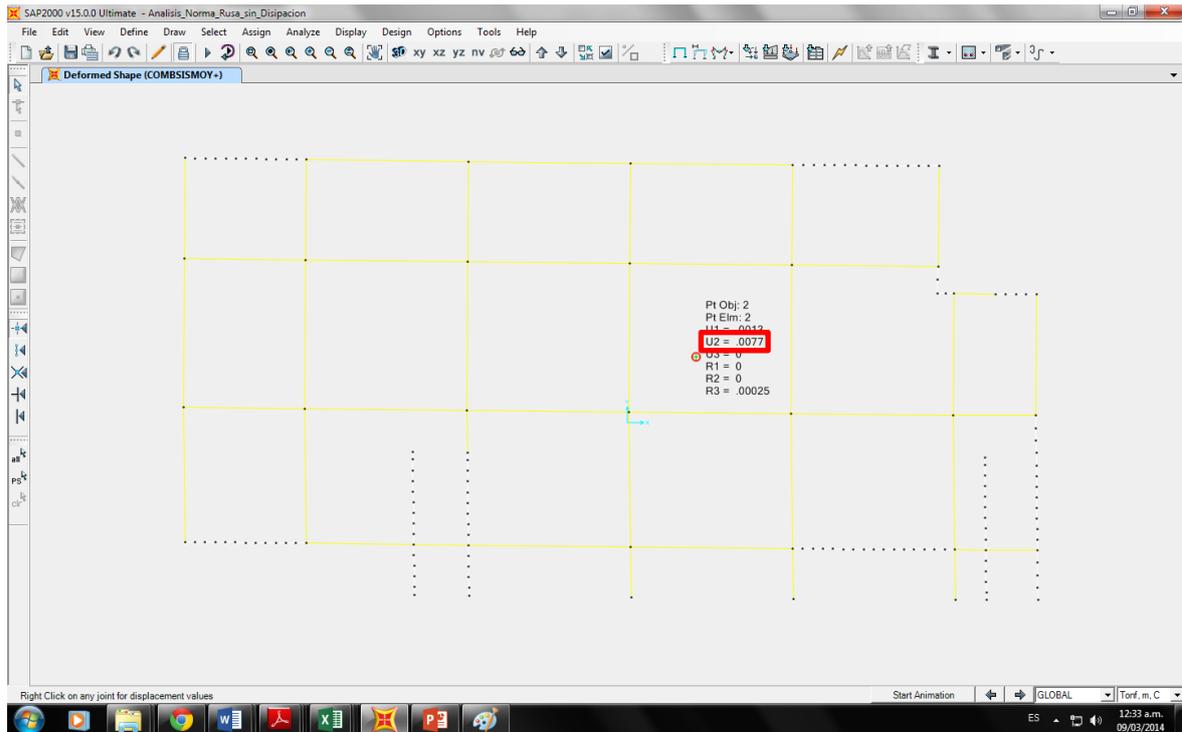


Figura 5.3-56 Desplazamiento máximo en el centro de masas por COMBSISMOY+ en segundo nivel.

### 5.3.1.7.1.2.3 COMPROBACION DE DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS

$$\Delta SAP = \Delta SISMO * 0.75 * R = COMBSISMO$$

$$\Delta REAL = \frac{\Delta SAP}{ALTURA}$$

$$Condicion: \Delta REAL < 0.007$$

SISMO XX

NIVEL	ALTURA	$\Delta SAP$	$\Delta REAL$	Verificando
2	3.2	0.02790	<b>0.00125</b>	OK
1	4.2	0.02390	<b>0.00569</b>	OK

Tabla 5.3-28 Control de desplazamientos por SISMOX+

SISMO YY

NIVEL	ALTURA	$\Delta SAP$	$\Delta REAL$	Verificando
2	3.2	0.00770	<b>0.00047</b>	OK
1	4.2	0.00620	<b>0.00148</b>	OK

Tabla 5.3-29 Control de desplazamientos por SISMOY+

### 5.3.1.7.1.3 ESFUERZOS INTERNOS MAXIMOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### 5.3.1.7.1.3.1 COLUMNAS

##### 5.3.1.7.1.3.1.1 FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN COLUMNAS

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, las fuerzas axiales en cada elemento estructural a compresión por envolvente.

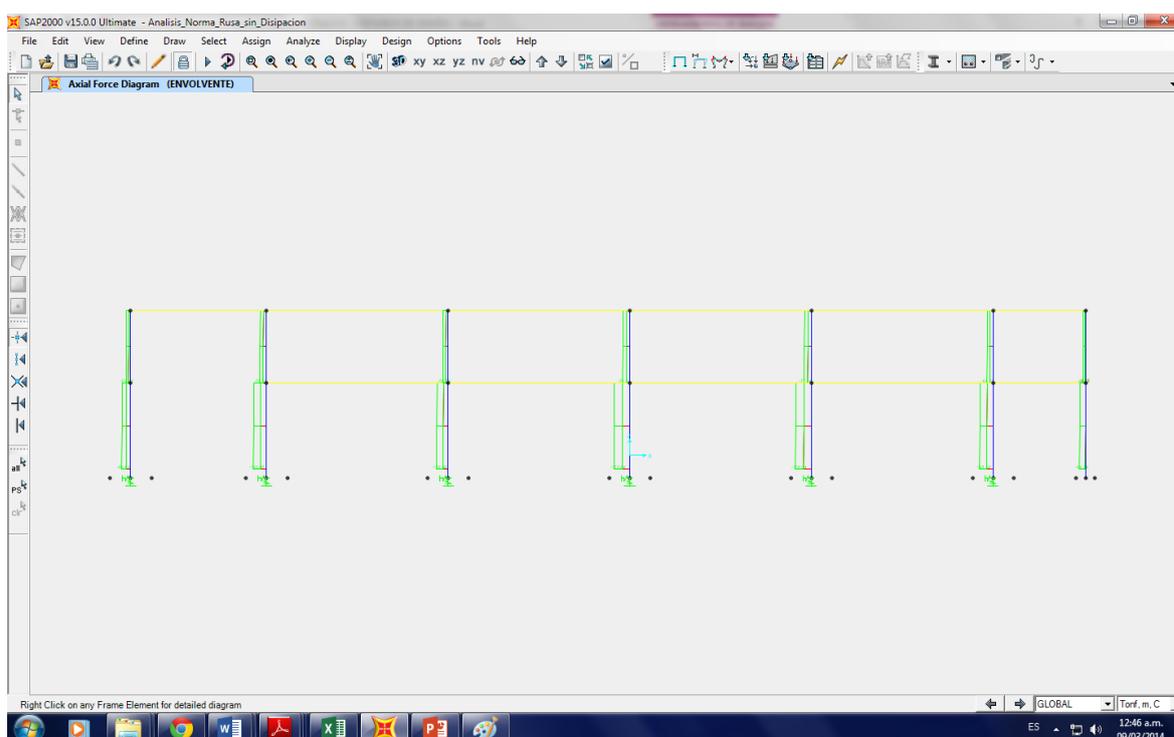


Figura 5.3-57 Fuerzas Axiales Máximas, eje 6 - 6

El programa SAP2000 nos entrega estos resultados en una tabla, indicando cada esfuerzo a ciertas distancias (máximos y mínimos). Sin embargo se mostraran solo las fuerzas axiales máximas en columnas por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
Piso	OutputCase	CaseType	StepType	P
Text	Text	Text	Text	Tonf
Nivel 1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-174.094
Nivel 2	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-77.039

Tabla 5.3-30 Fuerzas Axiales Máximas en columnas por envolvente

### 5.3.1.7.1.3.1.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN COLUMNAS

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, los momentos flexionantes en cada elemento estructural.

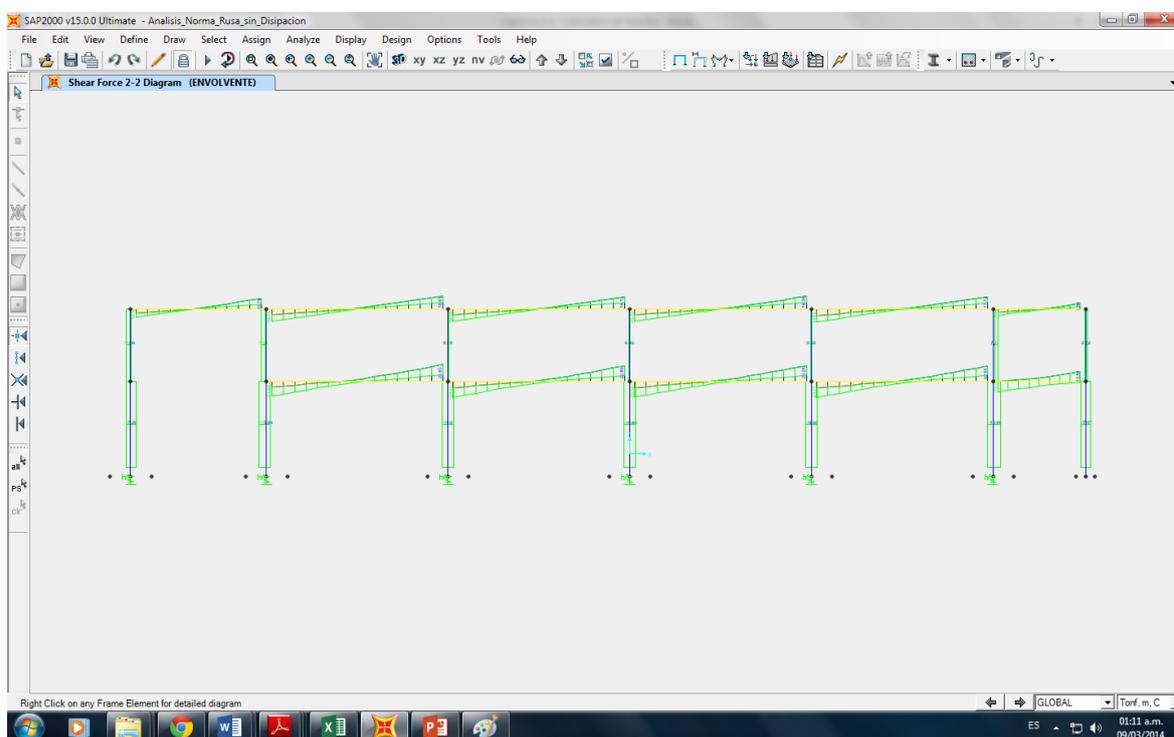


Figura 5.3-58 Fuerzas Cortantes Máximas, eje 6 - 6

El programa SAP2000 nos entrega estos resultados en una tabla, indicando cada esfuerzo a ciertas distancias (máximos y mínimos). Sin embargo se mostraran solo las fuerzas cortantes máximas en columnas por envolvente.

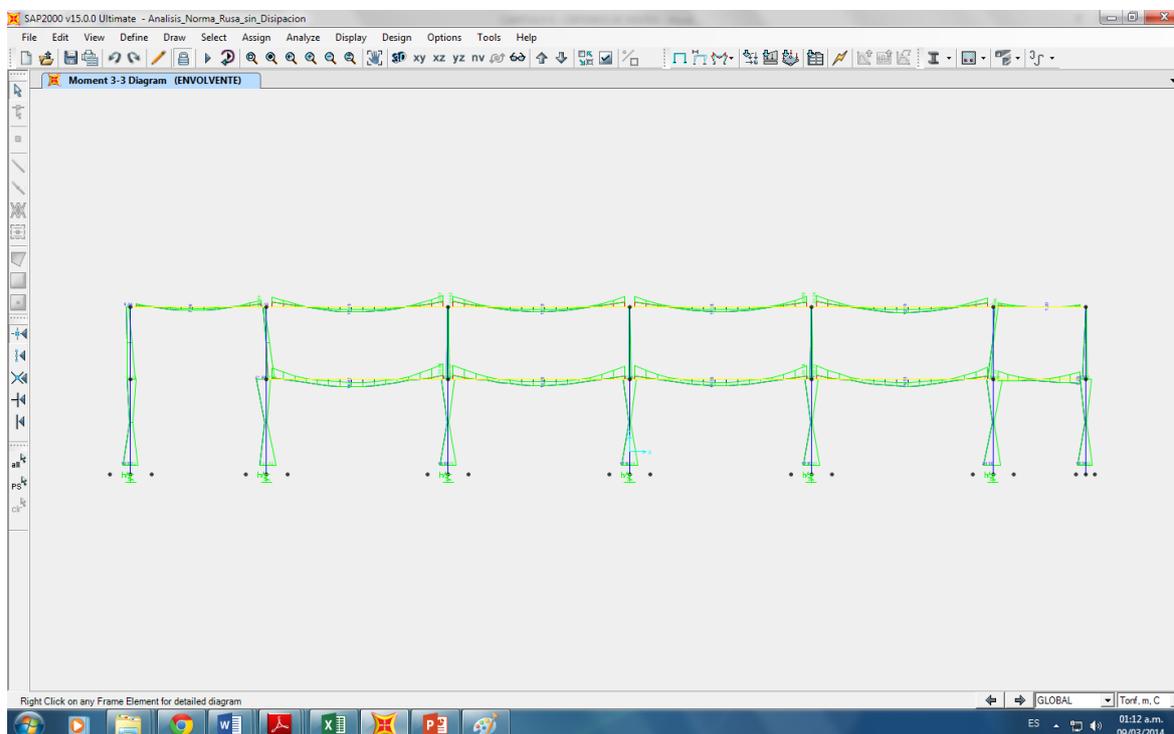
TABLE: Element Forces - Frames				
Piso	OutputCase	CaseType	StepType	V2
Text	Text	Text	Text	Tonf
Nivel 1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	14.6042
Nivel 2	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-13.8063

Tabla 5.3-31 Fuerzas Cortantes Máximas en columnas por envolvente

### 5.3.1.7.1.3.2 VIGAS

#### 5.3.1.7.1.3.2.1 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN VIGAS

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, los momentos flexionantes en cada elemento estructural.



**Figura 5.3-59 Momentos Flexionantes Máximos, eje 6 - 6**

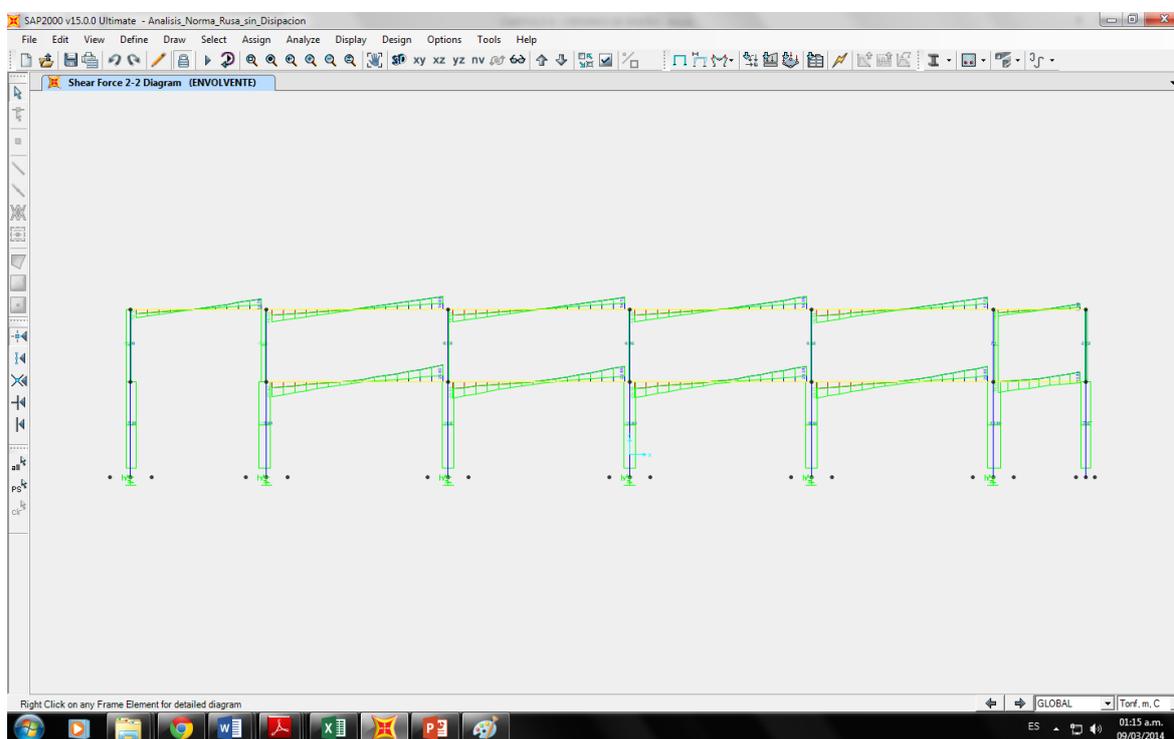
El programa SAP2000 nos entrega estos resultados en una tabla, indicando cada esfuerzo a ciertas distancias (máximos y mínimos). Sin embargo se mostraran solo los momentos flexionantes en vigas por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
Piso	OutputCase	CaseType	StepType	M3
Text	Text	Text	Text	Tonf
Nivel 1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-33.6835
Nivel 2	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-24.239

**Tabla 5.3-32 Momentos Flexionantes Máximos en vigas por envolvente**

### 5.3.1.7.1.3.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN VIGAS

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, los momentos flexionantes en cada elemento estructural.



**Figura 5.3-60 Fuerzas Cortante Máximas, eje 6 - 6**

El programa SAP2000 nos entrega estos resultados en una tabla, indicando cada esfuerzo a ciertas distancias (máximos y mínimos). Sin embargo se mostraran solo las fuerzas cortantes máximas en vigas por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
Piso	OutputCase	CaseType	StepType	V2
Text	Text	Text	Text	Tonf
Nivel 1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	31.4796
Nivel 2	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-19.0844

**Tabla 5.3-33 Fuerzas Cortantes Máximas en vigas por envolvente**

### 5.3.1.7.1.3.3 MUROS ESTRUCTURALES

#### 5.3.1.7.1.3.3.1 FUERZA AXIAL MAXIMA EN MUROS ESTRUCTURALES

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, las fuerzas axiales en cada elemento estructural. Sin embargo se mostraran solo las fuerzas axiales máximas en muros estructurales por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P
Text	Text	Text	Text	Tonf
SC_MREF4_P1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	157.7257

**Tabla 5.3-34 Fuerzas Axiales Máximas en muros por envolvente**

#### 5.3.1.7.1.3.3.2 FUERZA CORTANTE MAXIMA EN MUROS ESTRUCTURALES

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, las fuerzas cortantes en cada elemento estructural. Sin embargo se mostraran solo las fuerzas cortantes máximas en muros estructurales por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	V2
Text	Text	Text	Text	Tonf
SC_MREF4_P1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	171.5185

**Tabla 5.3-35 Fuerzas Cortantes Máximas en muros por envolvente**

#### 5.3.1.7.1.3.3.3 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN MUROS ESTRUCTURALES

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, las fuerzas cortantes en cada elemento estructural. Sin embargo se mostraran solo los momentos flexionantes máximos en muros estructurales por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	M3
Text	Text	Text	Text	Tonf
SC_MREF4_P1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	624.318

**Tabla 5.3-36 Momento Flexionantes Máximos en muros por envolvente**

### 5.3.1.7.2 ANALISIS DINAMICO CON INTERACCION SUELO – ESTRUCTURA POR NORMA RUSA CONSIDERANDO LA DISIPACION DE ENERGIA POR AMORTIGUAMIENTO

#### 5.3.1.7.2.1 PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACION

Para visualizar los periodos y frecuencias de vibracion luego de correr el analisis, seleccionamos Display – Show Tables.

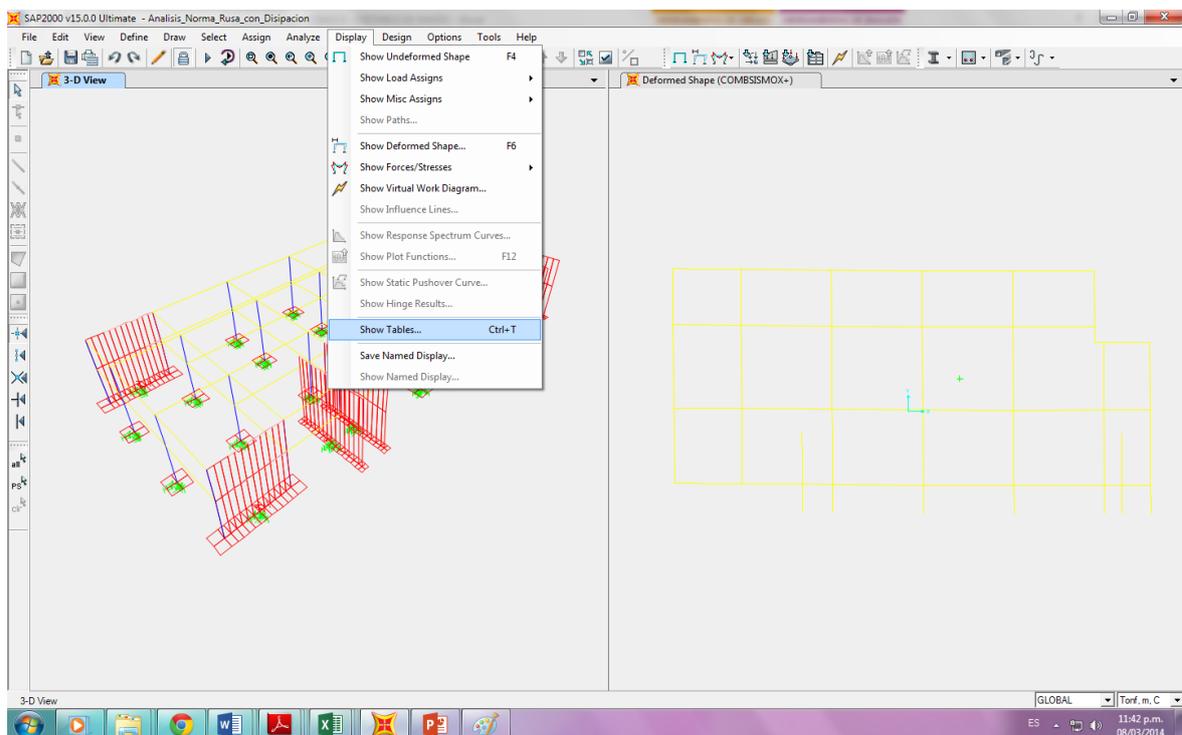
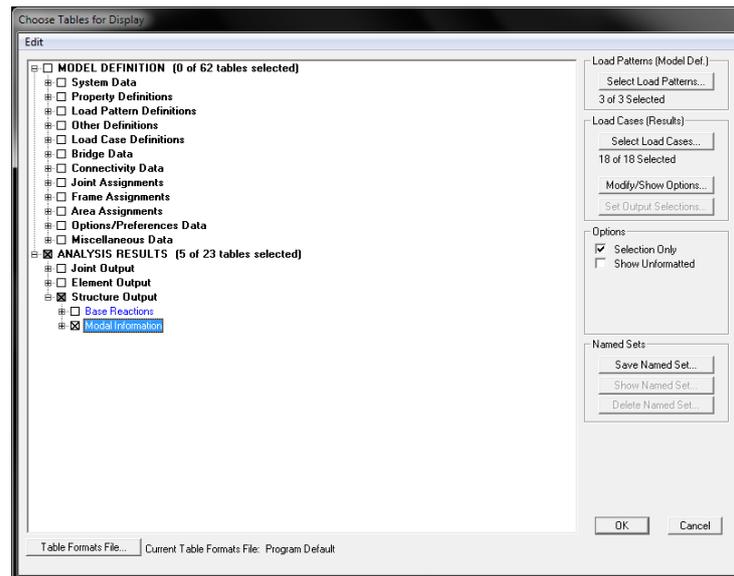


Figura 5.3-61 Secuencia de comandos para muestra de tablas.



**Figura 5.3-62 Se elige “Modal Información” para Frecuencias y Periodos de vibración**

El análisis en el programa SAP2000 asume 6 modos de vibración (3 para cada nivel). El programa muestra en este caso los periodos y las frecuencias de vibración.

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.206449	4.8438	30.435	926.26
MODAL	Mode	2	0.186453	5.3633	33.699	1135.6
MODAL	Mode	3	0.137099	7.294	45.829	2100.3
MODAL	Mode	4	0.089882	11.126	69.905	4886.7
MODAL	Mode	5	0.085032	11.76	73.892	5460
MODAL	Mode	6	0.084165	11.881	74.653	5573.1
MODAL	Mode	7	0.082229	12.161	76.411	5838.6
MODAL	Mode	8	0.081475	12.274	77.118	5947.2
MODAL	Mode	9	0.08086	12.367	77.704	6038
MODAL	Mode	10	0.080321	12.45	78.226	6119.2
MODAL	Mode	11	0.080062	12.49	78.479	6159
MODAL	Mode	12	0.078022	12.817	80.531	6485.3

**Figura 5.3-63 Cuadro de resultados de análisis modal (Periodos y Frecuencias de vibración)**

Dichos resultados se pueden exportar a Microsoft Excel. Para esto; File – Export Current Table – To Excel.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.206449	4.8438	30.435	926.26
MODAL	Mode	2	0.186453	5.3633	33.699	1135.6
MODAL	Mode	3	0.137099	7.294	45.829	2100.3
MODAL	Mode	4	0.089882	11.126	69.905	4886.7
MODAL	Mode	5	0.085032	11.76	73.892	5460
MODAL	Mode	6	0.084165	11.881	74.653	5573.1
MODAL	Mode	7	0.082229	12.161	76.411	5838.6
MODAL	Mode	8	0.081475	12.274	77.118	5947.2
MODAL	Mode	9	0.08086	12.367	77.704	6038
MODAL	Mode	10	0.080321	12.45	78.226	6119.2
MODAL	Mode	11	0.080062	12.49	78.479	6159
MODAL	Mode	12	0.078022	12.817	80.531	6485.3

**Figura 5.3-64 Cuadro de resultados de análisis modal exportado al formato Excel.**

### 5.3.1.7.2.2 DESPLAZAMIENTOS

La Norma de Diseño Sismorresistente E – 030 nos dice que:

*“Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.*

*El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N° 8.”*

Tabla N° 8 LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	( $D_i / h_{e,i}$ )
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

**Figura 5.3-65 Límites para desplazamiento lateral de entrepiso (Norma E – 030).**

Se observa que en nuestro caso el material predominante es el concreto armado.

En el programa SAP2000 se muestran los desplazamientos resultantes de las combinaciones COMBSISMOX+ y COMBSISMOY+ de ambos niveles.

Dichas combinaciones son resultado de multiplicar el valor de la carga SISMOX+ y SISMOY+ por el factor 0.75R.

A los desplazamientos resultantes de las combinaciones COMBSISMOX+ y COMBSISMOY+ se les llamara en este análisis  $\Delta$ SAP (Desplazamientos en SAP).

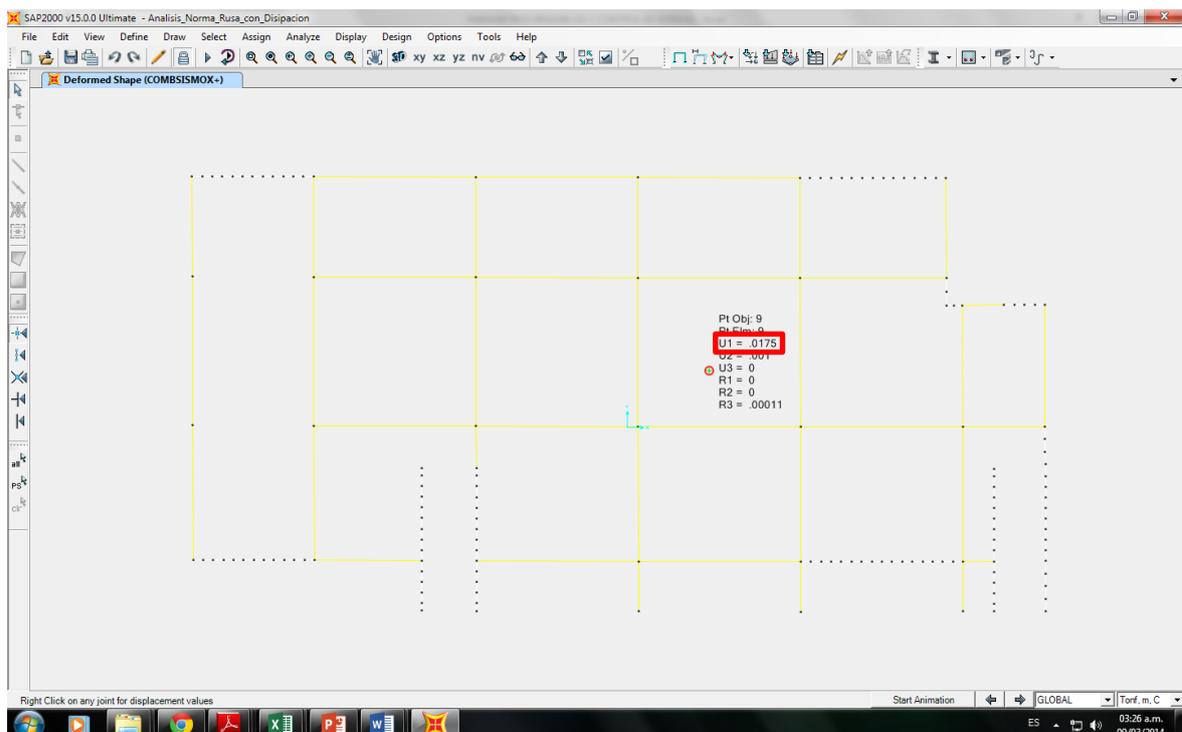
Para llegar al desplazamiento real en el análisis o  $\Delta$ REAL, se deberá dividir  $\Delta$ SAP/Altura. En el caso del segundo nivel se procederá de la siguiente manera.

$$\frac{\Delta SAP \text{ (Segundo Nivel)} - \Delta SAP \text{ (Primer Nivel)}}{\text{Altura Piso 1} + \text{Altura Piso 2}}$$

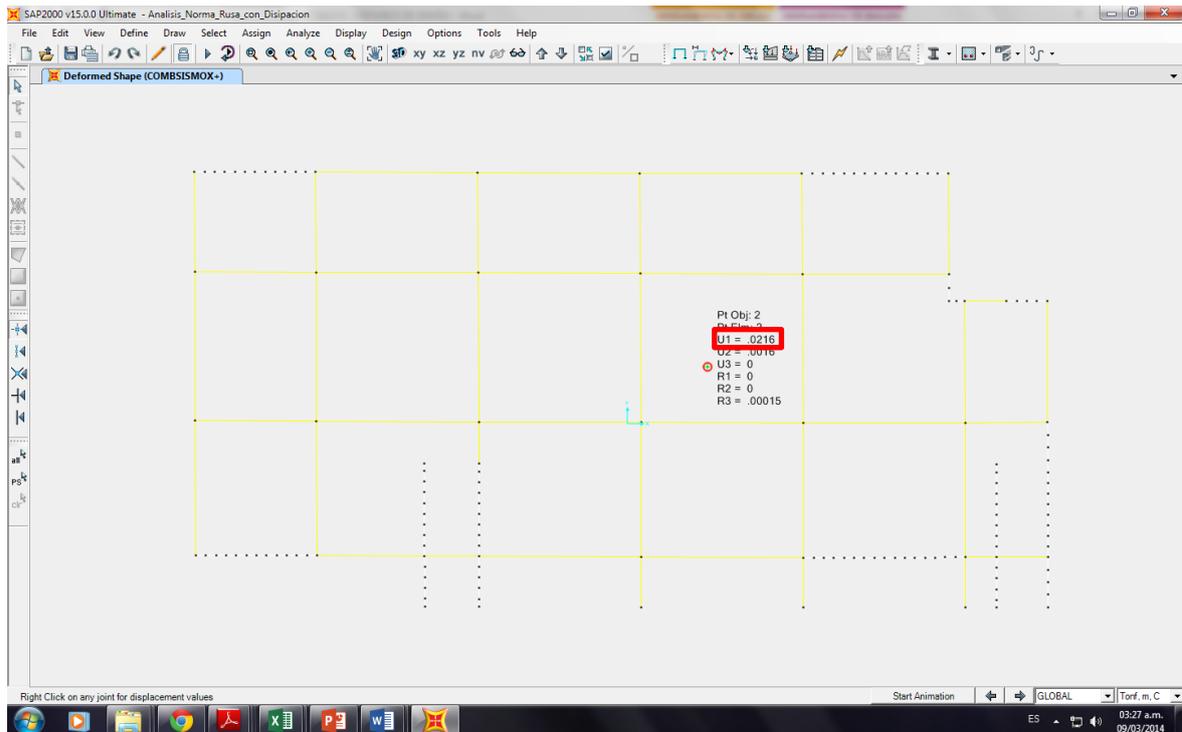
La condición para el cumplimiento de desplazamientos será:

$$\Delta REAL < 0.007$$

### 5.3.1.7.2.2.1 DESPLAZAMIENTOS POR SISMO EN EL EJE X

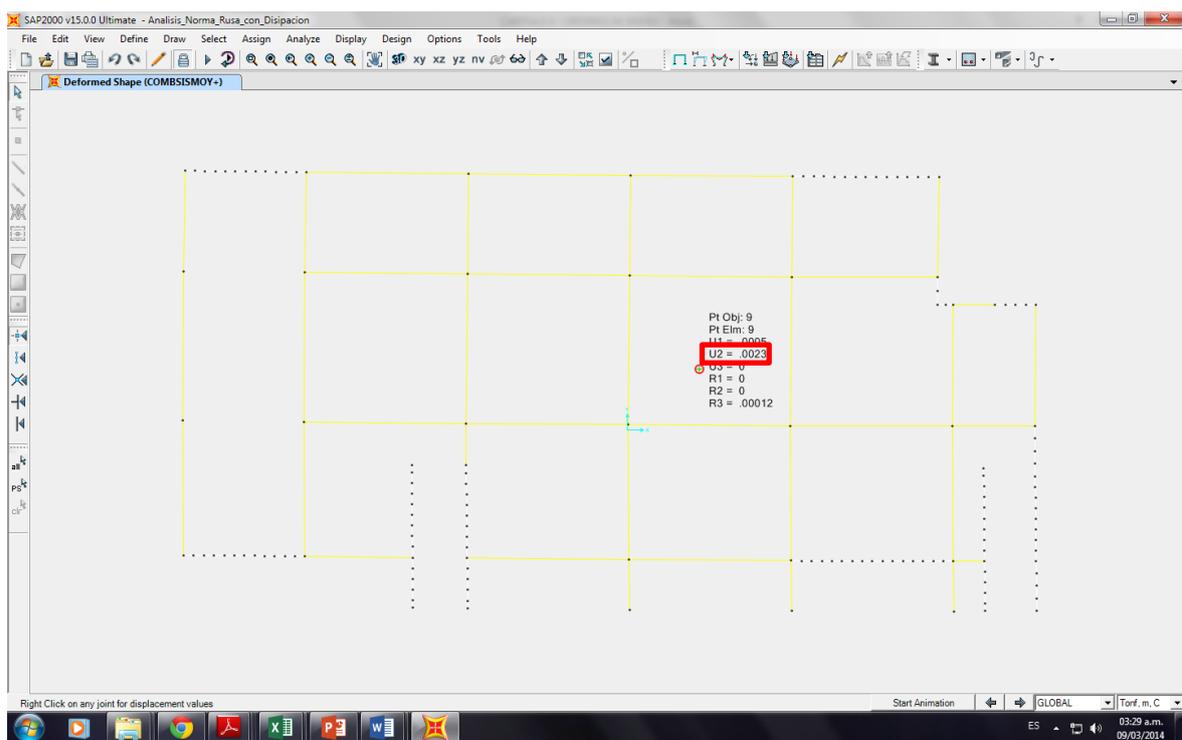


**Figura 5.3-66 Desplazamiento máximo en el centro de masas por COMBSISMOX+ en primer nivel.**



**Figura 5.3-67 Desplazamiento máximo en el centro de masas por COMBSISMOX+ en segundo nivel.**

### 5.3.1.7.2.2 DESPLAZAMIENTOS POR SISMO EN EJE EJE Y



**Figura 5.3-68 Desplazamiento máximo en el centro de masas por COMBSISMOY+ en primer nivel.**

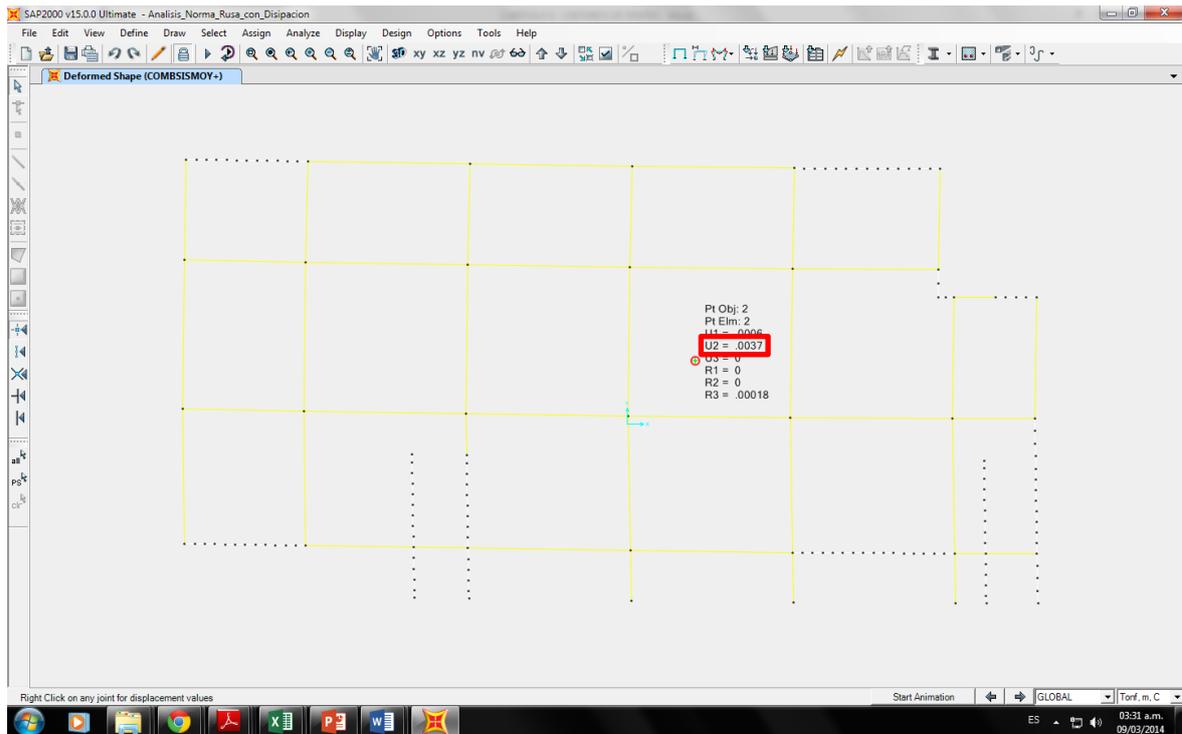


Figura 5.3-69 Desplazamiento máximo en el centro de masas por COMBSISMOY+ en segundo nivel.

### 5.3.1.7.2.2.3 COMPROBACION DE DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS

$$\Delta SAP = \Delta SISMO * 0.75 * R = COMBSISMO$$

$$\Delta REAL = \frac{\Delta SAP}{ALTURA}$$

$$\text{Condicion: } \Delta REAL < 0.007$$

SISMO XX

NIVEL	ALTURA	$\Delta SAP$	$\Delta REAL$	Verificando
2	3.2	0.02158	<b>0.00131</b>	OK
1	4.2	0.01740	<b>0.00414</b>	OK

Tabla 5.3-37 Control de desplazamientos por SISMOX+

SISMO YY

NIVEL	ALTURA	$\Delta SAP$	$\Delta REAL$	Verificando
2	3.2	0.00367	<b>0.00043</b>	OK
1	4.2	0.00229	<b>0.00055</b>	OK

Tabla 5.3-38 Control de desplazamientos por SISMOY+

### 5.3.1.7.2.3 ESFUERZOS INTERNOS MAXIMOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### 5.3.1.7.2.3.1 COLUMNAS

##### 5.3.1.7.2.3.1.1 FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN COLUMNAS

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, las fuerzas axiales en cada elemento estructural a compresión por envolvente.

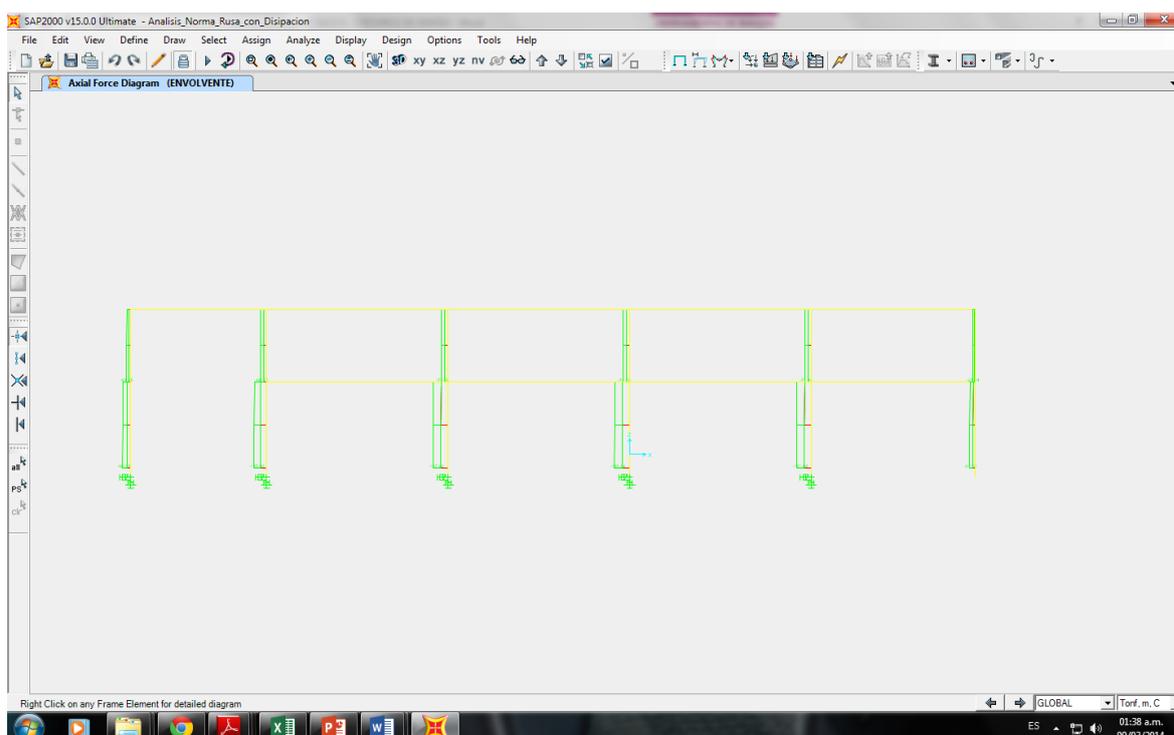


Figura 5.3-70 Fuerzas Axiales Máximas, eje 6 - 6

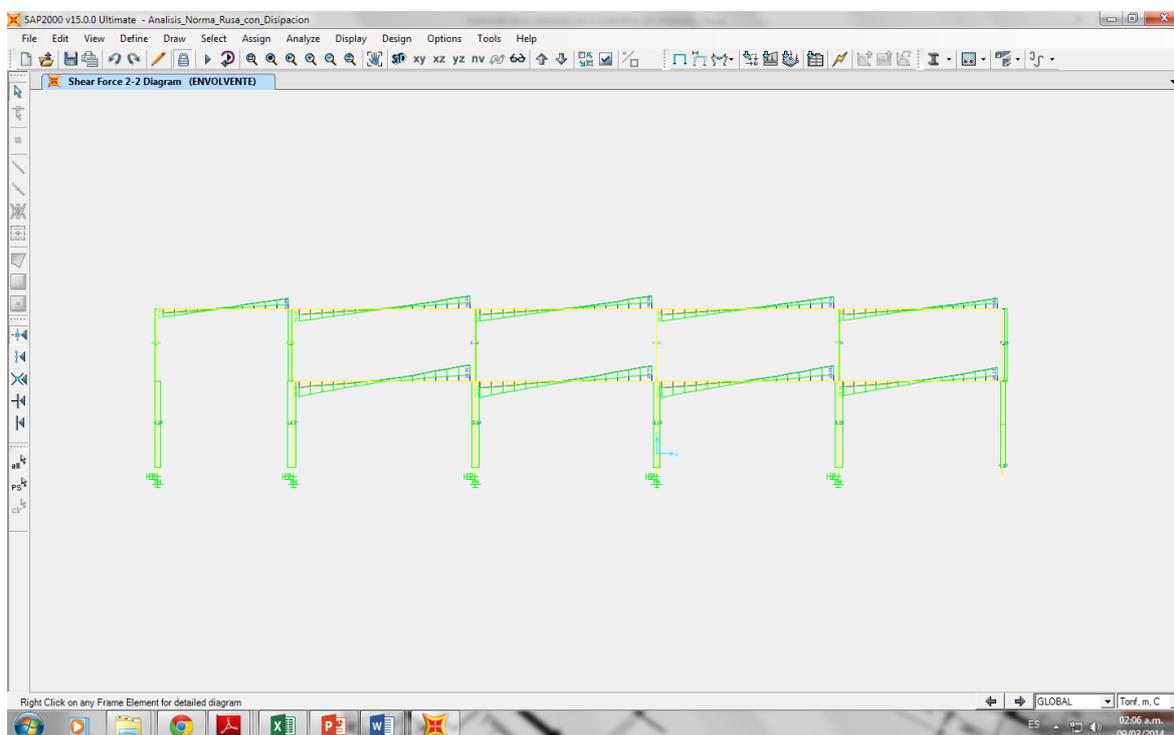
El programa SAP2000 nos entrega estos resultados en una tabla, indicando cada esfuerzo a ciertas distancias (máximos y mínimos). Sin embargo se mostraran solo las fuerzas axiales máximas en columnas por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
Piso	OutputCase	CaseType	StepType	P
Text	Text	Text	Text	Tonf
Nivel 1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-174.233
Nivel 2	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-77.126

Tabla 5.3-39 Fuerzas Axiales Máximas en columnas por envolvente

### 5.3.1.7.2.3.1.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN COLUMNAS

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, los momentos flexionantes en cada elemento estructural.



