

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL DISEÑO DE UNA
ESTRUCTURA CON LAS COMBINACIONES DE CARGA Y LOS
FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA
DEL ACI 318 (71-99) Y ACI 318 (02-11).**

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PABLO MAURICIO BRICHETTO ROBAYO

brichetto85@yahoo.com

DIRECTOR: ING. PATRICIO PLACENCIA

patohpla@hotmail.com

Quito, Julio 2015

DECLARACIÓN

Yo, Pablo Mauricio Brichetto Robayo, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

PABLO BRICHETTO

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Pablo Brichetto, bajo mi supervisión.

ING. PATRICIO PLACENCIA

DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTO

A todas las personas que en el transcurso del tiempo han sido parte de este proceso de formación académica, y que por ende, han colaborado directa e indirectamente para que el presente trabajo como finalidad se materialice; con una especial mención al Ing. Patricio Placencia; su experiencia y aporte técnico-científico fueron básicos y esenciales para la realización de este estudio.

DEDICATORIA

Dedicado a los lectores.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1.....	1
GENERALIDADES	1
1.1 CONCRETO Y CONCRETO REFORZADO.....	1
1.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO	2
1.2.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES SELECCIONADOS PARA EL ANÁLISIS.....	2
1.3 VENTAJAS DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO	3
1.4 DESVENTAJAS DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO	4
1.5 FUNCIONALIDAD, RESISTENCIA Y SEGURIDAD ESTRUCTURAL	5
1.6 FUNDAMENTOS DE DISEÑO	5
1.7 DISPOSICIONES DE SEGURIDAD DEL CÓDIGO ACI.....	6
1.7.1 SOLICITACIÓN DE DISEÑO.....	7
1.7.2 CAPACIDAD UTILIZABLE	9
1.7.3 REDUCCIÓN DE RESISTENCIA O FACTORES Φ	10
1.7.4 SECCIONES CONTROLADAS POR TENSIÓN Y SECCIONES CONTROLADAS POR COMPRESIÓN.....	12
CAPÍTULO 2	
CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	17
2.1 GENERALIDADES	17
2.1.1 CARGAS	18
2.1.2 COMBINACIONES DE CARGA	20
2.1.3 MATERIALES.....	20
2.2 ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS (CASO I)....	21
2.2.1 GENERALIDADES	21
2.2.1.1 Cargas	22

2.2.2 PREDISEÑO	24
2.2.2.1 Vigas.....	24
2.2.2.2 Columnas	24
2.2.2.3 Losa	30
2.2.2.3.1 <i>Resistencia al Cortante de Losas</i>	<i>32</i>
2.2.3 MODELACIÓN	34
2.2.3.1 Datos de Entrada	34
2.2.4 DISEÑO.....	39
2.2.4.1 Vigas.....	39
2.2.4.1.1 <i>Diseño a flexión.....</i>	<i>39</i>
2.2.4.1.2 <i>Cuantía mínima de acero.....</i>	<i>40</i>
2.2.4.1.3 <i>Cuantía máxima de acero.....</i>	<i>40</i>
2.2.4.1.4 <i>Consideraciones Especiales para Diseño Sísmico.....</i>	<i>43</i>
2.2.4.1.5 <i>Ejemplo de diseño a flexión.....</i>	<i>43</i>
2.2.4.1.5 <i>Diseño a corte</i>	<i>46</i>
2.2.4.1.6 <i>Resistencia a Cortante del Concreto.....</i>	<i>47</i>
2.2.4.1.7 <i>Ejemplo de diseño a corte.....</i>	<i>49</i>
2.2.4.2 Columnas	51
2.2.4.2.1 <i>Diagramas de Interacción de las Columnas.....</i>	<i>51</i>
2.2.4.2.2 <i>Diagramas de Interacción para ACI 95 Y 2005</i>	<i>52</i>
2.2.4.2.3 <i>Flexión Uniaxial en Columnas</i>	<i>52</i>
2.2.4.2.4 <i>Diferencias entre los Diagramas de Interacción para ACI 95 Y 2005..</i>	<i>55</i>
2.2.4.2.5 <i>Flexión Biaxial en Columnas.....</i>	<i>56</i>
2.2.4.2.6 <i>Ejemplo de diseño a flexión biaxial</i>	<i>62</i>
2.2.4.2.7 <i>Refuerzo longitudinal</i>	<i>64</i>
2.2.4.2.8 <i>Refuerzo transversal.....</i>	<i>68</i>
2.2.4.2.9 <i>Ejemplo de diseño a corte.....</i>	<i>70</i>
2.2.4.3 Unión Viga-Columna	72
2.2.4.3.1 <i>Resistencia mínima a flexión de las columnas.....</i>	<i>75</i>
2.2.4.3.2 <i>Ejemplo de chequeo de la unión viga-columna.</i>	<i>76</i>
2.2.4.5 Cimentación	79
2.2.4.5.1 <i>Diseño de las zapatas</i>	<i>79</i>
2.2.4.5.2 <i>Presión admisible del suelo</i>	<i>79</i>