**Figura 5.3-71 Fuerzas Cortantes Máximas, eje 6 - 6**

El programa SAP2000 nos entrega estos resultados en una tabla, indicando cada esfuerzo a ciertas distancias (máximos y mínimos). Sin embargo se mostraran solo las fuerzas cortantes máximas en columnas por envolvente.

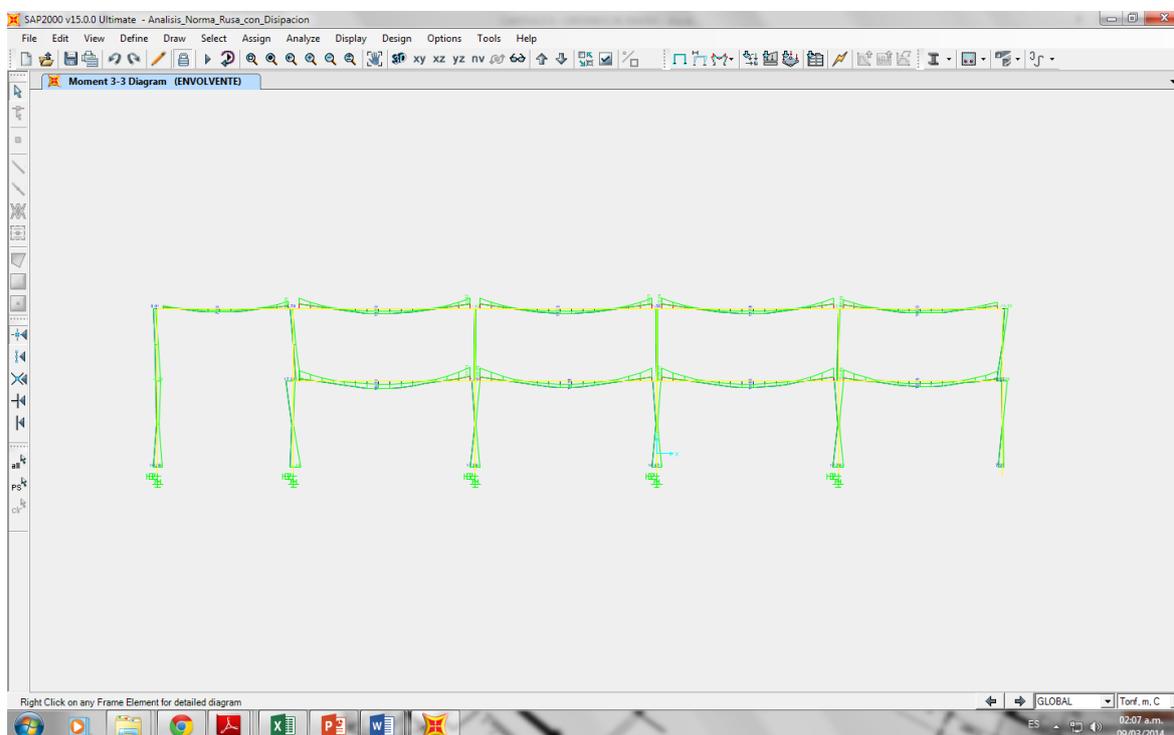
TABLE: Element Forces - Frames				
Piso	OutputCase	CaseType	StepType	V2
Text	Text	Text	Text	Tonf
Nivel 1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-12.5208
Nivel 2	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-13.6719

**Tabla 5.3-40 Fuerzas Cortantes Máximas en columnas por envolvente**

### 5.3.1.7.2.3.2 VIGAS

#### 5.3.1.7.2.3.2.1 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN VIGAS

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, los momentos flexionantes en cada elemento estructural.



**Figura 5.3-72 Momentos Flexionantes Máximos, eje 6 - 6**

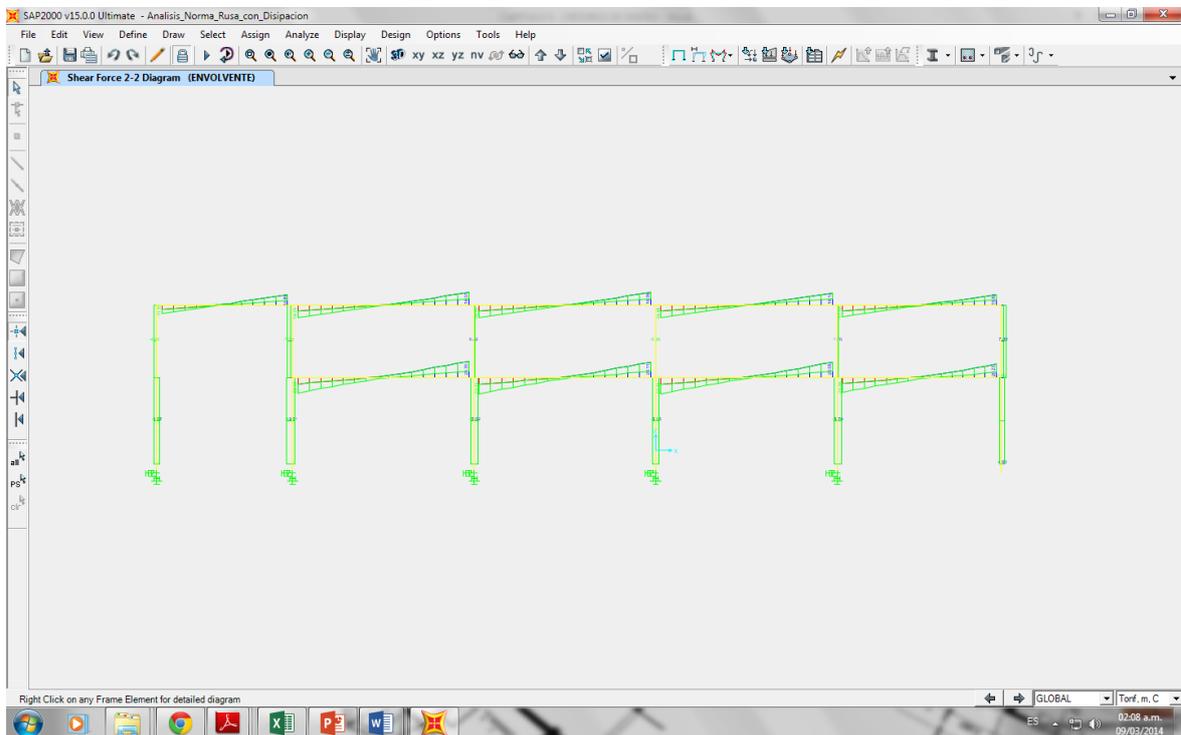
El programa SAP2000 nos entrega estos resultados en una tabla, indicando cada esfuerzo a ciertas distancias (máximos y mínimos). Sin embargo se mostraran solo los momentos flexionantes en vigas por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
Piso	OutputCase	CaseType	StepType	M3
Text	Text	Text	Text	Tonf
Nivel 1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-32.5171
Nivel 2	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-24.2618

**Tabla 5.3-41 Momentos Flexionantes Máximos en vigas por envolvente**

### 5.3.1.7.2.3.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN VIGAS

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, los momentos flexionantes en cada elemento estructural.



**Figura 5.3-73 Fuerzas Cortante Máximas, eje 6 - 6**

El programa SAP2000 nos entrega estos resultados en una tabla, indicando cada esfuerzo a ciertas distancias (máximos y mínimos). Sin embargo se mostraran solo las fuerzas cortantes máximas en vigas por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
Piso	OutputCase	CaseType	StepType	V2
Text	Text	Text	Text	Tonf
Nivel 1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	29.7419
Nivel 2	ENVOLVENTE	Comb.	Max	-19.1163

**Tabla 5.3-42 Fuerzas Cortantes Máximas en vigas por envolvente**

### 5.3.1.7.2.3.3 MUROS ESTRUCTURALES

#### 5.3.1.7.2.3.3.1 FUERZA AXIAL MAXIMA EN MUROS ESTRUCTURALES

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, las fuerzas axiales en cada elemento estructural. Sin embargo se mostraran solo las fuerzas axiales máximas en muros estructurales por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P
Text	Text	Text	Text	Tonf
SC_MREF4_P1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	158.2489

**Tabla 5.3-43 Fuerzas Axiales Máximas en muros por envolvente**

#### 5.3.1.7.2.3.3.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN MUROS ESTRUCTURALES

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, las fuerzas cortantes en cada elemento estructural. Sin embargo se mostraran solo las fuerzas cortantes máximas en muros estructurales por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	V2
Text	Text	Text	Text	Tonf
SC_MREF4_P1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	211.6242

**Tabla 5.3-44 Fuerzas Cortantes Máximas en muros por envolvente**

#### 5.3.1.7.2.3.3.3 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN MUROS ESTRUCTURALES

El programa SAP2000 nos muestra por medio de las tablas, las fuerzas cortantes en cada elemento estructural. Sin embargo se mostraran solo los momentos flexionantes máximos en muros estructurales por envolvente.

TABLE: Element Forces - Frames				
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	M3
Text	Text	Text	Text	Tonf
SC_MREF4_P1	ENVOLVENTE	Comb.	Max	728.6338

**Tabla 5.3-45 Momento Flexionantes Máximos en muros por envolvente**

## 5.4 TABLAS Y GRAFICOS DE COMPARATIVAS DE RESULTADOS

Se harán 2 comparativas ya que los resultados mostrados en el ítem anterior son los esfuerzos máximos por envolvente que pueden estar en diferentes elementos para cada caso o modelo de Interacción Suelo – Estructura.

Sin embargo se observó que en la mayoría de los casos para los esfuerzos máximos por envolvente, coinciden en el mismo elemento en cada análisis (Común, Norma Rusa sin disipación, Norma Rusa con disipación).

Solo en algunos casos los esfuerzos máximos se encuentran en diferentes elementos.

Estos esfuerzos máximos fueron hallados con el fin de realizar el diseño estructural. Ya que según la norma E – 060 de diseño de concreto armado, nos menciona que se deben usar los esfuerzos últimos para asegurar la buena calidad y resistencia a eventos sísmicos de la edificación.

Sin embargo, con el fin de asegurar nuestras conclusiones y recomendaciones se hizo una segunda comparativa que consta de la elección de un elemento (viga, columna y muro) del modelo del cual se extraerán los esfuerzos pero esta vez por los casos de SISMOX+ y SISMOY+. Dicho elemento elegido será el mismo para todos los análisis que se realizaron (Común, Norma Rusa sin disipación, Norma Rusa con disipación).

Dichos esfuerzos en el elemento mencionado solo serán utilizados para la comparativa de resultados, mas no para el diseño estructural.

Con esto se tendrá más claro la diferencia de esfuerzos en los diferentes análisis y el motivo por el cual existe esta diferencia.

## 5.4.1 COMPARATIVA DE RESULTADOS DE ESFUERZOS MAXIMOS POR ENVOLVENTE PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

### 5.4.1.1 PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACION

#### 5.4.1.1.1 PERIODOS DE VIBRACION

PERIODOS DE VIBRACION DE LA FORMA (s)			
MODOS	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
1	0.1695	0.2514	0.2064
2	0.1390	0.2400	0.1865
3	0.1111	0.2070	0.1371
4	0.0843	0.0936	0.0899
5	0.0833	0.0900	0.0850
6	0.0802	0.0890	0.0842
7	0.0791	0.0870	0.0822
8	0.0779	0.0861	0.0815
9	0.0727	0.0845	0.0809
10	0.0522	0.0820	0.0803
11	0.0494	0.0819	0.0801
12	0.0492	0.0816	0.0780

Tabla 5.4-01 Comparación por Tabla de Periodos de vibración en los 3 análisis

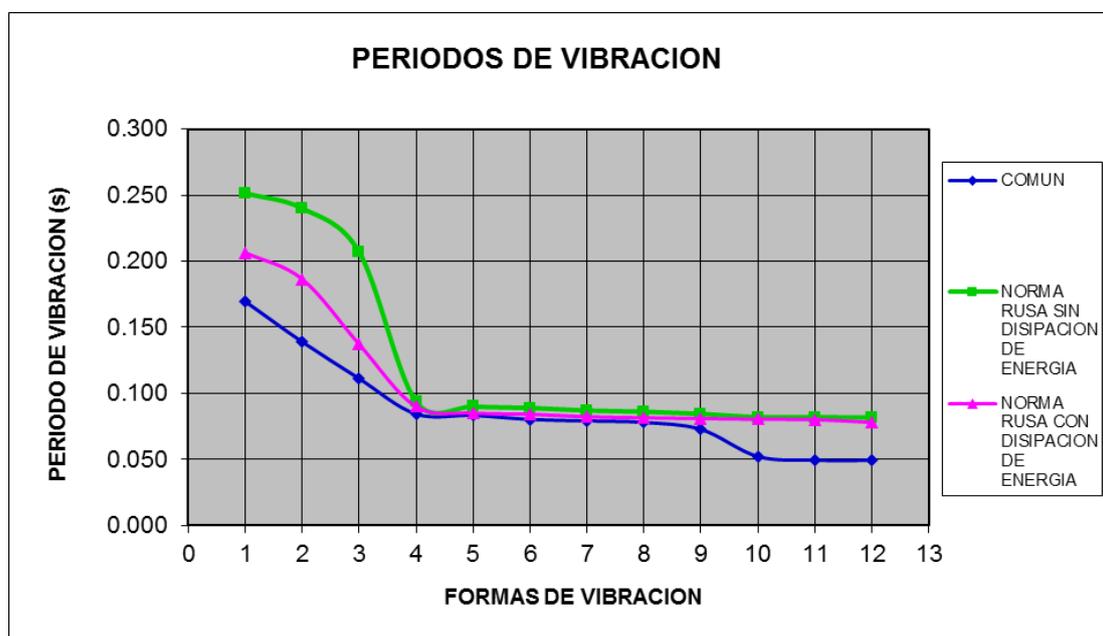


Figura 5.4-01 Comparación por grafico de Periodo vs Formas de Vibración en los 3 análisis

## 5.4.1.1.2 FRECUENCIA ANGULAR DE VIBRACION

FRECUENCIA ANGULAR DE LA FORMA (rad/s)			
MODOS	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
1	5.8990	3.9771	4.8438
2	7.1961	4.1666	5.3633
3	9.0002	4.8320	7.2940
4	11.8610	10.6830	11.1260
5	12.0030	11.1150	11.7600
6	12.4680	11.2420	11.8810
7	12.6440	11.5000	12.1610
8	12.8290	11.6180	12.2740
9	13.7520	11.8350	12.3670
10	19.1570	12.2020	12.4500
11	20.2620	12.2080	12.4900
12	20.3290	12.2500	12.8170

Tabla 5.4-02 Comparación por Tabla de Frecuencias Angulares en los 3 análisis

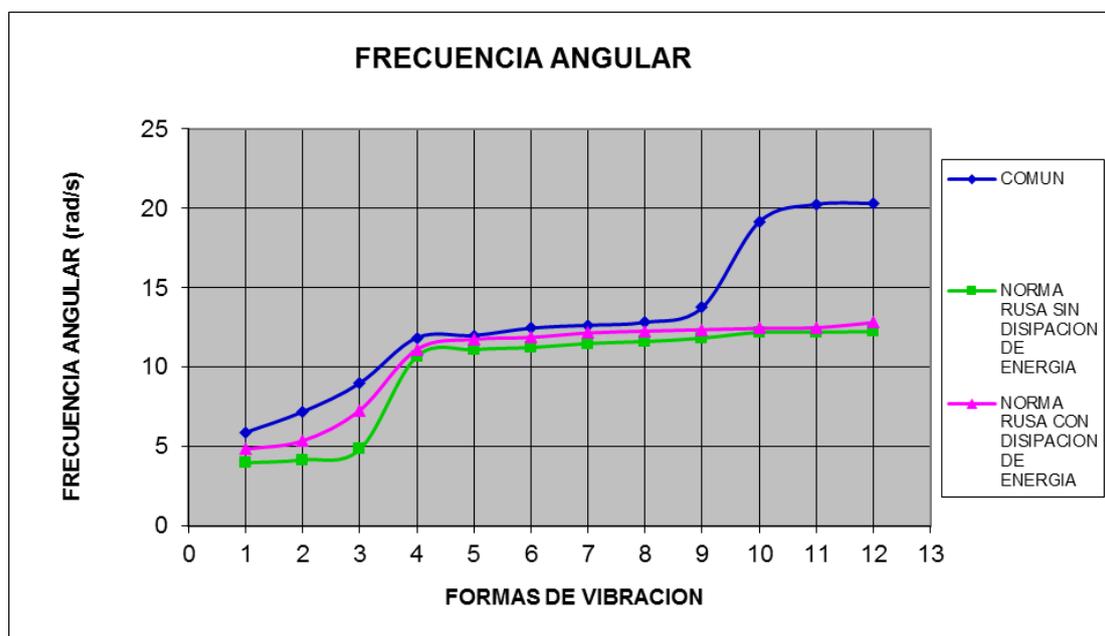


Figura 5.4-02 Comparación por gráfico de Frecuencias vs Formas de Vibración en los 3 análisis

## 5.4.1.2 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS

### 5.4.1.2.1 DESPLAZAMIENTOS POR COMBSISMOX+

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS POR SISMO X ( $\Delta$ SAP)			
N° PISO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
2	0.01050	0.02790	0.02158
1	0.00620	0.02390	0.01740

Tabla 5.4-03 Comparación de Desplazamientos Máximos por Sismo en el eje "x" para los 3 análisis

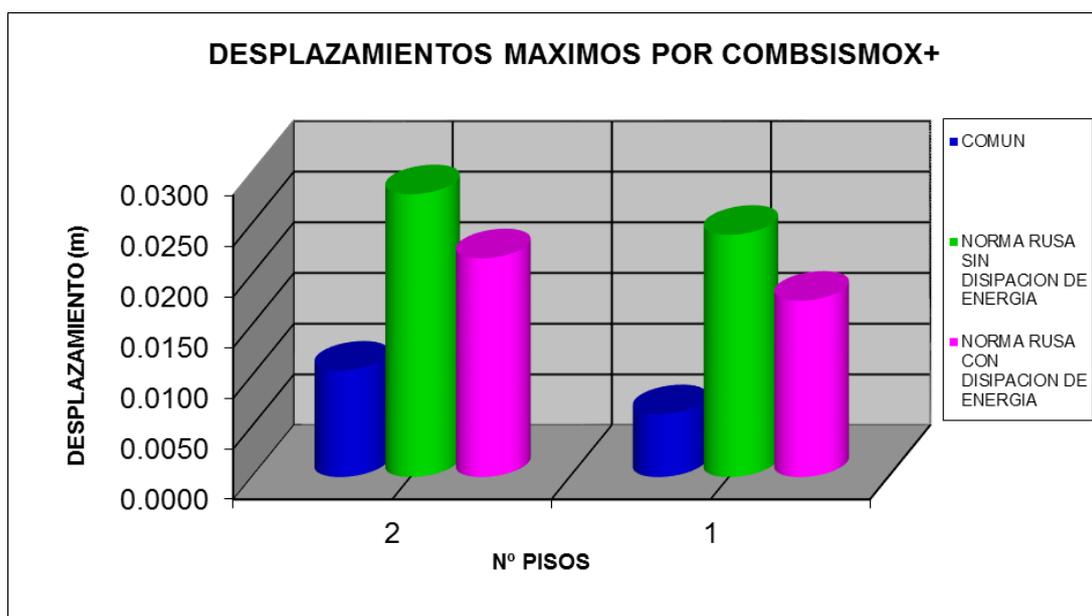


Figura 5.4-03 Comparación por grafico de Desplazamientos Máximos por Sismo en el eje "y" vs N° de pisos en los 3 análisis

## 5.4.1.2.2 DESPLAZAMIENTOS POR COMBSISMOY+

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS POR SISMO Y ( $\Delta$ SAP)			
N° PISO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
2	0.00320	0.00770	0.00367
1	0.00170	0.00620	0.00229

Tabla 5.4-04 Comparación de Desplazamientos Máximos por Sismo en el eje "y" para los 3 análisis

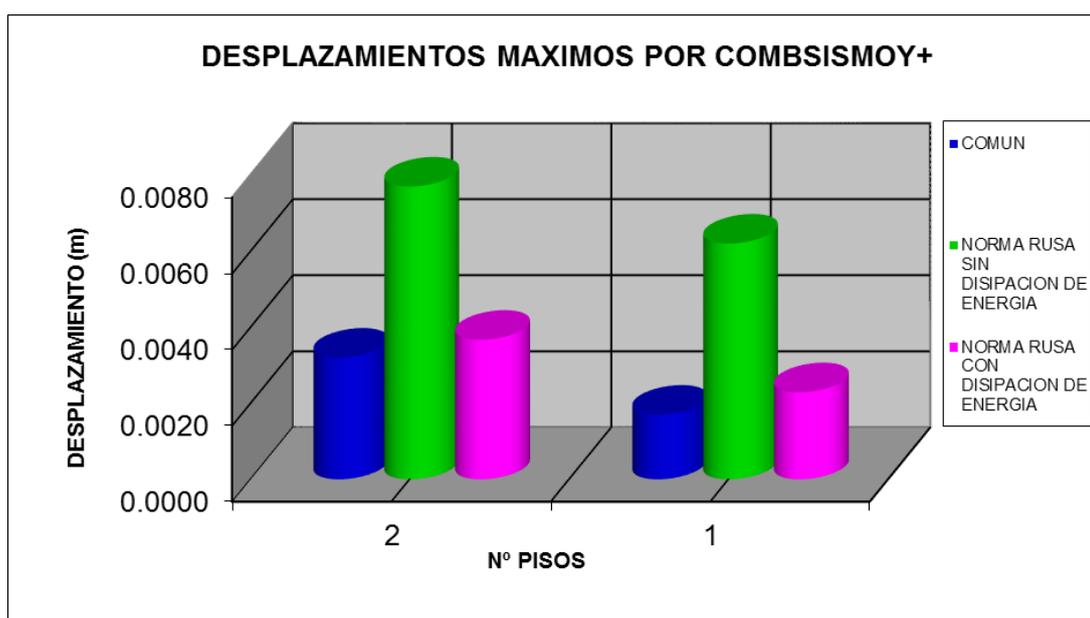


Figura 5.4-04 Comparación por grafico de Desplazamientos Máximos por Sismo en el eje "y" vs N° de pisos en los 3 análisis

### 5.4.1.3 ESFUERZOS INTERNOS MAXIMOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### 5.4.1.2.3 COLUMNAS

##### 5.4.1.2.3.1 FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN COLUMNAS

FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN COLUMNAS			
N° PISO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
2	77.524	77.039	77.1261
1	180.963	174.094	174.2328

Tabla 5.4-05 Comparación de Fuerzas Axiales Máximas por envoltorio en columnas para los 3 análisis

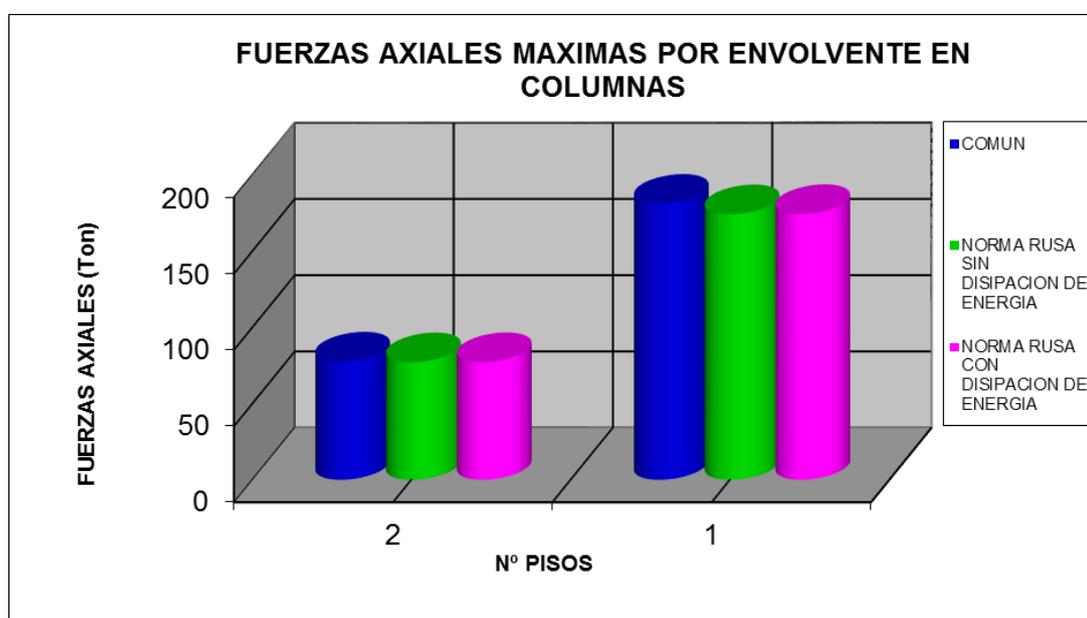


Figura 5.4-05 Comparación por gráfico de Fuerzas Axiales Máximas por envoltorio en columnas vs N° de pisos en los 3 análisis

## 5.4.1.2.3.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN COLUMNAS

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN COLUMNAS			
N° PISO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
2	13.269	13.8063	13.6719
1	7.557	14.604	12.5208

Tabla 5.4-06 Comparación de Fuerzas Axiales Máximas por envoltorio en columnas para los 3 análisis

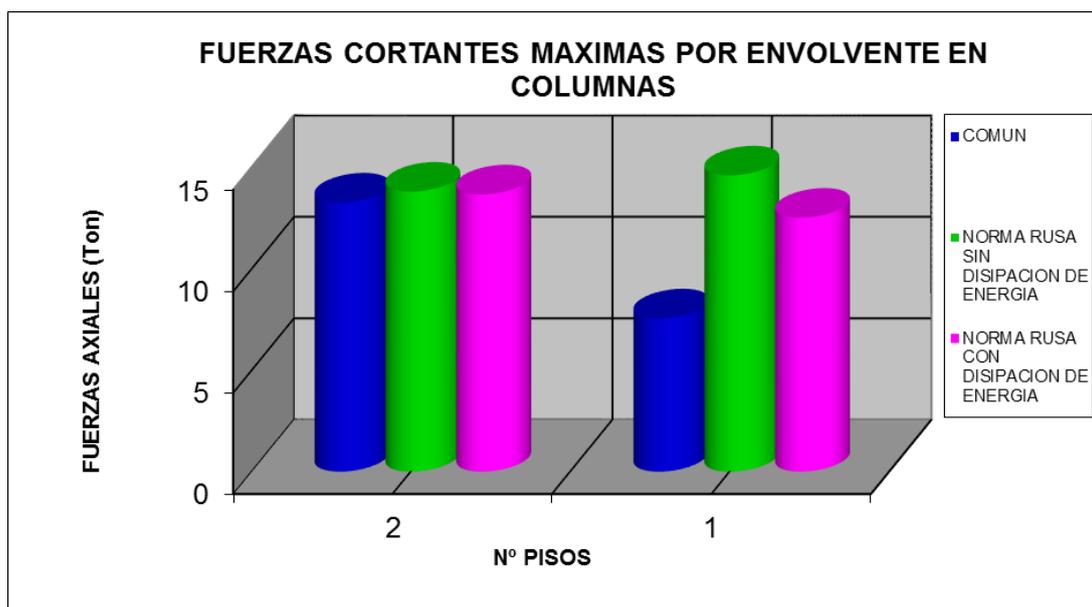


Figura 5.4-06 Comparación por gráfico de Fuerzas Cortantes Máximas por envoltorio en columnas vs N° de pisos en los 3 análisis

## 5.4.1.2.4 VIGAS

## 5.4.1.2.4.1 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN VIGAS

MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN VIGAS			
N° PISO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
2	24.89884	24.23902	24.26176
1	32.0106	33.68347	32.5171

Tabla 5.4-07 Comparación de Momentos Flectores Máximos por envolvente en vigas para los 3 análisis

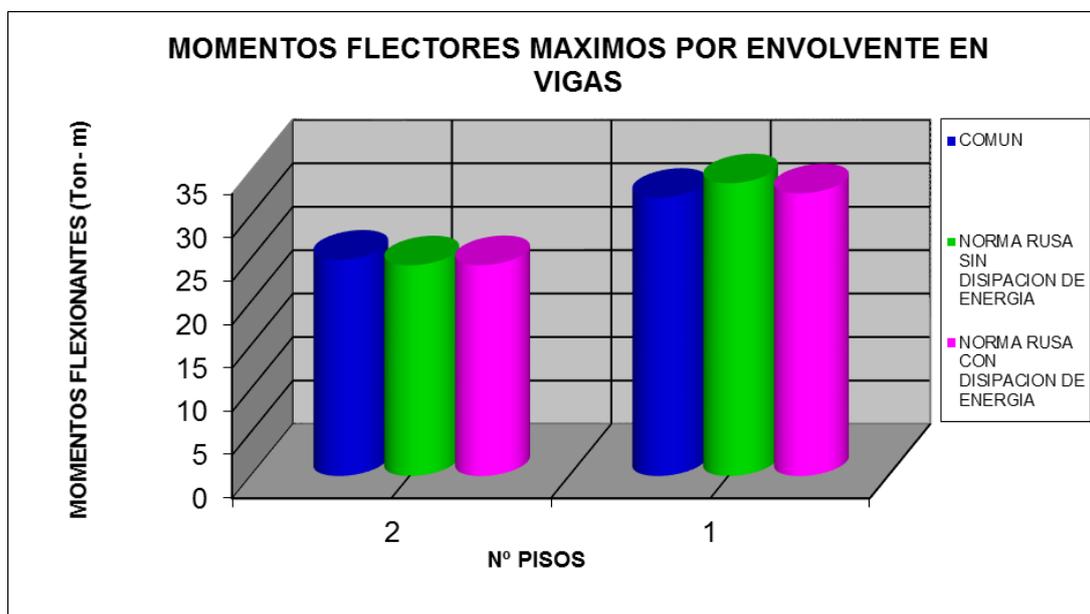


Figura 5.4-07 Comparación por gráfico de Momentos Flectores Máximos por envolvente en vigas vs N° de pisos en los 3 análisis

## 5.4.1.2.4.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN VIGAS

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN VIGAS			
N° PISO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
2	19.2822	19.0844	19.1163
1	25.1003	31.4796	29.7419

Tabla 5.4-08 Comparación de Fuerzas Cortantes Máximas por envolvente en vigas para los 3 análisis

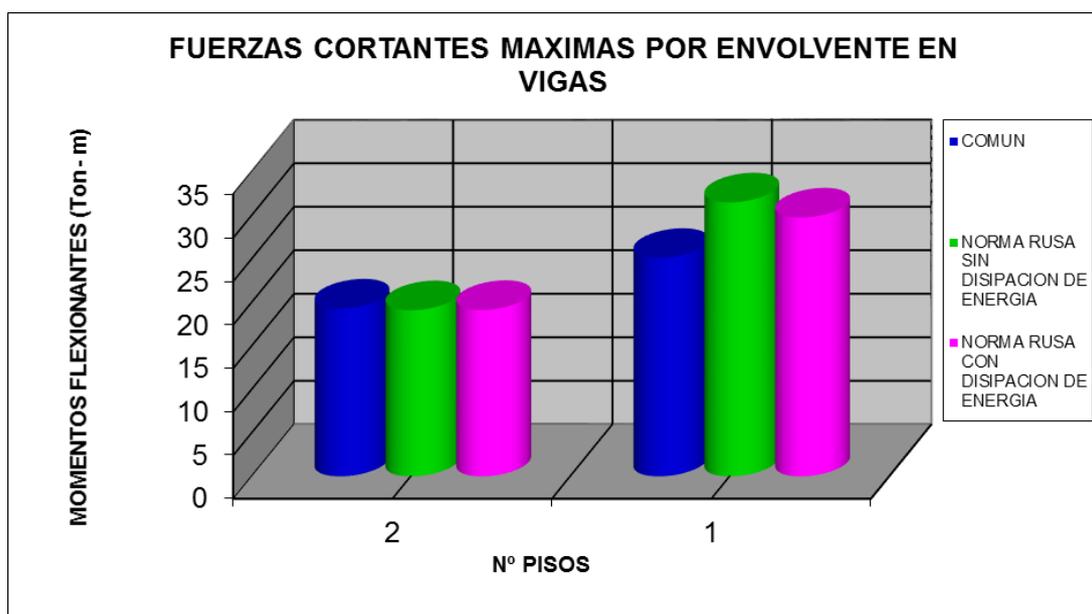


Figura 5.4-08 Comparación por grafico de Fuerzas Cortantes Máximas por envolvente en vigas vs N° de pisos en los 3 análisis

### 5.4.1.2.5 MUROS ESTRUCTURALES

#### 5.4.1.2.5.1 FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN MUROS ESTRUCTURALES

FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN MUROS			
N° PISO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
1	159.2941	157.7257	158.2489

Tabla 5.4-09 Comparación de Fuerzas Axiales Máximas por envoltente en muros estructurales para los 3 análisis

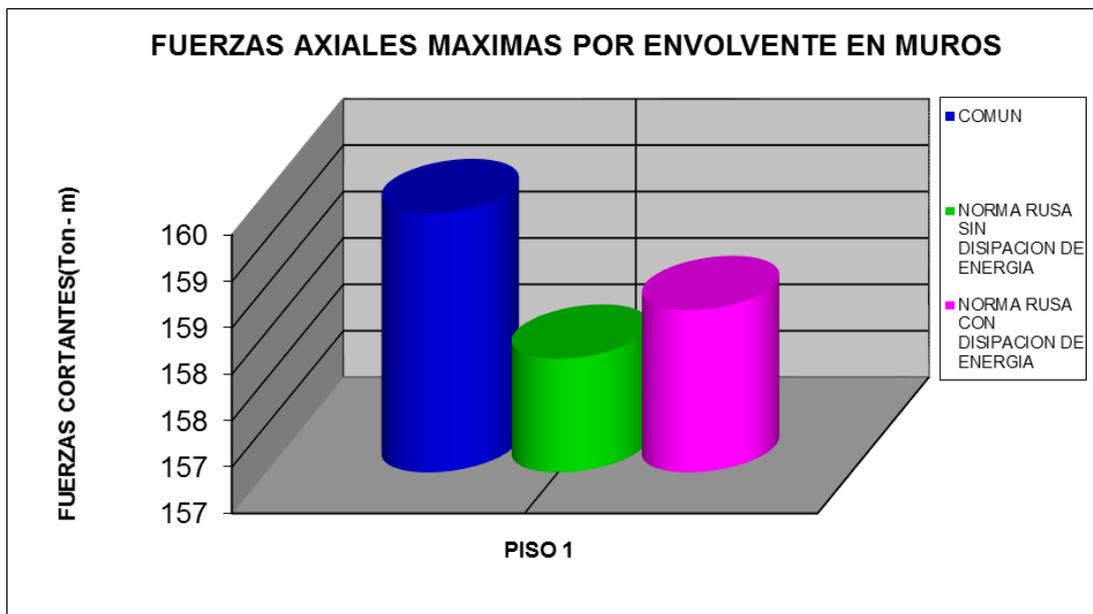


Figura 5.4-09 Comparación por gráfico de Fuerzas Axiales Máximas por envoltente en muros estructurales vs N° de pisos en los 3 análisis

## 5.4.1.2.5.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMA EN MUROS ESTRUCTURALES

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN MUROS			
N° PISO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
1	276.777	171.5185	211.6242

Tabla 5.4-10 Comparación de Fuerzas Cortantes Máximas por envolvente en muros estructurales para los 3 análisis



Figura 5.4-10 Comparación por grafico de Fuerzas Cortantes Máximas por envolvente en muros estructurales del Piso 1 en los 3 análisis

### 5.4.1.2.5.3 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN MUROS ESTRUCTURALES

MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN MUROS			
N° PISO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
1	867.01	624.32	728.63

Tabla 5.4-11 Comparación de Momentos Flectores Máximos por envoltente en muros estructurales para los 3 análisis

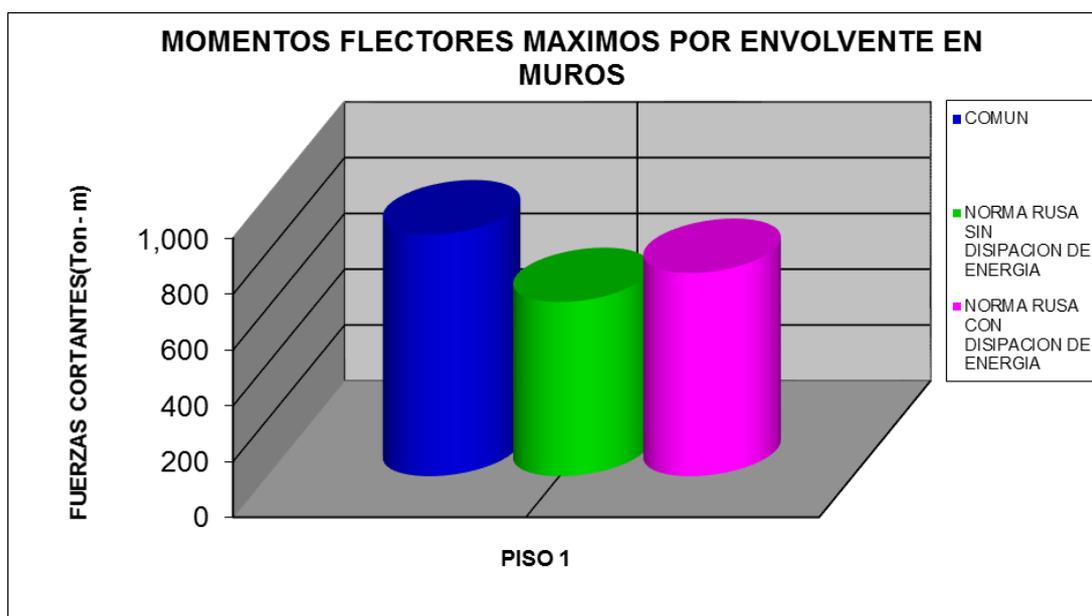


Figura 5.4-11 Comparación por grafico de Fuerzas Cortantes Máximas por envoltente en muros estructurales del Piso 1 en los 3 análisis

### 5.4.2 COMPARATIVA DE RESULTADOS DE ESFUERZOS POR SISMO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES INDIVIDUALES

Se tomaron elementos críticos del Primer Piso de la estructura analizada, para realizar una comparación de esfuerzos internos en dichos elementos por los 3 modelos utilizados:

- Análisis Común.
- Análisis con Norma Rusa sin disipación.
- Análisis con Norma Rusa con disipación.

Se utilizara el caso de análisis por sismos (SISMOX+ y SISMOY+).

Los elementos que se analizaran se encuentran en el Primer Piso y son:

- VIGA FRAME 746: viga de 7.5 metros de longitud, con una sección transversal de 35 x 65 cm.
- COLUMNA FRAME 154: columna de 4.2 metros de longitud, con una sección transversal de 45 x 75 cm.
- MURO ESTRUCTURAL SC\_MREF4\_P: muro de 4.2 metros de longitud, con una sección transversal de 20 x 750 cm.

#### PRIMER NIVEL

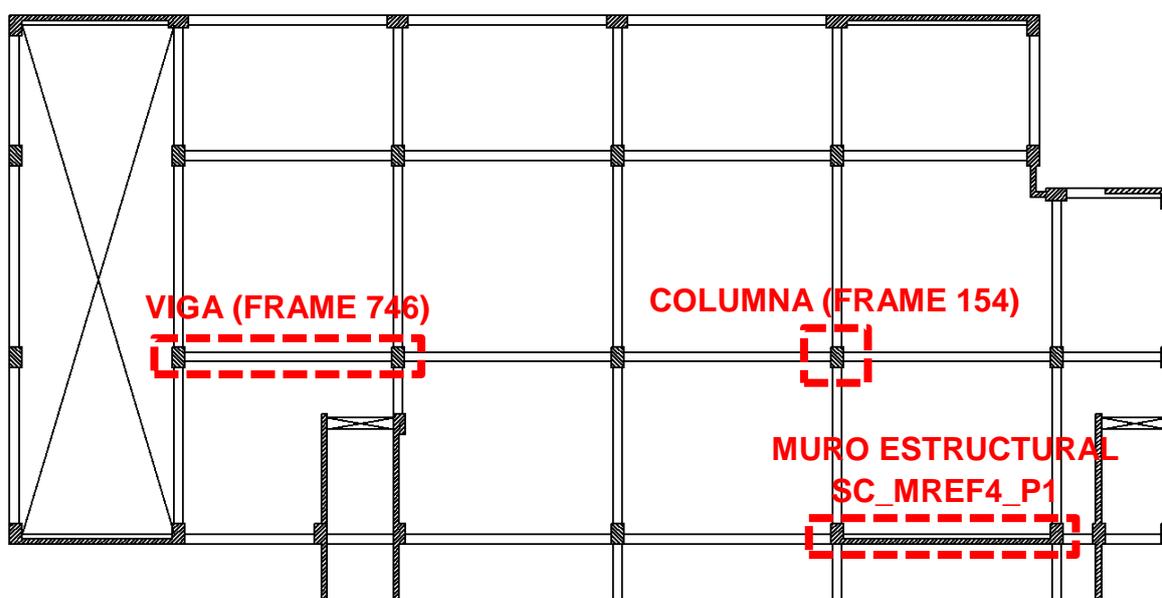


Figura 5.4-12 Comparación por grafico de Fuerzas Cortantes Máximas por envolvente en muros estructurales del Piso 1 en los 3 análisis

### 5.4.2.1 ESFUERZOS INTERNOS EN ELEMENTO INDIVIDUAL

#### 5.4.2.1.1 COLUMNA (FRAME 154)

##### 5.4.2.1.1.1 FUERZAS AXIALES POR SISMO EN COLUMNA (FRAME 154)

FUERZAS AXIALES EN COLUMNA (FRAME 154)			
CASO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
SISMOX+	0.641	0.487	0.676
SISMOY+	0.285	0.311	0.286

Tabla 5.4-12 Fuerzas Axiales por Sismo en columna (FRAME 154)

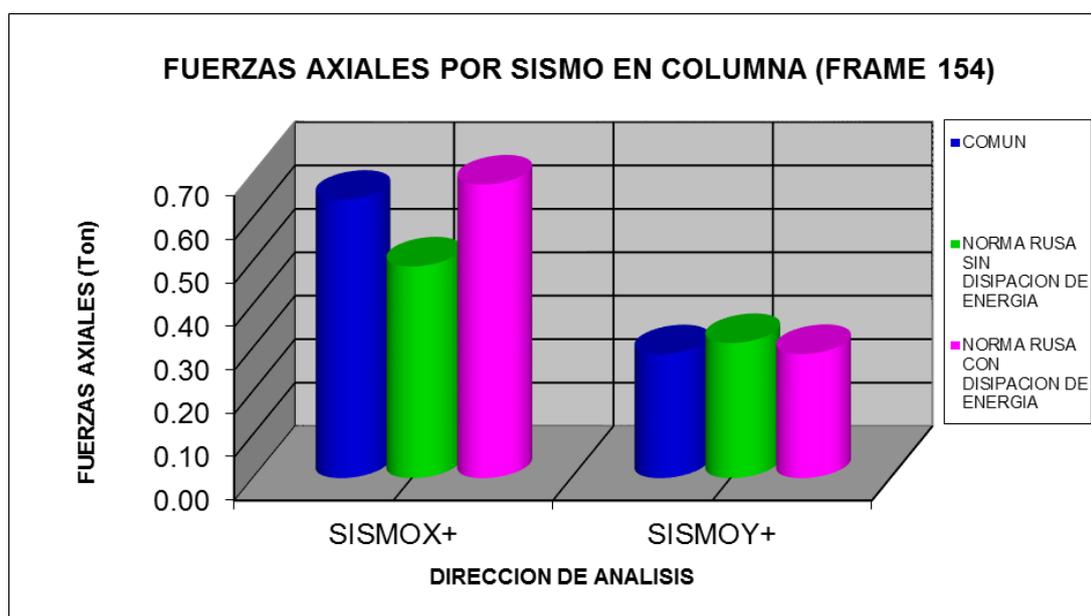


Figura 5.4-13 Comparación de Fuerzas Axiales por Sismo en los 3 análisis

## 5.4.2.1.1.2 FUERZAS CORTANTES POR SISMO EN COLUMNA (FRAME 154)

FUERZAS CORTANTES EN COLUMNA (FRAME 154)			
CASO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
SISMOX+	2.101	8.498	6.482
SISMOY+	0.092	0.417	0.132

Tabla 5.4-13 Fuerzas Cortantes por Sismo en columna (FRAME 154)

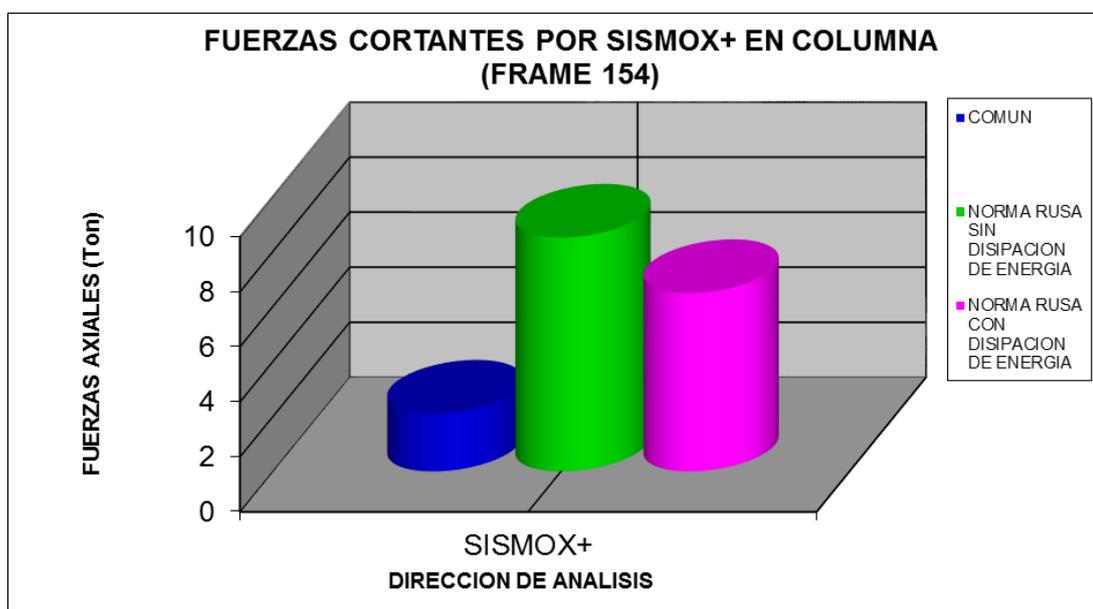


Figura 5.4-14 Comparación de Fuerzas Cortantes por SISMOX+

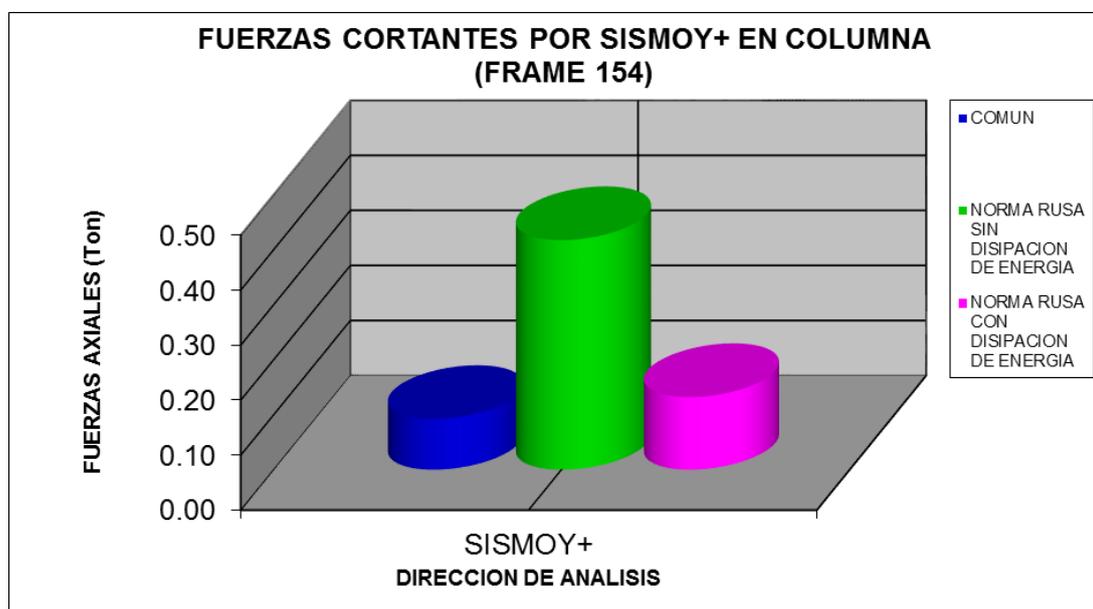


Figura 5.4-15 Comparación de Fuerzas Cortantes por SISMOY+

## 5.4.2.1.1.3 MOMENTOS FLECTORES POR SISMO EN COLUMNA (FRAME 154)

MOMENTOS FLECTORES EN COLUMNA (FRAME 154)			
CASO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
SISMOX+	4.766	17.904	13.764
SISMOY+	0.209	0.879	0.279

Tabla 5.4-14 Momentos Flectores por Sismo en columna (FRAME 154)

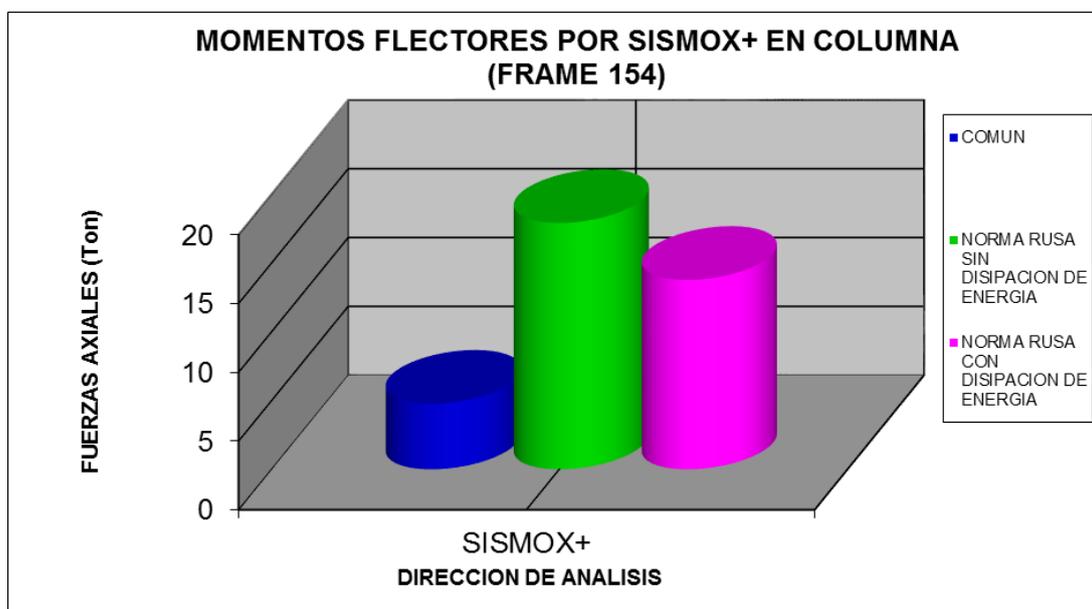


Figura 5.4-16 Comparación de Momentos Flectores por SISMOX+

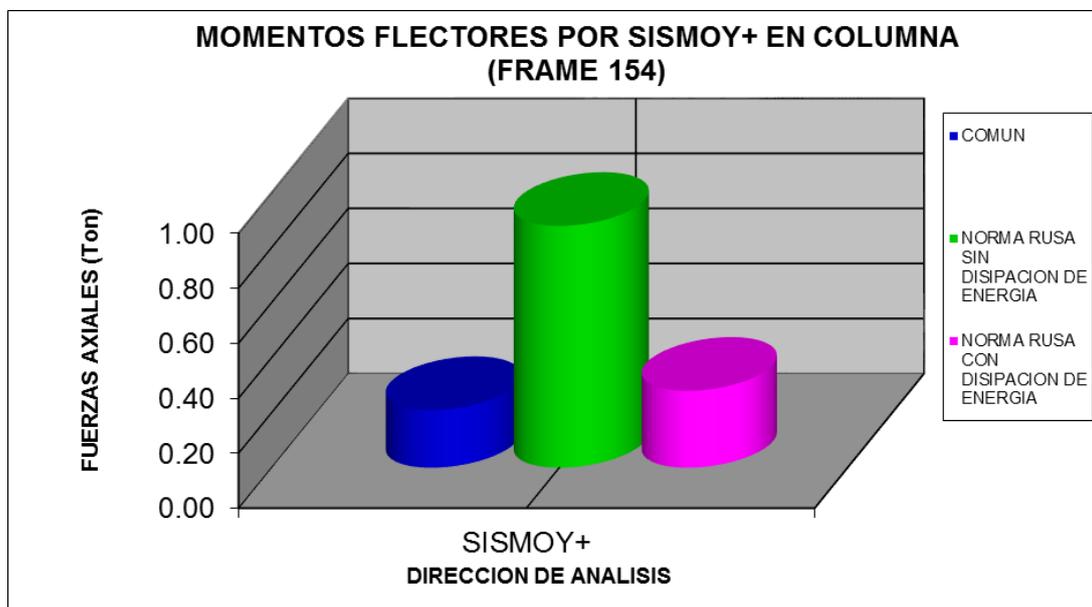


Figura 5.4-17 Comparación de Momentos Flectores por SISMOY+

## 5.4.2.1.2 VIGA (FRAME 746)

## 5.4.2.1.2.1 MOMENTOS FLECTORES EN VIGA (FRAME 746)

MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN VIGA (FRAME 746)			
CASO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
SISMOX+	2.914	6.646	5.503
SISMOY+	0.176	0.395	0.181

Tabla 5.4-15 Momentos Flectores por Sismo en viga (FRAME 746)

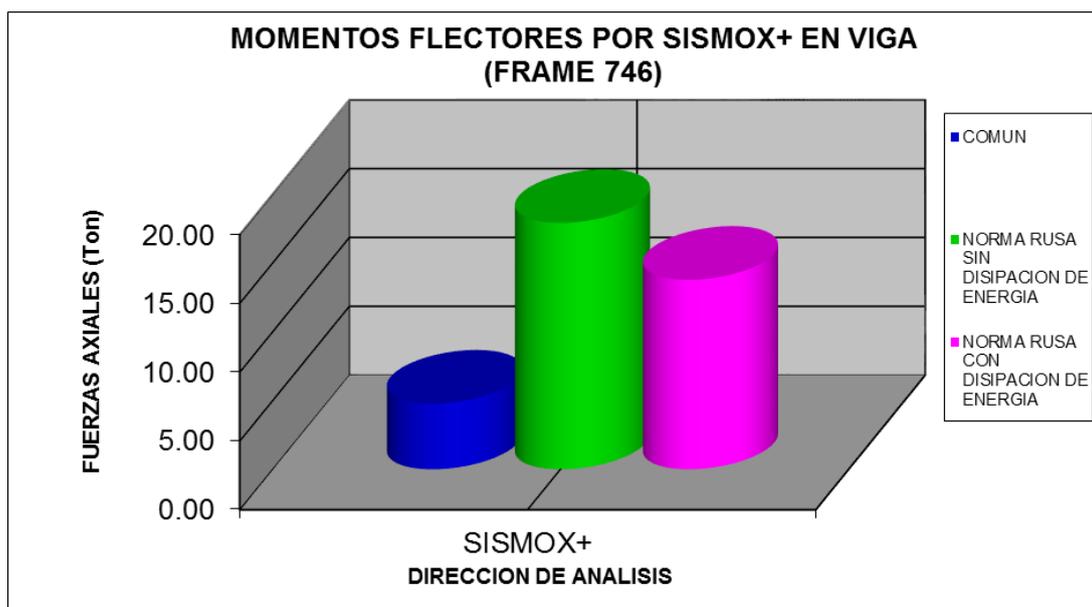


Figura 5.4-18 Comparación de Momentos Flectores por SISMOX+

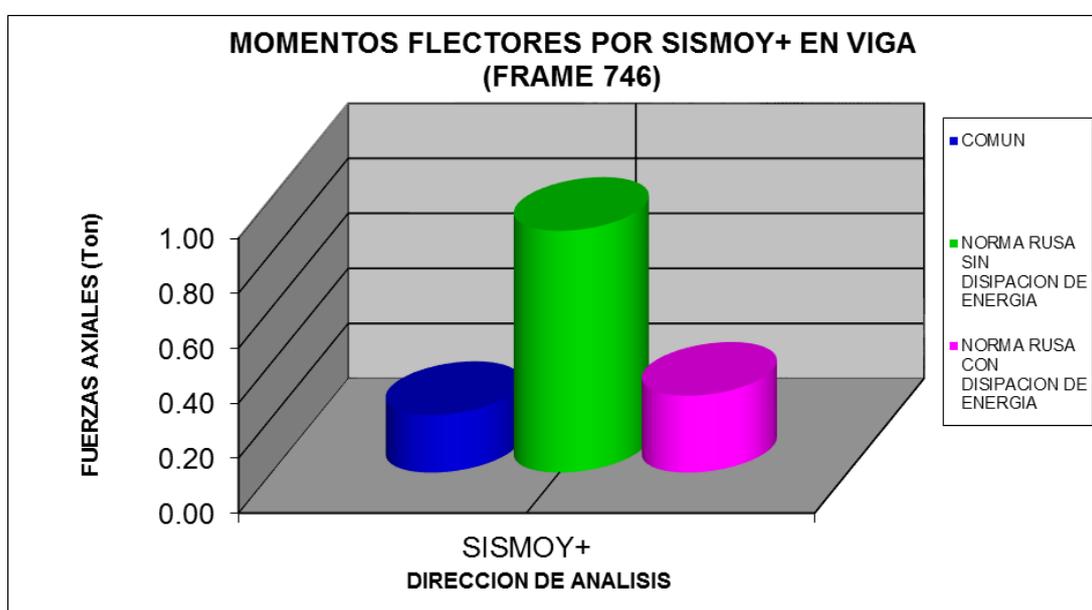


Figura 5.4-19 Comparación de Momentos Flectores por SISMOY+

## 5.4.2.1.2.2 FUERZAS CORTANTES EN VIGA (FRAME 746)

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN VIGAS			
CASO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
SISMOX+	0.744	1.707	1.414
SISMOY+	0.046	0.103	0.049

Tabla 5.4-16 Fuerzas Cortantes por Sismo en viga (FRAME 746)

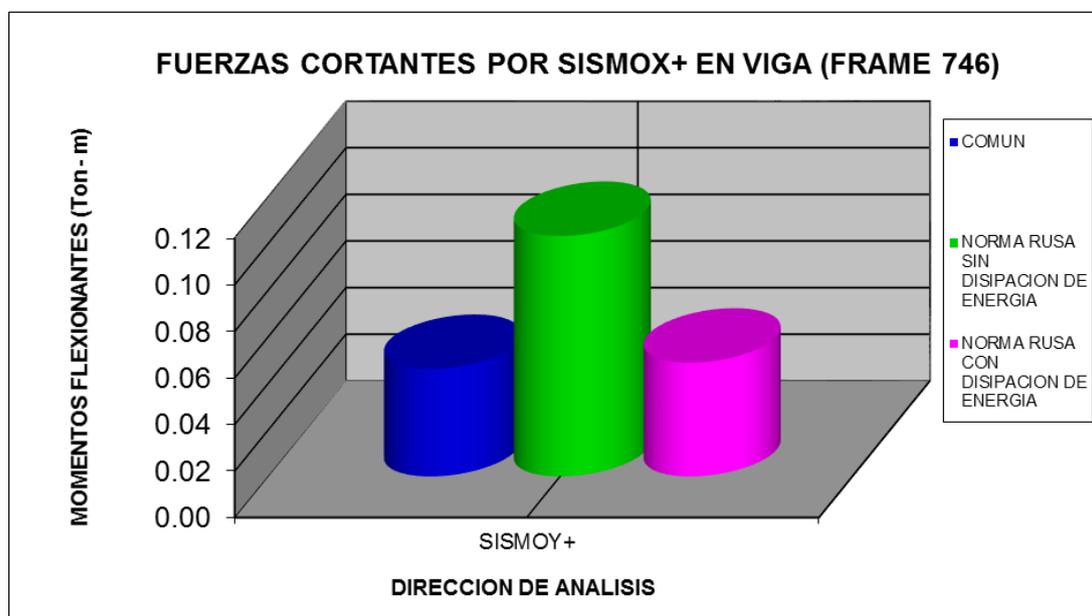


Figura 5.4-20 Comparación de Fuerzas Cortantes por SISMOX+

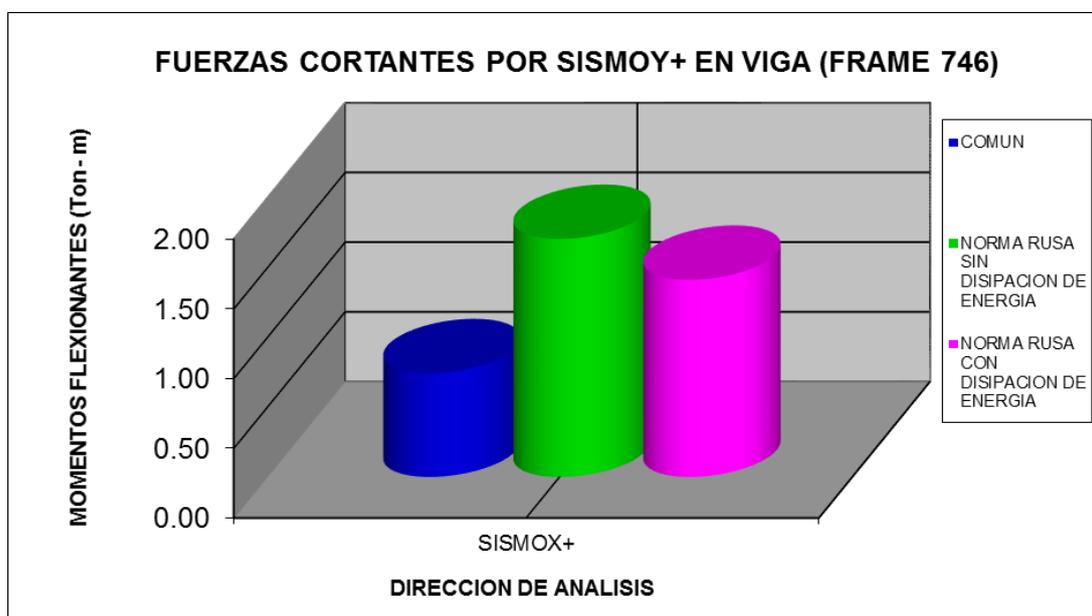


Figura 5.4-21 Comparación de Fuerzas Cortantes por SISMOY+

### 5.4.2.1.3 MURO ESTRUCTURAL (SC\_MREF4\_P1)

#### 5.4.2.1.3.1 FUERZAS AXIALES POR SISMO EN MURO ESTRUCTURAL (SC\_MREF4\_P1)

FUERZAS AXIALES EN MURO ESTRUCTURAL (SC_MREF4_P1)			
CASO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
SISMOX+	0.7496	1.4072	1.2749
SISMOY+	1.8688	2.2157	1.8697

Tabla 5.4-17 Fuerzas Axiales por Sismo en muro (SC\_MREF4\_P1)

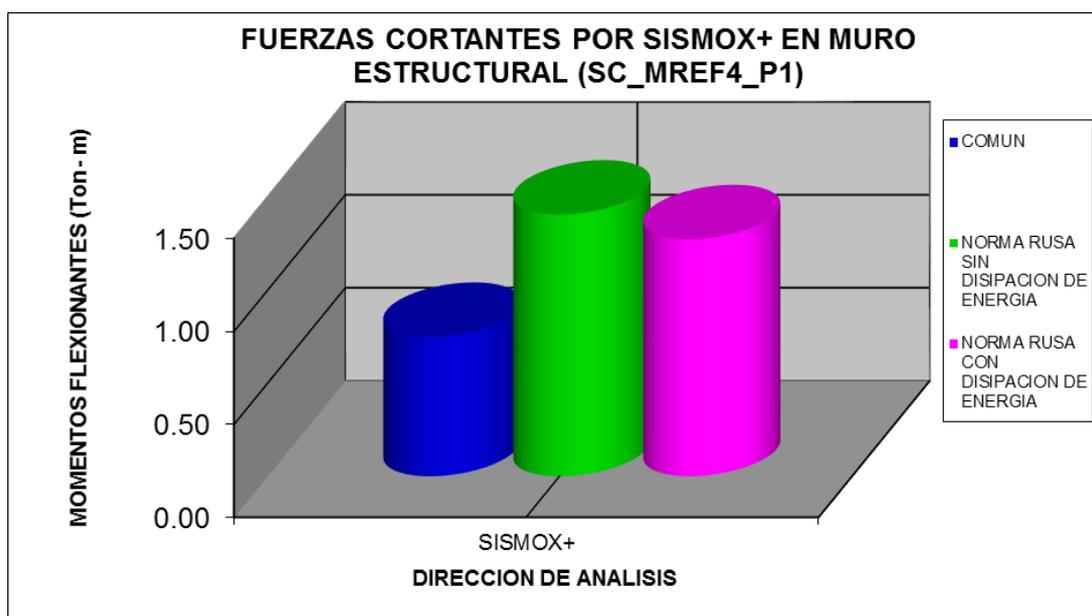


Figura 5.4-22 Comparación de Fuerzas Axiales por SISMOX+

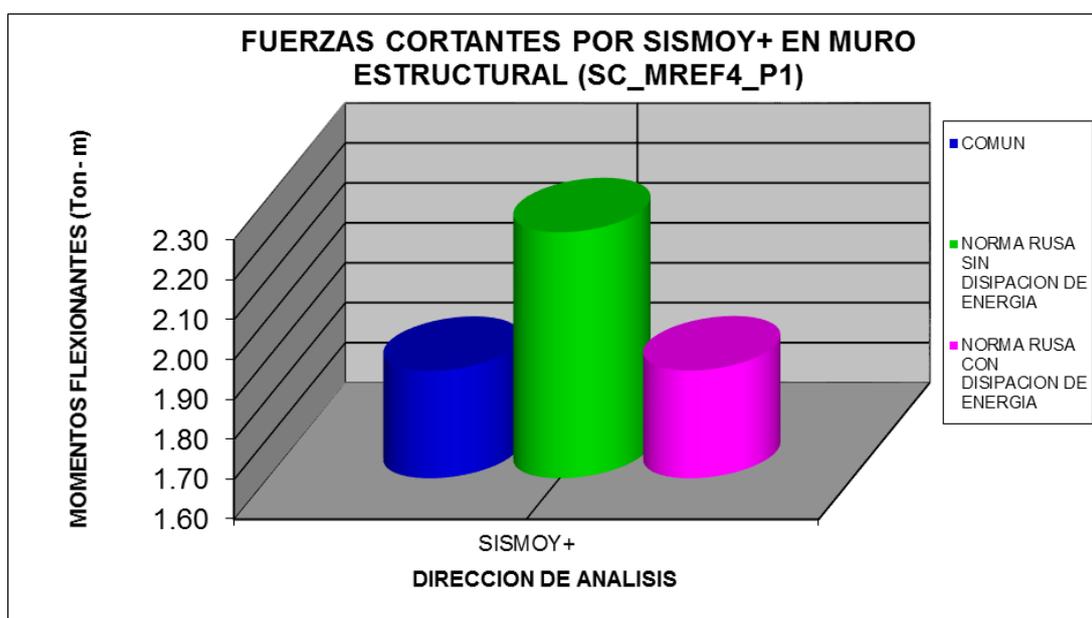
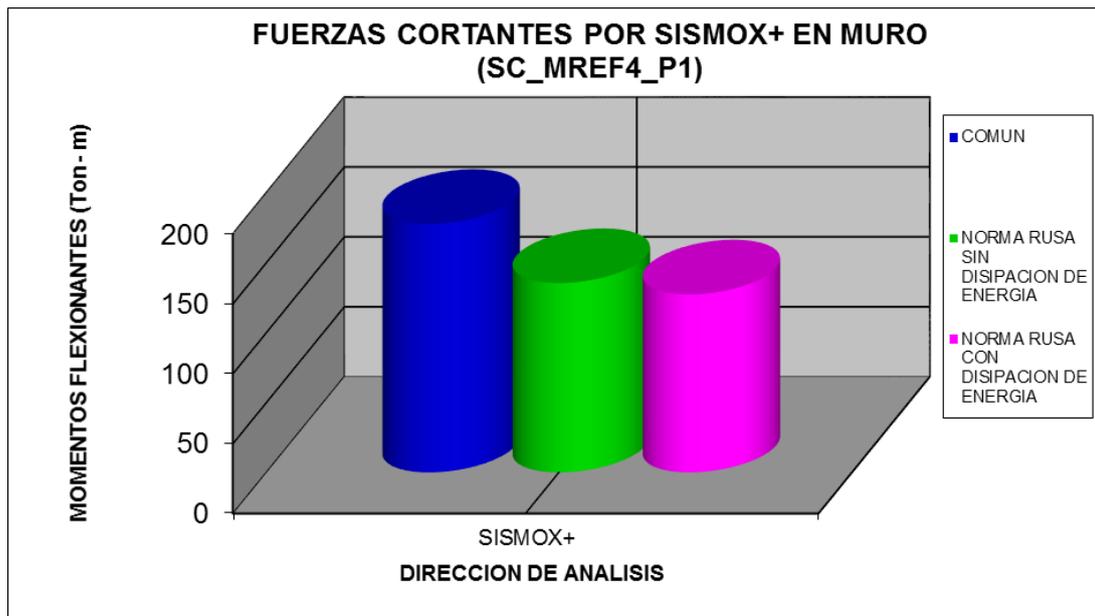


Figura 5.4-23 Comparación de Fuerzas Axiales por SISMOY+

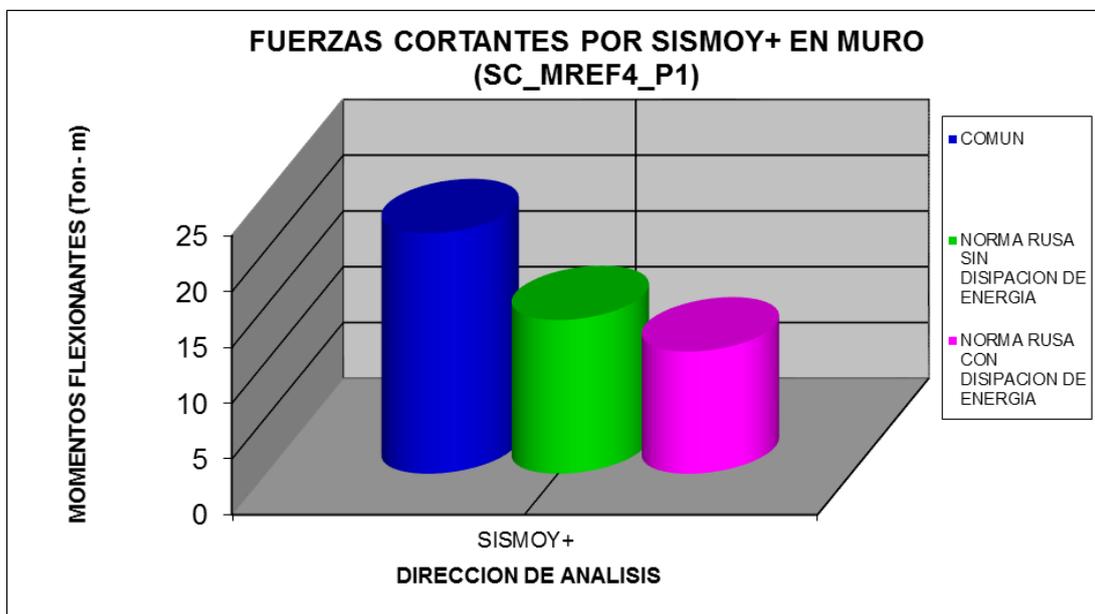
#### 5.4.2.1.3.2 FUERZAS CORTANTES POR SISMO EN MURO ESTRUCTURAL (SC\_MREF4\_P1)

FUERZAS CORTANTES EN MURO ESTRUCTURAL (SC_MREF4_P1)			
CASO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
SISMOX+	177.7199	135.4133	127.3478
SISMOY+	21.5562	13.7754	10.9521

Tabla 5.4-17 Fuerzas Cortantes por Sismo en muro (SC\_MREF4\_P1)



**Figura 5.4-24 Comparación de Fuerzas Cortantes por SISMOX+**



**Figura 5.4-25 Comparación de Fuerzas Cortantes por SISMOY+**

### 5.4.2.1.3.3 MOMENTOS FLECTORES POR SISMO EN MURO ESTRUCTURAL (SC\_MREF4\_P1)

MOMENTOS FLECTORES EN MURO ESTRUCTURAL (SC_MREF4_P1)			
CASO	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION DE ENERGIA	NORMA RUSA CON DISIPACION DE ENERGIA
	P (Ton)	P (Ton)	P (Ton)
SISMOX+	529.65007	412.44586	393.70288
SISMOY+	66.75397	46.03485	41.94365

Tabla 5.4-17 Momentos Flectores por Sismo en muro (SC\_MREF4\_P1)

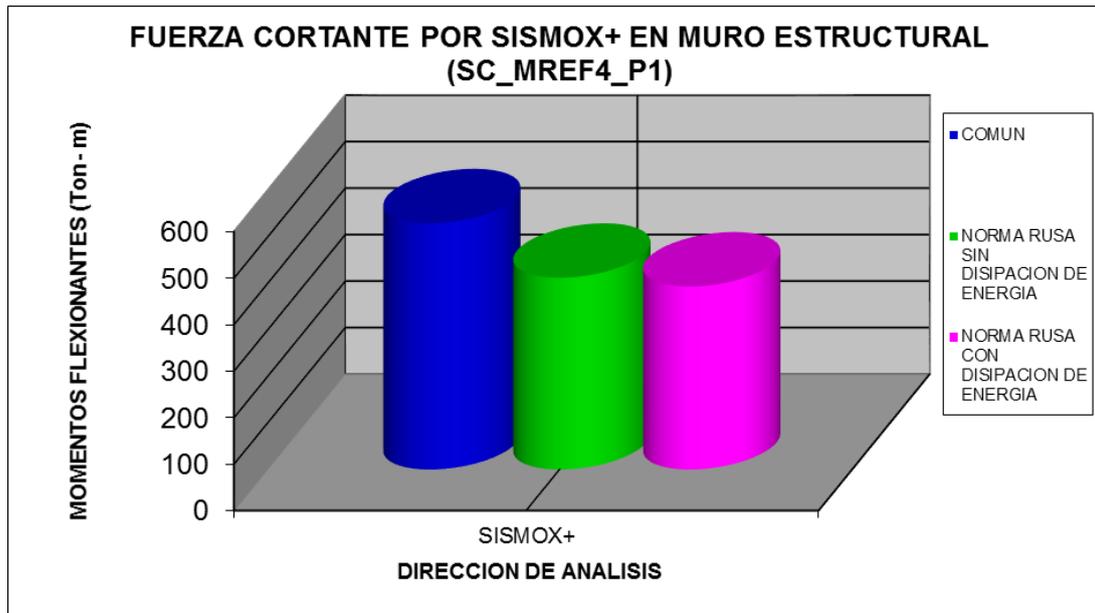


Figura 5.4-26 Comparación de Momentos Flectores por SISMOX+

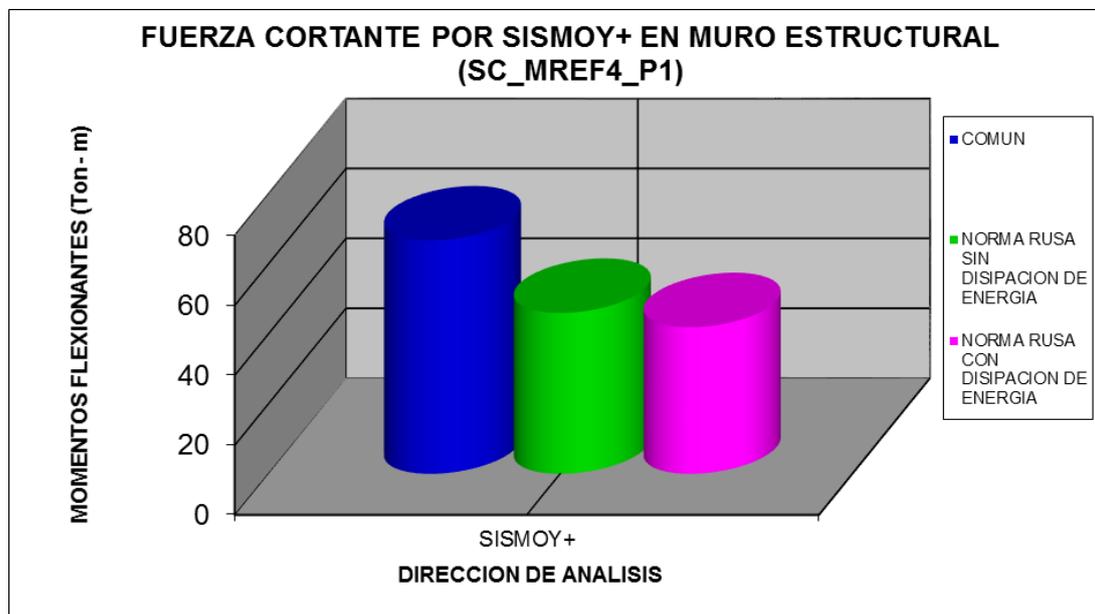


Figura 5.4-27 Comparación de Momentos Flectores por SISMOY+

## CAPITULO VI: DISEÑO ESTRUCTURAL

### 6.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

La obra denominada “CONSTRUCCIÓN DE NUEVA AGENCIA BANCARIA BCP – SAN PEDRITO – CHIMBOTE”, se caracteriza particularmente por ser una estructura Aporticada acompañada por muros estructurales, en la cual aportan la rigidez necesaria para cumplir con los desplazamientos de entrepiso expresadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

El dimensionamiento de los elementos estructurales, se realiza con la finalidad de dar medidas geométricas que garanticen un comportamiento óptimo del modelo estructural. Siguiendo las recomendaciones existentes de los Códigos y Reglamentos se realizó el dimensionamiento de los elementos estructurales del proyecto en concordancia con el planteamiento arquitectónico, cuidando al máximo la seguridad de la estructura proyectada

A continuación definiremos las secciones usadas en el modelo:

#### COLUMNAS

Sección: 45 x 75 cm<sup>2</sup>

N° PISOS	ALTURA (m)
1	4.2
2	3.2
<b>Σ</b>	7.4

**Tabla 6.01 Altura total de pisos en metros**

#### VIGAS

Sección: 35 x 65 cm<sup>2</sup>

#### MUROS ESTRUCTURALES

Sección: e = 20 cm (Diferentes longitudes)

## ZAPATAS O CABEZALES

25 Cabezales (9 tipos)

15 Z1 – Sección: 180 x 180 cm<sup>2</sup> – h = 80 cm

02 Z2 – Sección: 770 x 180 cm<sup>2</sup> – h = 80 cm

01 Z3 – Sección: 970 x 180 cm<sup>2</sup> – h = 80 cm

01 Z4 – Sección: 892 x 180 cm<sup>2</sup> – h = 80 cm

01 Z4 – Sección: 500 x 265 cm<sup>2</sup> – h = 80 cm

01 Z5 – Sección: 380 x 180 cm<sup>2</sup> – h = 80 cm

02 Z6 – Sección: 785 x 80 cm<sup>2</sup> (3 Pilotes) – h = 80 cm

01 Z7 – Sección: 785 x 80 cm<sup>2</sup> (2 Pilotes) – h = 80 cm

01 Z8 – Sección: 993 x 80 cm<sup>2</sup> – h = 80 cm

## VIGAS DE CIMENTACION

Sección: 40 x 80 cm<sup>2</sup>

## PILOTES

Sección: D = 75 cm

Los elementos mencionados fueron extraídos del proyecto original de “CONSTRUCCIÓN DE NUEVA AGENCIA BANCARIA BCP – SAN PEDRITO – CHIMBOTE”, por lo que no se realizó un pre dimensionamiento detallado, ya que se tomaron elementos ya existentes.

Con esta descripción estructural, se procederá a modelar en el programa SAP2000 (hecho en el capítulo anterior: CAP V) si la estructura es estable, además de incluir en el modelo el estudio de la Norma Rusa propuesta por el Dr. Genner Villarreal Castro, para el estudio de tesis expuesto en esta investigación.

## 6.2 REGLAMENTACIÓN Y NORMAS DE DISEÑO

Se tuvo presente las siguientes normas peruanas para el análisis y diseño de la edificación:

E.020 Cargas

E.030 Diseño Sismorresistente

E.050 Suelos y Cimentaciones

E.060 Concreto Armado

## 6.3 SISTEMA ESTRUCTURAL A USAR

El sistema estructural a emplear ha sido de una edificación Dual, que consta de pórticos y muros estructurales.

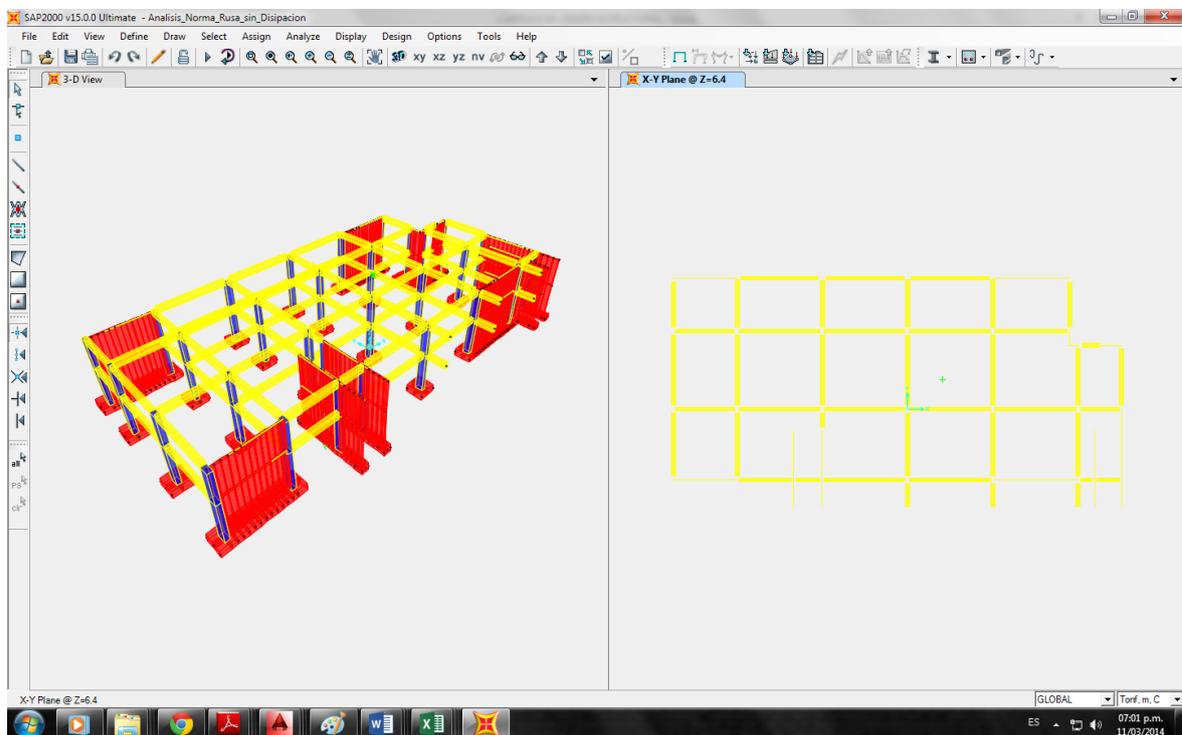


Figura 6.01 Modelamiento de la estructura en el programa SAP2000

## 6.4 PREDIMENSIONAMIENTO

### 6.4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

De acuerdo al R.N.E. en la norma E-060 Concreto Armado, definimos lo siguiente:

Peralte  $d$ :  $L/10 < d < L/12$ ,  $L$ = Longitud entre columnas

Base  $b$ :  $0.3*d < b < 0.5*d$  mínimo por reglamento 25 cm.

Para nuestro modelo de análisis tenemos el predimensionamiento como forma de comprobación, ya que se tomaron elementos ya existentes.

A continuación se presenta el predimensionamiento de vigas:

### PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Datos a ingresar:

$L = 750$  cm                      Longitud entre columnas

#### 1. Para el peralte:

$$d = \frac{L}{10} < d < \frac{L}{12}$$

Por lo tanto:                       $L/10 = 75.0$  cm  
     $L/12 = 62.5$  cm

Tomamos entonces:               $d = 65.0$  cm

#### 2. Para la base:

$$0.3 * d < b < 0.5 * d$$

Por lo tanto:                       $0.3*d = 19.5$  cm  
     $0.5*d = 32.5$  cm

Tomamos entonces:               $b = 35.0$  cm

La viga tiene una sección de 65 x 35 cm, este cálculo se hizo con el fin de comprobar que se utilizó correctamente el criterio de predimensionamiento. Ya que las dimensiones resultan bastante cerca a lo que se tomó del proyecto original.

## 6.4.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Para edificios que tengan muros de corte en las 2 direcciones:

$$A_{col} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 * f'_c}$$

Para edificios tengan muros de corte en sus 2 direcciones, con la característica que las columnas solo reciben carga axial:

$$A_{col} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 * f'_c}$$

Para edificios con luces significativas (7-8m):

$$\text{Peralte col} \geq 70 - 80\% \text{ Peralte viga principal}$$

Para nuestro modelo de análisis tenemos el predimensionamiento como forma de comprobación. A continuación se presenta el predimensionamiento de columnas:

## PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Datos a ingresar:

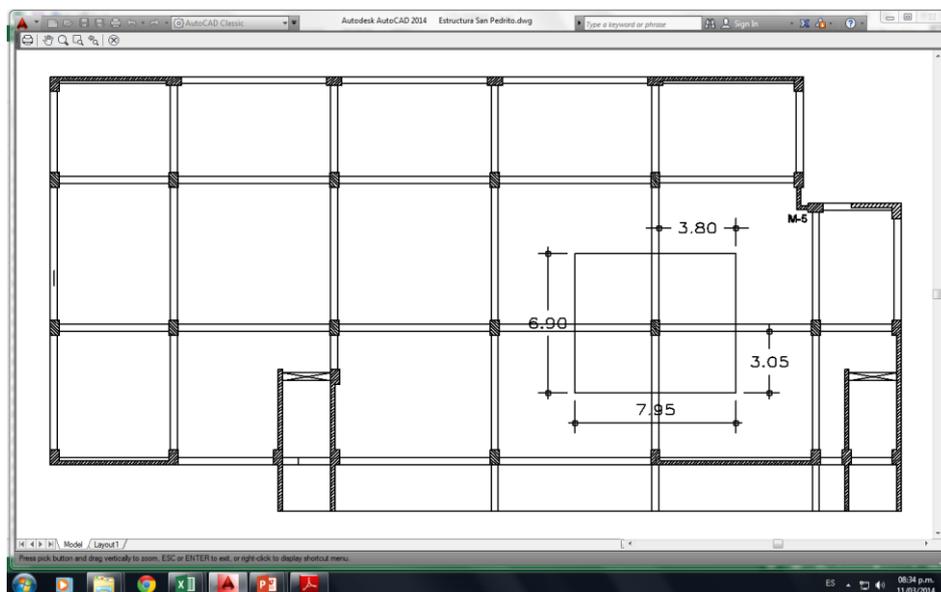
$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia a la compresion del concreto

$$d = 65 \text{ cm}$$

Peralte de viga

### 1. TOMAREMOS UN AREA TRIBUTARIA DEL PLANO EN PLANTA



## 2. REALIZAMOS UN METRADO DE CARGAS

Carga Muerta	Dimesiones			Carga	Piso	Total (Kg)
Losa aligerada	3.80	3.05	2	420	2	19471.2
	3.45	3.80	2	420	2	22024.8
Acabados	6.90	7.95	-	100	1	5485.5
Tabiqueria	6.90	7.95	-	100	1	5485.5
vigas en eje x	0.35	0.65	3.80	2400	4	8299.2
vigas en eje y	0.35	0.65	3.05	2400	4	6661.2
Columna (Asumido)	0.45	0.75	3.20	2400	1	2592.0
<b>Σ TOTAL (Kg)</b>						70019.4

Carga Viva	Dimesiones		N° veces	Carga	Piso	Total
Oficinas	6.90	7.95	-	250	1	13714
Azotea	6.90	7.95	-	100	1	5486
<b>Σ TOTAL</b>						19199

<b>Carga de Servicio ( Ps = 1.4*P<sub>CM</sub> + 1.7*P<sub>CV</sub> )</b>	130665.9
<b>Carga de Sismo (Ps*1.1)</b>	143732.5
<b>CARGA TOTAL</b>	274398.4

## 3. PARA HALLAR EL AREA APROXIMADA DE LA SECCION USAMOS:

$$Ag = \frac{P}{0.35 * f'_c}$$

Por lo tanto:

$$Ag = 2799.98 \text{ cm}^2$$

Proponemos la base:

$$b = 45 \text{ cm}$$

Entonces el peralte:

$$h = 62.2 \text{ cm}$$

## 4. COMPROBAMOS CON UN SEGUNDO METODO

$$Ag = \frac{\lambda * P}{\eta * f'_c}$$

$$\lambda = 1.10$$

$$\eta = 0.30$$

Por lo tanto:

$$Ag = 3593.31 \text{ cm}^2$$

Proponemos la base:

$$b = 45 \text{ cm}$$

Entonces el peralte:

$$h = 79.9 \text{ cm}$$

## 5. TOMAMOS EL PROMEDIO DE AMBOS METODOS

Entonces:  $b = 45 \text{ cm}$

$h(\text{prom}) = 71.0 \text{ cm}$

Tomamos:  $h = 75.0 \text{ cm}$

## 6. COMPROBAMOS CON LA CONDICION:

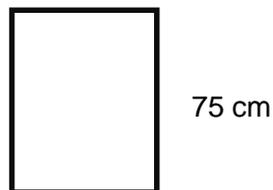
$$\text{Peralte col} \geq 70 - 80\% \text{ Peralte viga principal}$$

80% peralte de viga = 52 cm

Entonces: Peralte de columna > 80% de Peralte de viga  
CUMPLE

## 7. LA SECCION TRANSVERSAL SERIA:

45 cm



### 6.4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES

De acuerdo al R.N.E. en la norma E-060 Concreto Armado, definimos lo siguiente:

$$\text{Espesor } t \geq h/25$$

$h$  = Altura libre entre elementos de arriostre horizontal

Para nuestro modelo de análisis tenemos el predimensionamiento como forma de comprobación, ya que se tomaron elementos ya existentes.