2.2.4.5.3 Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en zapatas.....	80
2.2.4.5.4 Refuerzo mínimo.....	81
2.2.4.5.5 Diseño de zapatas sometidas a cargas axiales y momentos.....	81
2.2.4.5.6 Condición A: empotramiento.....	81
2.2.4.5.7 Ejemplo de diseño	82
2.2.4.5.8 Condición B: medio flexible.....	86
2.2.4.5.9 Modelación de la cimentación en medio flexible (SAFE12).....	87
2.2.4.5.10 Ejemplo de diseño	87

2.3 ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS MÁS MUROS ESTRUCTURALES (SISTEMA DUAL-CASO II) 95

2.3.1 GENERALIDADES	95
2.3.1.1 Cargas	96
2.3.2 PREDISEÑO	97
2.3.2.1 Vigas.....	97
2.3.2.2 Columnas	97
2.3.2.3 Losa	98
2.3.2.4 Muros Estructurales	98
2.3.3 MODELACIÓN	98
2.3.3.1 Generalidades	98
2.3.3.2 Revisión de la condición de comportamiento dual	100
2.3.4 DISEÑO.....	103
2.3.4.1 Generalidades	103
2.3.4.2 Vigas.....	103
2.3.4.2.1 Ejemplo de diseño a flexión.....	103
2.3.4.2.2 Ejemplo de diseño a corte.....	108
2.3.4.3 Columnas	111
2.3.4.3.1 Ejemplo de diseño a flexión biaxial	111
2.3.4.3.2 Ejemplo de diseño a corte.....	117
2.3.4.4 Unión Viga-Columna.....	118
2.3.4.4.1 Ejemplo de chequeo de la unión viga-columna.	118
2.3.4.5 Requisitos del ACI para muros de cortante.....	120
2.3.4.5.1 Ejemplo de diseño de muro estructural con cabezales	122
2.3.4.6 Cimentación	130

2.3.4.6.1 Modelación de la cimentación en medio flexible (ETABS9)	130
2.3.4.6.2 Diseño de la viga de cimentación	131
2.3.4.6.3 Refuerzo superficial para vigas profundas	131
2.3.4.6.4 Vigas de gran altura	133
2.3.4.6.5 Requisitos para el diseño por cortante en vigas de gran peralte	133
2.3.4.6.6 Ejemplo de diseño de viga de cimentación	134