## PREDIMENSIONAMIENTO DE MURO ESTRUCTURAL

Datos a ingresar:

$h = 420$  cm                      Altura libre

**El espesor del muro sera:**

$$t \geq \frac{H_m}{25} \qquad t \geq 0.15 \text{ m}$$

$H_m = 4.20$  m      (Altura libre)                       $t = 0.17$  m

Entonces:                       $t \geq 15$  cm                      Si cumple la condición

Tomamos:                       $t = 0.20$  m

### 6.4.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA

De acuerdo al R.N.E. en la norma E-060 Concreto Armado, definimos lo siguiente:

$h = 17$  cm luces menores de 4 m

$h = 20$  cm luces entre 4 -5.5 m

$h = 25$  cm luces entre 5 -6.5 m

$h = 30$  cm luces entre 6 -7.5 m Para todos incluye los 5 cm (Usado para el modulo estructural)

Para nuestro modelo de análisis tenemos el predimensionamiento como forma de comprobación, ya que se tomaron elementos ya existentes.

A continuación se presenta el cálculo:

## PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA

Datos a ingresar:

$L_n =$	700 cm	Longitud de la vigueta o luz.
$e =$	5 cm	Espesor ala de vigueta
$b_w =$	10 cm	Ancho de alma de vigueta (Norma E - 060)
$b =$	40 cm	Distancia entre ejes de vigueta (Norma E - 060)

### 1. CALCULO DE ALTURA DE LA LOSA:

Para losas en una sola dirección, conservando siempre  $e = 5$  cm:

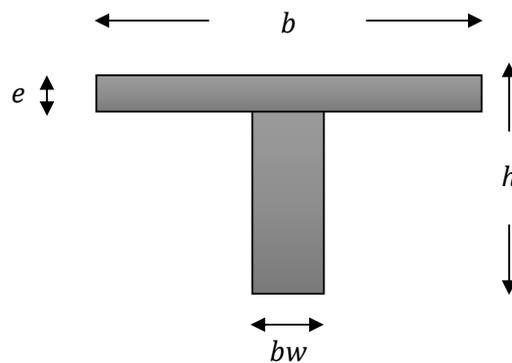
$$h = \frac{L_n}{25}$$

Por lo tanto:  $h = 28.00$  cm

Se tomara:  $h = 30.00$  cm

### 3. GRAFICO DE RESULTADOS

La vigueta tendra las siguientes dimensiones:



Donde:

$b_w =$	10 cm	$e =$	5 cm
$b =$	40 cm	$h =$	30 cm

## 6.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Se muestra los pasos del diseño estructural de elementos.

### 6.5.1 DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS POR ANALISIS COMUN

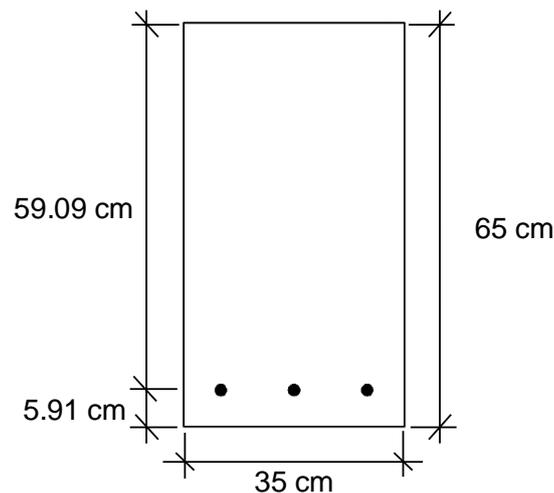
#### 6.5.1.1 DISEÑO DE VIGAS POR FLEXION

### DISEÑO DE VIGAS POR FLEXION (1° PISO) CONSIDERANDO ANALISIS DINAMICO COMÚN

Datos a ingresar:

$M_u =$	3201060 Kg - cm	Momento maximo (SAP2000)
$f'_c =$	280 Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de fluencia del acero
$b =$	35 cm	Base de la viga
$h =$	65 cm	Altura de la viga
$E_s =$	2100000 Kg/cm <sup>2</sup>	Modulo de elasticidad del acero.

Grafico



#### 1. VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE ARMADURA DE COMPRESIÓN

Si se supone que el acero de tracción se encuentra en fluencia, se pueden utilizar las siguientes expresiones para calcular la armadura requerida para resistir el momento flector solicitante:

$$k = 0.85 * f'_c * b * d \quad A_s = \frac{k}{f_y} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * k * d}} \right]$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_u = 3201060 \text{ Kg - cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

$$d = 59.09 \text{ cm}$$

**a. El acero de tracción requerido es:**

$$k = 492257.19 \text{ Kg}$$

$$A_s = 15.333 \text{ cm}^2$$

**b. La cuantía de armado es:**

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.0074$$

**c. La cuantía balanceada de la sección es:**

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

Reemplazando:

$$\rho_b = 0.02890$$

**d. La cuantía máxima permisible para zonas sísmicas es:**

$$\rho_{max} = 0.50 * \rho_b$$

Por lo tanto:

$$\rho_{max} = 0.01445$$

Dado que:

$$\begin{array}{ccc} \rho & & \rho_{max} \\ 0.0074 & < & 0.0145 \end{array}$$

Entonces:

No se requiere refuerzos en compresion

Ya que no necesita refuerzos en compresion, se procedera al calculo del numero de varillas por tracción.

**2. ACERO A TRACCION**

Area de acero:

$$A_s = 15.33 \text{ cm}^2$$

Acero Propuesto:

$\phi$ (pulg)	$\phi$ (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )
5/8 "	1.59	1.98

Numero de varillas:

$$\frac{A_s}{A_\phi} = 7.75$$

Tomamos:

**N° de varillas: 8       $\phi$  5/8 "**

## 6.5.1.2 DISEÑO DE VIGAS POR CORTE

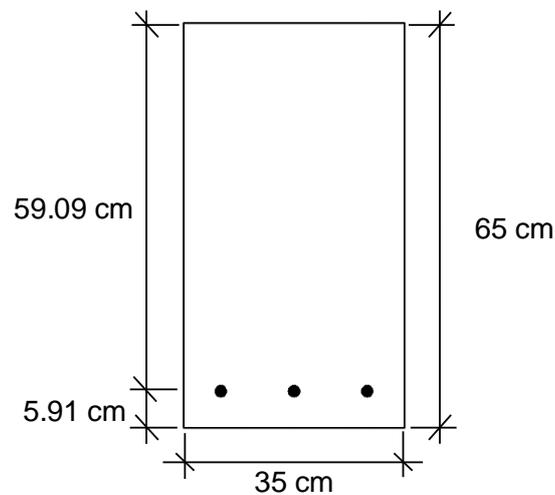
## DISEÑO DE VIGAS POR CORTE (1° PISO)

## CONSIDERANDO ANALISIS DINAMICO COMÚN

Datos a ingresar:

Wl =	10.48 Kg/cm	Carga viva distribuida
Wd =	26.00 Kg/cm	Carga muerta distribuida
Vu =	25100.30 Kg	Cortante Ultima de diseño (SAP2000)
Mu =	3201060.00 Kg - m	Momento ultimo (SAP2000)
f'c =	280 Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresion del concreto
fy =	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de fluencia del acero
b =	65 cm	Base de la viga
h =	35 cm	Altura de la viga
L =	795.0 cm	Longitud de la viga

Grafico



## 1. CÁLCULO DEL ESFUERZO CORTANTE ÚLTIMO

$$M_n = \frac{M_u}{0.90} \qquad V_u = \frac{2 * M_n}{L_n} + \frac{W_u * L_n}{2}$$

Carga distribuida de diseño:

$$W_u = 1.25 * (W_l + W_d)$$

$$W_l = 10.48 \text{ Kg/cm}$$

$$W_d = 26.00 \text{ Kg/cm}$$

Entonces:

$$W_u = 45.60 \text{ Kg/cm}$$

Luego:

$$M_n = 3556733.33 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \qquad L_n = 795.00 \text{ cm}$$

Reemplazando:  $V_u = 27073.99 \text{ Kg}$

Tomamos el mayor de los esfuerzos cortantes ultimos:  $V_u = 27073.99 \text{ Kg}$

## 2. CÁLCULO DEL ESFUERZO RESISTENTE DEL HORMIGÓN

Para vigas:  $\phi V_c = \phi * 0.17 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$

$$\begin{aligned} \phi &= 0.85 & d &= 59.09 \text{ cm} \\ f'_c &= 280 \text{ Kg/cm}^2 & b_w &= 65 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo tanto:  $\phi V_c = 9287.68 \text{ Kg}$

## 3. CALCULO DE RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE

Esta es proporcionada por el refuerzo de cortante

De la formula:

$$\phi V_n \geq V_u \qquad V_n = V_c + V_s \qquad V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$$

$$V_u = 27073.99 \text{ Kg} \qquad \phi V_c = 9287.68 \text{ Kg} \qquad \phi = 0.85$$

Por lo tanto:  $V_s = 20925.07 \text{ Kg}$

## 4. CALCULO DE LA CORTANTE MAXIMA

La Norma limita la fuerza cortante máxima que puede actuar en una sección:

$$V_{u \max} = 2.6 * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\begin{aligned} \phi &= 0.85 & b_w &= 65 \text{ cm} \\ f'_c &= 280 \text{ Kg/cm}^2 & d &= 59.09 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo tanto:  $V_{u \max} = 142046.88 \text{ Kg}$

## 5. COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE

Debe comprobarse que:

$$\frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi} \leq 2.6 * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\begin{array}{ccc} V_s & & V_{u \max} \\ 20925.07 \text{ Kg} & < & 142046.88 \text{ Kg} \\ & & \mathbf{Vs < Vu \max} \\ & & \mathbf{\text{Cumple con E030}} \end{array}$$

## 6. ACERO PROPUESTO

Acero Propuesto:

$\varnothing$ (pulg)	$\varnothing$ (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )
3/8 "	0.95	0.71

## 7. CÁLCULO DE DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS

Para la distribución de estribos la norma recomienda lo siguiente:

En ambos extremos de la columna se debe tener zonas de confinamiento que debe tener el mayor valor de las siguientes condiciones:

Con la finalidad de proveer una ductilidad adecuada se debe confinar una longitud  $L_o$  (Longitud de confinamiento), donde:

$$L_o \geq \begin{cases} L_n/6 \\ \text{Max}(a, b); a \text{ y } b \text{ Dimensiones de la sección} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

En dicha zona de confinamiento el espaciamiento máximo  $S$ , será menor de:

$$s \leq \begin{cases} \text{Min}(a/2, b/2); a \text{ y } b \text{ Dimensiones de la sección} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento  $S'$  entre estribos no puede ser mayor a:

$$s \leq \begin{cases} 16d_n \\ \text{Min}(a, b); a \text{ y } b \text{ Dimensiones de la sección} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Por lo tanto:

### a. Longitud de confinamiento

$$\begin{aligned} L_o &= 132.50 \text{ cm} \\ L_o &= 65.00 \text{ cm} \\ L_o &= 45.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tomamos el mayor valor que sería:  $L_o = 132.50 \text{ cm}$

### b. Espaciamiento dentro de zona de confinamiento

$$\begin{aligned} s &= 17.50 \text{ cm} \\ s &= 10.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tomamos el menor valor que sería:  $s = 10.00 \text{ cm}$

### c. Espaciamiento fuera de zona de confinamiento:

$$\begin{aligned} s &= 15.24 \text{ cm} \\ s &= 35.00 \text{ cm} \\ s &= 30.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tomamos el menor valor que sería:  $s = 15.24 \text{ cm}$

### 8. COMPROBACION DE RESISTENCIA DEL REFUERZO

El aporte a la resistencia del acero de refuerzo (estribo) se calculará:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$\begin{array}{lll} A_v = & 1.43 \text{ cm}^2 & d = & 59.09 \text{ cm} & \phi = & 0.85 \\ f_y = & 4200 \text{ Kg/cm}^2 & s = & 12.62 \text{ cm} & & \end{array}$$

Por lo tanto:  $\phi V_s = 23823.51 \text{ kg}$

De la condicion:  $\phi V_n \geq V_u$   $V_n = V_c + V_s$

$$\phi V_c = 9287.68 \text{ Kg}$$

Reemplazando:  $\phi V_s + \phi V_c = \phi V_n = 33111.19 \text{ Kg}$

Entonces:

$$\begin{array}{ccc} \phi V_n & & V_u \\ 33111.19 \text{ Kg} & > & 27073.99 \text{ Kg} \end{array}$$

$$\phi V_n > V_u$$

Por lo tanto: **Si cumple con condición de Norma E - 060**

### 9. RESUMEN

ESFUERZOS DE DISEÑO	
V	25100.30 Kg
M	3201060.00 Kg - m
ESFUERZO CORTANTE ÚLTIMO	
Vu	27073.99 Kg
ESFUERZO RESISTENTE DEL HORMIGÓN	
$\phi V_c$	9287.68 Kg
RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE	
Vs	20925.07 Kg
CORTANTE MAXIMA	
Vu max	142046.88 Kg

**COMPROBACION DE RESISTENCIA AL CORTE**

<b>Vs</b>	20925.07 Kg
<b>Vu max</b>	142046.88 Kg
<b>Vs &lt; Vu max</b>	Cumple con E030

**ACERO PROPUESTO**

<b>∅ (pulg)</b>	3/8
<b>∅ (cm)</b>	0.95
<b>Area (cm<sup>2</sup>)</b>	0.71

**CÁLCULO DE DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS****Longitud de confinamiento**

<b>Lo</b>	132.50 cm
-----------	-----------

**Espaciamiento dentro de zona de confinamiento**

<b>s</b>	10.00 cm
----------	----------

**Espaciamiento fuera de zona de confinamiento**

<b>s</b>	15.24 cm
----------	----------

**COMPROBACION DE RESISTENCIA DEL REFUERZO**

<b>∅Vn</b>	33111.19 Kg
<b>Vu</b>	27073.99 Kg
<b>∅Vn &gt; Vu</b>	Si cumple con condición de Norma E - 060

## 6.5.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS POR ANALISIS COMUN

### 6.5.2.1 CALCULO DE REFUERZO EN COLUMNA

#### DISEÑO DE COLUMNAS CALCULO DE REFUERZO EN COLUMNA

Datos a ingresar:

b =	75 cm	Base de la columna
h =	45 cm	Altura de la columna
Ag =	3375 cm <sup>2</sup>	Area de la seccion
Es =	2100000 Kg/cm <sup>2</sup>	Modulo de elasticidad del acero.
$\rho_{max}$ =	0.01	Cuantia minima según la Norma E - 060
$\rho_{min}$ =	0.06	Cuantia maxima según la Norma E - 060

#### 1. REFUERZO EN COLUMNA

Según la norma E - 060 usamos la formula:

$$A_{st} = \rho * b * d$$

Según la norma E - 060 : El área de refuerzo longitudinal total, Ast, para elementos en compresión no compuestos no debe ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06.

Para el diseño de columnas lo mas recomendable es utilizar una cuantia de 0.01 a 0.02, por lo tanto se asume que:

$$\rho = 0.01$$

Entonces:  $A_{st} = 37.13 \text{ cm}^2$

Acero Propuesto:

$\emptyset$ (pulg)	$\emptyset$ (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )
3/4 "	1.91	2.85

Numero de varillas:

$$\frac{A_s}{A_\emptyset} = 19.49$$

Redondeando: **N° de varillas: 20       $\emptyset$  3/4 "**

### 6.5.2.2 DISEÑO DE COLUMNAS POR FLEXOCOMPRESION

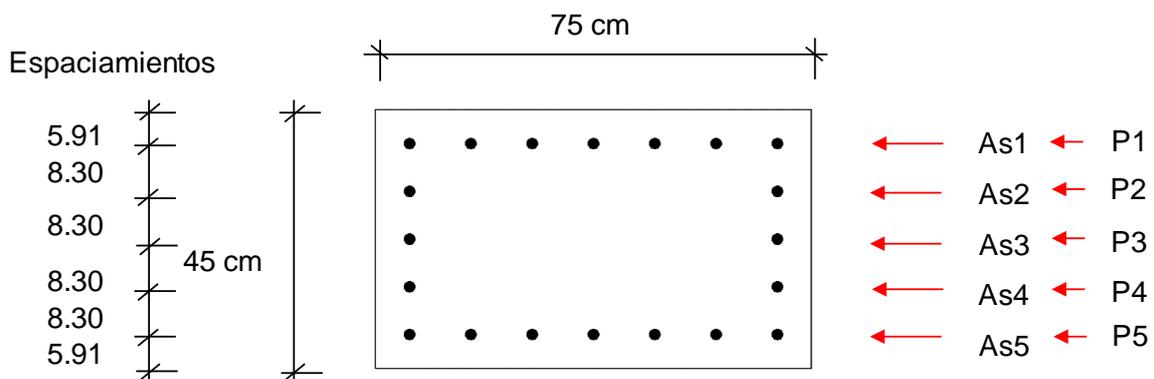
## DISEÑO DE COLUMNAS DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Datos a ingresar:

$b =$	75 cm	Base de la columna
$h =$	45 cm	Altura de la columna
$A_g =$	3375 cm <sup>2</sup>	Area de la seccion
$f_c =$	280 Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de fluencia del acero
$E_s =$	2100000 Kg/cm <sup>2</sup>	Modulo de elasticidad del acero.
$\rho_{max} =$	0.01	Cuantia minima según la Norma E - 060
$\rho_{min} =$	0.06	Cuantia maxima según la Norma E - 060

#### 1. DEFINICION DE PARAMETROS PARA EL ANALISIS

$f_c =$	280 Kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
$E_s =$	2100000 Kg/cm <sup>2</sup>



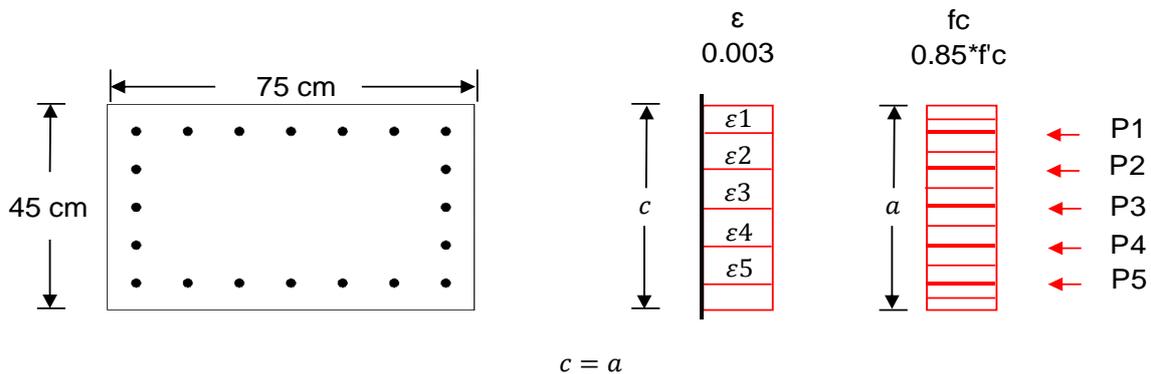
	Nº varillas	Area (cm <sup>2</sup> )	Total (cm <sup>2</sup> )	Dist. con eje neutro (cm)
As1 =	7	1.91	13.34	16.59
As2 =	2	1.91	3.81	8.30
As3 =	2	1.91	3.81	0.00
As4 =	2	1.91	3.81	8.30
As5 =	7	1.91	13.34	16.59

La deformación unitaria que provoca fluencia en el acero es:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200 \text{ Kg/cm}^2}{2100000 \text{ Kg/cm}^2} = 0.002$$

### 1. Punto # 1 del Diagrama de Interacción:

Se supone que todas las fibras tienen una deformación unitaria igual a la máxima deformación permitida en el hormigón  $\epsilon_u = 0.003$ , lo que es equivalente a que el eje neutro se encuentre en el infinito.



Donde:  $c = 45 \text{ cm}$   $a = 45 \text{ cm}$

Cálculo de deformaciones unitarias:

$\epsilon_1 = 0.003$	>	0.0020
$\epsilon_2 = 0.003$	>	0.0020
$\epsilon_3 = 0.003$	>	0.0020
$\epsilon_4 = 0.003$	>	0.0020
$\epsilon_5 = 0.003$	>	0.0020

Cálculo de esfuerzos en el acero:

$f_{s1} = f_y$	$f_y =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s2} = f_y$	$f_y =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s3} = f_y$	$f_y =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s4} = f_y$	$f_y =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
$f_{s5} = f_y$	$f_y =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>

Cálculo de la fuerza de compresión en el concreto:

$$C_c = 0.85 * f'_c * b * d$$

$f'_c =$	280 Kg/cm <sup>2</sup>	$d =$	45 cm
$b =$	75 cm		

Por lo tanto:  $C_c = 803250 \text{ Kg}$

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero:

La formula es:  $P = A_s * f_s$

$P_1 = A_{s1} * f_{s1}$	...	$P_1 =$	(13.3 cm <sup>2</sup> )	(4200 Kg/cm <sup>2</sup> ) =	56007 Kg
$P_2 = A_{s2} * f_{s2}$	...	$P_2 =$	(3.8 cm <sup>2</sup> )	(4200 Kg/cm <sup>2</sup> ) =	16002 Kg
$P_3 = A_{s3} * f_{s3}$	...	$P_3 =$	(3.8 cm <sup>2</sup> )	(4200 Kg/cm <sup>2</sup> ) =	16002 Kg
$P_4 = A_{s4} * f_{s4}$	...	$P_4 =$	(3.8 cm <sup>2</sup> )	(4200 Kg/cm <sup>2</sup> ) =	16002 Kg
$P_5 = A_{s5} * f_{s5}$	...	$P_5 =$	(13.3 cm <sup>2</sup> )	(4200 Kg/cm <sup>2</sup> ) =	56007 Kg

Cálculo de la carga axial nominal:

$$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5$$

Por lo tanto:

$$P_n = 963.27 \text{ Ton}$$

Cálculo del momento flector nominal con respecto al eje centroidal x:

$$M_c = C_c * (br_c) + P_1 * (br_1) + P_2 * (br_2) + P_3 * (br_3) - P_4 * (br_4) - P_5 * (br_5)$$

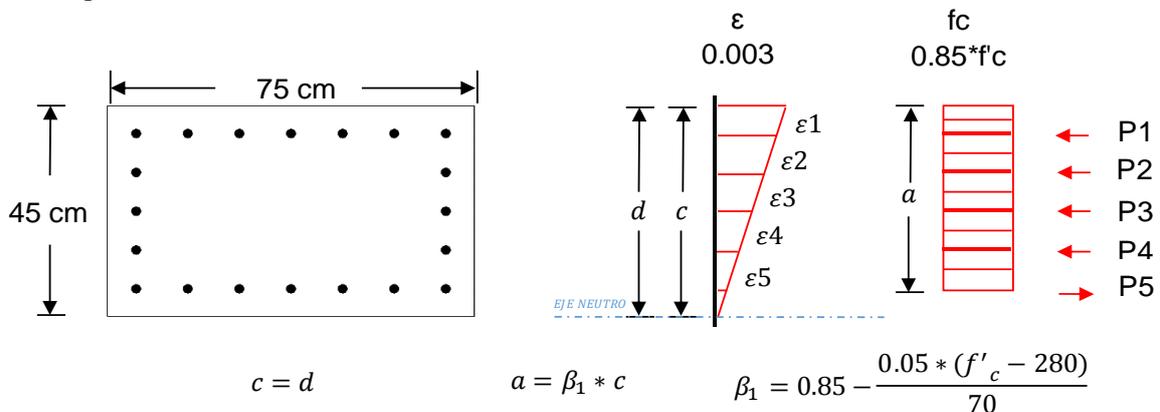
$C_c =$	803.25 Ton	$br_c =$	0.00 m
$P_1 =$	56.01 Ton	$br_1 =$	0.17 m
$P_2 =$	16.00 Ton	$br_2 =$	0.08 m
$P_3 =$	16.00 Ton	$br_3 =$	0.00 m
$P_4 =$	16.00 Ton	$br_4 =$	0.08 m
$P_5 =$	56.01 Ton	$br_5 =$	0.17 m

Por lo tanto:

$$M_n = 0.00 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

## 2. Punto # 2 del Diagrama de Interacción:

El eje neutro es paralelo al eje x, y coincide con el borde inferior de la sección transversal de la columna. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón  $\epsilon_u = 0.003$ .



Donde:

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$c = 45 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$a = 38.25 \text{ cm}$$

Cálculo de deformaciones unitarias:

$\epsilon_1 =$	(0.003)	$\frac{(39.09 \text{ cm})}{(45.00 \text{ cm})}$	$= 0.00261$	$>$	0.00200
$\epsilon_2 =$	(0.003)	$\frac{(30.80 \text{ cm})}{(45.00 \text{ cm})}$	$= 0.00205$	$>$	0.00200
$\epsilon_3 =$	(0.003)	$\frac{(22.50 \text{ cm})}{(45.00 \text{ cm})}$	$= 0.00150$	$<$	0.00200
$\epsilon_4 =$	(0.003)	$\frac{(14.20 \text{ cm})}{(45.00 \text{ cm})}$	$= 0.00095$	$<$	0.00200
$\epsilon_5 =$	(0.003)	$\frac{(5.91 \text{ cm})}{(45.00 \text{ cm})}$	$= 0.00039$	$<$	0.00200

Cálculo de esfuerzos en el acero:

$$\begin{array}{llll}
 fs1 = fy & fy = & 4200 \text{ Kg/cm}^2 & \\
 fs2 = fy & fy = & 4200 \text{ Kg/cm}^2 & \\
 fs3 = Es \cdot \epsilon_3 & Es \cdot \epsilon_1 = & 2100000 \text{ Kg/cm}^2 & (0.00150) = 3150.00 \text{ Kg/cm}^2 \\
 fs4 = Es \cdot \epsilon_4 & Es \cdot \epsilon_1 = & 2100000 \text{ Kg/cm}^2 & (0.00095) = 1988.39 \text{ Kg/cm}^2 \\
 fs5 = Es \cdot \epsilon_5 & Es \cdot \epsilon_1 = & 2100000 \text{ Kg/cm}^2 & (0.00039) = 826.77 \text{ Kg/cm}^2
 \end{array}$$

Cálculo de la fuerza de compresión en el concreto:

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$$

$$\begin{array}{ll}
 f'_c = & 280 \text{ Kg/cm}^2 \\
 b = & 75 \text{ cm} \\
 a = & 38 \text{ cm}
 \end{array}$$

Por lo tanto:  $C_c = 682763 \text{ Kg}$

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero:

La formula es:  $P = A_s \cdot f_s$

$$\begin{array}{llll}
 P1 = As1 \cdot fs1 & \dots & P1 = & (13.3 \text{ cm}^2) \quad (4200 \text{ Kg/cm}^2) = 56007 \text{ Kg} \\
 P2 = As2 \cdot fs2 & \dots & P2 = & (3.8 \text{ cm}^2) \quad (4200 \text{ Kg/cm}^2) = 16002 \text{ Kg} \\
 P3 = As3 \cdot fs3 & \dots & P3 = & (3.8 \text{ cm}^2) \quad (3150 \text{ Kg/cm}^2) = 12002 \text{ Kg} \\
 P4 = As4 \cdot fs4 & \dots & P4 = & (3.8 \text{ cm}^2) \quad (1988 \text{ Kg/cm}^2) = 7576 \text{ Kg} \\
 P5 = As5 \cdot fs5 & \dots & P5 = & (13.3 \text{ cm}^2) \quad (827 \text{ Kg/cm}^2) = 11025 \text{ Kg}
 \end{array}$$

Cálculo de la carga axial nominal:

$$P_n = C_c + P1 + P2 + P3 + P4 - P5$$

Por lo tanto:  $P_n = 763.32 \text{ Ton}$

Cálculo del momento flector nominal con respecto al eje centroidal x:

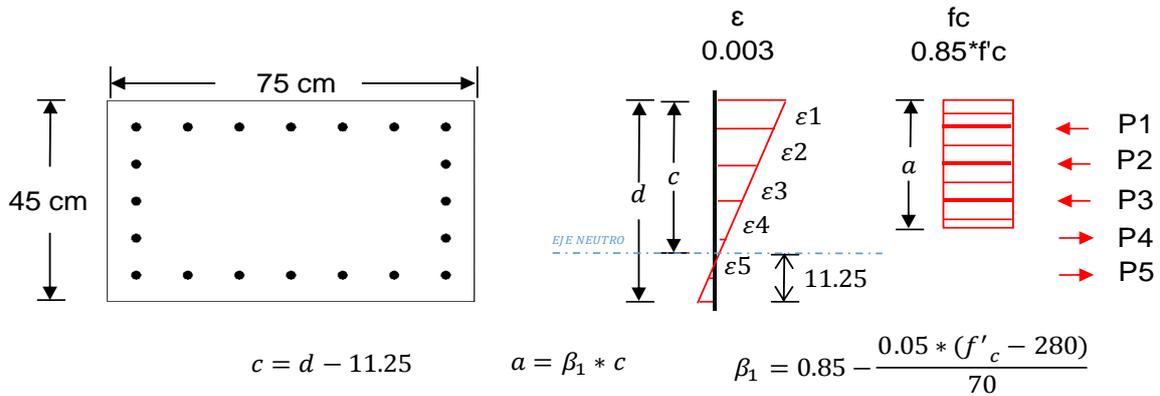
$$M_c = C_c \cdot (br_c) + P1 \cdot (br_1) + P2 \cdot (br_2) + P3 \cdot (br_3) - P4 \cdot (br_4) + P5 \cdot (br_5)$$

$$\begin{array}{ll}
 C_c = & 682.76 \text{ Ton} \\
 P1 = & 56.01 \text{ Ton} \\
 P2 = & 16.00 \text{ Ton} \\
 P3 = & 12.00 \text{ Ton} \\
 P4 = & 7.58 \text{ Ton} \\
 P5 = & 11.02 \text{ Ton} \\
 br_c = & 0.034 \text{ m} \\
 br1 = & 0.166 \text{ m} \\
 br2 = & 0.083 \text{ m} \\
 br3 = & 0.000 \text{ m} \\
 br4 = & 0.083 \text{ m} \\
 br5 = & 0.166 \text{ m}
 \end{array}$$

Por lo tanto:  $M_n = 34.87 \text{ Ton} \cdot \text{m}$

### 3. Punto # 3 del Diagrama de Interacción:

El eje neutro es paralelo al eje x, y está 11.25 cm por encima del borde inferior de la sección transversal de la columna. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón e  $u = 0.003$ .



Donde:                       $d = 45 \text{ cm}$                        $c = 33.75 \text{ cm}$   
                                   $\beta_1 = 0.85$                                        $a = 28.69 \text{ cm}$

Cálculo de deformaciones unitarias:

$\epsilon_1 =$	$(0.003) \frac{(29.09 \text{ cm})}{(33.75 \text{ cm})} = 0.00259$	$>$	$0.00200$
$\epsilon_2 =$	$(0.003) \frac{(20.80 \text{ cm})}{(33.75 \text{ cm})} = 0.00185$	$<$	$0.00200$
$\epsilon_3 =$	$(0.003) \frac{(12.50 \text{ cm})}{(33.75 \text{ cm})} = 0.00111$	$<$	$0.00200$
$\epsilon_4 =$	$(0.003) \frac{(4.20 \text{ cm})}{(33.75 \text{ cm})} = 0.00037$	$<$	$0.00200$
$\epsilon_5 =$	$(0.003) \frac{(4.09 \text{ cm})}{(33.75 \text{ cm})} = 0.00036$	$<$	$0.00200$

Cálculo de esfuerzos en el acero:

$f_{s1} = f_y$	$f_y =$	$4200 \text{ Kg/cm}^2$	
$f_{s2} = E_s * \epsilon_2$	$E_s * \epsilon_1 =$	$2100000 \text{ Kg/cm}^2$	$(0.0018) = 3882.15 \text{ Kg/cm}^2$
$f_{s3} = E_s * \epsilon_3$	$E_s * \epsilon_1 =$	$2100000 \text{ Kg/cm}^2$	$(0.0011) = 2333.33 \text{ Kg/cm}^2$
$f_{s4} = E_s * \epsilon_4$	$E_s * \epsilon_1 =$	$2100000 \text{ Kg/cm}^2$	$(0.0004) = 784.51 \text{ Kg/cm}^2$
$f_{s5} = E_s * \epsilon_5$	$E_s * \epsilon_1 =$	$2100000 \text{ Kg/cm}^2$	$(0.0004) = 764.31 \text{ Kg/cm}^2$

Cálculo de la fuerza de compresión en el concreto:

$$C_c = 0.85 * f'_c * b * a$$

$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$                        $a = 28.69 \text{ cm}$   
 $b = 75 \text{ cm}$

Por lo tanto:                                       $C_c = 512072 \text{ Kg}$

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero:

La formula es:                                       $P = A_s * f_s$

$P_1 = A_{s1} * f_{s1}$	...	$P_1 =$	$(13.3 \text{ cm}^2)$	$(4200 \text{ Kg/cm}^2) =$	$56007 \text{ Kg}$
$P_2 = A_{s2} * f_{s2}$	...	$P_2 =$	$(3.8 \text{ cm}^2)$	$(3882 \text{ Kg/cm}^2) =$	$14791 \text{ Kg}$
$P_3 = A_{s3} * f_{s3}$	...	$P_3 =$	$(3.8 \text{ cm}^2)$	$(2333 \text{ Kg/cm}^2) =$	$8890 \text{ Kg}$
$P_4 = A_{s4} * f_{s4}$	...	$P_4 =$	$(3.8 \text{ cm}^2)$	$(785 \text{ Kg/cm}^2) =$	$2989 \text{ Kg}$
$P_5 = A_{s5} * f_{s5}$	...	$P_5 =$	$(13.3 \text{ cm}^2)$	$(764 \text{ Kg/cm}^2) =$	$10192 \text{ Kg}$

Cálculo de la carga axial nominal:

$$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3 - P_4 - P_5$$

Por lo tanto:

$$P_n = 578.58 \text{ Ton}$$

Cálculo del momento flector nominal con respecto al eje centroidal x:

$$M_c = C_c * (br_c) + P_1 * (br_1) + P_2 * (br_2) + P_3 * (br_3) + P_4 * (br_4) + P_5 * (br_5)$$

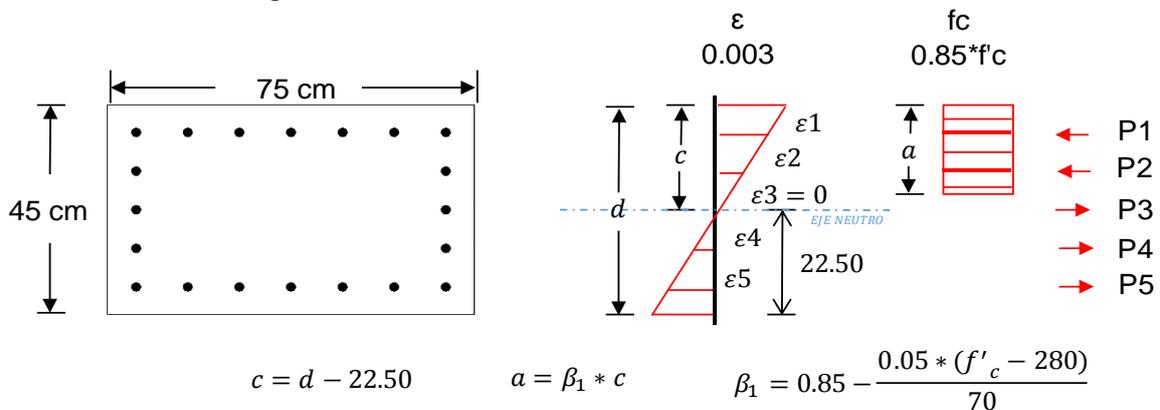
$C_c =$	512.07 Ton	$br_c =$	0.082 m
$P_1 =$	56.01 Ton	$br_1 =$	0.166 m
$P_2 =$	14.79 Ton	$br_2 =$	0.083 m
$P_3 =$	8.89 Ton	$br_3 =$	0.000 m
$P_4 =$	2.99 Ton	$br_4 =$	0.083 m
$P_5 =$	10.19 Ton	$br_5 =$	0.166 m

Por lo tanto:

$$M_n = 54.23 \text{ Ton - m}$$

#### 4. Punto # 4 del Diagrama de Interacción:

El eje neutro es paralelo al eje x, y está 22.5 cm por encima del borde inferior de la sección transversal de la columna. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón  $\epsilon_u = 0.003$ .



Donde:

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$c = 22.50 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$a = 19.13 \text{ cm}$$

Cálculo de deformaciones unitarias:

$\epsilon_1 =$	(0.003)	$\frac{(16.59 \text{ cm})}{(22.50 \text{ cm})}$	$= 0.00221$	$>$	0.00200
$\epsilon_2 =$	(0.003)	$\frac{(8.30 \text{ cm})}{(22.50 \text{ cm})}$	$= 0.00111$	$<$	0.00200
$\epsilon_3 =$	(0.003)	$\frac{(0.00 \text{ cm})}{(22.50 \text{ cm})}$	$= 0.00000$	$<$	0.00200
$\epsilon_4 =$	(0.003)	$\frac{(8.30 \text{ cm})}{(22.50 \text{ cm})}$	$= 0.00111$	$<$	0.00200
$\epsilon_5 =$	(0.003)	$\frac{(16.59 \text{ cm})}{(22.50 \text{ cm})}$	$= 0.00221$	$>$	0.00200

Cálculo de esfuerzos en el acero:

$$\begin{array}{llll}
 fs1 = fy & fy = & 4200 \text{ Kg/cm}^2 & \\
 fs2 = Es*\epsilon2 & Es*\epsilon1 = & 2100000 \text{ Kg/cm}^2 & (0.0011) = 2323.23 \text{ Kg/cm}^2 \\
 fs3 = Es*\epsilon3 & Es*\epsilon1 = & 2100000 \text{ Kg/cm}^2 & (0.0000) = 0.00 \text{ Kg/cm}^2 \\
 fs4 = Es*\epsilon4 & Es*\epsilon1 = & 2100000 \text{ Kg/cm}^2 & (0.0011) = 2323.23 \text{ Kg/cm}^2 \\
 fs5 = fy & fy = & 4200 \text{ Kg/cm}^2 & 
 \end{array}$$

Cálculo de la fuerza de compresión en el concreto:

$$C_c = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$\begin{array}{ll}
 f'_c = & 280 \text{ Kg/cm}^2 \\
 b = & 75 \text{ cm} \\
 a = & 19.13 \text{ cm}
 \end{array}$$

Por lo tanto:  $C_c = 341381 \text{ Kg}$

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero:

La formula es:  $P = A_s * f_s$

$$\begin{array}{llll}
 P1 = As1*fs1 & \dots & P1 = & (13.3 \text{ cm}^2) (4200.0 \text{ Kg/cm}^2) = 56007 \text{ Kg} \\
 P2 = As2*fs2 & \dots & P2 = & (3.8 \text{ cm}^2) (2323.2 \text{ Kg/cm}^2) = 8852 \text{ Kg} \\
 P3 = As3*fs3 & \dots & P3 = & (3.8 \text{ cm}^2) (0.0 \text{ Kg/cm}^2) = 0 \text{ Kg} \\
 P4 = As4*fs4 & \dots & P4 = & (3.8 \text{ cm}^2) (2323.2 \text{ Kg/cm}^2) = 8852 \text{ Kg} \\
 P5 = As5*fs5 & \dots & P5 = & (13.3 \text{ cm}^2) (4200.0 \text{ Kg/cm}^2) = 56007 \text{ Kg}
 \end{array}$$

Cálculo de la carga axial nominal:

$$P_n = C_c + P1 + P2 - P3 - P4 - P5$$

Por lo tanto:  $P_n = 341.38 \text{ Ton}$

Cálculo del momento flector nominal con respecto al eje centroidal x:

$$M_c = C_c * (br_c) + P1 * (br_1) + P2 * (br_2) + P3 * (br_3) + P4 * (br_4) + P5 * (br_5)$$

$$\begin{array}{ll}
 C_c = & 341.38 \text{ Ton} \\
 P1 = & 56.01 \text{ Ton} \\
 P2 = & 8.85 \text{ Ton} \\
 P3 = & 0.00 \text{ Ton} \\
 P4 = & 8.85 \text{ Ton} \\
 P5 = & 56.01 \text{ Ton} \\
 br_c = & 0.129 \text{ m} \\
 br1 = & 0.166 \text{ m} \\
 br2 = & 0.083 \text{ m} \\
 br3 = & 0.000 \text{ m} \\
 br4 = & 0.083 \text{ m} \\
 br5 = & 0.166 \text{ m}
 \end{array}$$

Por lo tanto:  $M_n = 64.22 \text{ Ton - m}$

### 5. Punto # 5 del Diagrama de Interacción:

El eje neutro es paralelo al eje x, y está 38.585 cm por encima del borde inferior de la sección transversal de la columna (la posición fue obtenida por tanteo hasta alcanzar flexión pura). La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón  $\epsilon_u = 0.003$ .



Cálculo de la carga axial nominal:

$$P_n = C_c + P1 - P2 - P3 - P4 - P5$$

Por lo tanto:

$$P_n = 0.00 \text{ Ton}$$

Cálculo del momento flector nominal con respecto al eje centroidal x:

$$M_c = C_c * (br_c) + P1 * (br_1) - P2 * (br_2) + P3 * (br_3) + P4 * (br_4) + P5 * (br_5)$$

Cc =	97.34 Ton	br <sub>c</sub> =	0.198 m
P1 =	6.68 Ton	br <sub>1</sub> =	0.166 m
P2 =	16.00 Ton	br <sub>2</sub> =	0.083 m
P3 =	16.00 Ton	br <sub>3</sub> =	0.000 m
P4 =	16.00 Ton	br <sub>4</sub> =	0.083 m
P5 =	56.01 Ton	br <sub>5</sub> =	0.166 m

Por lo tanto:

$$M_n = 29.65 \text{ Ton - m}$$

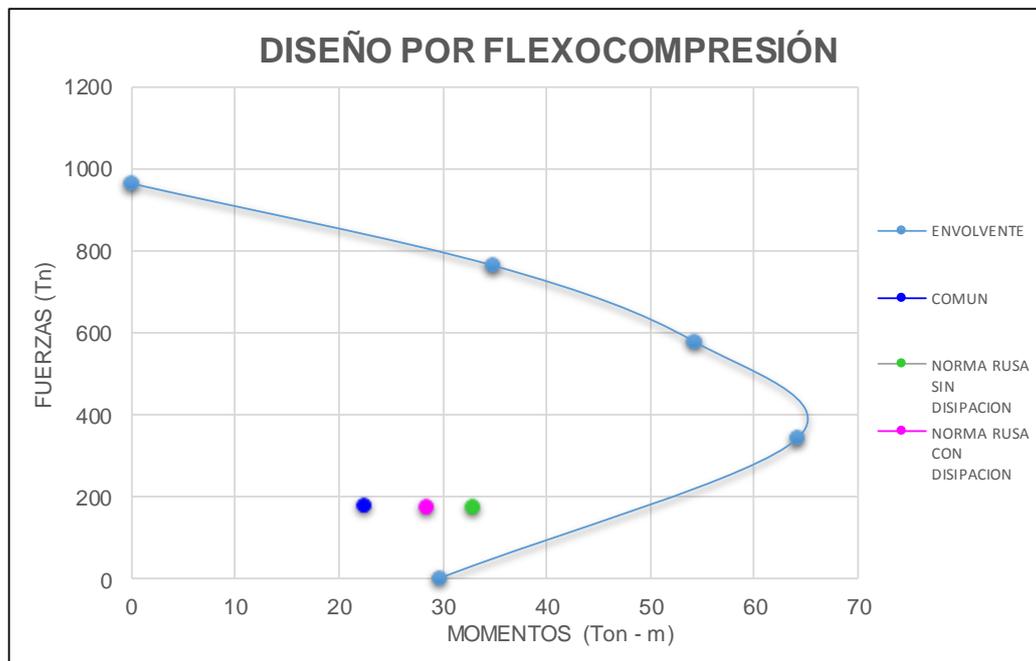
## 6. RESUMEN DE RESULTADOS: Tabla de solicitaciones nominales

PUNTO	P <sub>n</sub> (Ton)	M <sub>n</sub> (Ton - m)
1	963.27	0.00
2	763.32	34.87
3	578.58	54.23
4	341.38	64.22
5	0.00	29.65

## 7. DIAGRAMA DE INTERACCION

Con los resultados obtenidos graficamos el diagrama de interaccion para el diseño por flexocompresión. Luego extraemos las cargas axiales ultimas y momentos ultimos de la envolvente en el SAP2000.

COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
Pu (Ton)	Mu (Ton-m)	Pu (Ton)	Mu (Ton-m)	Pu (Ton)	Mu (Ton-m)
180.963	22.479	174.094	32.911	174.233	28.423



## 6.5.2.3 DISEÑO DE COLUMNAS POR CORTE

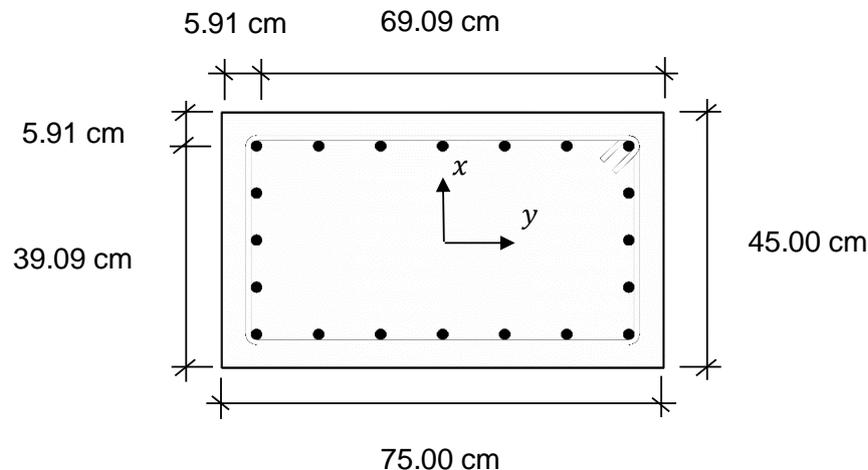
## DISEÑO DE COLUMNAS POR CORTE (1° PISO)

## CONSIDERANDO ANALISIS COMUN

Datos a ingresar:

$V_u =$	7557.30 Kg	Cortante Ultima de diseño en el eje x (SAP2000)
$P_u =$	180962.90 Kg	Carga axial Ultima de diseño en el eje x (SAP2000)
$M_n =$	64223.23 Kg - m	Momento maximo nominal (Diagrama de interaccion)
$f'_c =$	280 Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de fluencia del acero
$b =$	75 cm	Base de la columna
$h =$	45 cm	Altura de la columna
$H =$	420 cm	Altura total de la columna

Grafico



## 1. CÁLCULO DEL ESFUERZO CORTANTE ÚLTIMO

$$V_u = \frac{2 * M_n}{H}$$

$M_n =$	6422322.57 Kg - cm
$H =$	420.00 cm

Reemplazando:  $V_u = 30582.49$  Kg

## 2. CÁLCULO DEL ESFUERZO RESISTENTE DEL HORMIGÓN

$$\phi V_c = \phi * 0.17 * \sqrt{f'_c} * \left( 1 + \frac{N_u}{14 * A_g} \right) * b_w * d$$

$\phi =$	0.85	$N_u =$	180962.90 Kg	$b_w =$	75 cm
$f'_c =$	280 Kg/cm <sup>2</sup>	$A_g =$	3375 cm <sup>2</sup>	$d =$	39.09 cm

Por lo tanto:  $\phi V_c = 34242.24$  Kg

### 3. CALCULO DE RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE

Esta es proporcionada por el refuerzo de cortante  
De la formula:

$$\phi V_n \geq V_u \qquad V_n = V_c + V_s \qquad V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi}$$

$$V_u = 30582.49 \text{ Kg} \qquad \phi V_c = 34242.24 \text{ Kg} \qquad \phi = 0.85$$

Por lo tanto:  $V_s = 4305.59 \text{ Kg}$

### 4. CALCULO DE LA CORTANTE MAXIMA

La Norma limita la fuerza cortante máxima que puede actuar en una sección:

$$V_{u \max} = 2.6 * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\begin{array}{ll} \phi = 0.85 & b_w = 75 \text{ cm} \\ f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2 & d = 39.09 \text{ cm} \end{array}$$

Por lo tanto:  $V_{u \max} = 108429.69 \text{ Kg}$

### 5. COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE

Debe comprobarse que:  $\frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi} \leq 2.6 * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d$

$$\begin{array}{lll} V_s & & V_{u \max} & & V_s < V_{u \max} \\ 4305.59 \text{ Kg} & < & 108429.69 \text{ Kg} & & \text{Cumple con E030} \end{array}$$

### 6. ACERO PROPUESTO

Acero Propuesto:

$\phi$ (pulg)	$\phi$ (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )
3/8 "	0.95	0.71

### 7. CÁLCULO DE DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS

Para la distribución de estribos la norma recomienda lo siguiente:

En ambos extremos de la columna se debe tener zonas de confinamiento que debe tener el mayor valor de las siguientes condiciones:

Con la finalidad de proveer una ductilidad adecuada se debe confinar una longitud  $L_o$  (Longitud de confinamiento), donde:

$$L_o \geq \begin{cases} L_n/6 \\ \text{Max}(a, b); a \text{ y } b \text{ Dimensiones de la sección} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

En dicha zona de confinamiento el espaciamiento máximo  $S$ , será menor de:

$$s \leq \begin{cases} \text{Min}(a/2, b/2); a \text{ y } b \text{ Dimensiones de la sección} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento  $S'$  entre estribos no puede ser mayor a:

$$s \leq \begin{cases} 16d_b \\ \text{Min}(a, b); a \text{ y } b \text{ Dimensiones de la sección} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Por lo tanto:

#### a. Longitud de confinamiento

$$L_o = 70.00 \text{ cm}$$

$$L_o = 75.00 \text{ cm}$$

$$L_o = 45.00 \text{ cm}$$

Tomamos el mayor valor que sería:  $L_o = 75.00 \text{ cm}$

#### b. Espaciamiento dentro de zona de confinamiento

$$s = 22.50 \text{ cm}$$

$$s = 10.00 \text{ cm}$$

Tomamos el menor valor que sería:  $s = 10.00 \text{ cm}$

#### c. Espaciamiento fuera de zona de confinamiento:

$$s = 15.24 \text{ cm}$$

$$s = 45.00 \text{ cm}$$

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

Tomamos el menor valor que sería:  $s = 15.24 \text{ cm}$

### 8. COMPROBACION DE RESISTENCIA DEL REFUERZO

El aporte a la resistencia del acero de refuerzo (estribo) se calculará:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$A_v = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 39.09 \text{ cm}$$

$$s = 12.62 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85$$

Por lo tanto:  $\phi V_s = 15760.66 \text{ kg}$

De la condicion:  $\phi V_n \geq V_u$   $V_n = V_c + V_s$

$$\phi V_c = 34242.24 \text{ Kg}$$

Reemplazando:  $\phi V_s + \phi V_c = \phi V_n = 50002.90 \text{ Kg}$

Entonces:

$$\begin{array}{ccc} \phi V_n & & V_u \\ 50002.90 \text{ Kg} & > & 30582.49 \text{ Kg} \end{array}$$

$$\phi V_n > V_u$$

Por lo tanto:

Si cumple con condicion de Norma E - 060

## 9. RESUMEN

### ESFUERZOS DE DISEÑO

<b>P</b>	180962.90 Kg
<b>V</b>	7557.30 Kg
<b>M</b>	64223.23 Kg - m

### ESFUERZO CORTANTE ÚLTIMO

<b>V<sub>u</sub></b>	30582.49 Kg
----------------------	-------------

### ESFUERZO RESISTENTE DEL HORMIGÓN

<b><math>\phi V_c</math></b>	34242.24 Kg
------------------------------	-------------

### RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE

<b>V<sub>s</sub></b>	4305.59 Kg
----------------------	------------

### CORTANTE MAXIMA

<b>V<sub>u max</sub></b>	108429.69 Kg
--------------------------	--------------

### COMPROBACION DE RESISTENCIA AL CORTE

<b>V<sub>s</sub></b>	4305.59 Kg
<b>V<sub>u max</sub></b>	108429.69 Kg
<b>Se cumple que</b>	<b>V<sub>s</sub> &lt; V<sub>u max</sub></b>
<b>Por lo tanto</b>	Cumple con E030

### ACERO PROPUESTO

	1° Nivel
<b><math>\phi</math> (pulg)</b>	3/8
<b><math>\phi</math> (cm)</b>	0.95
<b>Area (cm<sup>2</sup>)</b>	0.71

### CÁLCULO DE DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS

#### Longitud de confinamiento

Lo	75.00 cm
----	----------

#### Espaciamiento dentro de zona de confinamiento

s	10.00 cm
---	----------

#### Espaciamiento fuera de zona de confinamiento

s	15.24 cm
---	----------

### COMPROBACION DE RESISTENCIA DEL REFUERZO

	1° Nivel
$\emptyset V_n$	50002.90 Kg
Vu	30582.49 Kg
Se cumple que	$\emptyset V_n > V_u$
Por lo tanto	Si cumple con condicion de Norma E - 060

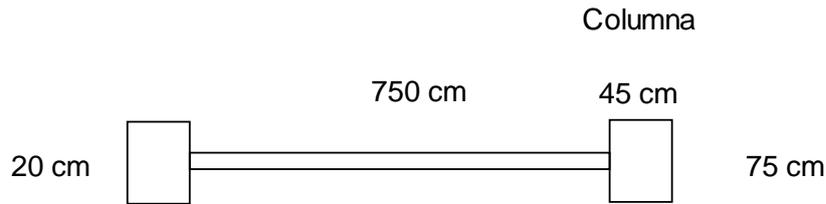
## 6.5.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONCRETO ARMADO POR ANALISIS COMUN

### DISEÑO DE PLACA O MURO ESTRUCTURAL

#### CONSIDERANDO ANALISIS DINAMICO COMÚN

Datos a ingresar:

Smax = 0.010500 m	Deformacion maxima (SAP2000)
Pu = 159294.1 Kg	Carga Ultima de diseño
Vu = 276776.70 Kg	Cortante Ultima de diseño (SAP2000)
Mu = 867007 Kg - m	Momento Ultimo de diseño (SAP2000)
h1 = 420 cm	Altura 1°nivel
h2 = 320 cm	Altura 2°nivel
ht = 740 cm	Altura total
Lw = 750 cm	Longitud del muro
tw = 20 cm	Espesor del muro
f'c = 280 Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresion del concreto
fy = 4200 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de fluencia del acero
$\rho_{vmin}$ = 0.0015	Cuantia minima de refuerzo vertical (Norma E - 060)
$\rho_{hmin}$ = 0.0025	Cuantia minima de refuerzo horizontal (Norma E - 060)

**GRAFICO**

Del análisis y diseño estructural de la columna considerando la dirección transversal se obtiene dimensiones de 0.75 m \* 0.45 m

**1. VERIFICACION DE NECESIDAD DE ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO**

1° Comprobacion:

Debe disponerse necesariamente de elementos de confinamiento si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema es mayor de 0.2 f'c.

$$\begin{aligned}
 A_g &= 21750 \text{ cm}^2 && \text{Area transversal} && P_u &= 159.29 \\
 I &= 704264063 \text{ cm}^4 && && & \\
 f'c' &= \frac{p_u}{A_g} + \frac{M_u * \frac{L_w}{2}}{L_g} = 71.96 \text{ Kg/cm}^2 && 0.2 f'c &= 56 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f'c' &= 71.96 \text{ Kg/cm}^2 && f'c' &> 0.2 * f'c
 \end{aligned}$$

Por lo tanto: **Necesita elementos de confinamiento**

2° Comprobacion:

$$\begin{aligned}
 \text{Se tiene que cumplir: } c &\geq \frac{L_w}{600 * \left( \frac{S_{max}}{H_{total}} \right)} && c &= \frac{L_w}{3} \\
 c &\geq 8.81 \text{ m} && c &= 2.50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Entonces:  $c < L_w / (600 * (S_{max} / H_{total}))$

Por lo tanto: **Necesita elementos de confinamiento**

3° Comprobacion:

$$\begin{aligned}
 \frac{S_{max}}{H_{total}} &\geq 0.005 \\
 \frac{S_{max}}{H_{total}} &= 0.00142 < 0.005
 \end{aligned}$$

Por lo tanto: **No necesita elementos de confinamiento**

De las 3 comprobaciones tenemos:

### Necesita elementos de confinamiento

## 2. CALCULO DEL ACERO DEL MURO DE CONFINAMIENTO

$$A_{snúcleo} = \frac{M_u}{\phi f_y Z} \quad Z = 0.8 * L_w$$

$$\begin{aligned} M_u &= 867.01 \text{ Ton-m} & Z &= 6.00 \text{ m} \\ \phi &= 0.85 \\ f_y &= 42000 \text{ Ton/m}^2 & A_{snúcleo} &= 40.5 \text{ cm}^2 \\ L_w &= 7.50 \text{ m} \end{aligned}$$

## 3. DISEÑO DEL ELEMENTO DE CONFINAMIENTO

Adoptando la cuantía mínima vertical para el cálculo de "c"

$$c = \left( \frac{\rho_{vmin} * \frac{f_y}{f'_c} + \frac{P_u}{L_w * t_w * f'_c}}{2 * \rho_{vmin} * \frac{f_y}{f'_c} + 0.85 * \beta_1} \right) * L_w$$

$\beta_1 = 0.85$   
Para concreto  $f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$   
Disminuye 0.05 cada 70  $\text{kg/cm}^2$   
pero no menor que 0.65

$$\begin{aligned} f'_c &= 2800 \text{ Ton/m}^2 & t_w &= 0.2 \\ f_y &= 42000 \text{ Ton/m}^2 & \rho_{vmin} &= 0.0015 & c &= 53.94 \text{ cm} \\ P_u &= 159.29 \text{ Ton} & L_w &= 7.50 \end{aligned}$$

Hallando la altura de confinamiento:

Si es menor que 30 cm, se toma  $h = 30 \text{ cm}$ , caso contrario se toma el mayor valor.

$$h \geq \begin{aligned} c - 0.1 * L_m &= -21.06 \text{ cm} \\ c/2 &= 26.97 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} &= 30.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo tanto usamos:  $h = 30 \text{ cm}$   
 $b = 20 \text{ cm}$

Acero Propuesto:

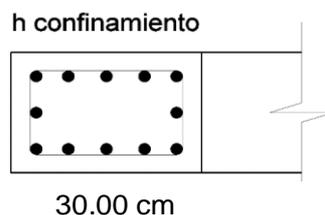
$\phi$ (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (cm)
3/4	2.85	1.91

Numero de varillas:

$$\frac{A_s}{A_\phi} = 14.2$$

Redondeando: **N° de varillas: 15       $\phi$  3/4 "**

Grafico:



#### 4. RESISTENCIA A LA COMPRESION

La resistencia a la compresion debe ser mayor a la carga de servicio

$$\phi P_{nw} > P_u$$

Se estima la resistencia a la compresión del muro a través de la siguiente fórmula:

$$\phi P_{nw} = 0.55 * \phi * f'_c * A_g * \left[ 1 - \left( \frac{KL}{32t} \right)^2 \right]$$

$\phi =$	0.7	$K =$	0.8	
$f'_c =$	2800 Ton/m <sup>2</sup>	$L =$	4.20 m	$\phi P_{nw} = 1171.31 \text{ Ton}$
$A_g =$	1.50 m <sup>2</sup>	$t =$	0.20 m	

Por lo tanto:  $P_u = 159.29 \text{ Ton}$   $\phi P_{nw} = 1171.31 \text{ Ton}$

$$\phi P_{nw} > P_u$$

Por lo tanto: **Si cumple por Norma E - 060**

#### 5. DISEÑO POR CORTE

##### a. Comprobacion de doble refuerzo horizontal (2 capas):

Condicion:  $Si V_u \geq 0.53 * \sqrt{f'_c} * A_{cv}$ , se pondran 2 capas de refuerzo o mas

$V_u =$	276.78 Ton	
$f'_c =$	280 Kg/cm <sup>2</sup>	$0.53 * \sqrt{f'_c} * A_{cv} = 133.03 \text{ Ton}$
$A_{cv} =$	1.50 m <sup>2</sup>	

Se cumple que:  **$V_u \geq 0.53 \sqrt{f'_c} A_{cv}$**

Por lo tanto: **Necesita 2 capas de refuerzo**

##### b. Resistencia del concreto al corte

Se tomara el valor menor de:

$$V_{c1} = 0.88 * \sqrt{f'_c} * t * d + \frac{N_u * d}{4 * L_w}$$

$$V_{c2} = \left[ 0.16 * \sqrt{f'_c} + \frac{L_w * \left( 0.33 * \sqrt{f'_c} + \frac{0.2 * N_u}{L_w * t} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] * t * d$$

$N_u$  : Carga axial amplificada en el muro, positiva si es de compresión y negativa si es de tracción.

$M_u$  : Momento flector amplificado en la sección analizada.

$V_u$  : Fuerza cortante amplificada en la sección analizada.

$d$  : Peralte efectivo del muro, se estima como  $d = 0.8 L_w$

$L_w$  : Longitud del muro.

Reemplazando valores:

$$\begin{array}{lll} Nu = & 159.29 \text{ Ton} & d = 6.00 \text{ m} & t = 0.20 \text{ m} \\ Mu = & 867.01 \text{ Ton-m} & Lw = 7.50 \text{ m} & \\ Vu = & 276.78 \text{ Ton} & f_c = 280.00 \text{ Kg/cm}^2 & \end{array}$$

$$V_{c1} = 208.56 \text{ Ton} \quad V_{c2} = -1082.28 \text{ Ton}$$

Se toma el menor:  $V_c = -1082.28 \text{ Ton}$

Si  $V_c$  resulta negativo no se tomara dicho valor y se utilizara las formulas

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * h * d \quad \text{Si el muro se encuentra en compresion}$$

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{0.029 * N_u}{A_g}\right) * \sqrt{f'_c} * h * d \quad \text{Si el muro se encuentra en traccion}$$

Por lo tanto:

$$\begin{array}{lll} Nu = & 159.3 \text{ Ton} & h = 0.20 \text{ m} & f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2 \\ Ag = & 1.50 \text{ m}^2 & d = 6.00 \text{ m} & \end{array}$$

Entonces:  $V_c = 139.1981$

La resistencia al corte aportada por el refuerzo es:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad \phi = 0.75$$

$$V_s = 229.84 \text{ Ton}$$

**c. El refuerzo horizontal requerido es:**

$$A_h = \frac{V_s * s}{f_y * d} \quad d = 0.8 * L_w$$

Para  $s$  (espaciamiento), tomamos el valor minimo de:

$$\begin{array}{ll} s = Lw/5 = & 1.50 \text{ m} \\ s = 3*t = & 60.00 \text{ m} \\ s = & 0.45 \text{ m} \end{array}$$

Tomando el menor  $s$ :  $s = 0.45 \text{ m}$

Entonces:

$$\begin{array}{lll} Vs = & 229.84 \text{ Ton} & \\ fy = & 42000 \text{ Ton/m}^2 & Ah = 4.104 \text{ cm}^2 \\ d = & 6.00 \text{ m} & \end{array}$$

Debe ser mayor o igual a la cuantia minima para acero horizontal:

$$\text{Condicion: } A_h \geq A_{hmin} = \rho_{hmin} * b * h$$

$$\rho_{hmin} = 0.0025$$

$$b = 0.20 \text{ m}$$

$$h = 4.20 \text{ m}$$

$$A_{hmin} = 21.000 \text{ cm}^2$$

$$A_h < A_{hmin}$$

Entonces tomamos:

$$A_h = 21.00 \text{ cm}^2$$

Acero Propuesto:

$\emptyset$ (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )	$\emptyset$ (cm)
3/8	0.71	0.95

Numero de varillas:

$$\frac{A_s}{A_\emptyset} = 29.5$$

Redondeando:

$$\text{N}^\circ \text{ de varillas: } \quad \mathbf{30} \quad \emptyset \quad \mathbf{3/8''}$$

**d. El refuerzo vertical requerido es:**

$$A_v = \rho_v * b * h$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) * (\rho_h - 0.0025)$$

$$h_w = 4.20 \text{ m}$$

$$L_w = 7.50 \text{ m}$$

$$\rho_h = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025$$

Entonces el area de acero vertical es:

$$b = 7.50 \text{ m}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

$$\rho_v = 0.0025$$

$$A_v = 37.50 \text{ cm}^2$$

El refuerzo vertical minimo por la norma E - 060 sera:

$$A_{vmin} = \rho_{vmin} * b * h$$

$$b = 7.50 \text{ m}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

$$\rho_{vmin} = 0.0015$$

$$A_{vmin} = 22.50 \text{ cm}^2$$

Tomamos el valor mayor:

$$A_v = 37.50 \text{ cm}^2$$

$$A_v > A_{vmin}$$

Acero Propuesto:

$\emptyset$ (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )	$\emptyset$ (cm)
3/8	0.71	0.95

Numero de varillas:

$$\frac{A_s}{A_\emptyset} = 52.63$$

Redondeando:

$$\text{N}^\circ \text{ de varillas: } \quad \mathbf{53} \quad \emptyset \quad \mathbf{3/8''}$$

## 6. RESUMEN

**ESFUERZOS DE DISEÑO**

<b>P</b>	159294.10 Kg
<b>V</b>	276776.70 Kg
<b>M</b>	867007.01 Kg - m

**NECESIDAD DE CONFINAMIENTO****1° Comprobación**

<b>f'c'</b>	71.96 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>0.2*f'c'</b>	56.00 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Se cumple que</b>	f'c' > 0.2*f'c
<b>Por lo tanto</b>	Necesita elementos de confinamiento

**2° Comprobación**

<b>c</b>	2.50 m
<b>c'</b>	8.81
<b>Se cumple que</b>	c' > c
<b>Por lo tanto</b>	Necesita elementos de confinamiento

**3° Comprobación**

<b>Smax / Htotal</b>	0.001419 m
<b>Se cumple que</b>	Smax/Htotal < 0.005
<b>Por lo tanto</b>	No necesita elementos de confinamiento

**Deducción Final**

Necesita elementos de confinamiento

**ACERO EN ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO**

<b>Asnucleo</b>	40.48 cm <sup>2</sup>
<b>h</b>	30.00 cm
<b>b</b>	20.00 cm
<b>Acero Propuesto</b>	∅ 3/4 "
<b>N° varillas</b>	15 varillas

**RESISTENCIA A LA COMPRESION**

<b>Pu</b>	159294.10 Kg
<b>∅Pnw</b>	1171314.38 Kg
<b>Se cumple que</b>	∅Pnw > Pu
<b>Por lo tanto</b>	Si cumple por Norma E - 060

**DISEÑO POR CORTE****Comprobacion de doble refuerzo horizontal**

<b>Vu</b>	276776.70 Kg
<b><math>0.53\sqrt{f_c}Acv</math></b>	133028.94 Kg
<b><math>Vu \geq 0.53\sqrt{f_c}Acv</math></b>	Necesita 2 capas de refuerzo

**Resistencia del concreto al corte**

<b>Vc</b>	139.20 Kg
<b>Vs (resistencia al corte)</b>	229837.46 Kg

**Acero horizontal en muro**

<b>Ah</b>	4.10 cm <sup>2</sup>
<b>Ahmin</b>	21.00 cm <sup>2</sup>
<b>Se cumple que</b>	Ah < Ahmin
<b>Se toma el mayor</b>	21.00 cm <sup>2</sup>
<b>Acero Propuesto</b>	∅ 3/8 "
<b>N° varillas</b>	30 varillas

**Acero vertical en muro**

<b>Av</b>	37.50 cm <sup>2</sup>
<b>Avmin</b>	22.50 cm <sup>2</sup>
<b>Se cumple que</b>	Av > Avmin
<b>Se toma Av</b>	37.50 cm <sup>2</sup>
<b>Acero Propuesto</b>	∅ 3/8 "
<b>N° varillas</b>	53 varillas

**9.3.1 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSA ALIGERADA****DISEÑO DE LOSA ALIGERADA**

Datos a ingresar:

CM =	500 Kg/m <sup>2</sup>	Carga muerta en entrepiso
CV =	250 Kg/m <sup>2</sup>	Carga viva en entrepiso
f <sub>c</sub> =	280 Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresion del concreto
f <sub>y</sub> =	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de fluencia del acero
b =	40 cm	Distancia entre ejes de vigueta (Norma E - 060)
h =	30 cm	Altura de vigueta
e =	5 cm	Espesor de ala de vigueta
bw =	10 cm	Ancho de alma de vigueta (Norma E - 060)
r =	2.5 cm	Recubrimiento

Peralte Efectivo de la seccion:

$\Phi$  Asumo : 

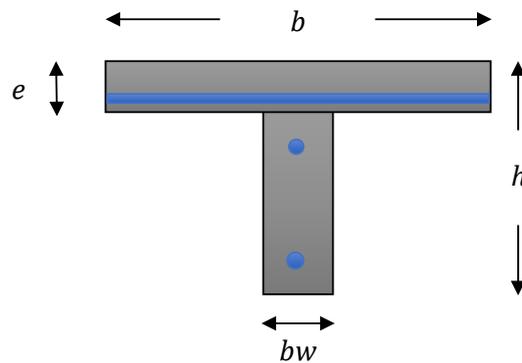
3/8 "	0.71 cm <sup>2</sup>	0.95 cm
-------	----------------------	---------

d: h - Recub -  $\Phi$ asumo/2

d: 27.02 cm

Peralte efectivo de la seccion

Grafico



### 1. HALLANDO LA CARGA ULTIMA DE DISEÑO:

$$W_u CM = 1.4 * CM$$

$$W_u CV = 1.7 * CV$$

$$W_u = 1.4 * CM + 1.7 * CV$$

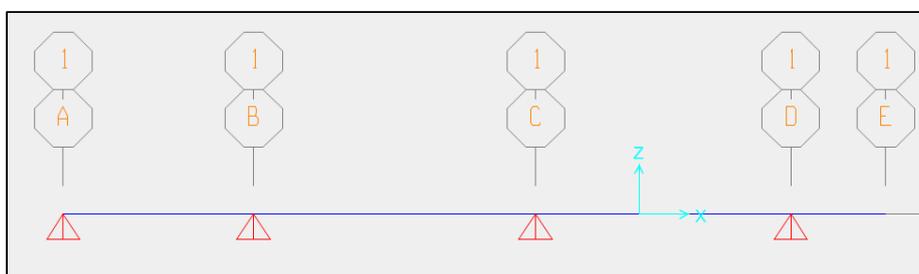
$$W_u = 1125 \text{ Kg/m}^2$$

Para 1 vigueta de 0.4 metros de ancho

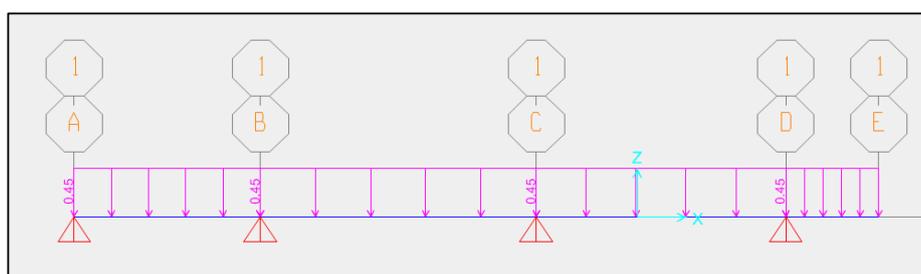
$$W_u = 450 \text{ Kg/m}$$

### 2. HALLANDO MOMENTOS DE DISEÑO EN SAP2000

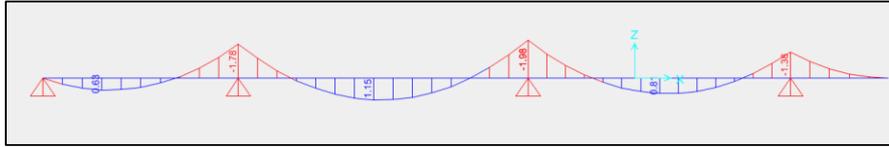
Tomamos la longitud mas extensa del plano en planta.



Colocando las cargas distribuidas



Tomamos el momento mayor del analisis en el SAP2000



### Momentos Maximos Centrales Negativos

Nudo B	M max (-) = 1.78 Ton - m
Nudo C	M max (-) = 1.98 Ton - m
Nudo D	M max (-) = 1.38 Ton - m

### Momentos Maximos Positivos

Entre A - B	M max (+) = 0.63 Ton - m
Entre B - C	M max (+) = 1.15 Ton - m
Entre C - D	M max (+) = 0.81 Ton - m

## 3. HALLANDO ACERO POSITIVO Y NEGATIVO

### ACEROS CENTRALES

#### A. Calculo de acero central (-) Nudo B

##### Primer tanteo

a. Asumimos "a"

$$a = 20\%d$$

Entonces:  $a = 5.40 \text{ cm}$

b. Calculo de  $A_s$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$M_u = 63000.00 \text{ Kg - cm}$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$a = 5.40 \text{ cm}$
$\phi = 0.90$	$d = 27.02 \text{ cm}$	

Entonces:  $A_s = 0.69 \text{ cm}^2$

c. Verificando "a"

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$A_s = 0.69 \text{ cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	$b = 10 \text{ cm}$

Entonces:  $a = 1.21 \text{ cm}$

### Segundo tanteo

a. Calculo de  $A_s$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$M_u = 63000.00 \text{ Kg - cm}$   
 $\phi = 0.90$

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 $d = 27.02 \text{ cm}$

$a = 1.21 \text{ cm}$

Entonces:  $A_s = 0.63 \text{ cm}^2$

c. Verificando "a"

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$A_s = 0.63 \text{ cm}^2$   
 $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 $b = 10 \text{ cm}$

Entonces:  $a = 1.11 \text{ cm}$

REPETIR

### Tercer tanteo

a. Calculo de  $A_s$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$M_u = 63000.00 \text{ Kg - cm}$   
 $\phi = 0.90$

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 $d = 27.02 \text{ cm}$

$a = 1.11 \text{ cm}$

Entonces:  $A_s = 0.63 \text{ cm}^2$

0.629712

c. Verificando "a"

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$A_s = 0.63 \text{ cm}^2$   
 $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 $b = 10 \text{ cm}$

Entonces:  $a = 1.11 \text{ cm}$

OK

NUDO B				
ITERACION	Mmax (-)	63000 Kg - cm		
	Asumir:	a = 5.40 cm		
		As	a	
1	As =	0.69	1.21	REPETIR
2	As =	0.63	1.11	REPETIR
3	As =	0.63	1.11	OK
4	As =	0.63	1.11	OK
5	As =	0.63	1.11	OK

Asumimos:

$\emptyset$ (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )	$\emptyset$ (cm)
1/2	1.27	1.27

Numero de varillas:

$$\frac{A_s}{A_\emptyset} = 0.50$$

Redondeando:

**N° de varillas:****1** **$\emptyset$** **1/2 "****B. Calculo de acero central (-) Nudo C**

Se calcula siguiendo el mismo procedimiento anterior.

NUDO C				
ITERACION	Mmax (-)	198000 Kg - cm		
	Asumir:	a = 3.49 cm		
		As	a	
1	As =	2.07	3.66	REPETIR
2	As =	2.08	3.67	REPETIR
3	As =	2.08	3.67	OK
4	As =	2.08	3.67	OK
5	As =	2.08	3.67	OK
6	As =	2.08	3.67	OK

Por lo tanto:

Asumimos:

$\emptyset$ (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )	$\emptyset$ (cm)
1/2	1.27	1.27

Numero de varillas:

$$\frac{A_s}{A_\emptyset} = 1.64$$

Redondeando:

**N° de varillas:****2** **$\emptyset$** **1/2 "****C. Calculo de acero central (-) Nudo D**

Se calcula siguiendo el mismo procedimiento anterior.

NUDO D				
ITERACION	Mmax (-)	138000.00 Kg - cm		
	Asumir:	a = 2.56 cm		
		As	a	
1	As =	1.42	2.50	REPETIR
2	As =	1.42	2.50	OK
3	As =	1.42	2.50	OK
4	As =	1.42	2.50	OK

Asumimos:

$\emptyset$ (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )	$\emptyset$ (cm)
1/2	1.27	1.27

Numero de varillas:

$$\frac{A_s}{A_\emptyset} = 1.12$$



$$A_s = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Entonces:

$$a = 1.11 \text{ cm}$$

OK

ENTRE A - B				
ITERACION	Mmax (-)	63000.00 Kg - cm		
	Asumir:	a = 1.14 cm		
		As	a	
1	As =	0.63	1.11	REPETIR
2	As =	0.63	1.11	OK
3	As =	0.63	1.11	OK
4	As =	0.63	1.11	OK

Por lo tanto:

Asumimos:

$\emptyset$ (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )	$\emptyset$ (cm)
1/2	1.27	1.27

Numero de varillas:

$$\frac{A_s}{A_\emptyset} = 0.50$$

Redondeando:

N° de varillas:

1

 $\emptyset$ 

1/2 "

**B. Calculo de acero positivo (+) Entre B - C**

Se calcula siguiendo el mismo procedimiento anterior.

ENTRE B - C				
ITERACION	Mmax (-)	115000.00 Kg - cm		
	Asumir:	a = 2.03 cm		
		As	a	
1	As =	1.17	2.06	REPETIR
2	As =	1.17	2.07	OK
3	As =	1.17	2.07	OK
4	As =	1.17	2.07	OK
5	As =	1.17	2.07	OK

Por lo tanto:

Asumimos:

$\emptyset$ (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )	$\emptyset$ (cm)
1/2	1.27	1.27

Numero de varillas:

$$\frac{A_s}{A_\emptyset} = 0.92$$

Redondeando:

N° de varillas:

1

 $\emptyset$ 

1/2 "

**C. Calculo de acero positivo (+) Entre C - D**

Se calcula siguiendo el mismo procedimiento anterior.

ENTRE C - D				
ITERACION	Mmax (-)	81000.00 Kg - cm		
	Asumir:	a = 1.45 cm		
		As	a	
1	As =	0.81	1.44	REPETIR
2	As =	0.81	1.44	OK
3	As =	0.81	1.44	OK
4	As =	0.81	1.44	OK
5	As =	0.81	1.44	OK

Por lo tanto:

Asumimos:

$\emptyset$ (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )	$\emptyset$ (cm)
1/2	1.27	1.27

Numero de varillas:

$$\frac{A_s}{A_{\emptyset}} = 0.64$$

Redondeando:

**N° de varillas:** 1       $\emptyset$  1/2 "

#### 4. VERIFICACION DE ACERO MINIMO

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

Entonces:

$$A_{smin} = 0.90 \text{ cm}^2$$

CASOS	As (cm <sup>2</sup> )	VERIFICACION
Nudo B	1.27	OK CUMPLE
Nudo C	2.53	OK CUMPLE
Nudo D	2.53	OK CUMPLE
Tramo A - B	1.27	OK CUMPLE
Tramo B - C	1.27	OK CUMPLE
Tramo C - D	1.27	OK CUMPLE

#### 5. VERIFICACION DE ACERO MAXIMO

$$A_{smax} = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y}$$

$$a = \beta_1 * c \qquad c = \frac{3}{8} * dt$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$dt = 27.02 \text{ cm}$$

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

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Por lo tanto:

$$c = 10.13 \text{ cm}$$

$$a = 8.61 \text{ cm}$$

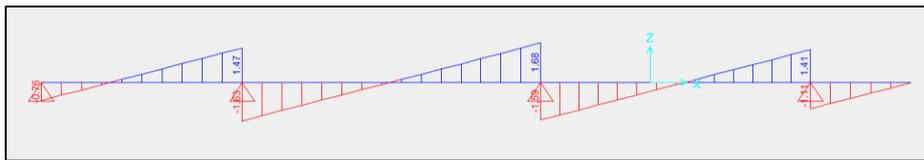
$$A_{smax} = 4.88 \text{ cm}^2$$

Entonces:

CASOS	As (cm <sup>2</sup> )	VERIFICACION
Nudo B	1.27	OK CUMPLE
Nudo C	2.53	OK CUMPLE
Nudo D	2.53	OK CUMPLE
Entre A - B	1.27	OK CUMPLE
Entre B - C	1.27	OK CUMPLE
Entre C - D	1.27	OK CUMPLE

## 6. VERIFICACION DE CORTANTE MAXIMO

Tomando la cortante maxima del analisis en el SAP2000 tenemos:



$$V_u = 1681.74 \text{ Kg} \quad (\text{SAP2000})$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = 2242.32 \text{ Kg}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$d = 27.02 \text{ cm}$$

Reemplazando:

$$V_c = 2396.63 \text{ Kg}$$

La resistencia al cortante  $V_c$  se incrementa en 10% debido a que las viguetas están casi juntas y se ayudan entre si.

$$V_c * 1.10 = V_c = 2636.29 \text{ Kg}$$

Se cumple que:

$$\begin{array}{ccc} V_c & & V_n \\ 2636.29 \text{ Kg} & > & 2242.32 \text{ Kg} \end{array}$$

Por lo tanto:

**$V_c > V_n$ ; CORRECTO ES SUPERIOR A LA FUERZA QUE TRATA DE CORTAR**

## 7. CALCULO DEL ACERO DE TEMPERATURA

$$A_s = 0.0018 * b * t$$

Por lo tanto:

$$A_{temp} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Asumimos:

$\phi$ (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (cm)
1/4	0.32	0.64

Numero de varillas:  $\frac{A_s}{A_\phi} = 2.84$

Redondeando: N° de varillas: 3  $\phi$  1/4 "

Separacion:  $5*t = 25 \text{ cm}$

## 8. RESUMEN

### CARGAS

CM	500 Kg/cm <sup>2</sup>
CV	250 Kg/cm <sup>2</sup>

### CARGA ULTIMA DE DISEÑO

Wu	450 Kg/m
----	----------

### MOMENTOS DE DISEÑO EN SAP2000

Nudo B	1.78 Ton - m
Nudo C	1.98 Ton - m
Nudo D	1.38 Ton - m
Entre A - B	0.63 Ton - m
Entre B - C	1.15 Ton - m
Entre C - D	0.81 Ton - m

### ACERO POSITIVO Y NEGATIVO

#### ACERO NEGATIVO

#### NUDO B

As	0.63 cm <sup>2</sup>
a	1.11 cm

#### Acero Propuesto

$\phi$ (pulg)	1/2
$\phi$ (cm)	1.27
Area (cm <sup>2</sup> )	1.27

#### Numero de varillas

$\phi$ 1/2 "	1 varilla
--------------	-----------

#### NUDO C

As	2.08 cm <sup>2</sup>
a	3.67 cm

<b>Acero Propuesto</b>	
$\phi$ (pulg)	1/2
$\phi$ (cm)	1.27
Area (cm <sup>2</sup> )	1.27

<b>Numero de varillas</b>	
$\phi$ 1/2 "	2 varillas

<b>NUDO D</b>	
As	1.42 cm <sup>2</sup>
a	2.50 cm

<b>Acero Propuesto</b>	
$\phi$ (pulg)	1/2
$\phi$ (cm)	1.27
Area (cm <sup>2</sup> )	1.27

<b>Numero de varillas</b>	
$\phi$ 1/2 "	2 varillas

<b>ACERO POSITIVO</b>	
<b>TRAMO A - B</b>	
As	0.63 cm <sup>2</sup>
a	1.11 cm

<b>Acero Propuesto</b>	
$\phi$ (pulg)	1/2
$\phi$ (cm)	1.27
Area (cm <sup>2</sup> )	1.27

<b>Numero de varillas</b>	
$\phi$ 1/2 "	1 varilla

<b>TRAMO B - C</b>	
As	1.17 cm <sup>2</sup>
a	2.07 cm

<b>Acero Propuesto</b>	
$\phi$ (pulg)	1/2
$\phi$ (cm)	1.27
Area (cm <sup>2</sup> )	1.27

**Numero de varillas**

$\phi$ 1/2 "	1 varilla
--------------	-----------

**TRAMO C - D**

	<b>1° Nivel</b>
<b>As</b>	0.81 cm <sup>2</sup>
<b>a</b>	1.44 cm

**Acero Propuesto**

$\phi$ (pulg)	1/2
$\phi$ (cm)	1.27
Area (cm <sup>2</sup> )	1.27

**Numero de varillas**

$\phi$ 1/2 "	1 varilla
--------------	-----------

**VERIFICACION DE ACERO MINIMO**

<b>Asmin</b>	0.90 cm <sup>2</sup>
<b>Nudo B</b>	OK CUMPLE
<b>Nudo C</b>	OK CUMPLE
<b>Nudo D</b>	OK CUMPLE
<b>Tramo A - B</b>	OK CUMPLE
<b>Tramo B - C</b>	OK CUMPLE
<b>Tramo C - D</b>	OK CUMPLE

**VERIFICACION DE ACERO MAXIMO**

<b>Asmax</b>	4.88 cm <sup>2</sup>
<b>Nudo B</b>	OK CUMPLE
<b>Nudo C</b>	OK CUMPLE
<b>Nudo D</b>	OK CUMPLE
<b>Entre A - B</b>	OK CUMPLE
<b>Entre B - C</b>	OK CUMPLE
<b>Entre C - D</b>	OK CUMPLE

**VERIFICACION DE CORTANTE MAXIMO**

<b>Vn</b>	2242.32 kg
<b>Vc</b>	2636.29 Kg
<b>Se cumple que</b>	<b>Vc &gt; Vn</b>
<b>Por lo tanto</b>	Si cumple condición

**ACERO DE TEMPERATURA****Acero Propuesto**

	<b>1° Nivel</b>
$\varnothing$ (pulg)	1/4
$\varnothing$ (cm)	0.64
Area (cm <sup>2</sup> )	0.32

**Numero de varillas**

$\varnothing$ 1/4 "	3 varilla
---------------------	-----------

**Separación**

5*t	25 cm
-----	-------

## 6.6 TABLAS DE COMPARACION DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

### 6.6.1 DISEÑO DE VIGAS

Se muestra el resumen del cálculo:

### RESUMEN DE RESULTADOS DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS

#### 1. DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN

	ESFUERZOS DE DISEÑO					
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>M (Kg - cm)</b>	3201060	2489884	3368347	2423902	3251710	2426176

	VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE ARMADURA DE COMPRESIÓN					
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b><math>\rho</math></b>	0.00741	0.00567	0.00783	0.00551	0.00754	0.00552
<b><math>\rho_{max}</math></b>	0.01445	0.01445	0.01445	0.01445	0.01445	0.01445
<b>Se cumple que</b>	$\rho < \rho_{max}$	$\rho < \rho_{max}$	$\rho < \rho_{max}$	$\rho < \rho_{max}$	$\rho < \rho_{max}$	$\rho < \rho_{max}$
<b>Por lo tanto</b>	No se requiere refuerzos en compresion	No se requiere refuerzos en compresion	No se requiere refuerzos en compresion	No se requiere refuerzos en compresion	No se requiere refuerzos en compresion	No se requiere refuerzos en compresion

	Acero a tracción					
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>Area de acero (cm<sup>2</sup>)</b>	15.33	11.73	16.20	11.41	15.59	11.42
<b>Acero Propuesto</b>	$\emptyset$ 5/8 "	$\emptyset$ 5/8 "	$\emptyset$ 5/8 "	$\emptyset$ 5/8 "	$\emptyset$ 5/8 "	$\emptyset$ 5/8 "
<b>Cantidad</b>	8 varillas	6 varillas	9 varillas	6 varillas	8 varillas	6 varillas

#### 2. DISEÑO DE VIGAS POR CORTANTE

	ESFUERZOS DE DISEÑO					
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>V (Kg)</b>	25100.3	19282.2	31479.6	19084.4	29741.9	19116.3
<b>M (Kg - cm)</b>	3201060	2489884	3368347	2423902	3251710	2426176

	ESFUERZO CORTANTE ÚLTIMO					
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>Vu (Kg)</b>	27074.0	25086.1	27541.6	24901.6	27215.6	24908.0

	ESFUERZO RESISTENTE DEL HORMIGÓN					
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>ØVc (Kg)</b>	9287.7	9287.7	9287.7	9287.7	9287.7	9287.7

	RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE					
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>Vs (Kg)</b>	20925.1	18586.4	26108.1	18369.4	24063.8	18376.8

	CORTANTE MAXIMA					
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>Vu max (Kg)</b>	142046.9	142046.9	142046.9	142046.9	142046.9	142046.9

	COMPROBACION DE RESISTENCIA AL CORTE					
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>Vs</b>	20925.1	18586.4	26108.1	18369.4	24063.8	18376.8
<b>Vu max</b>	142046.9	142046.9	142046.9	142046.9	142046.9	142046.9
<b>Vs &lt; Vu max</b>	Cumple con E030	Cumple con E030	Cumple con E030	Cumple con E030	Cumple con E030	Cumple con E030

	ACERO PROPUESTO					
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>Ø (pulg)</b>	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "
<b>Ø (cm)</b>	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
<b>Area (cm<sup>2</sup>)</b>	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

### CÁLCULO DE DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS

	Longitud de confinamiento					
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>Lo (cm)</b>	132.50	132.50	132.50	132.50	132.50	132.50

Espaciamiento dentro de zona de confinamiento						
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>s (cm)</b>	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00

Espaciamiento fuera de zona de confinamiento						
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>s (cm)</b>	15.24	15.24	15.24	15.24	15.24	15.24

COMPROBACION DE RESISTENCIA DEL REFUERZO						
	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b><math>\emptyset V_n</math></b>	33111.19	33111.19	33111.19	33111.19	33111.19	33111.19
<b><math>V_u</math></b>	27073.99	25086.08	31479.60	24901.64	29741.90	24908.00
<b>Se tiene que cumplir: <math>\emptyset V_n &gt; V_u</math></b>	Si cumple con condición de Norma E - 060	Si cumple con condición de Norma E - 060	Si cumple con condición de Norma E - 060	Si cumple con condición de Norma E - 060	Si cumple con condición de Norma E - 060	Si cumple con condición de Norma E - 060



## 3. DISEÑO DE COLUMNAS A CORTE

## ESFUERZOS DE DISEÑO

	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>P /Kg</b>	180962.9	77524.2	174094.1	77038.8	174232.8	77126.1
<b>V (Kg)</b>	7557.3	13269.3	14604.2	13806.3	12520.8	13671.9
<b>M (Kg - m)</b>	64223.2	64223.2	64223.2	64223.2	64223.2	64223.2

## ESFUERZO CORTANTE ÚLTIMO

	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>Vu (Kg)</b>	30582.5	30582.5	30582.5	30582.5	30582.5	30582.5

## ESFUERZO RESISTENTE DEL HORMIGÓN

	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>ØVc (Kg)</b>	34242.2	18721.8	33211.6	18648.9	33232.4	18662.0

## RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE

	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>Vs (Kg)</b>	4305.6	13953.8	3093.1	14039.5	3117.6	14024.1

## CORTANTE MAXIMA

	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>Vu max (Kg)</b>	108429.7	108429.7	108429.7	108429.7	108429.7	108429.7

## COMPROBACION DE RESISTENCIA AL CORTE

	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
<b>Vs (Kg)</b>	4305.6	13953.8	3093.1	14039.5	3117.6	14024.1
<b>Vu max (Kg)</b>	108429.7	108429.7	108429.7	108429.7	108429.7	108429.7
<b>Se cumple que</b>	Vs < Vu max	Vs < Vu max	Vs < Vu max	Vs < Vu max	Vs < Vu max	Vs < Vu max
<b>Por lo tanto</b>	Cumple con E030	Cumple con E030	Cumple con E030	Cumple con E030	Cumple con E030	Cumple con E030

## ACERO PROPUESTO

	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
$\emptyset$ (pulg)	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "	3/8 "
$\emptyset$ (cm)	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Area (cm <sup>2</sup> )	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71

## CÁLCULO DE DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS

## Longitud de confinamiento

	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
Lo (cm)	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00	75.00

## Espaciamiento dentro de zona de confinamiento

	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
s (cm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0

## Espaciamiento fuera de zona de confinamiento

	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
s (cm)	15.24	15.24	15.24	15.24	15.24	15.24

## COMPROBACION DE RESISTENCIA DEL REFUERZO

	COMUN		NORMA RUSA SIN DISIPACION		NORMA RUSA CON DISIPACION	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO
$\emptyset V_n$ (Kg)	50002.9	34482.4	48972.3	34409.6	48993.1	34422.7
$V_u$ (Kg)	30582.5	30582.5	30582.5	30582.5	30582.5	30582.5
Se cumple que	$\emptyset V_n > V_u$					
Por lo tanto	Si cumple con condicion de Norma E - 060	Si cumple con condicion de Norma E - 060	Si cumple con condicion de Norma E - 060	Si cumple con condicion de Norma E - 060	Si cumple con condicion de Norma E - 060	Si cumple con condicion de Norma E - 060

### 6.6.3 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

Se muestra el resumen del cálculo:

## RESUMEN DE RESULTADOS

### DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CORTE

#### ESFUERZOS DE DISEÑO

	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION	NORMA RUSA CON DISIPACION
<b>P (Kg)</b>	159294.10	157725.70	158248.90
<b>V (Kg)</b>	276776.70	171518.50	211624.20
<b>M (Kg - m)</b>	867007.01	624318.01	728633.81

#### NECESIDAD DE CONFINAMIENTO

	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION	NORMA RUSA CON DISIPACION
--	-------	---------------------------	---------------------------

#### 1° Comprobación

<b>f'c'</b>	72	54	62
<b>0.2*f'c'</b>	56	56	56
<b>Se cumple que</b>	$f'c' > 0.2*f'c'$	$f'c' < 0.2*f'c'$	$f'c' > 0.2*f'c'$
<b>Por lo tanto</b>	Necesita elementos de confinamiento	No necesita elementos de confinamiento	Necesita elementos de confinamiento

#### 2° Comprobación

<b>c</b>	2.50	2.50	2.50
<b>c'</b>	8.81	3.87	5.32
<b>Se cumple que</b>	$c' > c$	$c' > c$	$c' > c$
<b>Por lo tanto</b>	Necesita elementos de confinamiento	Necesita elementos de confinamiento	Necesita elementos de confinamiento

#### 3° Comprobación

<b>Smax / Htotal</b>	0.001419	0.003230	0.002351
<b>Se cumple que</b>	$S_{max}/H_{total} < 0.005$	$S_{max}/H_{total} < 0.005$	$S_{max}/H_{total} < 0.005$
<b>Por lo tanto</b>	No necesita elementos de confinamiento	No necesita elementos de confinamiento	No necesita elementos de confinamiento

Deducción Final		
Necesita elementos de confinamiento	Necesita elementos de confinamiento	Necesita elementos de confinamiento

#### ACERO EN ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION	NORMA RUSA CON DISIPACION
Asnucleo (cm <sup>2</sup> )	40.48	29.15	34.02
h (cm)	30	30	30
b (cm)	20	20	20
Acero Propuesto	∅ 3/4 "	∅ 3/4 "	∅ 3/4 "
N° varillas	15 varillas	11 varillas	12 varillas

#### RESISTENCIA A LA COMPRESION

	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION	NORMA RUSA CON DISIPACION
Pu (Kg)	159294.10	157725.70	158248.90
∅Pnw (Kg)	1171314.38	1171314.38	1171314.38
Se cumple que	∅Pnw > Pu	∅Pnw > Pu	∅Pnw > Pu
Por lo tanto	Si cumple por Norma E - 060	Si cumple por Norma E - 060	Si cumple por Norma E - 060

#### DISEÑO POR CORTE

##### Comprobacion de doble refuerzo horizontal

	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION	NORMA RUSA CON DISIPACION
Vu (Kg)	276776.70	171518.50	211624.20
$0.53\sqrt{f_c}Acv$	133028.94	133028.94	133028.94
Por lo tanto	Necesita 2 capas de refuerzo	Necesita 2 capas de refuerzo	Necesita 2 capas de refuerzo

##### Resistencia del concreto al corte

	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION	NORMA RUSA CON DISIPACION
Vc (menor) (cm <sup>2</sup> )	139.20	138.88	138.98
Vs (resistencia al corte) (cm <sup>2</sup> )	229837.46	89815.89	143182.51

## Acero horizontal en muro

	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION	NORMA RUSA CON DISIPACION
<b>Ah (cm<sup>2</sup>)</b>	4.10	1.60	2.56
<b>Ahmin (cm<sup>2</sup>)</b>	21.00	21.00	21.00
<b>Se cumple que</b>	Ah < Ahmin	Ah < Ahmin	Ah < Ahmin
<b>Se toma el mayor</b>	21.0	21.0	21.0
<b>Acero Propuesto</b>	∅ 3/8 "	∅ 3/8 "	∅ 3/8 "
<b>N° varillas</b>	30 varillas	30 varillas	30 varillas

## Acero vertical en muro

	COMUN	NORMA RUSA SIN DISIPACION	NORMA RUSA CON DISIPACION
<b>Av (cm<sup>2</sup>)</b>	37.5	37.5	37.5
<b>Avmin (cm<sup>2</sup>)</b>	22.5	22.5	22.5
<b>Se cumple que</b>	Av > Avmin	Av > Avmin	Av > Avmin
<b>Se toma Av</b>	37.5	37.5	37.5
<b>Acero Propuesto</b>	∅ 3/8 "	∅ 3/8 "	∅ 3/8 "
<b>N° varillas</b>	53 varillas	53 varillas	53 varillas

**Nota:** Los cálculos completos del diseño de elementos estructurales se encuentran adjuntos en CD a hojas de cálculo en excel.