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS..... 136

3.1 ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS (CASO I).. 136

3.1.1 VIGAS.....136

3.1.1.1 Flexión136

3.1.1.2 Corte.....151

3.1.2 COLUMNAS160

3.1.2.1 Flexo compresión (biaxial).....160

3.1.2.2 Corte.....168

3.1.3 UNIÓN VIGA COLUMNA.....169

3.1.4 CIMENTACIÓN -ZAPATAS-171

3.3 ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS MÁS MUROS ESTRUCTURALES (SISTEMA DUAL-CASO II) 174

3.3.1 Vigas174

3.3.1.1 Flexión174

3.3.1.2 Corte.....190

3.3.2 COLUMNAS198

3.3.2.1 Flexo compresión (biaxial).....198

3.3.2.2 Corte.....207

3.3.3 UNIÓN VIGA-COLUMNA208

3.3.4 MUROS ESTRUCTURALES.....209

3.3.4 CIMENTACIÓN -VIGAS DE CIMENTACIÓN-210

3.3.4.1 Flexión211

3.3.4.2 Corte.....212

CAPÍTULO 4

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 215

4.1 CONCLUSIONES	215
4.1.1 GENERALIDADES	215
4.1.2 ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS (CASO I).....	215
4.1.2.1 Vigas.....	215
4.1.2.1.1 <i>Flexión</i>	215
4.1.2.1.2 <i>Corte.....</i>	218
4.1.2.2 Columnas	221
4.1.2.2.1 <i>Flexo-compresión y compresión.</i>	221
4.1.2.2.2 <i>Corte.....</i>	223
4.1.2.3 Unión viga columna	224
4.1.2.4 Cimentaciones.....	225
4.1.3 ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS MÁS MUROS ESTRUCTURALES (SISTEMA DUAL-CASO II).....	227
4.1.3.1 Vigas.....	227
4.1.3.1.1 <i>Flexión</i>	227
4.1.3.1.2 <i>Corte.....</i>	231
4.1.3.2 Columnas	234
4.1.3.2.1 <i>Flexo-compresión y compresión</i>	234
4.1.3.2.2 <i>Corte.....</i>	236
4.1.3.3 Unión viga columna	237
4.1.3.4 Muros Estructurales	238
4.1.3.5 Cimentaciones.....	240
4.2 RECOMENDACIONES	245
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	246
ANEXOS	247
ANEXO 1: PREDISEÑO DE COLUMNAS	248
ANEXO 2: REVISIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA.....	250
ANEXO 3: PLANOS ESTRUCTURALES.....	253

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.1 COMBINACIONES DE CARGA -ACI 95 Y 05-.....	7
TABLA 1.2 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA Φ -ACI 95 Y 05-	11
TABLA 2.1 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS -ACI 95 Y 05-	20
TABLA 2.2 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO	20
TABLA 2.3 PESOS DE LAS CARGAS MUERTAS CONSIDERADAS.....	22
TABLA 2.4 PESO DE LA CARGA VIVA CONSIDERADA.....	22
TABLA 2.5 PREDISEÑO DE VIGAS	24
TABLA 2.6 PREDISEÑO DE COLUMNAS.....	30
TABLA 2.7 REVISIÓN DEL ESPESOR DE LOSA.....	32
TABLA 2.8 RESISTENCIA AL CORTANTE DE LOSA CON VIGAS PARA ACI 95 Y 05	34
TABLA 2.9 SECCIONES DE DISEÑO DE VIGAS, COLUMNAS, LOSA (CASO I).....	36
TABLA 2.10 MASA, CENTRO DE MASA (CM) Y CENTRO DE RIGIDEZ (CR) DE CADA NIVEL	37
TABLA 2.11 CORTE BASAL	37
TABLA 2.12 FUERZAS HORIZONTALES	38
TABLA 2.13 RADIOS DE MASA MODAL EFECTIVA	38
TABLA 2.14 DERIVAS DE PISO	38
TABLA 2.15 FLEXIÓN UNIAXIAL EN COLUMNAS -ACI 95 Y 05-	53
TABLA 2.16 COMPARACIÓN DE Φ_{MN} Y Φ_{PN} PARA ACI 95 Y 05.....	54
TABLA 2.17 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE CÁLCULOS MANUALES Y CSICOL PARA LAS CURVAS DE INTERACCIÓN -ACI 95 Y 05-	61
TABLA 2.18 FLEXIÓN BIAIXIAL EN COLUMNAS -ACI 95 Y 05-	65
TABLA 2.19 RADIO DE CAPACIDAD -ACI 318 (71-99)-	66
TABLA 2.20 RADIO DE CAPACIDAD -ACI 318 (02-11)-	67
TABLA 2.21 CORTE CALCULADO PARA COLUMNAS -ACI 95 Y 05-.....	69
TABLA 2.22 CORTE DE DISEÑO PARA COLUMNAS -ACI 95 Y 05-.....	70
TABLA 2.23 FACTOR Γ PARA LA UNIÓN VIGA-COLUMNA.....	73