## 6.7 COMPARACIONES MÁS RELEVANTES POR GRAFICOS

Se hizo también una comparación por medio de gráficos de barras de las respuestas o resultados más relevantes.

### 6.7.1 DISEÑO DE VIGAS

#### 6.7.1.1 DISEÑO DE VIGAS A FLEXION

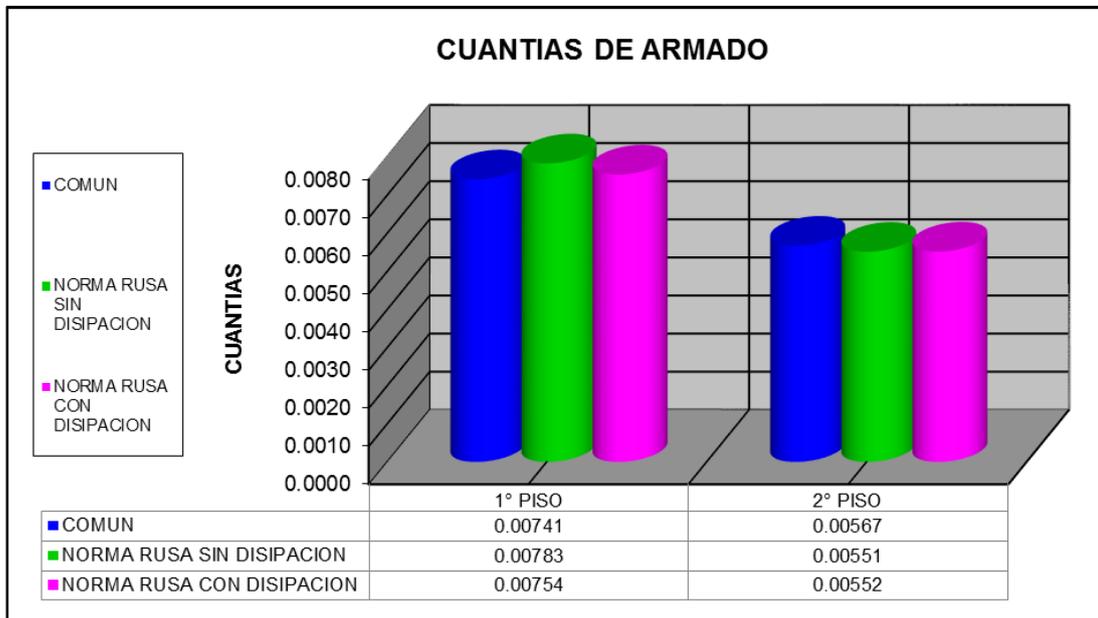


Figura 6.02 Comparativa de cuantías de armado por flexión para vigas

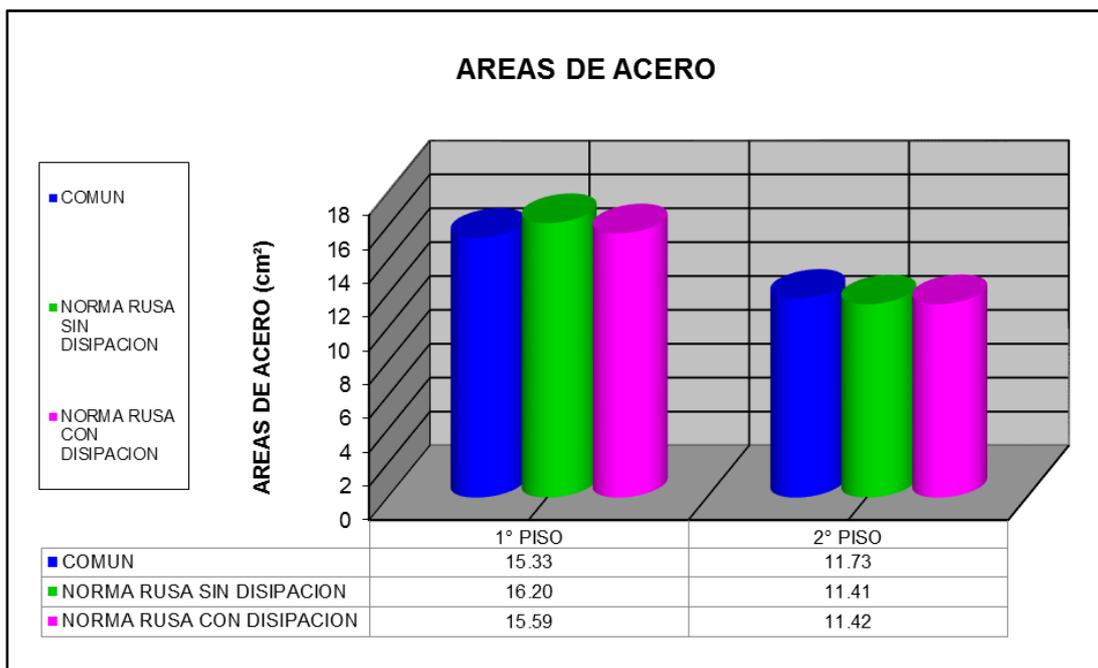


Figura 6.03 Comparativa de áreas de acero por flexión para vigas

## 6.7.1.2 DISEÑO DE VIGAS A CORTE

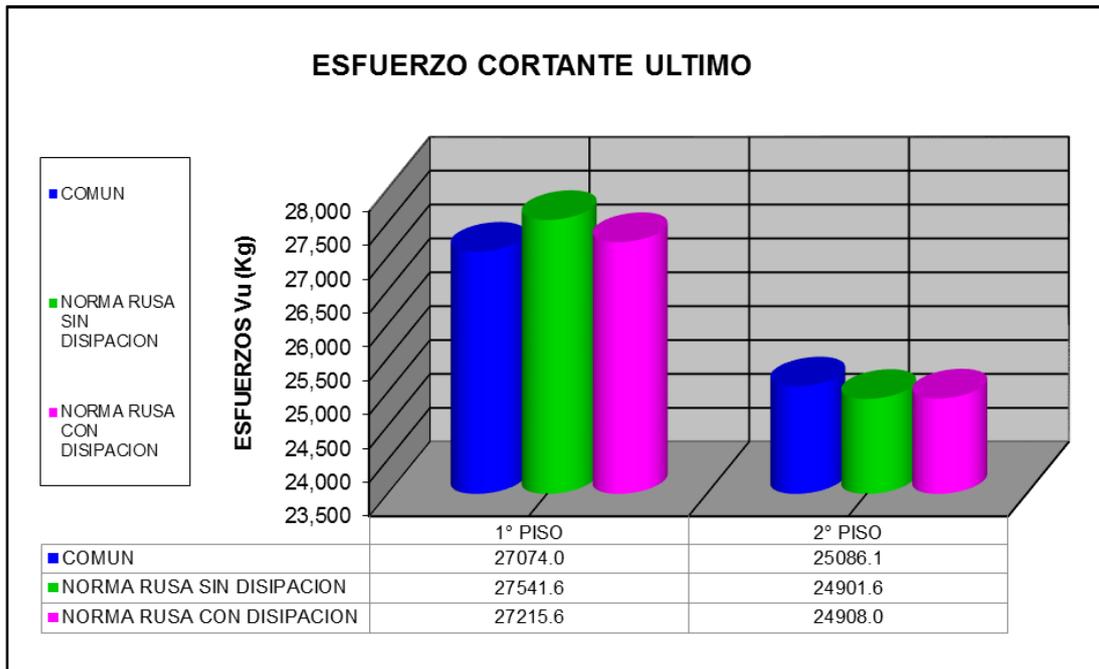


Figura 6.04 Comparativa de esfuerzos cortantes ultimos

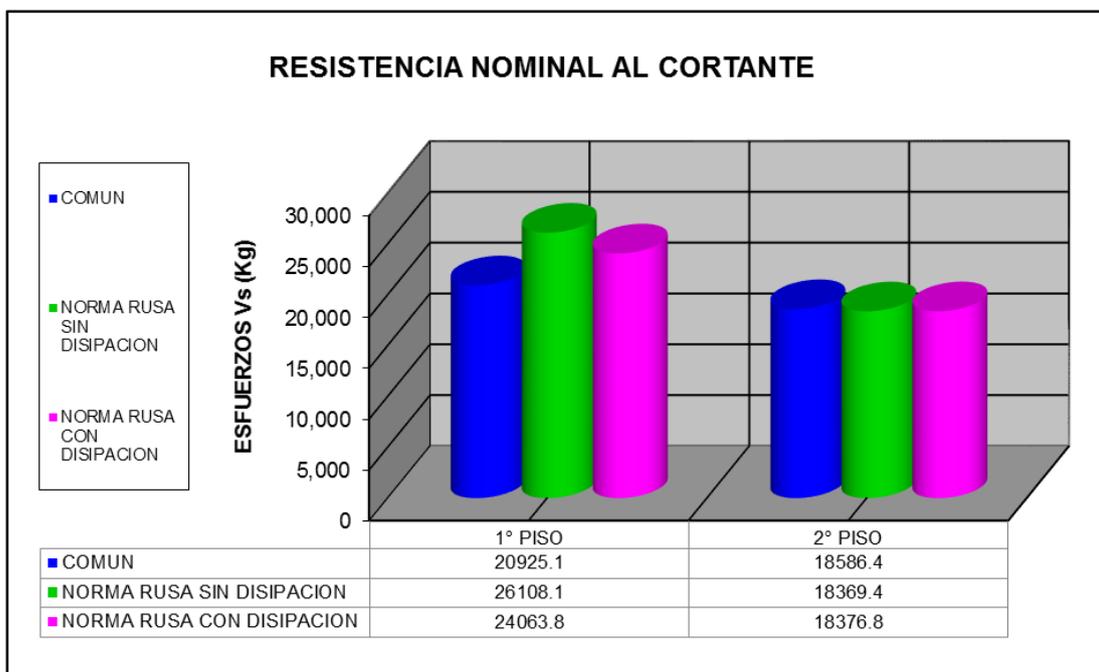
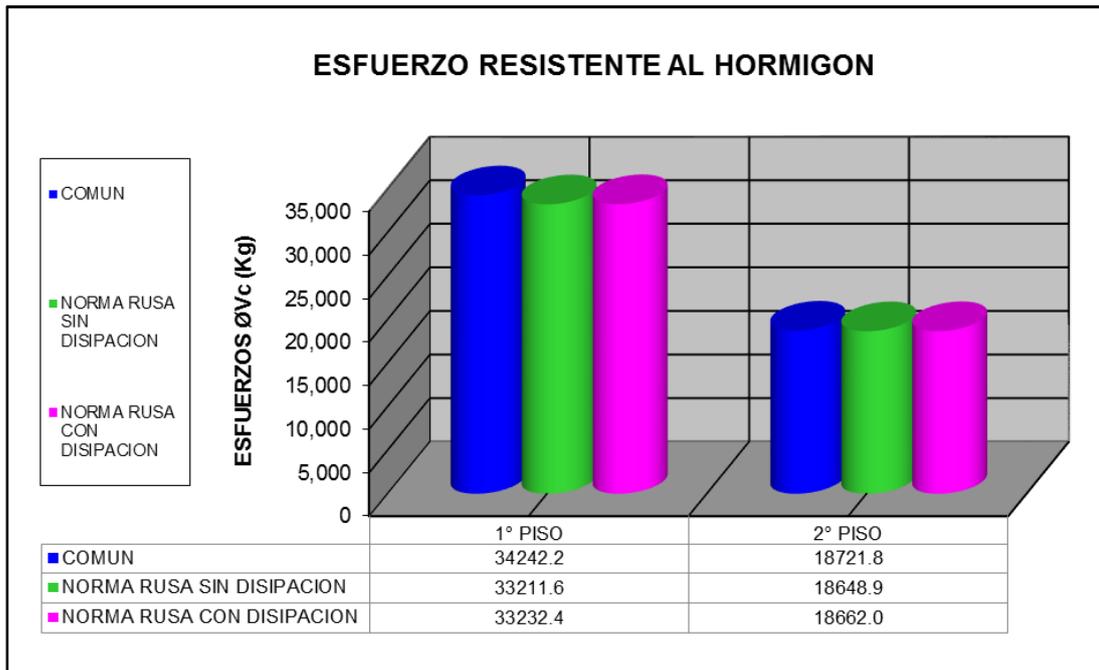


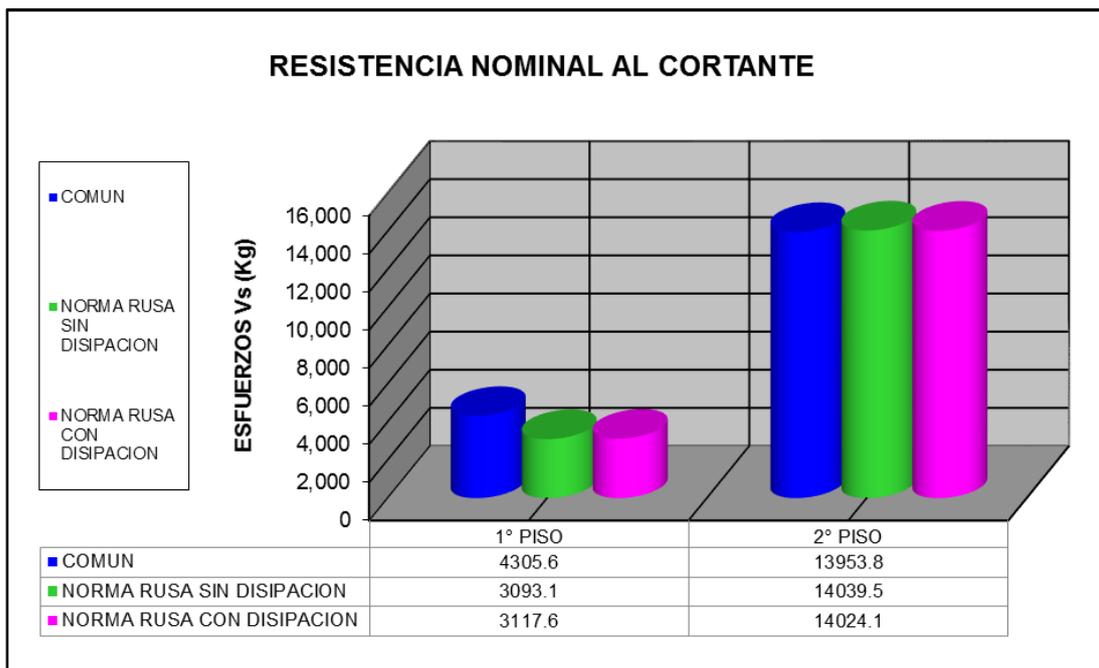
Figura 6.05 Comparativa de resistencia nominal al corte

## 6.7.2 DISEÑO DE COLUMNAS

### 6.7.2.1 DISEÑO DE COLUMNAS A CORTE

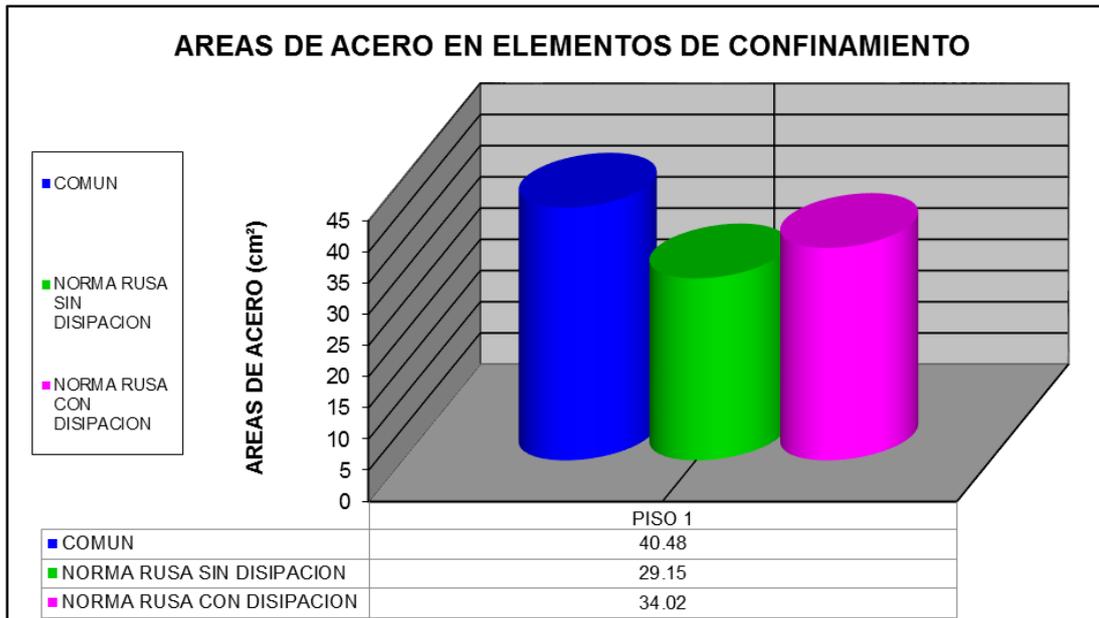


**Figura 6.06 Comparativa de esfuerzos resistentes al hormigón**

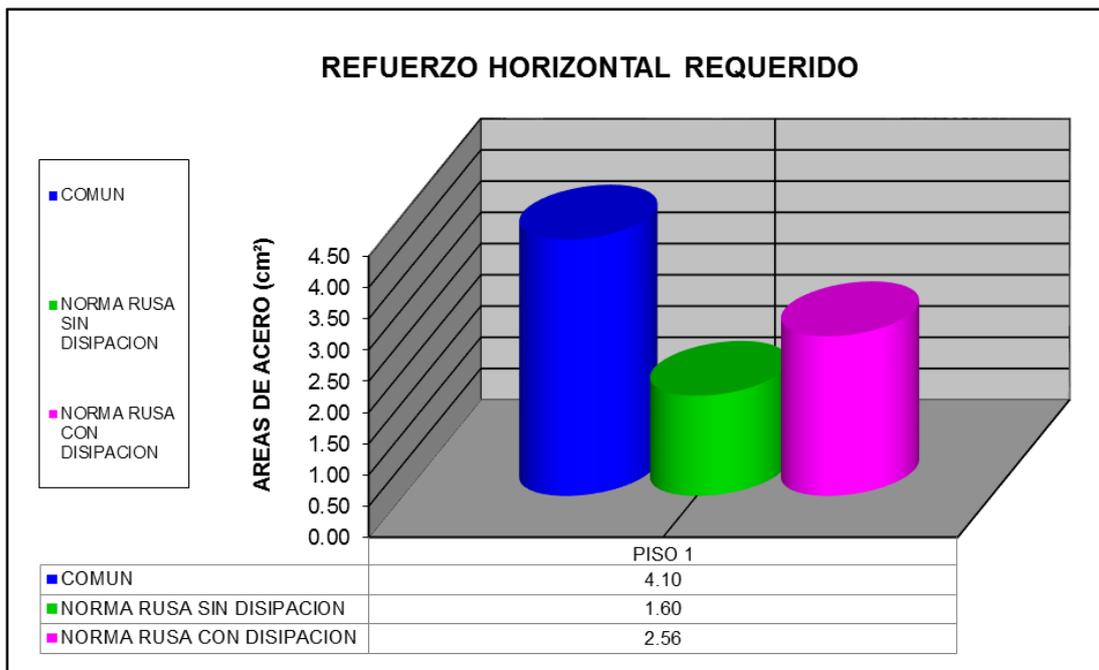


**Figura 6.07 Comparativa de resistencia nominal al cortante**

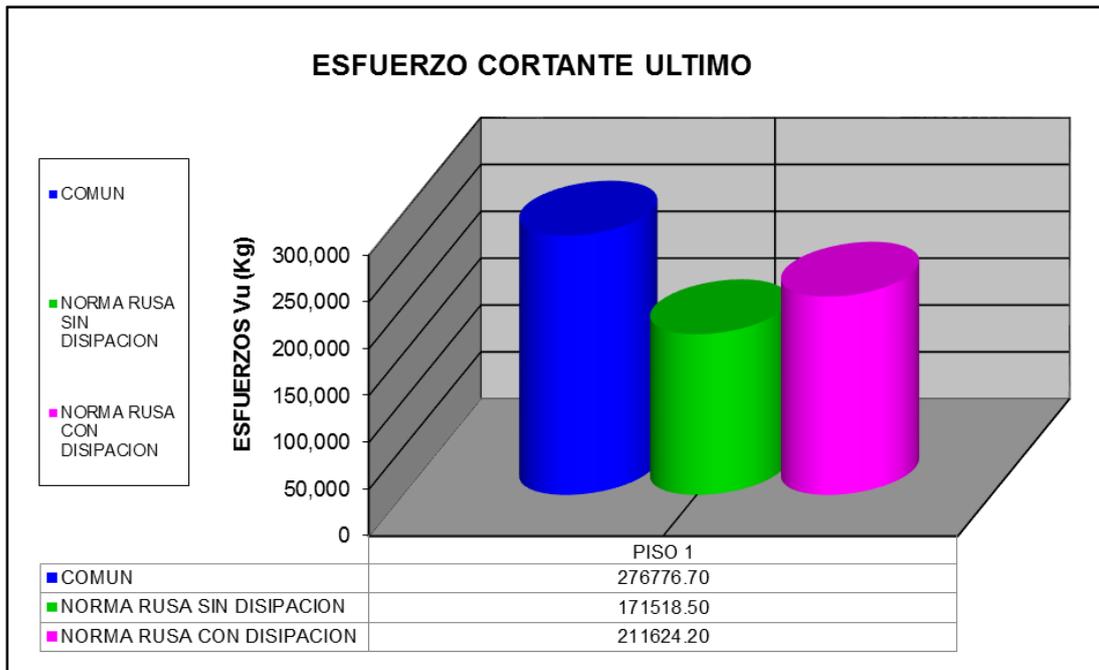
## 6.7.3 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES



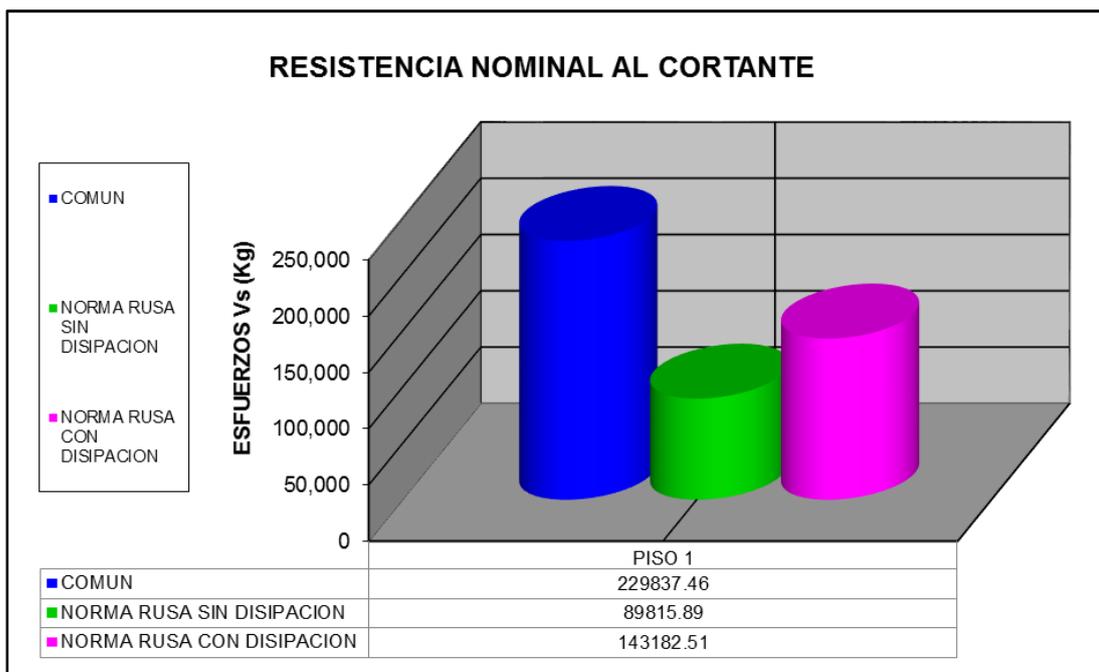
**Figura 6.08 Comparativa de áreas de acero en elementos de confinamiento**



**Figura 6.09 Comparativa de refuerzos horizontales requeridos**



**Figura 6.10 Comparativa de esfuerzos cortantes últimos**



**Figura 6.11 Comparativa de resistencia nominal al cortante**

## CAPITULO VII: DISCUSION DE RESULTADOS

### 7.1 PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACION

Se hizo una comparación por porcentajes.

PERIODOS DE VIBRACION DE LA FORMA (s)			
MODOS	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
1	48.32%	21.78%	-17.89%
2	72.71%	34.17%	-22.31%
3	86.26%	23.39%	-33.75%
4	11.02%	6.61%	-3.98%
5	7.99%	2.06%	-5.49%
6	10.91%	4.94%	-5.38%
7	9.95%	3.97%	-5.43%
8	10.42%	4.52%	-5.34%
9	16.20%	11.20%	-4.30%
10	57.00%	53.87%	-1.99%
11	65.98%	62.22%	-2.26%
12	65.95%	58.61%	-4.42%

**Figura 7.1-01 Comparación porcentual de periodos de vibración**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Periodos de Vibración: El primer periodo de vibración aplicando la Norma Rusa sin Disipación aumenta en un 48.32%.

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Periodos de Vibración: El primer periodo de vibración aplicando la Norma Rusa con Disipación aumenta en un 21.78%.

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Periodos de Vibración: El primer periodo de vibración aplicando la Norma Rusa con Disipación aumenta en un disminuye en un 17.89%.

## 7.2 FRECUENCIA ANGULAR DE VIBRACION

Se hizo una comparación por porcentajes.

FRECUENCIA ANGULAR DE LA FORMA (rad/s)			
MODOS	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
1	-32.58%	-17.89%	21.79%
2	-42.10%	-25.47%	28.72%
3	-46.31%	-18.96%	50.95%
4	-9.93%	-6.20%	4.15%
5	-7.40%	-2.02%	5.80%
6	-9.83%	-4.71%	5.68%
7	-9.05%	-3.82%	5.75%
8	-9.44%	-4.33%	5.65%
9	-13.94%	-10.07%	4.50%
10	-36.31%	-35.01%	2.03%
11	-39.75%	-38.36%	2.31%
12	-39.74%	-36.95%	4.63%

**Figura 7.1-02 Comparación porcentual de frecuencias de vibración**

### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Frecuencias de Vibración: La primera frecuencia de vibración aplicando la Norma Rusa sin Disipación disminuye en un 32.58%

### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Frecuencias de Vibración: La primera frecuencia de vibración aplicando la Norma Rusa con Disipación disminuye en un 17.89%

### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Frecuencias de Vibración: La primera frecuencia de vibración aplicando la Norma Rusa con Disipación aumenta en un 21.79%

### 7.3 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS POR SISMO X ( $\Delta$ SAP)			
MODOS	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
2	165.71%	105.52%	-22.65%
1	285.48%	180.65%	-27.20%

Figura 7.1-03 Comparación porcentual de desplazamientos en el eje X

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS POR SISMO Y ( $\Delta$ SAP)			
MODOS	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
2	140.63%	14.69%	-52.34%
1	264.71%	34.71%	-63.06%

Figura 7.1-04 Comparación porcentual de desplazamientos en el eje X

#### Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación

Desplazamientos: Aplicando la Norma Rusa sin Disipación hay un incremento en los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX de hasta 285.48% y en el eje OY de hasta 264.71%.

#### Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación

Desplazamientos: Aplicando la Norma Rusa con Disipación hay un incremento en los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX de hasta 180.65% y en el eje OY de hasta 34.71%.

#### Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación

Desplazamientos: Aplicando la Norma Rusa con Disipación hay un decremento en los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX de hasta 27.20% y en el eje OY de hasta 63.06%.

## 7.4 ESFUERZOS INTERNOS MAXIMOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 7.4.1 COLUMNAS

#### 7.4.1.1 FUERZA AXIAL MAXIMA EN COLUMNAS

Se hizo una comparación por porcentajes.

FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN COLUMNAS			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
2	-0.63%	-0.51%	0.11%
1	-3.80%	-3.72%	0.08%

**Figura 7.1-05 Comparación porcentual de fuerzas axiales en columnas**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Fuerzas Axiales en columnas: Existe un decremento de hasta 3.8% con el análisis dinámico con Norma Rusa sin Disipación.

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Fuerzas Axiales en columnas: Existe un decremento de hasta 3.72% con el análisis dinámico con Norma Rusa con Disipación.

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Fuerzas Axiales en columnas: Existe un incremento de hasta 0.08% con el análisis dinámico con Norma Rusa con Disipación.

### 7.4.1.2 FUERZA CORTANTE MAXIMA EN COLUMNAS

Se hizo una comparación por porcentajes.

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN COLUMNAS			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
2	4.05%	3.03%	-0.97%
1	93.25%	65.68%	-14.27%

**Figura 7.1-06 Comparación porcentual de fuerzas cortantes en columnas**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Fuerzas Cortantes en columnas: Existe un incremento de hasta 93.25% con el análisis dinámico con Norma Rusa sin Disipación.

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Fuerzas Cortantes en columnas: Existe un incremento de hasta 65.68% con el análisis dinámico con Norma Rusa con Disipación.

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Fuerzas Cortantes en columnas: Existe un decremento de hasta 14.27% con el análisis dinámico con Norma Rusa con Disipación.

## 7.4.2 VIGAS

### 7.4.2.1 MOMENTO FLECTOR MAXIMO EN VIGAS

Se hizo una comparación por porcentajes.

MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN VIGAS			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
2	-2.65%	-2.56%	0.09%
1	5.23%	1.58%	-3.46%

**Figura 7.1-07 Comparación porcentual de momentos flectores en vigas**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Momento Flector en vigas: Se observó un incremento de momentos en vigas de hasta 5.23%

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Momento Flector en vigas: Se observó un incremento de momentos en vigas de hasta 1.58%

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Momento Flector en vigas: Se observó un decremento de momentos en vigas de hasta 3.46%.

### 7.4.2.2 FUERZA CORTANTE EN VIGAS

Se hizo una comparación por porcentajes.

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN VIGAS			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
2	-1.03%	-0.86%	0.17%
1	25.42%	18.49%	-5.52%

**Figura 7.1-08 Comparación porcentual de fuerzas cortantes en vigas**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Fuerza Cortante en vigas: Se observó un incremento de fuerza cortante en vigas de hasta 25.42%

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Fuerza Cortante en vigas: Se observó un incremento de fuerza cortante en vigas de hasta 18.49%

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Fuerza Cortante en vigas: Se observó un decremento de fuerza cortante en vigas de hasta 5.52%

### 7.4.3 MUROS ESTRUCTURALES

#### 7.4.3.1 FUERZAS AXIALES MAXIMA EN MUROS ESTRUCTURALES

Se hizo una comparación por porcentajes.

FUERZAS AXIALES MAXIMAS EN MUROS			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
1	-0.98%	-0.66%	0.33%

**Figura 7.1-09 Comparación porcentual de axiales en muros de corte**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Fuerza Axial en muros estructurales: Se halló que disminuye un 0.98% aplicando la Norma Rusa sin disipación.

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Fuerza Axial en muros estructurales: Se halló que disminuye un 0.66% aplicando la Norma Rusa con disipación.

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Fuerza Axial en muros estructurales: Se halló que dicho esfuerzo aumenta en un 0.33% aplicando la Norma Rusa con disipación.

### 7.4.3.2 FUERZAS CORTANTES MAXIMA EN MUROS ESTRUCTURALES

Se hizo una comparación por porcentajes.

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS EN MUROS			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
1	-38.03%	-23.54%	23.38%

**Figura 7.1-10 Comparación porcentual de fuerzas cortantes en muros estructurales**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Fuerza Cortante en muros estructurales: Se halló que dicho esfuerzo disminuye hasta un 38.03% aplicando la Norma Rusa sin disipación.

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Fuerza Cortante en muros estructurales: Se halló que dicho esfuerzo disminuye hasta un 23.54% aplicando la Norma Rusa con disipación.

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Fuerza Cortante en muros estructurales: Se halló que dicho esfuerzo se incrementa hasta un 23.38% aplicando la Norma Rusa con disipación.

### 7.4.3.3 MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN MUROS ESTRUCTURALES

Se hizo una comparación por porcentajes.

MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS EN MUROS			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
1	-27.99%	-15.96%	16.71%

**Figura 7.1-10 Comparación porcentual de momentos flectores en muros estructurales**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Momento Flector en muros estructurales: Se halló que dicho esfuerzo disminuye hasta en un 27.99%, aplicando la Norma Rusa sin disipación.

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Momento Flector en muros estructurales: Se halló que dicho esfuerzo disminuye hasta en un 15.96%, aplicando la Norma Rusa con disipación.

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Momento Flector en muros estructurales: Se halló que dicho esfuerzo se incrementa hasta un 16.71% aplicando la Norma Rusa con disipación

## 7.5 DISEÑO ESTRUCTURAL

### 7.5.1 DISEÑO DE VIGAS

#### 7.5.1.1 DISEÑO DE VIGAS A FLEXION

CUANTIAS DE ARMADO POR FLEXION			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
2	-2.79%	-2.70%	0.10%
1	5.64%	1.70%	-3.73%

**Figura 7.1-11 Comparación porcentual de cuantías por flexión en vigas**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Cuantía de armado: Se halló que la cuantía se incrementa hasta en un 5.64%, aplicando la Norma Rusa sin disipación, en el primer nivel. Así mismo disminuye en un 2.79% en el segundo nivel.

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Cuantía de armado: Se halló que la cuantía se incrementa hasta en un 1.70%, aplicando la Norma Rusa con disipación, en el primer nivel. Así mismo disminuye en un 2.70% en el segundo nivel.

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Cuantía de armado: Se halló que la cuantía disminuye hasta en un 3.73%, aplicando la Norma Rusa con disipación, en el primer nivel. Así mismo se incrementa en un 0.10% en el segundo nivel.

### 7.5.1.2 DISEÑO DE VIGAS POR CORTE

#### ESFUERZO CORTANTE ULTIMO

ESFUERZO CORTANTE ULTIMO			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
2	-0.74%	-0.71%	0.03%
1	1.73%	0.52%	-1.18%

**Figura 7.1-12 Comparación porcentual de esfuerzos cortantes últimos**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Esfuerzo Cortante Ultimo: Se halló que el esfuerzo cortante último se incrementa hasta en un 1.73%, aplicando la Norma Rusa sin disipación, en el primer nivel. Así mismo disminuye en un 0.74% en el segundo nivel.

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Esfuerzo Cortante Ultimo: Se halló que el esfuerzo cortante último se incrementa hasta en un 0.52%, aplicando la Norma Rusa con disipación, en el primer nivel. Así mismo disminuye en un 0.71% en el segundo nivel.

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Esfuerzo Cortante Ultimo: Se halló que el esfuerzo cortante último disminuye hasta en un 1.18%, aplicando la Norma Rusa con disipación, en el primer nivel. Así mismo se incrementa en un 0.03% en el segundo nivel.

**RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE**

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
2	-1.17%	-1.13%	0.04%
1	24.77%	15.00%	-7.83%

**Figura 7.1-13 Comparación porcentual de resistencia nominal al cortante****Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Resistencia Nominal al Cortante: Se halló que la resistencia nominal al cortante se incrementa hasta en un 24.77%, aplicando la Norma Rusa sin disipación, en el primer nivel. Así mismo disminuye en un 1.17% en el segundo nivel.

**Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Resistencia Nominal al Cortante: Se halló que la resistencia nominal al cortante se incrementa hasta en un 15.00%, aplicando la Norma Rusa con disipación, en el primer nivel. Así mismo disminuye en un 1.13% en el segundo nivel.

**Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Resistencia Nominal al Cortante: Se halló que la resistencia nominal al cortante disminuye hasta en un 7.83%, aplicando la Norma Rusa con disipación, en el primer nivel. Así mismo se incrementa en un 0.04% en el segundo nivel.

## 7.5.2 DISEÑO DE COLUMNAS

### 7.5.2.1 DISEÑO DE COLUMNAS POR CORTE

#### ESFUERZO RESISTENTE DEL HORMIGON

ESFUERZO RESISTENTE AL HORMIGON			
CASO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
2° PISO	-0.39%	-0.32%	0.07%
1° PISO	-3.01%	-2.95%	0.06%

**Figura 7.1-14 Comparación porcentual de esfuerzo resistente del hormigón**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Esfuerzo Resistente del hormigón ( $\sigma_{Vc}$ ): Se halló que el esfuerzo resistente del homirgon disminuye hasta en un 3.01%, aplicando la Norma Rusa sin disipación.

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Esfuerzo Resistente del hormigón ( $\sigma_{Vc}$ ): Se halló que el esfuerzo resistente del homirgon disminuye hasta en un 2.95%, aplicando la Norma Rusa con disipación.

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Esfuerzo Resistente del hormigón ( $\sigma_{Vc}$ ): Se halló que el esfuerzo resistente del homirgon se incrementa hasta en un 0.07%, aplicando la Norma Rusa con disipación.

## RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE			
CASO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
2° PISO	0.61%	0.50%	-0.11%
1° PISO	-28.16%	-27.59%	0.79%

**Figura 7.1-15 Comparación porcentual de resistencia nominal al cortante**

### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Resistencia Nominal al Cortante (Vs): Se halló que la resistencia nominal al cortante disminuye hasta en un 28.16%, aplicando la Norma Rusa sin disipación, en primer nivel. Así mismo se incrementa en un 0.61% en el segundo nivel.

### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Resistencia Nominal al Cortante (Vs): Se halló que la resistencia nominal al cortante disminuye hasta en un 27.59%, aplicando la Norma Rusa con disipación, en primer nivel. Así mismo se incrementa en un 0.50% en el segundo nivel.

### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Resistencia Nominal al Cortante (Vs): Se halló que la resistencia nominal al cortante se incrementa hasta en un 0.79%, aplicando la Norma Rusa con disipación, en primer nivel. Así mismo disminuye en un 0.11% en el segundo nivel.

### 7.5.3 DISEÑO DE MURO ESTRUCTURALES

#### 7.5.3.1 ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

CUANTIAS DE ARMADO POR FLEXION			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
1	-27.99%	-15.96%	16.71%

**Figura 7.1-16 Comparación porcentual de acero en elementos de confinamiento**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Cuantía de acero: Se halló que la cuantía de acero disminuye hasta en un 27.99%, aplicando la Norma Rusa sin disipación.

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Cuantía de acero: Se halló que la cuantía de acero disminuye hasta en un 15.96%, aplicando la Norma Rusa con disipación.

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Cuantía de acero: Se halló que la cuantía de acero se incrementa hasta en un 16.71%, aplicando la Norma Rusa con disipación.

### 7.5.3.2 DISEÑO POR CORTE

#### REFUERZO HORIZONTAL

REFUERZO HORIZONTAL REQUERIDO			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
1	-60.92%	-37.70%	59.42%

**Figura 7.1-17 Comparación porcentual de refuerzo horizontal en muro**

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Área de acero (cm<sup>2</sup>): Se halló que el área de acero disminuye hasta en un 60.92%, aplicando la Norma Rusa sin disipación.

#### **Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Área de acero (cm<sup>2</sup>): Se halló que el área de acero disminuye hasta en un 37.70%, aplicando la Norma Rusa con disipación.

#### **Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Área de acero (cm<sup>2</sup>): Se halló que el área de acero se incrementa hasta en un 59.42%, aplicando la Norma Rusa con disipación.

**ESFUERZO CORTANTE ÚLTIMO**

ESFUERZO CORTANTE ULTIMO			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
1	-38.03%	-23.54%	23.38%

**Figura 7.1-18 Comparación porcentual de esfuerzo cortante último en muro****Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Esfuerzo Cortante Ultimo: Se halló que el esfuerzo cortante ultimo disminuye hasta en un 38.03%, aplicando la Norma Rusa sin disipación.

**Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Esfuerzo Cortante Ultimo: Se halló que el esfuerzo cortante ultimo disminuye hasta en un 23.54%, aplicando la Norma Rusa con disipación.

**Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Esfuerzo Cortante Ultimo: Se halló que el esfuerzo cortante último se incrementa hasta en un 23.38%, aplicando la Norma Rusa con disipación.

**RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE**

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE			
N° PISO	COMUN VS NORMA RUSA SIN DISIPACION	COMUN VS NORMA RUSA CON DISIPACION	NORMA RUSA SIN DISIPACION VS NORMA RUSA CON DISIPACION
1	-60.92%	-37.70%	59.42%

**Figura 7.1-18 Comparación porcentual de resistencia nominal al cortante en muro**

**Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación**

Resistencia Nominal al Cortante: Se halló que la resistencia nominal al cortante disminuye hasta en un 60.92%, aplicando la Norma Rusa sin disipación.

**Análisis Dinámico Común vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Resistencia Nominal al Cortante: Se halló que la resistencia nominal al cortante disminuye hasta en un 37.70%, aplicando la Norma Rusa con disipación.

**Análisis Dinámico con la Norma Rusa sin Disipación vs Análisis Dinámico con la Norma Rusa con Disipación**

Resistencia Nominal al Cortante: Se halló que la resistencia nominal al cortante se incrementa hasta en un 59.42%, aplicando la Norma Rusa con disipación.

## CAPITULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 8.1 CONCLUSIONES

1. Se demostró finalmente que la aplicación de la Interacción Suelo – Estructura por medio del análisis con la Norma RPush, optimiza el posterior diseño estructural, reforzando la dirección flexible y aligerando la dirección rígida.
2. Queda demostrado que el modelo de la Norma Rusa es muy adaptable a un análisis con el programa de computo SAP2000, que actualmente es una herramienta importante en cálculo de estructuras.
3. Se aplicó la Norma Rusa para el cálculo de masas, rigideces y amortiguadores en el cabezal, sin embargo se optó por realizar 2 alternativas en donde se considera un análisis con la Norma Rusa sin disipación de energía y un análisis con la Norma Rusa con disipación de energía. Al aplicar la Norma Rusa con disipación de energía se observa que la respuesta dinámica cambia considerablemente, ya que se está asumiendo un posible amortiguamiento en el suelo y esto ocasiona que el amortiguador absorba parte de la energía. Dicho criterio se hizo por una sugerencia de la misma Norma Rusa que considera en el modelo 2 elementos que son el resorte (rigidez) y el amortiguador (damper).
4. Se pudo notar que los esfuerzos se incrementan en el caso de vigas y columnas, pero en el caso de muros estructurales dichos esfuerzos disminuyen. Comprobando así que parte de la energía del sismo lo absorbe el suelo de fundación llevando a un mejor comportamiento estructural.
5. Al considerar la flexibilidad en la base de fundación los esfuerzos cambian notablemente, cabe decir que para el caso de la comparación de Análisis Común vs Análisis con Norma Rusa sin disipación se tiene que el primer periodo de vibración se incrementa en un 48.32%; la primera frecuencia de vibración disminuye en un 32.58%; el desplazamiento máximo del centro de masas en el eje OX se incrementa en un 285.48%; el desplazamiento máximo del centro de masas en el eje OY se incrementa en un 264.71%; la fuerza axial en columnas disminuye en un 3.80%; la fuerza cortante en columnas se incrementa en un 93.25%; el momento flector máximo en vigas se incrementa en un 5.23% en el primer nivel y disminuye 2.65% en el segundo nivel; la fuerza cortante máxima en vigas se incrementa en un 25.42% en el primer

nivel y disminuye 1.03% en el segundo nivel; la fuerza axial máxima en muros estructurales disminuye en 0.98%; la fuerza cortante máxima en muros estructurales disminuye en 38.03%; el momento flector máximo en muros estructurales disminuye en 27.99%.

6. Para el caso de la comparación de Análisis Común vs Análisis con Norma Rusa con disipación se tiene que el primer periodo de vibración se incrementa en un 21.78%; la primera frecuencia de vibración disminuye en un 17.89%; el desplazamiento máximo del centro de masas en el eje OX se incrementa en un 180.65%; el desplazamiento máximo del centro de masas en el eje OY se incrementa en un 34.71%; la fuerza axial en columnas disminuye en un 3.72%; la fuerza cortante en columnas se incrementa en un 65.68%; el momento flector máximo en vigas se incrementa en un 1.58% en el primer nivel y disminuye 2.56% en el segundo nivel; la fuerza cortante máxima en vigas se incrementa en un 18.49% en el primer nivel y disminuye 0.86% en el segundo nivel; la fuerza axial máxima en muros estructurales disminuye en 0.66%; la fuerza cortante máxima en muros estructurales disminuye en 23.54%; el momento flector máximo en muros estructurales disminuye en 15.96%.
7. Analizando las comparaciones realizadas de Análisis Común vs Análisis con Norma Rusa sin disipación y Análisis Común vs Análisis con Norma Rusa con disipación se tiene que agregando la disipación de energía el primer periodo de vibración disminuye en un 17.89%; la primera frecuencia de vibración aumenta en un 21.79%; el desplazamiento máximo del centro de masas en el eje OX disminuye en un 27.20%; el desplazamiento máximo del centro de masas en el eje OY se disminuye en un 63.06%; la fuerza axial en columnas se incrementa en un 0.11%; la fuerza cortante en columnas disminuye en un 14.27%; el momento flector máximo en vigas disminuye en un 3.46% en el primer nivel y se incrementa 0.09% en el segundo nivel; la fuerza cortante máxima en vigas disminuye en un 5.52% en el primer nivel y se incrementa 0.17% en el segundo nivel; la fuerza axial máxima en muros estructurales se incrementa en 0.33%; la fuerza cortante máxima en muros estructurales se incrementa en 23.54%; el momento flector máximo en muros estructurales se incrementa en 16.71%.

8. La comparación de ambos métodos de análisis (Norma Rusa sin disipación de energía y Norma Rusa con disipación de energía) nos permite llegar a la conclusión que el mayor efecto de flexibilidad en el suelo se da con el análisis de la Norma Rusa sin disipación de energía.
9. En el cálculo de masas, rigideces y amortiguadores para los cabezales en el caso de Análisis con Norma Rusa, se tuvo como resultado en algunos casos, la ausencia de ciertos coeficientes de rigidez rotacionales. Esto debido a que este método contempla un cabezal con un grupo de pilotes típico, sin embargo en nuestro caso tenemos cabezales con 1 a 3 pilotes, por lo que al no encontrarse un cabezal con pilotes distribuidos simétricamente, algunas rigideces rotacionales dan como un resultado nulo. Para esto la Norma Rusa simplemente nos indica que coloquemos restricciones en las direcciones en donde los coeficientes rotacionales son nulos.
10. Se adaptó el modelo análisis con la Norma Rusa a nuestro modelo, ya que el sistema zapata – pilote es diferente a un cabezal con un grupo típico de pilotes.
11. Se consideró la licuación de suelo de 8 metros de profundidad en el terreno, siendo esta una característica propia de la ciudad de Chimbote que es el lugar en donde se ejecutó el proyecto. Para esto se eligió la opción de cabezales altos, donde los coeficientes de rigidez o de balasto (en el caso de diseño de pilotes) están ausentes, que para nuestro caso serían 8 metros sin coeficientes de balasto ya que esta zona es de licuación.
12. Se puede rescatar también que al darse un incremento y decremento de esfuerzos en los elementos estructurales por análisis con Norma Rusa, no afecta en la economía del constructor o persona que aplicara dicho método. Por el contrario, optimizará el diseño estructural sin excederse en la parte económica.
13. Se considera que la presente investigación es un aporte importante en la actualización de la investigación sísmica ya que existe cierta escases de información respecto a la consideración de pilotes barrenados en un análisis de Interacción Suelo – Estructura.
14. Se puede decir que se cumplieron ampliamente los objetivos planteados inicialmente, ya que se demostró que existe una relación entre el

comportamiento de los elementos estructurales y la consideración de flexibilidad en los apoyos de la estructura.

## 8.2 RECOMENDACIONES

1. Se recomienda el uso y aplicación del método planteado (Norma Rusa) en el presente trabajo ya que no se superó el control de derivas o desplazamientos máximos según la norma E – 030 de diseño sismorresistente.
2. Es recomendable mejorar la norma peruana E – 030, adicionando la flexibilidad en el suelo, ya que esto nos permite un mejor comportamiento estructural y desde luego esta consideración lo convierte en un análisis más cercano a lo real.
3. Se recomienda el uso del método presentado ya que es adaptable con programas de cómputo como el SAP2000, que facilita el análisis y diseño de estructuras en la actualidad.
4. Para futuras investigaciones similar a la presente, se recomienda realizar un estudio de suelos bien detallado, exigiendo que se tengan presente todos los parámetros que se utilizaran en el cálculo de masas, coeficientes de rigidez traslacionales y/o rotacionales y amortiguadores según la Norma Rusa. Ya que el suelo de la ciudad de Chimbote es altamente licuable y presenta un material arenoso no plástico con un nivel freático alto.
5. Se recomienda el uso del método presentado por la alta actividad sísmica presente en nuestro país, siendo uno de los más sísmicos del mundo.
6. Es recomendable la consideración de flexibilidad en el suelo también por no excederse en la parte económica, ya que se dan incrementos y decrementos en los diferentes elementos estructurales. Esto genera un balance económico y es conveniente para el constructor.
7. Se recomienda el uso de este método, ya que se está unificando la Ingeniería Geotécnica y la Ingeniería Estructural y es imposible negar la amplia relación que existe entre la estructura y la interacción con los apoyos del suelo de fundación.
8. Finalmente se recomienda que las investigaciones sobre Interacción Suelo – Estructura con pilotes continúen ya que se considera un campo abierto en la investigación sísmica.

**CAPITULO IX: BIBLIOGRAFIA**

- Libros del Dr. Genner Villarreal:
  - Villarreal Castro, G (2006), *Interacción Suelo-Estructura en Edificaciones con zapatas aisladas*, 1era edición, Lima, Perú.
  - Villarreal Castro, G (2007), *Interacción Suelo-Estructura en Edificios Altos*, 1era edición, Lima, Perú.
- Ulitsky VM (2005), *Soil-Structure Interaction: Calculation Methods and Engineering*, Practice. Volume I. Sant Petersburg.
- San Bartolomé, Á (Noviembre 1999). *Análisis de Edificios*. 2da edición. Lima, Perú.
- Blanco Blasco, A (1991). *Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú.
- Norma técnica Peruana E 020 Cargas.
- Norma técnica Peruana E 030 Diseño Sismorresistente.
- Norma técnica Peruana E 050 Suelos y Cimentaciones.
- Norma técnica Peruana E 060 Concreto Armado.
- Norma técnica Peruana E 070 Albañilería.
- Capitulo Peruano ACI (Diciembre 2000). *Norma de construcciones en concreto estructural y comentarios (ACI 318-99)*. Lima,
- Nawy, EG. (1988). *Concreto Reforzado Un enfoque básico*. 1era edición. Lima, Perú.
- Harsem, TE (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. 3era edición. Lima, Perú.
- Castillo, J.; (1993), "Peligro Sísmico en el Perú", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 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.
- Alva Hurtado, J; Scaletti Farina, H; Rivera Feijóo, J; Morales, R, Zegarra Ciquero, L; Gamio, E; Fuentes Ortiz, C, Casabonne, C (Mayo 1993), *Cimentaciones de Concreto Armado en edificaciones – capítulo del ACI*. 2da edición, Lima, Perú.

- Bernal I y Tavera H (Diciembre 2002), *Geodinámica, Sismicidad y Energía Sísmica del Perú*, Lima, Peru. Pp. 6 - 10
- Kuroiwa Horiuchi, J (Julio 2011), *Mapa de vulnerabilidad física del Perú: Contribuciones al tema de reducción de riesgo de desastres*, Lima, Perú.
- Alva Hurtado, JE (2011), “*El Terremoto del 31 de mayo de 1970 - Licuación de suelos en Chimbote*”, ponencia presentada al 40 aniversario del terremoto de Ancash, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Universidad de Piura – Biblioteca Central. Área de Procesos Técnicos (2011), *Guía para la elaboración de citas y referencias bibliográficas, según el estilo Harvard*, Piura, Perú.
- Sociedad Internacional de Ingeniería Geotécnica y Mecánica de Suelos. Consultado, 30 de octubre de 2013. Website: <http://www.issmge.org/en/>
- Wikipedia. Enciclopedia multimedia. Website: <http://es.wikipedia.org>.
  - Wikipedia. Enciclopedia multimedia. “*Escala Sismológica de Richter*”. Consultado, 30 de octubre de 2013. Website: [http://es.wikipedia.org/wiki/Escala\\_sismol%C3%B3gica\\_de\\_Richter](http://es.wikipedia.org/wiki/Escala_sismol%C3%B3gica_de_Richter)
  - Wikipedia. Enciclopedia multimedia. “*Escala sismológica de Mercalli*”. Consultado, 30 de octubre de 2013. Website: [http://es.wikipedia.org/wiki/Escala\\_sismol%C3%B3gica\\_de\\_Mercalli](http://es.wikipedia.org/wiki/Escala_sismol%C3%B3gica_de_Mercalli)
  - Wikipedia. Enciclopedia multimedia. “*Escala sismológica de magnitud de momento*”. Consultado, 30 de octubre de 2013. Website: [http://es.wikipedia.org/wiki/Escala\\_sismol%C3%B3gica\\_de\\_magnitud\\_de\\_momento](http://es.wikipedia.org/wiki/Escala_sismol%C3%B3gica_de_magnitud_de_momento)
  - Wikipedia. Enciclopedia multimedia. “*Anexo: Terremotos de mayor magnitud*”. Consultado, 30 de octubre de 2013. Website: [http://es.wikipedia.org/wiki/Anexo:Terremotos\\_de\\_mayor\\_magnitud](http://es.wikipedia.org/wiki/Anexo:Terremotos_de_mayor_magnitud)
  - Wikipedia. Enciclopedia multimedia. “*Terremoto de Ancash de 1970*”. Consultado, 01 de noviembre de 2013. Website: [http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto\\_de\\_%C3%81ncash\\_de\\_1970](http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_%C3%81ncash_de_1970)
  - Wikipedia. Enciclopedia multimedia. “*Anexo: Terremotos en el Perú*”. Consultado, 03 de noviembre de 2013. Website: [http://es.wikipedia.org/wiki/Anexo:Terremotos\\_en\\_el\\_Per%C3%BA](http://es.wikipedia.org/wiki/Anexo:Terremotos_en_el_Per%C3%BA)

- Wikipedia. Enciclopedia multimedia. “*Terremoto de Áncash de 1970*”. Consultado, 04 de noviembre de 2013. Website: [http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto\\_de\\_%C3%81ncash\\_de\\_1970](http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_%C3%81ncash_de_1970)
- Instituto Geofísico del Perú. Website: <http://www.igp.gob.pe>
  - Instituto Geofísico del Perú. “*La Red Sísmica Nacional*”. Consultado, 30 de octubre de 2013. Website: [http://www.igp.gob.pe/portal/index.php?option=com\\_content&iiew=article&id=341&lang=es](http://www.igp.gob.pe/portal/index.php?option=com_content&iiew=article&id=341&lang=es)
- PerúEduca: Sistema Digital para el aprendizaje. Website: <http://www.perueduca.edu.pe/web/visitante/inicio>
  - PerúEduca: Sistema Digital para el aprendizaje. “*Red Sísmica Nacional y Proyectos*”. Consultado, 01 de noviembre de 2013. Website: [http://portal.perueduca.edu.pe/estudiantes/xtras/web/atlas/autoplay/Docs/03\\_mapas/07\\_igp/07\\_igp.htm](http://portal.perueduca.edu.pe/estudiantes/xtras/web/atlas/autoplay/Docs/03_mapas/07_igp/07_igp.htm)
  - PerúEduca: Sistema Digital para el aprendizaje. “*TABLA N°1: ACELERÓGRAFOS DE PROYECTOS Y COOPERACIÓN CON CERESIS*”. Consultado, 01 de noviembre de 2013. Website: [http://portal.perueduca.edu.pe/estudiantes/xtras/web/atlas/autoplay/Docs/03\\_mapas/07\\_igp/docs/07\\_tabla1.htm](http://portal.perueduca.edu.pe/estudiantes/xtras/web/atlas/autoplay/Docs/03_mapas/07_igp/docs/07_tabla1.htm)
  - PerúEduca: Sistema Digital para el aprendizaje. “*TABLA N°2: ESTACIONES DE LA RED SÍSMICA NACIONAL Y PROYECTOS*”. Consultado, 01 de noviembre de 2013. Website: [http://portal.perueduca.edu.pe/estudiantes/xtras/web/atlas/autoplay/Docs/03\\_mapas/07\\_igp/docs/07\\_tabla2.htm](http://portal.perueduca.edu.pe/estudiantes/xtras/web/atlas/autoplay/Docs/03_mapas/07_igp/docs/07_tabla2.htm)
- Observatorio de Moquegua, “*Sismicidad de Perú*”. Consultado, 01 de noviembre de 2013. Website: [http://observatoriomoquegua.org/index.php?option=com\\_content&view=article&id=22&Itemid=49](http://observatoriomoquegua.org/index.php?option=com_content&view=article&id=22&Itemid=49)
- Universidad de Mendoza (Argentina). “*Cimentaciones – Interacción Suelo Estructura*”. Consultado, 01 de noviembre de 2013. Website: <http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5-anterior/CIMENTACIONES.htm>

- Universidad Nacional de Ingeniería Lima.MiGeo: Blog de noticias, opiniones y conceptos relativos a las geociencias, con énfasis en los desastres naturales. “¿Cuál es el Futuro de los Sismos en Perú?”. Consultado, 01 de noviembre de 2013. Website: <http://www.migeo.pe/2007/08/cul-es-el-futuro-de-los-sismos-en-per.html>
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID). Consultado, 01 de noviembre de 2013. Website: <http://www.cismid-uni.org/>
- Global Ingenieros. “El Terremoto y el Aluvión”. Consultado, 01 de noviembre de 2013. Website: <http://globalingenieros.com/el-terremoto-y-el-aluvion/>
- Libros de Congresos Nacionales de Ingenieros civiles desde el año de 1988.
- Investigaciones hechas en internet.

## CAPITULO X: ANEXOS

### 10.1 CALCULO DE MASAS, RIGIDECES Y AMORTIGUADORES PARA CABEZALES SEGÚN LA NORMA RUSA

Se muestra el cálculo de masas, rigideces y amortiguadores del cabezal 1.80 x 1.80

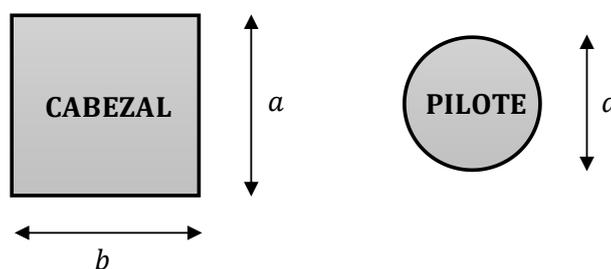
#### MASAS Y RIGIDECES POR NORMA RUSA

##### CABEZAL 1.80 X 1.80

Datos a ingresar:

$f_c =$	280 Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresion del concreto
$\gamma_c =$	2400 Kg/m <sup>3</sup>	Peso especifico del concreto.
$a =$	1.80 m	Ancho del cabezal.
$b =$	1.80 m	Base del cabezal.
$e =$	0.80 m	Espesor del cabezal.
$d =$	0.75 m	Diametro del pilote
$l_n =$	14.00 m	Longitud del pilote.

Grafico:



1. Los coeficientes  $\beta_z^*$  y  $\beta_x^*$  se determinan por las fórmulas

$$\beta_x^* = 0,25\beta_z^* \quad \beta_z^* = k^* \frac{\sum_{k=1}^{K_l^*} c_{p,k} l_k}{c_0 l}$$

$k^*$ : Coeficiente asumido igual a 2 para pilotes de concreto armado de alta resistencia

$c_{n,k}$ : Resistencia elástica del suelo en la superficie lateral del pilote en el estrato

$l_k$ : Espesor del estrato  $k$  del suelo;

$c_0$ : Coeficiente igual a 10000 kN/m<sup>3</sup> (1000 T/m<sup>3</sup>);

$l$ : Profundidad del pilote en el suelo, m;

$$k^* = 2 \quad l = 14.00 \text{ m}$$

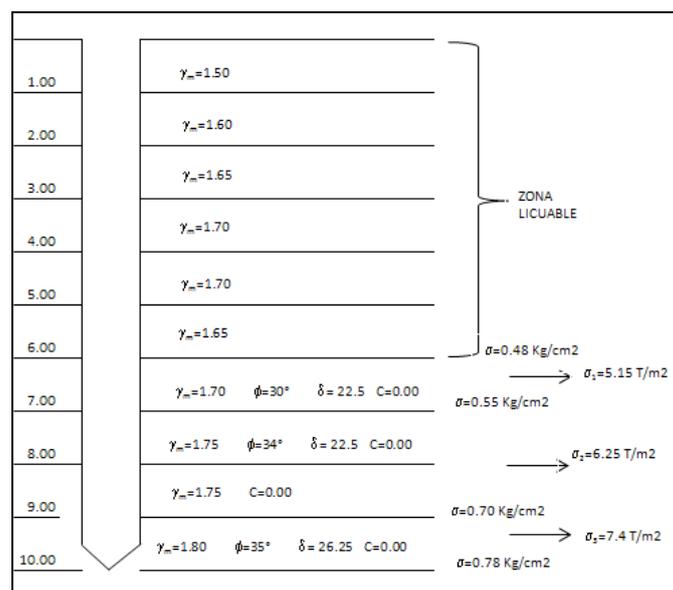
$$c_0 = 1000 \text{ Ton/m}^3$$

Para la resistencia elástica

Arenas	$c_p, kN/m^3 (T/m^3)$ para suelos con diferente humedad		
	muy húmedo	húmedo	poco húmedo
Medianamente grandes:			
Porosos	$1,5 \cdot 10^4 (1500)$	$2 \cdot 10^4 (2000)$	$3 \cdot 10^4 (3000)$
Medios densos	$3 \cdot 10^4 (3000)$	$4 \cdot 10^4 (4000)$	$5 \cdot 10^4 (5000)$
Pequeños:			
Porosos	<b><math>1 \cdot 10^4 (1000)</math></b>	$1,5 \cdot 10^4 (1500)$	$2,5 \cdot 10^4 (2500)$
Medios densos	$2 \cdot 10^4 (2000)$	$3 \cdot 10^4 (3000)$	<b><math>4 \cdot 10^4 (4000)</math></b>
Polvos:			
Porosos	$0,5 \cdot 10^4 (500)$	$1 \cdot 10^4 (1000)$	$1,5 \cdot 10^4 (1500)$
Medios densos	$1 \cdot 10^4 (1000)$	$1,5 \cdot 10^4 (1500)$	$2,5 \cdot 10^4 (2500)$

Del estudio de suelos del proyecto

En el estudio de suelos no consideran los 6 primeros metros por tener licuación. Por lo tanto en nuestro analisis dividiremos en 2 partes (6 metros de licuacion y 8 metros de comportamiento diferente del suelo), ya que el pilote mide 14 metros.



Para  $C_{p,k}$ :

<b>Lk= 6.00 m</b>
<b><math>C_{p,k} (T/m^3)</math></b>
1000

<b>Lk= 8.00 m</b>
<b><math>C_{p,k} (T/m^3)</math></b>
4000

Por lo tanto:

$$\beta_z^* = 5.43$$

$$\beta_x^* = 1.36$$

## 2. La masa asumida de la cimentación con pilotes, lo calculamos por las fórmulas

$$m_{x,red} = m_r + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,0} \quad m_{z,red} = m_r + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,0}$$

$m_r$ : masa del cabezal ( $T \cdot s^2/m$ )

$m_{i,p}$ : masa de la parte  $i$  del pilote hincado en el suelo ( $T \cdot s^2/m$ )

$m_{i,0}$ : masa de la parte  $i$  del pilote, ubicado sobre la superficie del terreno ( $T \cdot s^2/m$ )

$$m_r = \frac{\text{Vol. de cabezal} * \gamma_c}{9.81} = 0.634 \text{ Ton.s}^2/m$$

$$m_{i,p} = \frac{\text{Vol. de pilote} * \gamma_c}{9.81} = 1.513 \text{ Ton.s}^2/m$$

$$m_{i,0} = 0.000 \text{ Ton.s}^2/m$$

Por lo tanto:

$$m_{x,red} = m_{y,red} = 2.688 \text{ Ton.s}^2/m$$

$$m_{z,red} = 8.848 \text{ Ton.s}^2/m$$

## 3. Calculamos el coeficiente de deformación elástica del sistema "pilote – suelo" a través de la fórmula:

$$\bar{\alpha} = 2 \sqrt[5]{\frac{K b_p}{\gamma_c E_b I}}$$

Para el coeficiente de proporcionalidad "K"

Suelo alrededor del pilote	Coefficiente de proporcionalidad $K$ , $kN/m^4 (T/m^4)$
Arena grande ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ); arcilla y arena arcillosa dura ( $I_L < 0$ )	18000 – 30000 (1800 – 3000)
Arena pequeña ( $0,6 \leq e \leq 0,75$ ); arena mediana ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ); greda arenosa compacta ( $I_L < 0$ ); arcilla y arena arcillosa medianamente compacta ( $0 \leq I_L \leq 0,5$ )	12000 – 18000 (1200 – 1800)
Arena polvorosa ( $0,6 \leq e \leq 0,8$ ); greda arenosa plástica ( $0 \leq I_L \leq 1$ ); arcilla y arena arcillosa suavemente plástica ( $0,5 \leq I_L \leq 0,75$ )	7000 – 12000 (700 – 1200)
Arcilla y arena arcillosa variablemente plástica ( $0,75 \leq I_L \leq 1$ )	4000 – 7000 (400 – 700)
Arena gravosa ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ); suelo grande con componentes arenosos	50000 – 100000 (5000 – 10000)

Por lo tanto usamos la interpolación

Suelo	K (Ton/m <sup>4</sup> )
0.6	700
0.8	1200
0.8	1200

$K$ : Coeficiente de proporcionalidad,  $\frac{kN}{m^4} \left( \frac{T}{m^4} \right)$  dependiente del tipo de suelo alrededor del pilote y determinado por la tabla 1 de la Norma Rusa SNIP 2.02.03 – 85

$b_p$ : Ancho convencional del pilote, m, asumido igual a  $b_p = d + 1$ , m para pilotes con diámetro 0,8m y más; y para el resto de dimensiones de la sección del pilote  $b = 1,5a + 0,5$ , m, siendo  $a$  el lado mayor.

$$\gamma_c = 3$$

$E_b$ : módulo de elasticidad del material del pilote, kPa ( $T/m^2$ )

$I$ : momento de inercia de la sección transversal del pilote, m<sup>4</sup>

$$K = 1200 \quad \gamma_c = 3 \quad I = 0.016 \text{ m}^4$$

$$b_p = 1.75 \text{ m} \quad E_b = 2509980.08 \text{ Ton/m}^2$$

Reemplazando:

$$\bar{\alpha} = 0.895 \text{ m}^{-1}$$

4. Los coeficientes  $A_0, B_0, C_0$  se determinan por la tabla 6:

$\bar{l}$	Pilote apoyado en suelo no rocoso			Pilote apoyado en suelo rocoso			Pilote empotrado en suelo rocoso		
	$A_0$	$B_0$	$C_0$	$A_0$	$B_0$	$C_0$	$A_0$	$B_0$	$C_0$
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,500
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,942	0,072	0,180	0,600
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,140	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,170	0,319	0,798
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1,0	18,030	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14,916	18,160	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	12,552	14,041	17,944	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,050	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,240	1,014	1,028	1,415
1,6	7,154	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,134	1,480
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,730	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,190	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2,0	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,894	1,841	1,460	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,080	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,713	1,673	1,701	2,240	1,586	1,685
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,600	2,687	2,330	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,453	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3,0	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711
≥4,0	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,750	2,401	1,600	1,732

Para longitud referencial:

$$\bar{l} = \bar{\alpha} l$$

$$\bar{l} = 12.53 \text{ m}$$

*Coficiente de deformacion elastica suelo – pilote;  $\bar{\alpha}$*

$$\bar{\alpha} = 0.895 \text{ m}^{-1}$$

Profundidad del pilote en el suelo:

$$l = 14.00 \text{ m}$$

Por lo tanto los coeficientes serian:

$$A_0 = 2.441$$

$$B_0 = 1.621$$

$$C_0 = 1.751$$

**5. Para los pilotes empotrados en el cabezal, el coeficiente  $p$  se determina por la fórmula:**

$$p = A_0 + \frac{1}{C_0 + l_0 \bar{\alpha}} \left\{ B_0 [(l_0 \bar{\alpha})^2 - B_0] + \frac{(l_0 \bar{\alpha})^3}{3} \left( C_0 + \frac{l_0 \bar{\alpha}}{4} \right) \right\}$$

$l_0$ : Distancia de la base del cabezal hasta la superficie del suelo, m; para cabezal bajo

$$l_0 = 1.25 \text{ m} \quad (\text{Cabezal Alto})$$

$$l_0 \bar{\alpha} = 1.12 \text{ m}$$

Reemplazando:

$$p = 2.563$$

**6. Ahora calculamos el coeficiente de rigidez  $K_{x,red}$  con la formula:**

$$K_{x,red} = \frac{NE_b \bar{l}^3}{p}$$

$N$ : Numero de pilotes

$E_b$ : módulo de elasticidad del material del pilote, kPa ( $T/m^2$ )

$I$ : momento de inercia de la sección transversal del pilote,  $m^4$

Coficiente de deformacion elastica suelo – pilote;  $\bar{\alpha}$

Coficiente para pilotes empotrados en el cabezal;  $p$

$$E_b = 2509980.08 \text{ Ton/m}^2 \quad \bar{\alpha} = 0.895 \text{ m}^{-1} \quad p = 2.563$$

$$l = 0.016 \text{ m} \quad N = 1 \text{ Pilote}$$

Por lo tanto:

$$K_{x,red} = 10908.69 \text{ Ton/m}$$

$$K_{y,red} = 10908.69 \text{ Ton/m}$$

**7. El coeficiente de compresión elástica uniforme del suelo en el nivel del extremo inferior del pilote se calcula por la fórmula:**

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

$A$ : área de la base de la cimentación ( $\text{m}^2$ ), asumida como el área mayor de la parte inferior de la sección transversal del pilote

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

$b_0$  = coeficiente ( $\text{m}^{-1}$ ) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas 1,5. El valor de este coeficiente se duplica para pilotes hincados.

$E$  = módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación,  $\text{kPa} \left( \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \right)$ , determinadas por la Norma Rusa SNIP 2.02.01 – 83 \*

$$A = 0.44 \text{ m}^2 \quad b_0 = 1.20 / \text{m}$$

$$A_{10} = 10.00 \text{ m}^2$$

Para  $E$ , tomamos el estudio de suelos:

Módulo de deformación  $E$ ,  $\text{MPa}(\text{kgf}/\text{cm}^2)$  para arenas

Tipo de arena	Coeficiente de porosidad $e$			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Grava y arena grande	50(500)	40(400)	30(300)	-
Arena mediana	50(500)	40(400)	30(300)	→
Arena pequeña	48(480)	38(380)	28(280)	18(180)
Polvillo	39(390)	28(280)	18(180)	11(110)

Tenemos:  $e = 0.80$

$$E = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

Tomamos el espesor de 6 metros ya que nos pide "E" que se trata de la deformación en la base de la cimentación

Por lo tanto:  $E = 1000.00 \text{ T/m}^2$

Reemplazando valores:

$$C_z^* = 6909.20 \text{ Ton/m}^3$$

8. Calculamos  $\alpha$ ,  $c_{p,m}$  y  $\bar{\beta}$  por las formulas:

$$\alpha = \frac{C_z^*}{E_b} \quad c_{p,m} = \frac{\sum_{k=1}^{k_l} c_{p,k} l_k}{l} \quad \bar{\beta} = \sqrt{\frac{c_{p,m} u}{E_b A_p}}$$

$C_z^*$ : coeficiente de compresión elástica uniforme del suelo en el nivel del extremo inferior del pilote

$E_b$ : módulo de elasticidad del material del pilote, kPa ( $T/m^2$ )

$c_{p,k}$ : Resistencia elástica del suelo en la superficie lateral del pilote en el estrato k (6 m)

$c_{p,k}$ : Resistencia elástica del suelo en la superficie lateral del pilote en el estrato k (8 m)

$l_k$ : Espesor del estrato k del suelo (6 m);

$l_k$ : Espesor del estrato k del suelo (8 m);

$l$ : Profundidad del pilote en el suelo, m;

$u$ : Perímetro de la sección transversal del pilote (m);

$A_p$ : área de la sección transversal del pilote,  $m^2$ ;

$$\begin{array}{lll} C_z^* = 6909.20 \text{ Ton/m}^3 & l_k(6 \text{ m}) = 6.00 \text{ m} & u = 2.36 \text{ m} \\ E_b = 2509980.08 \text{ Ton/m}^2 & l_k(8 \text{ m}) = 8.00 \text{ m} & \\ c_{p,k}(6 \text{ m}) = 1000.00 \text{ Ton/m}^3 & l = 14.00 \text{ m} & \\ c_{p,k}(8 \text{ m}) = 4000.00 \text{ Ton/m}^3 & A_p = 0.44 \text{ m}^2 & \end{array}$$

Reemplazando:

$$\alpha = 0.0028/\text{m}$$

$$c_{p,m} = 2714.3 \text{ Ton/m}^3$$

$$\bar{\beta} = 0.0759/\text{m}$$

9. Calculamos  $K_{z,red}^*$  por la formula:

$$K_{z,red}^* = N E_b A_p \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} \tanh(\bar{\beta} l) + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha \tanh(\bar{\beta} l)}$$

$N$ : número de pilotes;

$E_b$ : módulo de elasticidad del material del pilote, kPa ( $\frac{T}{m^2}$ );

$A_p$ : área de la sección transversal del pilote,  $m^2$ ;

$$\bar{\beta} = \sqrt{\frac{c_{p,m} u}{E_b A_p}}$$

$l$ : Profundidad del pilote en el suelo, m;

$$\alpha = \frac{C_z^*}{E_b}$$

$$\begin{array}{lll} N = & 1 \text{ Pilote} & \bar{\beta} = 0.0759/\text{m} & l = 14.00 \text{ m} \\ E_b = & 2509980.08 \text{ Ton/m}^2 & A_p = 0.44 \text{ m}^2 & \alpha = 0.0028/\text{m} \end{array}$$

Por lo tanto:

$$K_{z,red}^* = 67395.84 \text{ Ton/m}$$

**10. Calculamos  $K_{z,red}$  por la formula:**

$$K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^*}{1 + \frac{K_{z,red}^* l_0}{NE_b A_p}}$$

$l_0$ : Distancia de la base del cabezal hasta la superficie del suelo, m; para cabezal bajo

$$K_{z,red}^* = NE_b A_p \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} th(\bar{\beta} l) + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha th(\bar{\beta} l)}$$

$N$ : número de pilotes;

$E_b$ : módulo de elasticidad del material del pilote, kPa  $\left(\frac{T}{m^2}\right)$ ;

$A_p$ : área de la sección transversal del pilote,  $m^2$ ;

$$\begin{array}{lll} l_0 = & 1.25 \text{ m} & N = 1 \text{ Pilote} & E_b = 2509980.08 \text{ Ton/m}^2 \\ K_{z,red}^* = & 67395.84 \text{ Ton/m} & A_p = 0.44 \text{ m}^2 & \end{array}$$

Reemplazando:

$$K_{z,red} = 62637.10 \text{ Ton/m}$$

**11. Para las vibraciones horizontal – rotacionales, los momentos de inercia de la masa de la cimentación con pilotes se calculan por las fórmulas:**

$$\theta_{\varphi,red} = \theta_{\varphi,r} + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{h,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,0} r_{h,i}^2 \quad \theta_{\varphi^0,red} = \theta_{\varphi,red} + h_2^2 m_r$$

$\theta_{\varphi,r}$ : Momento de inercia de la masa del cabezal respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración ( $T \cdot m \cdot s^2$ );

$$\beta_z^* = k^* \frac{\sum_{k=1}^{k_l^*} c_{p,k} l_k}{c_0 l}$$

$m_{i,p}$ : Masa de la parte  $i$  del pilote hincado en el suelo ( $T \cdot s^2/m$ );

$m_{i,0}$ : Masa de la parte  $i$  del pilote, ubicado sobre la superficie del terreno ( $T \cdot s^2/m$ );

$r_{h,i}$ : Distancia desde el eje  $i$  del pilote hasta el eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad de la base del cabezal perpendicular al plano de vibración;

$h_2$ : Distancia del centro de gravedad de la masa  $m_r$  hasta la base del cabezal, m;

$m_r$ : Masa del cabezal ( $T \cdot s^2/m$ );

$$\begin{array}{lll} m_{i,p} = & 1.513 \text{ Ton.s}^2/\text{m} & \beta_z^* = 5.43 & h_2 = 0.40 \text{ m} \\ m_{i,0} = & 0.000 \text{ Ton.s}^2/\text{m} & m_r = 0.634 \text{ Ton.s}^2/\text{m} & \end{array}$$

Reemplazando:

$$\theta_{\varphi,r}(x) = \frac{m_r a^2}{12} = 0.171$$

$$\theta_{\varphi,r}(y) = \frac{m_r b^2}{12} = 0.171$$

$$\sum_{i=1}^N r_{h,i}^2(x) = 0.00 \text{ m}^2$$

$$\sum_{i=1}^N r_{h,i}^2(y) = 0.00 \text{ m}^2$$

$$\theta_{\varphi x,red} = 0.17 \text{ Ton.s}^2.\text{m}$$

$$\theta_{\varphi x^0,red} = 0.27 \text{ Ton.s}^2.\text{m}$$

$$\theta_{\varphi y,red} = 0.17 \text{ Ton.s}^2.\text{m}$$

$$\theta_{\varphi y^0,red} = 0.27 \text{ Ton.s}^2.\text{m}$$

12. Calculamos los coeficientes de rigidez  $K_{\varphi x,red}$  y  $K_{\varphi y,red}$  a través de la fórmula:

$$K_{\varphi,red} = \frac{K_{z,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{h,i}^2$$

$$K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^*}{1 + \frac{K_{z,red}^* l_0}{NE_b A_p}} = 62637.10 \text{ Ton/m}$$

$$N = 1 \text{ Pilote}$$

$$\sum_{i=1}^N r_{h,i}^2(x) = 0.00 \text{ m}^2$$

$$\sum_{i=1}^N r_{h,i}^2(y) = 0.00 \text{ m}^2$$

Reemplazando:

$$K_{\varphi x,red} = 0.00 \text{ Ton.m}$$

$$K_{\varphi y,red} = 0.00 \text{ Ton.m}$$

13. El momento de inercia de la masa de la cimentación con pilotes, para vibraciones rotatorias alrededor del eje vertical se determina por la fórmula:

$$\theta_{\psi,red} = \theta_{\psi,r} + \beta_x^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} r_{v,i}^2 + \sum_{i=1}^N m_{i,0} r_{v,i}^2$$

$r_{v,i}$ : Distancia del eje  $i$  del pilote, hasta el eje vertical, que pasa por el centro de gravedad del cabezal, m.

$\theta_{\psi,r}$ : Momento de inercia de la masa del cabezal, respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad del cabezal;  $\theta_{\psi,r} = \frac{m_r(a^2 + b^2)}{12}$

$$\beta_x^* = 0,25\beta_z^*$$

$m_{i,p}$ : Masa de la parte  $i$  del pilote hincado en el suelo ( $T \cdot s^2/m$ );

$m_{i,0}$ : Masa de la parte  $i$  del pilote, ubicado sobre la superficie del terreno ( $T \cdot s^2/m$ );

$$\begin{aligned} \theta_{\psi,r} &= 0.342 \text{ Ton.s}^2/\text{m} & \beta_x^* &= 1.357 & m_{i,0} &= 0.000 \text{ Ton.s}^2/\text{m} \\ m_{i,p} &= 1.513 \text{ Ton.s}^2/\text{m} & & & & \end{aligned}$$

Reemplazando valores:

$$\sum_{i=1}^N r_{v,i}^2 = 0.00 \text{ m}$$

$$\theta_{\psi z, red} = 0.342 \text{ Ton.s}^2/\text{m}$$

14. Calculamos el coeficiente de rigidez  $K_{\psi z, red}$  por la fórmula:

$$K_{\psi, red} = \frac{K_{x, red}}{N} \sum_{i=1}^N r_{v,i}^2$$

$$K_{x, red} = \frac{NE_b I \alpha^3}{p} = 10908.69 \text{ Ton/m} \quad \sum_{i=1}^N r_{v,i}^2 = 0.00 \text{ m}$$

$$N = 1 \text{ Pilote}$$

Reemplazando:

$$K_{\psi z, red} = 0.00 \text{ Ton.m}$$

15. Calculamos amortiguaciones relativas con las formulas:

$$\xi_x = 0.6 \xi_z$$

$$\xi_\varphi = 0.5 \xi_z$$

$$\xi_\psi = 0.3 \xi_z$$

Por lo tanto:

$$\xi_z = 0.50 \quad (\text{Vibraciones desconocidas o no establecidas})$$

$$\xi_x = 0.30$$

$$\xi_\varphi = 0.25$$

$$\xi_\psi = 0.15$$

16. Los parametros de amortiguacion critica para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, con las que junto a las rigideces conformaran el elemento DAMPER, se determinan por medio de las formulas:

$$\eta_x = 2\xi_x \sqrt{K_x m_x}$$

$$\eta_y = 2\xi_y \sqrt{K_y m_y}$$

$$\eta_z = 2\xi_z \sqrt{K_z m_z}$$

$$\eta_{\varphi x} = 2\xi_{\varphi x} \sqrt{K_{\varphi x} I_x}$$

$$\eta_{\varphi y} = 2\xi_{\varphi y} \sqrt{K_{\varphi y} I_y}$$

$$\eta_{\varphi z} = 2\xi_{\varphi z} \sqrt{K_{\varphi z} I_z}$$

$$\xi_x = 0.30$$

$$K_x = 10908.69 \text{ Ton/m}$$

$$m_x = 2.688 \text{ Ton.s}^2/\text{m}$$

$$\xi_{\varphi x} = 0.25$$

$$K_{\varphi x} = 0.00 \text{ Ton.m}$$

$$I_x = 0.016 \text{ m}^4$$

$$\xi_y = 0.30$$

$$K_y = 10908.69 \text{ Ton/m}$$

$$m_y = 2.688 \text{ Ton.s}^2/\text{m}$$

$$\xi_{\varphi y} = 0.25$$

$$K_{\varphi y} = 0.00 \text{ Ton.m}$$

$$I_y = 0.016 \text{ m}^4$$

$$\xi_z = 0.50$$

$$K_z = 62637.10 \text{ Ton/m}$$

$$m_z = 8.848 \text{ Ton.s}^2/\text{m}$$

$$\xi_{\varphi z} = 0.15$$

$$K_{\varphi z} = 0.00 \text{ Ton.m}$$

$$I_z = 171.500 \text{ m}^4$$

Por lo tanto:

$$\eta_x = 102.74 \qquad \eta_{\varphi x} = 0.00$$

$$\eta_y = 102.74 \qquad \eta_{\varphi y} = 0.00$$

$$\eta_z = 744.47 \qquad \eta_{\varphi z} = 0.00$$

## 15. RESUMEN

MASAS Y MOMENTOS DE INERCIA DE CABEZALES					
$m_x$	$m_y$	$m_z$	$\theta_{\varphi x}$	$\theta_{\varphi y}$	$\theta_{\varphi z}$
Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> /m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m	Ton.s <sup>2</sup> .m
2.69	2.69	8.85	0.27	0.27	0.34

COEFICIENTES DE RIGIDEZ TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{\varphi x}$	$K_{\varphi y}$	$K_{\varphi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
10909	10909	62637	0	0	0

AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS TRASLACIONALES Y ROTACIONALES					
$\eta_x$	$\eta_y$	$\eta_z$	$\eta_{\varphi x}$	$\eta_{\varphi y}$	$\eta_{\varphi z}$
Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton.m	Ton.m	Ton.m
102.74	102.74	744.47	0.00	0.00	0.00

## 10.2 CALCULO DE BAJADA DE CARGAS PARA VIGAS

Se presentan los parámetros para la bajada de cargas

### BAJADA DE CARGAS

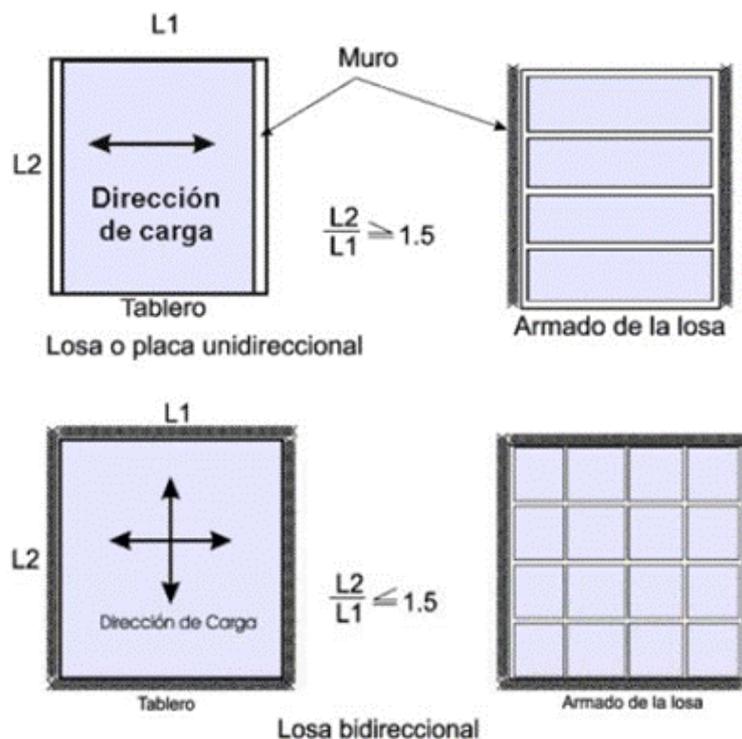
Hacemos este proceso con el fin de distribuir lo mas uniformemente posible, las cargas de la losa aligerada a las vigas para su analisis en el SAP2000. Se debe tomar en consideracion las siguientes condiciones.