TABLA 2.24 ANCHO EFECTIVO DE LA UNIÓN VIGA-COLUMNA.....	75
TABLA 2.25 COMBINACIONES DE CARGA DE SERVICIO	79
TABLA 2.26 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ZAPATAS	80
TABLA 2.27 PRE DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.....	83
TABLA 2.28 REVISIÓN DE LAS PRESIONES EN EL SUELO BAJO LA ZAPATA.....	83
TABLA 2.29 CARGAS DE DISEÑO DE LA ZAPATA -COLUMNA C5-.....	83
TABLA 2.30 DISEÑO DE LA ZAPATA -ACI95-.....	84
TABLA 2.31 DISEÑO DE LA ZAPATA -ACI05-.....	85
TABLA 2.32 ACERO DE REFUERZO PARA LA ZAPATA EN SENTIDO X, Y -ACI 95 Y 05-	86
TABLA 2.33 DATOS PARA LA MODELACIÓN DE LA CIMENTACIÓN - ZAPATAS-	88
TABLA 2.34 RADIO DE CAPACIDAD A CORTE (RS) -ACI 95 Y 05-	91
TABLA 2.35 COMPROBACIÓN MANUAL DE LOS MOMENTOS OBTENIDOS CON SAFE.....	93
TABLA 2.36 DISEÑO DE LA ZAPATA: ÁREA DE ACERO DE REFUERZO POR METRO Y NÚMERO TOTAL DE VARILLAS.....	94
TABLA 2.37 PREDISEÑO DE COLUMNAS.....	98
TABLA 2.38 SECCIONES DE DISEÑO DE VIGAS, COLUMNAS, LOSA Y MUROS (CASO II)	100
TABLA 2.39 PORCENTAJE DEL CORTE BASAL ABSORBIDO POR LOS MUROS	100
TABLA 2.40 MASA, CENTRO DE MASA (CM) Y CENTRO DE RIGIDEZ (CR) DE CADA NIVEL	101
TABLA 2.41 CORTE BASAL	101
TABLA 2.42 FUERZAS HORIZONTALES	102
TABLA 2.43 RADIOS DE MASA MODAL EFECTIVA (%).....	102
TABLA 2.44 DERIVAS DE PISO	103
TABLA 2.45 FLEXIÓN BIAxIAL EN COLUMNAS -ACI 95 Y 05-	113
TABLA 2.46 RADIO DE CAPACIDAD -ACI 318 (71-99)-	115
TABLA 2.47 RADIO DE CAPACIDAD -ACI 318 (02-11)-	116

TABLA 2.48 EJEMPLO DE DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DE MURO ESTRUCTURAL	123
TABLA 2.49 VALORES Φ_{PN} Y Φ_{MN} DE LAS CURVAS DE INTERACCIÓN DE LA FIG. 2.53 PARA ACI 95 Y 05	125
TABLA 2.50 RADIO DE CAPACIDAD A FLEJO COMPRESIÓN DEL MURO ESTRUCTURAL DE LA FIG. 2.53 PARA ACI95 Y 05 -SX-	125
TABLA 2.51 DISEÑO A CORTE DE MURO ESTRUCTURAL CON ACI 95 Y 05 (SX)	126
TABLA 2.52 VALORES Φ_{PN} Y Φ_{MN} DE LAS CURVAS DE INTERACCIÓN DE LA FIG. 2.54 PARA ACI95 Y 05	128
TABLA 2.53 RADIO DE CAPACIDAD A FLEJO COMPRESIÓN DEL MURO ESTRUCTURAL DE LA FIG. 2.54 PARA ACI95 Y 05 -SY-	128
TABLA 2.54 DISEÑO A CORTE DE MURO ESTRUCTURAL CON ACI 95 Y 05 (SY)	129
TABLA 2.55 REQUISITOS PARA EL DISEÑO POR CORTANTE EN VIGAS DE GRAN PERALTE	133
TABLA 3.1 DISEÑO DE LA COLUM. INTERIOR EN LOS PISOS 3 Y 4 (CASO I).....	164
TABLA 3.2 DISEÑO DE LA COLUMNA EXTERIOR EN LOS PISOS 3 Y 4.....	165
TABLA 3.3 DISEÑO DE LA COLUMNA ESQUINERA EN LOS PISOS 3 Y 4 ...	166
TABLA 3.4 VARIACIÓN PORCENTUAL DE PU, MUX, MUY EN SUBSUELO, PLANTA BAJA Y PISOS ALTOS.....	167
TABLA 3.5 DISEÑO A CORTE DE COLUMNAS	168
TABLA 3.6 DISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. INTERIOR CON ACI 95 Y 05	169
TABLA 3.7 DISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL EXTERIOR CON ACI 95 Y 05	169
TABLA 3.8 REDISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. EXTERIOR CON ACI 95 Y 05.....	169
TABLA 3.9 DISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. ESQUINERA CON ACI 95 Y 05	170
TABLA 3.10 DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS DE LA EDIFICACIÓN	171

TABLA 3.11 DISEÑO DE ZAPATAS CON ACI 95 Y 05 -CONDICIÓN DE EMPOTRAMIENTO-	172
TABLA 3.12 DISEÑO DE ZAPATAS CON ACI 95 Y 05 -CONDICIÓN DE MEDIO FLEXIBLE-	172
TABLA 3.13 REDISEÑO DE ZAPATA ESQUINERA CON ACI 95 Y 05.....	173
TABLA 3.14 DISEÑO DE UNA COL. INTERIOR EN LOS PISOS 7 Y 9 (CASO II).....	203
TABLA 3.15 DISEÑO DE UNA COLUMNA EXTERIOR EN LOS PISOS 7 Y 9.....	204
TABLA 3.16 DISEÑO DE UNA COLUMNA ESQUINERA EN LOS PISOS 7 Y 9.....	205
TABLA 3.17 VARIACIÓN PORCENTUAL DE PU, MUX, MUY EN SUBSUELO, PLANTA BAJA Y PISOS ALTOS.....	206
TABLA 3.18 DISEÑO A CORTE DE COLUMNAS.....	207
TABLA 3.19 DISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. INTERIOR CON ACI 95 Y 05	208
TABLA 3.20 DISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. EXTERIOR CON ACI 95 Y 05	208
TABLA 3.21 DISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. ESQUINERA CON ACI 95 Y 05.....	208
TABLA 3.22 PU, MU Y VU EN MUROS ESTRUCTURALES CON ACI 95 Y 05	209
TABLA 3.23 VUDISÑ EN MUROS ESTRUCTURALES CON ACI 95 Y 05.....	209
TABLA 3.24 DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGA DE CIMENTACIÓN CON ACI 95 Y 05.....	211
TABLA 3.25 DISEÑO A CORTE DE VIGA DE CIMENTACIÓN CON ACI 95 Y 05	212
TABLA 4.1 VARIACIÓN DE $Mu -$ (%) EN VIGA INTERIOR (CASO I).....	215
TABLA 4.2 VARIACIÓN DE $Mu +$ (%) EN EL CENTRO DE LUZ EN VIGA INTERIOR	217
TABLA 4.3 VARIACIÓN DE $Mu -$ (%) EN VIGA DE BORDE.....	218
TABLA 4.4 VARIACIÓN DE VS(%), AV(%) Y $\Delta\Phi$ (MM) EN VIGA INTERIOR ...	219
TABLA 4.5 VARIACIÓN DE VS(%), AV(%) Y $\Delta\Phi$ (MM) EN VIGA DE BORDE..	220