#### 1. DIRECCION DEL ARMADO

Las losas pueden ser armadas en una o en dos direcciones, esto quiere decir que pueden estar apoyadas en dos lados opuestos o en todo su perímetro. La dirección del armado de una losa depende básicamente de las dimensiones de sus lados y de las condiciones de apoyo de los mismos, y será determinante en el comportamiento estructural tanto de la losa como de sus elementos de apoyo.

$$\frac{L_{mayor}}{L_{menor}} \geq 1,5 \rightarrow \text{Armar en la dirección mas corta} \quad (1)$$

$$\frac{L_{mayor}}{L_{menor}} < 1,5 \rightarrow \text{Armar en dos direcciones} \quad (2)$$



## 2. PESOS EN LOSA ALIGERADA

Según RNE - Norma E-020 (Cargas)

Para una losa de espesor  $e = 20$  cm, tenemos:

### CARGA MUERTA:

	Entrepiso	Azotea
Carga Muerta de losa	420 Kg/m <sup>2</sup>	420 Kg/m <sup>2</sup>
Acabados	100 Kg/m <sup>2</sup>	100 Kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería	100 Kg/m <sup>2</sup>	-
TOTAL	620 Kg/m <sup>2</sup>	520 Kg/m <sup>2</sup>

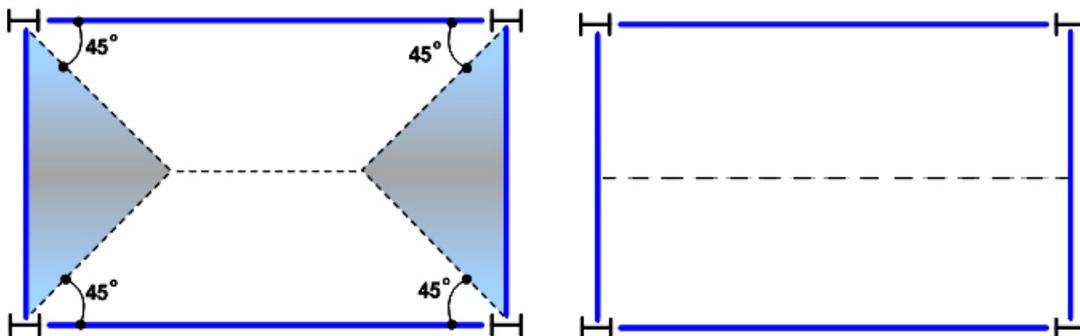
**CARGA VIVA:** 250 Kg/m<sup>2</sup> En entrepiso

150 Kg/m<sup>2</sup> En azotea

## 3. OBTENCION DE AREAS TRIBUTARIAS

En losas de 2 direcciones tenemos 2 triángulos y 2 trapecios como áreas tributarias.

En losas de 1 dirección tenemos 2 triángulos áreas tributarias.



## 4. BAJADA DE CARGAS:

Con los datos necesarios obtenidos, nos vamos a la siguiente fórmula:

$$\frac{\text{AREA DE LA FIGURA} * \text{CARGA}}{\text{LADO}} = \text{PESO DE VIGA (Kg/m)}$$

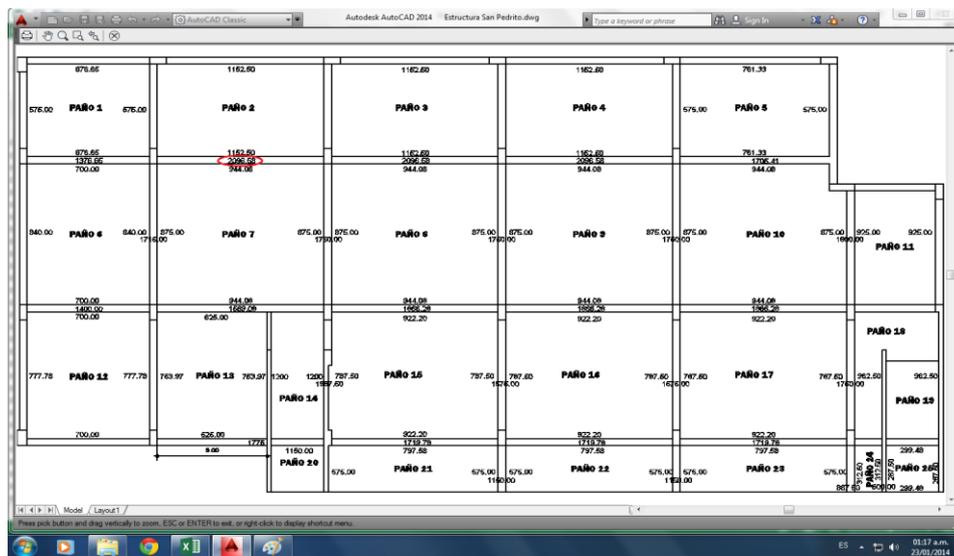
## 10.2.1 BAJADA DE CARGAS EN PRIMER NIVEL

Se presenta el resumen del cálculo de bajada de cargas, mostrando las cargas máximas que se tomaron para el análisis.

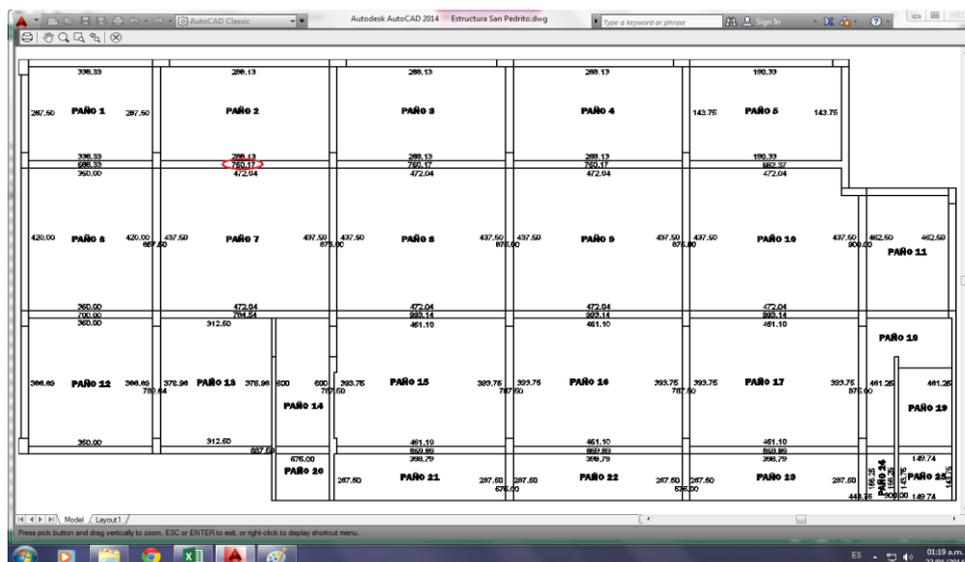
### RESUMEN DE BAJA DE CARGAS EN PRIMER NIVEL

Se calculo la bajada de cargas en cada viga, teniendo que sumar 2 cargas en muchos casos para dar una carga total a algunas vigas. Por lo que se tiene en Autocad la carga maxima que se introdujera en al analisis del SAP2000.

CARGA MUERTA MAXIMA:  $2599.76 \text{ kg/m}$  = 2.60 Ton/m



CARGA VIVA MAXIMA:  $1048.29 \text{ kg/m}$  = 1.05 Ton/m



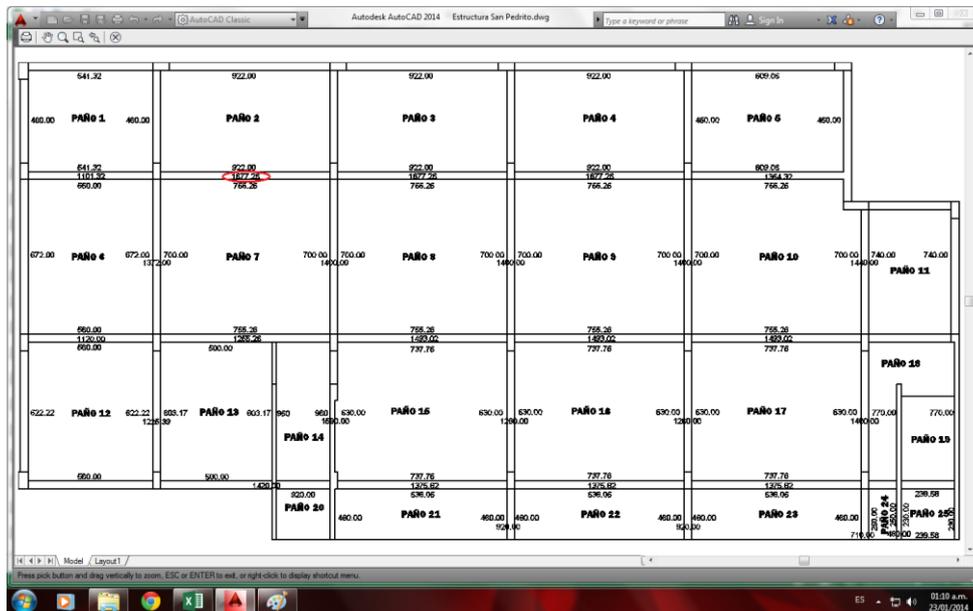
## 10.2.2 BAJADA DE CARGAS EN SEGUNDO NIVEL

Se presenta el resumen del cálculo de bajada de cargas, mostrando las cargas máximas que se tomaron para el análisis.

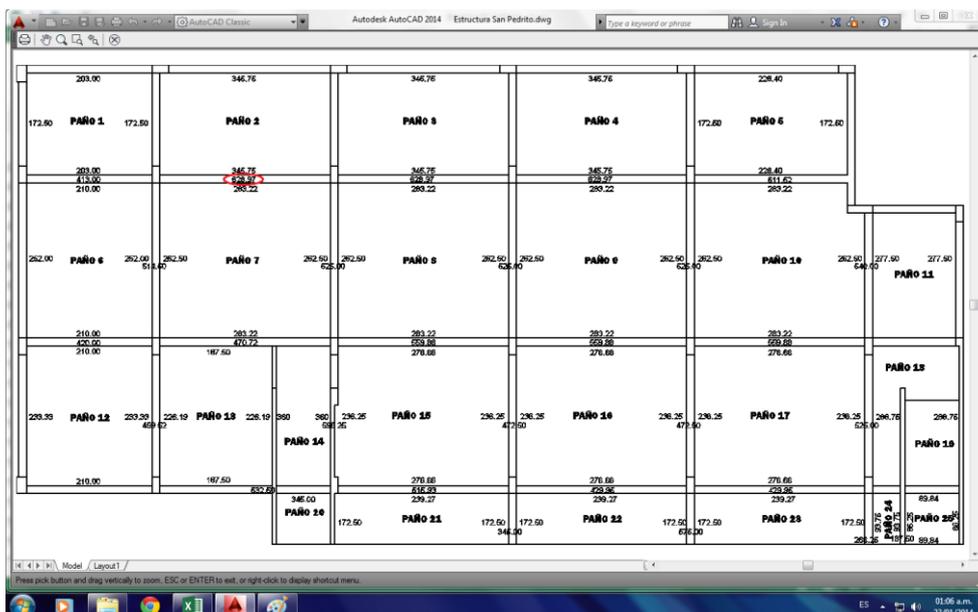
### RESUMEN DE BAJA DE CARGAS EN SEGUNDO NIVEL

Se calculo la bajada de cargas en cada viga, teniendo que sumar 2 cargas en muchos casos para dar una carga total a algunas vigas. Por lo que se tiene en Autocad la carga maxima que se introdujera en al analisis del SAP2000.

CARGA MUERTA MAXIMA:  $2180.44 \text{ kg/m}$  = 2.18 Ton/m



CARGA VIVA MAXIMA:  $628.97 \text{ kg/m}$  = 0.63 Ton/m



# **INFORME TÉCNICO**

**ESTUDIO DE SUELOS CON FINES**

**DE CIMENTACIÓN**

**SOLICITANTE:**

**CASAHUAMAN INGENIEROS SAC**

**PROYECTO:**

**AGENCIA BCP SAN PEDRITO**

**UBICACION :**

**DISTRITO : CHIMBOTE**

**PROVINCIA : SANTA**

**DEPARTAMENTO : ANCASH**

**NOVIEMBRE, 2012**

## INDICE

- 1.0 GENERALIDADES
  - 1.1 Objeto del Estudio
  - 1.2 Ubicación del Área en Estudio
  - 1.3 Características del Proyecto
  
- 2.0 INVESTIGACIONES EFECTUADAS
  - 2.1 Trabajos de Campo
    - 2.1.1 Sondajes
    - 2.1.2 Ensayos de Penetración Estándar (SPT)
    - 2.1.3 Muestreo Disturbado
    - 2.1.4 Registro de Exploraciones
  - 2.2 Ensayos de Laboratorio
  - 2.3 Clasificación de Suelos
  
- 3.0 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO
  
- 4.0 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN
  - 4.1 Análisis de Licuación
    - 4.1.1 Método Simplificado de Seed e Idriss
  
- 5.0 ANALISIS DE LA CIMENTACION
  - 5.1 Tipo y Profundidad de los Cimientos
  - 5.2 Cálculo Capacidad Portante
  - 5.3 Calculo de Asentamientos
  
- 6.0 CONTENIDO DE SALES

7.0 ASPECTOS SISMICOS

8.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## **ANEXOS**

### **ANEXO I**

- Registro de Excavaciones

### **ANEXO II**

- Resultados de los Ensayos de Laboratorio

### **ANEXO III**

- Material Fotográfico

### **ANEXO IV**

- Plano de Ubicación de Exploraciones y Perfil Estratigráfico.

### **ANEXO V**

- Mapa de Zonificación Sísmica del Perú

### **ANEXO VI**

- Análisis de Licuación

## INFORME TÉCNICO

### 1.0 GENERALIDADES

#### 1.1 Objeto del Estudio

El presente Informe tiene por objeto realizar un Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto: *Agencia BCP San Pedrito*, el mismo que se ha efectuado por medio de trabajos de exploración de campo y ensayos de laboratorio, necesarios para definir el perfil estratigráfico del área en estudio, así como sus propiedades de esfuerzo y deformación, proporcionándose las condiciones mínimas de cimentación, indicándose tipo y profundidad de los cimientos, capacidad portante admisible, magnitud de asentamientos, así como las especificaciones de construcción y las recomendaciones necesarias.

#### 1.2 Ubicación del Área en Estudio

El terreno en estudio se encuentra ubicado en la Av. Victor Raúl Haya de la Torre Mz I lote 01 - Distrito de Chimbote, Provincia de Santa y Departamento de Ancash.

#### 1.3 Características del Proyecto

El proyecto consiste en la construcción de 02 pisos más azotea, estructurado por medio de pórticos de concreto armado, techos aligerados, transmitiendo cargas del orden de 40 - 45 ton/col.

### 2.0 INVESTIGACIONES EFECTUADAS

#### 2.1 Trabajos de Campo

##### 2.1.1 Sondajes

Con la finalidad de definir las características del subsuelo, se realizaron 03 sondajes, distribuidos convenientemente en el área en estudio, con las siguientes profundidades:

**CUADRO DE SONDAJES**

Exploración N°	S.P.T. + Wash Boring	Nivel Freático (m)
S-1	14.45	1.40
S-2	14.45	1.40
S-3	14.00	1.90

*Nota: Ver Anexo IV – Plano de Ubicación de Exploraciones*

**2.1.2 Ensayos de Penetración Estándar (SPT)**

El ensayo de penetración estándar consiste en contabilizar el número de golpes necesarios para hacer penetrar un tubo o cuchara de caña partida de  $\phi=2''$  de diámetro, un total de 0.45 m, utilizando un martillo de 140 lbs de peso, dejado caer desde 30'' de altura, contabilizando el número de golpes necesarios para hacer penetrar el penetrómetro los 0.30 m últimos.

Las pruebas se efectuaron en las siguientes profundidades:

**CUADRO DE ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)**

SONDAJE		S-1					
SPT N°		1	2	3	4	5	6
Prof.(m)		1.00 – 1.45	2.00 – 2.45	3.00 – 3.45	4.00 – 4.45	5.00 – 5.45	6.00 – 6.45
N° de golpes	15	2	7	9	3	7	6
	15	1	4	10	10	14	8
	15	2	7	12	19	17	12
	30 cm últimos	3	11	22	29	31	20

SONDAJE		S-1					
SPT N°		7	8	9	10	11	12
Prof.(m)		7.00 – 7.45	8.00 – 8.45	9.00 – 9.45	10.0 – 10.45	11.0 – 11.45	12.0 – 12.45
N° de golpes	15	6	11	10	11	9	13
	15	15	17	19	22	25	29
	15	18	26	28	31	34	39
	30 cm últimos	33	43	47	53	59	68

# CAA Ing. Consultores eirl

INGENIERIA DE CIMENTACIONES  
PROYECTOS - CONSULTORIA

SONDAJE		S-1	
SPT N°		13	14
Prof.(m)		13.00 – 13.45	14.00 – 14.45
N° de golpes	15	12	26
	15	31	32
	15	42	39
	30 cm últimos	73	71

SONDAJE		S-2					
SPT N°		1	2	3	4	5	6
Prof.(m)		1.00 – 1.45	2.00 – 2.45	3.00 – 3.45	4.00 – 4.45	5.00 – 5.45	6.00 – 6.45
N° de golpes	15	2	5	8	7	8	8
	15	5	7	11	9	16	12
	15	2	7	13	19	22	16
	30 cm últimos	7	14	24	28	38	28

SONDAJE		S-2					
SPT N°		7	8	9	10	11	12
Prof.(m)		7.00 – 7.45	8.00 – 8.45	9.00 – 9.45	10.0 – 10.45	11.0 – 11.45	12.0 – 12.45
N° de golpes	15	20	12	9	10	13	10
	15	32	22	18	20	23	27
	15	34	36	26	32	34	37
	30 cm últimos	66	58	44	52	57	64

SONDAJE		S-2	
SPT N°		13	14
Prof.(m)		13.00 – 13.45	14.00 – 14.45
N° de golpes	15	11	34
	15	29	31
	15	40	39
	30 cm últimos	69	70

SONDAJE		S-3					
SPT N <sup>o</sup>		1	2	3	4	5	6
Prof.(m)		1.00 – 1.45	2.00 – 2.45	3.00 – 3.45	4.00 – 4.45	5.00 – 5.45	6.00 – 6.45
N <sup>o</sup> de golpes	15	3	6	10	6	8	7
	15	2	6	12	10	15	10
	15	2	7	13	20	18	12
	30 cm últimos	4	13	25	30	33	22

SONDAJE		S-3					
SPT N <sup>o</sup>		7	8	9	10	11	12
Prof.(m)		7.00 – 7.45	8.00 – 8.45	9.00 – 9.45	10.0 – 10.45	11.0 – 11.45	12.0 – 12.45
N <sup>o</sup> de golpes	15	11	18	11	9	19	21
	15	18	22	18	21	27	28
	15	29	29	30	30	36	38
	30 cm últimos	47	51	48	51	63	66

SONDAJE		S-3
SPT N <sup>o</sup>		13
Prof.(m)		13.00 – 13.45
N <sup>o</sup> de golpes	15	18
	15	28
	15	40
	30 cm últimos	68

### 2.1.3 Muestreo Disturbado

Se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

Además se extrajo 02 muestras representativas, para realizar ensayos de análisis químicos de contenido de sales agresivas al concreto.

### 2.1.3 Registro de Exploraciones

Paralelamente al muestreo se realizó el registro de cada una de las calicatas,

anotándose las principales características de los tipos de suelos encontrados, tales como: espesor, humedad, plasticidad, número de golpes, etc.

## 2.2 Ensayos de Laboratorio

Los ensayos se han realizando en el Laboratorio de Mecánica de Suelos C.A.A. Ingenieros Consultores EIRL y el Laboratorio de Suelo y Agua LASA Ingenieros, de acuerdo a la siguiente relación:

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422.
- Límite Líquido ASTM D-4318
- Límite Plástico ASTM D-4318
- Contenido Humedad ASTM D-2216
- Análisis Químico de Sales Agresivas al Concreto

## 2.3 Clasificación de Suelos

Los suelos han sido clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según se muestra en el siguiente cuadro:

### CUADRO DE CLASIFICACION

Sondaje N°	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1
Prof. (m)	1.00 – 1.25	1.25 – 1.45	3.00 – 3.45	5.00 – 5.45	7.45 – 8.00	9.00 – 9.45
Ret. No. 4	4.14	---	9.90	7.34	0.17	---
Pasa No. 200	50.69	6.02	28.80	1.45	12.03	6.90
L.L.(%)	25.00	---	---	---	---	---
I.P. (%)	8.87	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
SUCS	CL - ML	SP – SM	SM	SP	SM	SP - SM

# CAA Ing. Consultores eirl

INGENIERIA DE CIMENTACIONES  
PROYECTOS - CONSULTORIA

Sondaje N°	S-1	S-1	S-2	S-2	S-2	S-2
Prof. (m)	11.00 – 11.45	13.00 – 13.45	2.00 - 2.45	4.00 – 4.30	4.30 – 4.45	6.00 – 6.45
Ret. No. 4	---	---	---	6.05	---	7.42
Pasa No. 200	13.15	9.62	22.41	1.39	20.05	1.45
L.L.(%)	---	---	---	---	---	---
I.P. (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
SUCS	SM	SP - SM	SM	SP	SM	SP

Sondaje N°	S-2	S-2	S-2	S-2	S-3	S-3
Prof. (m)	8.00 – 8.45	10.00 – 10.45	12.00 – 12.45	14.00 – 14.45	3.00 – 3.45	5.00 – 5.45
Ret. No. 4	0.20	---	0.09	---	12.40	7.52
Pasa No. 200	13.10	74.32	24.51	10.11	25.73	2.08
L.L.(%)	---	29.40	---	---	---	---
I.P. (%)	N.P.	1.97	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
SUCS	SM	ML	SM	SP - SM	SM	SP

Sondaje N°	S-3	S-3	S-3	S-3	S-3
Prof. (m)	6.00 – 6.45	8.00 - 8.45	9.00 – 9.45	10.00 – 10.45	13.00 – 13.45
Ret. No. 4	7.55	0.22	---	---	---
Pasa No. 200	1.80	12.88	5.85	6.18	9.25
L.L.(%)	---	---	---	---	---
I.P. (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
SUCS	SP	SM	SP - SM	SP - SM	SP- SM

### 3.0 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

En base a los trabajos de campo y ensayos de laboratorio se presenta la siguiente conformación:

En el sondaje S-1 se presenta una losa de concreto de 0.10 m de espesor, continuando hasta la profundidad de 0.40 m con un relleno consistente en bolsas de plásticos y gravas angulosas con matriz de arena limosa, continuando hasta la profundidad de 1.45 m con arenas limosas, no plásticas, color beige, en estado suelto a semicompacto; entre la profundidad de 1.45 m – 10.00 m se presentan arenas de grano fino a medio y arenas limosas, no plásticas, color plomizo con conchuelas y gravillas, en estado semicompacto, subyaciendo hasta la profundidad explorada de 14.45 m con arenas limosas y arenas con limos, de grano fino a medio, no plástica, con micas y conchuelas, en estado compacto.

El nivel freático se presenta a la profundidad de 1.40m.

En el sondaje S-2 se presenta una losa de concreto de 0.15 m de espesor, continuando hasta la profundidad de 0.40 m con un relleno consistente en bolsas de plásticos y gravas con matriz arena limosa; entre la profundidad de 0.40 m – 2.00 m se presentan arenas limosas, no plásticas, en estado suelto, continuando hasta la profundidad de 8.00 m con arenas limosas y arenas de grano fino a medio, no

plásticas, color beige, con gravillas y conchuelas, en estado semicompacto, subyaciendo hasta la profundidad explorada de 14.45 m con arenas limosas y arenas con limos, de grano fino a medio, no plásticas, color plumizo, con gravillas y conchuelas, en estado semicompacto a compacto.

El nivel freático se presenta a la profundidad de 1.40m.

En el sondaje S-3 se presenta una losa de concreto, material removido y afirmado con un espesor de 0.90 m, continuando hasta la profundidad de 2.00 m con arenas limosas y arenas arcillosas, color beige, húmedas, en estado suelto; entre la profundidad de 2.00 – 8.00 m se presentan arenas limosas, y arenas de grano fino a medio, color plumizo, con micas, en estado semicompacto, subyaciendo hasta la profundidad explorada de 14.00 m con arenas limosas y arenas con limos, de grano fino a medio, no plásticas, color plumizo, con micas, en estado semicompacto a compacto.

El nivel freático se presenta a la profundidad de 1.90 m.

#### **4.0 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN**

De los sondajes S-1, S-2 y S-3 el nivel freático se presenta a la profundidad de 1.40 – 1.90 m; se efectuó un análisis de licuación por el método de SEED and IDRIS (1971), considerando el nivel freático a la profundidad de 1.00 m.

##### **4.1 Análisis de Licuación**

###### **4.1.1 Método Simplificado de Seed e Idriss**

###### **a) Esfuerzo Cortante Inducido**

$$\frac{\tau_d}{\sigma_0} = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma_0} r_d$$

Donde:

$\tau_d$  = Esfuerzo de corte promedio inducido por el terremoto

$a_{\max}$  = Aceleración máxima en la superficie del terreno

$g$  = Aceleración de la gravedad

$\sigma_0$  = Esfuerzo total vertical a la profundidad considerada.

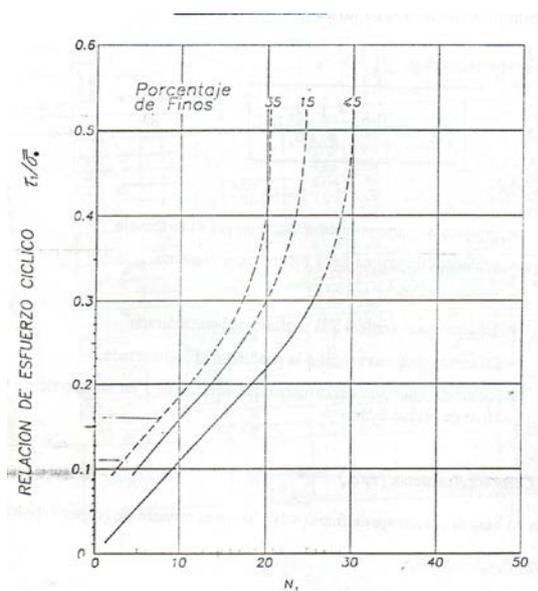
- $\bar{\sigma}_0$  = Esfuerzo efectivo vertical a la profundidad considerada
- $r_d$  = Factor de reducción del esfuerzo que decrece de 1 en la superficie a 0.9 a 10 m de profundidad

**b) Esfuerzo Cortante Resistente  $(\tau_1/\bar{\sigma}_0)$**

Se determina en base al porcentaje de finos (< N° 200) y el número de golpes del SPT corregido.

Liao y Whitman (1985) propusieron la siguiente relación para evaluar  $C_n$ :

$$C_n = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}_0}}, \bar{\sigma}_0 \text{ en Kg/cm}^2$$



Por otra parte los números de golpes de la prueba de Penetración Estándar se han corregido de acuerdo a la siguiente formula:

$$N'_{60} = N \cdot C_N \cdot \frac{E_r}{0.60} \cdot E_c \cdot E_l \cdot E_D$$

Donde:

$N'_{60}$ : valor corregido para la energía especificada

$N$ : valor del número de golpes sin corregir.

$C_N$ : ajuste por presión de sobrecarga efectiva  $p'_o$  calculado [Liao y Whitman] como:

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{p'_0}}$$

Er: Corrección por la energía del equipo utilizado; Er = 0.6905

Ec: Corrección por pérdida de energía en la cabeza de golpeo; Ec=0.71

Ei: Corrección por reflexión de la onda de compresión en las barras; Ei=0.75 de 1.00m– 2.00 m; Ei= 0.80 de 2.00 m– 4.00 m; Ei= 0.85 de 4.00 m– 6.00 m; Ei= 0.95 de 6.00 m– 8.00 m

Ed: Corrección por diámetro de la perforación; Ed = 1

Para el procesamiento de la información y obtención del N<sub>1(60)</sub> y N<sub>60</sub> representativo, se ha considerado en general el nivel freático a -1.00 metros.

Profundidad (m)	N Campo	γ Ton/m <sup>3</sup>	SUCS	σ' <sub>v</sub> kg/cm <sup>2</sup>	C <sub>N</sub> = √(1/p' <sub>0</sub> ) (*)	Factores de Corrección					N <sub>1(60)</sub>	N <sub>60</sub>
						E <sub>i</sub>	E <sub>c</sub>	E <sub>s</sub>	E <sub>d</sub>	Er / 0.60		
1.00	3	1.50	SP - SM	0.150	1.700	0.75	0.71	1	1	1.151	3.12	1.84
2.00	11	1.60	SP - SM	0.210	1.700	0.75	0.71	1	1	1.151	11.46	6.74
3.00	22	1.651.7	SM	0.275	1.700	0.75	0.71	1	1	1.151	22.92	13.48
4.00	28	17.00	SM	0.345	1.700	0.80	0.71	1	1	1.151	31.12	18.31
5.00	31	1.65	SP	0.415	1.550	0.80	0.71	1	1	1.151	31.41	20.27
6.00	20	1.70	SP	0.480	1.440	0.85	0.71	1	1	1.151	20.00	13.89
7.00	33	1.75	SM	0.550	1.350	0.85	0.71	1	1	1.151	30.95	22.92
8.00	43	1.75	SM	0.625	1.260	0.95	0.71	1	1	1.151	42.06	33.38
9.00	44	1.80	SP-SM	0.700	1.200	0.95	0.71	1	1	1.151	40.99	34.16
10.00	51	1.80	SP-SM	0.780	1.130	0.95	0.71	1	1	1.151	44.74	39.53
11.00	57	1.80	SM	0.860	1.080	1.00	0.71	1	1	1.151	50.31	46.58
12.00	64	1.80	SM	0.940	1.030	1.00	0.71	1	1	1.151	53.87	52.30
13.00	68	1.80	SP-SM	1.020	0.990	1.00	0.71	1	1	1.151	55.01	55.57
14.00	70	1.80	SP-SM	1.100	0.950	1.00	0.71	1	1	1.151	54.34	57.20

Luego, teniendo en cuenta los resultados de los ensayos de Penetración Estándar (N<sub>60</sub>) y distribución granulométrica efectuados en los Sondaje y considerando un coeficiente sísmico de K=0.30, se obtienen los siguientes resultados:

**ANALISIS DE LICUACIÓN - N.F: 1.00 m**

Prof. (m)	$\gamma_t$ Ton/m <sup>3</sup>	Cont Finos (%)	D <sub>50</sub> mm	N <sub>60</sub>	Esf Tot Kg/cm <sup>2</sup>	Esf. Efec Kg/m <sup>2</sup>	F
1.00	1.50	6.02	0.55	2	0.15	0.150	0.161
2.00	1.60	6.02	0.55	7	0.31	0.210	0.579
3.00	1.65	28.80	0.16	13	0.475	0.270	3.207
4.00	1.70	20.05	0.25	18	0.645	0.345	4.173
5.00	1.70	1.45	0.65	20	0.815	0.415	1.500
6.00	1.65	1.45	0.66	14	0.98	0.480	0.559
7.00	1.70	12.03	0.18	23	1.15	0.550	2.877
8.00	1.75	13.10	0.17	33	1.325	0.625	3.904
9.00	1.75	6.90	0.18	34	1.50	0.700	3.947
10.00	1.80	6.18	0.17	40	1.68	0.780	4.024
11.00	1.80	13.15	0.16	47	1.86	0.860	4.116
12.00	1.80	24.51	0.13	52	2.04	0.940	4.223
13.00	1.80	9.25	0.19	56	2.22	1.020	4.343
14.00	1.80	10.11	0.18	57	2.40	1.100	4.478

Donde:

**F** : Esfuerzo Cortante Resistente / Esfuerzo Cortante Inducido

De los cálculos anteriores se desprende que los estratos arenosos del perfil estratigráfico presentan licuación hasta la profundidad de 6.00 m.

## **5.0 ANALISIS DE LA CIMENTACION**

### **5.1 Tipo y Profundidad de los Cimientos**

De acuerdo a la descripción del perfil estratigráfico los cimientos se apoyarán sobre pilotes excavados de 30" de diámetro hasta una profundidad de 10.00 m, medido con respecto al nivel del terreno actual, atravesando las arenas licuables apoyados sobre las arenas con limos, no plásticas, en estado compacto.

### **5.2 Cálculo Capacidad Portante**

A la profundidad antes mencionada los pilotes excavados se apoyarán sobre las arenas con limos, compactados a una profundidad de 10.00 m, cuyas parámetros de resistencia están dados principalmente por el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), la cual depende del número de golpes del ensayo de penetración estándar.

Las capacidades de carga de un pilote aisladas están dados por medio de la siguiente relación:

$$Q_{dy} = Q_p + Q_f$$

$$Q_{dy} = q_d A_p + \sum S_s A_L$$

Donde:

- $Q_{dy}$  : Capacidad de carga del pilote aislado.  
 $Q_p$  : Capacidad de carga en la punta.  
 $Q_f$  : Capacidad de carga por fricción lateral.  
 $q_d$  : Capacidad de carga unitaria del suelo a la profundidad de la punta del pilote.  
 $A_p$  : Area de la punta del pilote.  
 $S_s$  : Fricción lateral en la superficie de contacto pilote-suelo.  
 $A_L$  : Area lateral del pilote.

$$S_s = K_{Hc} \times \bar{\sigma}_v \times \text{Tg} \delta \times 2\pi r L$$

Donde:

- $K_{Hc}$  : 0.70 (Coeficiente de Empuje Lateral)  
 $\bar{\sigma}_v$  : Presión efectiva geostática  
 $\delta$  : Ángulo de fricción suelo concreto =  $\frac{3}{4} \phi^\circ$   
 $L$  : Longitud del tramo analizado  
 $r$  : Radio del pilote.

Finalmente la capacidad portante admisible se obtiene de la menor de las siguientes relaciones:

$$Q_{ad} = \frac{Q_b + Q_s}{2.50}$$

$$Q_{ad} = \frac{Q_s}{1.50} + \frac{Q_b}{3.0}$$

El asentamiento de un pilote bajo una carga de trabajo vertical  $Q_w$ , es causada por tres factores:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \dots \dots \dots (1)$$

Donde:

- $S$  = Asentamiento total del pilote  
 $S_1$  = Asentamiento elástico del pilote

$S_2$ = Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

$S_3$ = Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste.

El asentamiento elástico del pilote  $S_1$  se determina:

$$S_1 = \frac{(Q_p + \xi Q_s)L}{A_p E_p} \dots\dots\dots(2)$$

Donde :

$Q_p$ = Carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo.

$Q_s$ = Carga por resistencia de fricción (superficial) bajo condición de carga de trabajo.

$A_p$ = Área de la sección transversal del pilote

$L$ = Longitud del pilote

$E_p$ = Módulo de elasticidad del material del pilote

$\xi$ = Magnitud que depende de la resistencia por fricción (superficial) unitario a lo largo del fuste:  $\xi = 0.5$  para una distribución uniforme o parabólica en el fuste; para una distribución triangular  $\xi=0.67$ .

El asentamiento de un pilote causado por la carga en la punta se expresa:

$$S_2 = \frac{Q_p C_p}{D q_p} \dots\dots\dots(3)$$

Donde:

$Q_p$ = Carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo.

$q_p$ = Resistencia ultima en la punta del pilote

$D$ = Diámetro del pilote

$C_p$ = Coeficiente empírico (Ver tabla)

**Valores típicos de  $C_p$**

Tipo de suelo	Pilote hincado	Pilote perforado
Arena (densa a suelta)	0.02-0.04	0.09-0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02-0.03	0.03-0.06
Limo (denso a suelto)	0.03-0.05	0.09-0.12

Tomado de "Design of Pile Foundations," por A.S. Vesic, en NCHRP  
*Synthesis of Highway Practice 42*, Transportation Research Board, 1977.  
 Reimpreso con autorización.

El asentamiento de un Pilote causado por la carga llevada por el fuste se da por medio de la siguiente relación:

$$S_3 = \frac{Q_s C_s}{L q_p} \dots\dots\dots(4)$$

Donde:

$C_s$ = Constante empírica =  $(0.93+0.16 \sqrt{L/D}) C_p$

$L$ = Longitud del pilote empotrado

$Q_s$ = Carga por resistencia de fricción (superficial) bajo condición de carga de trabajo.

$q_p$ = Resistencia ultima en la punta del pilote

1.00	$\gamma_m=1.50$	ZONA LICUABLE	
2.00	$\gamma_m=1.60$		
3.00	$\gamma_m=1.65$		
4.00	$\gamma_m=1.70$		
5.00	$\gamma_m=1.70$		
6.00	$\gamma_m=1.65$		$\sigma=0.48 \text{ Kg/cm}^2$
7.00	$\gamma_m=1.70 \quad \phi=30^\circ \quad \delta=22.5 \quad C=0.00$	$\sigma=0.55 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_1=5.15 \text{ T/m}^2$
8.00	$\gamma_m=1.75 \quad \phi=34^\circ \quad \delta=22.5 \quad C=0.00$		$\sigma_1=6.25 \text{ T/m}^2$
9.00	$\gamma_m=1.75 \quad C=0.00$	$\sigma=0.70 \text{ Kg/cm}^2$	
10.00	$\gamma_m=1.80 \quad \phi=35^\circ \quad \delta=26.25 \quad C=0.00$	$\sigma=0.78 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_1=7.4 \text{ T/m}^2$

**Por fricción (no se esta considerando los 6.00 m iniciales por ser zona de licuación)**

$$Q_f = 0.70 \times 5.5 \text{ Ton/m}^2 \times \text{Tg } 22.5^\circ \pi \times 0.75 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 3.76 \text{ Ton}$$

$$0.70 \times 6.25 \text{ Ton/m}^2 \times \text{Tg } 25.5^\circ \pi \times 0.75 \text{ m} \times 2 \text{ m} = 9.83 \text{ Ton}$$

$$0.70 \times 7.4 \text{ Ton/m}^2 \times \text{Tg } 26.25^\circ \pi \times 0.75 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 6.08 \text{ Ton}$$

$$\Sigma Q_f = 19.67 \text{ Ton.}$$

Por punta:

Considerando como referencia un pilote excavado de concreto de diámetro

$\phi=30''$  ;

$$A_p = 0.442 \text{ m}^2.$$

Para  $\phi = 35^\circ \quad N_q = 25$

$$Q_p = N_q \times \sigma_v \times A_p = 25 \times 0.442 \text{ m}^2 \times 7.8 \text{ Ton/m}^2 = 86.19 \text{ Ton.}$$

Aplicando los criterios de factor de seguridad:

$$Q_{ad} = \frac{Q_f}{1.50} + \frac{Q_p}{3.0} = 41.84 \text{ Ton}$$

$$Q_{ad} = \frac{Q_p + Q_f}{2.50} = 42.34 \text{ Ton}$$

$Q_{ad} = 41.84 \text{ Ton}$
------------------------------

### 5.3 Calculo de Asentamientos

De la ecuación (2)

Datos:

$$Q_p = 28.73 \text{ Ton}$$

$$Q_s = 13.11 \text{ Ton}$$

$$A_p = 0.442 \text{ m}^2$$

$$L = 10.00 \text{ m}$$

$$E_p = 2.1 \times 10^6 \text{ Ton/m}^2$$

$$\xi = 0.67$$

Reemplazando valores se obtiene:

$$S_1 = 0.05 \text{ cms}$$

De la ecuación (3)

$$Q_p = 28.73 \text{ Ton}$$

$$q_p = 195.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$D = 0.75 \text{ m}$$

$$C_p = 0.09$$

Reemplazando valores se obtiene:

$$S_2 = 1.77 \text{ cms}$$

De la ecuación (4)

Datos:

$$C_s = 0.14$$

$$L = 10.00 \text{ m}$$

$$Q_s = 13.11 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_p = 195.00 \text{ Ton/m}^2$$

Reemplazando valores se obtiene:

$$S_3 = 0.09 \text{ cms}$$

Luego el asentamiento total es:

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = 1.91 \text{ cms}$$

## 6.0 CONTENIDO DE SALES

Los resultados del análisis físico-químico efectuado con una muestra representativa del subsuelo, muestra los siguientes resultados:

Exploración N°	Profundidad (m)	Cloruros (ppm)	Sulfatos (ppm)	pH
S-2	3.45 – 4.00	340.42	806.90	7.50
S-3	6.00 – 6.45	283.01	833.32	7.60

Los valores se encuentran por debajo de los límites máximos permisibles de agresividad al concreto, pudiéndose emplear por lo tanto Cemento Pórtland Tipo I, en la preparación del concreto de los cimientos.

Sin embargo por estudios efectuados en la zona y la cercanía al mar se recomienda emplear cemento Pórtland Tipo V y un aditivo hidrófugo EUCO DM de Química Suiza o Plastiment HE de Sika o similar en la preparación del concreto de los pilotes y otras obras en contacto con el subsuelo.

## 7.0 ASPECTOS SISMICOS

De acuerdo a la Información Sismológica la Ciudad de Chimbote, se han producido sismos con intensidades promedio de VIII - IX, según la Escala de Mercalli Modificada.

Por otra parte la zona en estudio se encuentra ubicada en la Zona 3 del Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E.030-Diseño Sismo Resistente.

Las Fuerzas Sísmicas Horizontales pueden calcularse de acuerdo a las Normas de Diseño Sismo Resistente según la siguiente relación:

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

Donde :

S = Factor Suelo

Ts = Período Predominante

Z = Factor de Zona

S	Ts	Z
1.4	0.9	0.4

## 8.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base a la exploración de campo, ensayos de laboratorio y al análisis efectuado se puede concluir lo siguiente:

- El terreno en estudio se encuentra ubicado en la Av. Victor Raúl Haya de la Torre Mz I lote 01 - Distrito de Chimbote, Provincia de Santa y Departamento de Ancash.
- El proyecto consiste en la construcción de 02 pisos más azotea, estructurado por medio de pórticos de concreto armado, techos aligerados, transmitiendo cargas del orden de 40 - 45 ton/col.
- El subsuelo del área en estudio en general esta constituido por una losa de concreto de 0.10m – 0.15 m de espesor, continuando hasta las profundidades de 0.40 m – 0.90 m con un material de relleno, material removido y material de afirmado; luego se presentan arenas limosas y arenas con limos no plásticas, en estado suelto a semicompacto, con espesores que varían entre 1.05 m – 1.60 m continuando hasta las profundidades de 8.00 m - 10.00 m, con arenas limosas y arenas con limos, de grano fino a medio, no plásticas, color plumizo, con micas y gravillas en estado semicompacto, subyaciendo hasta la profundidad explorada de 14.00 – 14.45 m con arenas limosas y arenas con limos de grano fino, a medio, no plásticas, color plumizo, con gravillas aisladas, en estado compacto.

El nivel freático se presenta a la profundidad de 1.40 m – 1.90 m.

- De acuerdo al análisis efectuado, el subsuelo presenta licuación hasta la profundidad de 6.00 m.

Tipo de suelo	Profundidad de cimentación (D <sub>f</sub> )	Capacidad Portante (ton)	Asentamientos (cms)	Tipo de cimiento	Tipo de Cemento	Parámetros sísmicos
Arenas limosas y arenas con limos, no plásticas, en estado compacto	10.00 m medido con respecto del nivel de terreno actual	41.84	1.91	Pilotes excavados de 30"	Cemento Portland Tipo V + aditivo hidrófugo	S=1.4 Ts=0.9 Z=0.4

- Se recomienda construir veredas adoquinadas a fin de tomar en cuenta los asentamientos diferenciales que pueden ocurrir por un proceso de licuación.

## PANEL FOTOGRÁFICO



Terreno inicial.



Excavación de poza de lodos con Retroexcavadora.



Ingreso a obra de máquina perforadora Driltech D40k.



Inducción diaria de Seguridad.



Instalación de tubería para poza de agua subterránea.



Instalación de Motobomba de agua en poza de agua subterránea.



Instalaciones Provisionales.



Fabricación de base para zunchos.



Habilitación de acero longitudinal para armadura de refuerzo.



Habilitación de alambre N°16 para armadura de refuerzo.



Habilitación de zunchos.



Habilitación de armadura de refuerzo.



Colocación de separadores en armadura de refuerzo.



Excavación manual para colocación de fundas.



Colocación de funda provisional con Driltech.



Trazo y replanteo de funda.

---



Formación de canales para recirculación de lodo.



Preparación de poza de lodo bentonítico.



Barrenado con lodo bentonítico.



Izamiento de armadura de refuerzo.

---



Instalación de armadura de refuerzo.



Medición de armadura de refuerzo hasta la cota definida.



Instalación de tubería Tremie para fundido de concreto.



Control de calidad del concreto.



Fundido de concreto.



Extracción de funda provisional.



Control de Probetas.



Pilote concluido.



Mantenimiento de equipo Tremie.



Desarenado de poza de lodo bentonítico.



Eliminación de material excedente con Retroexcavadora y Volquete.



Habilitación de pilote para ensayo PIT.



Prueba de Integridad PIT.