TABLA 4.6 RADIO DE CAPACIDAD DE COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA EN PLANTA BAJA PARA ACI 95 Y 05	222
TABLA 4.7 RADIO DE CAPACIDAD DE COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA EN PISOS SUPERIORES PARA ACI 95 Y 05.....	222
TABLA 4.8 RADIO DE CAPACIDAD DE COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA EN SUBSUELO PARA ACI 95 Y 05	223
TABLA 4.9 VARIACIÓN DE AV_{DIS} (%) Y AV_{COLC} (%) EN COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y DE ESQUINA	223
TABLA 4.10 VARIACIÓN DEL RADIO DE CAPACIDAD DE CORTE ACTUANTE A CORTE RESISTENTE DE UNIÓN VIGA/COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA	224
TABLA 4.11 VARIACIÓN DEL RADIO DE CAPACIDAD DE MOMENTOS DE COLUMNAS A MOMENTOS DE VIGAS DE UNIÓN INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA.....	225
TABLA 4.12 RADIO DE CAPACIDAD A CORTE POR PUNZONAMIENTO DE ZAPATA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA PARA ACI 95 Y 05	226
TABLA 4.13 RADIO DE CAPACIDAD A CORTE POR PUNZONAMIENTO DE ZAPATA DE COLUMNA ESQUINERA PARA ACI 95 Y 05 -REDISEÑO-...	226
TABLA 4.14 VARIACIÓN DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO DE ZAPATA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA.....	227
TABLA 4.15 VARIACIÓN DE $Mu -$ (%) EN VIGA INTERIOR (CASO II).....	228
TABLA 4.16 VARIACIÓN DE $Mu +$ (%) EN EL CENTRO DE LUZ EN VIGA INTERIOR	229
TABLA 4.17 VARIACIÓN DE $Mu -$ (%) EN VIGA DE BORDE.....	230
TABLA 4.18 VARIACIÓN DE $Mu +$ (%) EN EL CENTRO DE LUZ EN VIGA DE BORDE	230
TABLA 4.19 VARIACIÓN DE VS (%), AV (%) Y $\Delta\Phi$ (MM) EN VIGA INTERIOR	232
TABLA 4.20 VARIACIÓN DE VS (%), AV (%) Y $\Delta\Phi$ (MM) EN VIGA DE BORDE	233
TABLA 4.21 RADIO DE CAPACIDAD DE COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA EN PLANTA BAJA Y SUBSUELO PARA ACI 95 Y 05.....	235

TABLA 4.22 RADIO DE CAPACIDAD DE COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA EN SUBSUELO, REDISEÑO PARA ACI 95 Y 05.....	235
TABLA 4.23 RADIO DE CAPACIDAD DE COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA EN PISOS SUPERIORES PARA ACI 95 Y 05.....	236
TABLA 4.24 VARIACIÓN DE AV_{DIS} (%) Y AV_{COLC} (%) EN COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y DE ESQUINA	236
TABLA 4.25 VARIACIÓN DEL RADIO DE CAPACIDAD DE CORTE ACTUANTE A CORTE RESISTENTE DE UNIÓN VIGA/COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA	237
TABLA 4.26 VARIACIÓN DEL RADIO DE CAPACIDAD DE MOMENTOS DE COLUMNAS A MOMENTOS DE VIGAS DE UNIÓN INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA	238
TABLA 4.27 VARIACIÓN PORCENTUAL DE PU, MU Y VUDISÑ EN MURO ESTRUCTURAL	238
TABLA 4.28 CR PARA LOS MUROS ESTRUCTURALES ANALIZADOS	239
TABLA 4.29 VARIACIÓN PORCENTUAL DE VU_{DIS} , Φ_{VN} Y VALOR R (VU_{DIS}/Φ_{VN})	239
TABLA 4.30 VARIACIÓN PORCENTUAL DE PUCBZL Y VALOR R ($PUCBZL/.56PO$)	240
TABLA 4.31 VARIACIÓN DE $Mu -$ (%) Y $Mu +$ (%) EN VIGA DE CIMENTACIÓN	241
TABLA 4.32 VARIACIÓN DE VS (%), AV (%) Y $\Delta\Phi$ (MM) EN VIGA DE CIMENTACIÓN	242

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 CORTE TIPO LOSA.....	3
FIGURA 1.2 VARIACIÓN DE Φ EN FUNCIÓN DE ϵ_T Y C/D_T ($f_y = 4200 \text{ KG/CM}^2$).....	13
FIGURA 1.3 DIAGRAMA DE DEFORMACIÓN UNITARIA EN MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN.....	14
FIGURA 2.1 PLANTA DE LA EDIFICACIÓN	17
FIGURA 2.2 ELEVACIÓN DE LA EDIFICACIÓN CONFORMADA POR PÓRTICOS (CASO I).....	21
FIGURA 2.3 MODELO 3D DE LA EDIFICACIÓN	21
FIGURA 2.4 ÁREA TRIBUTARIA TEÓRICA PARA UNA VIGA	25
FIGURA 2.5 CARGA EQUIVALENTE DE UNA CARGA TRIANGULAR Y TRAPEZOIDAL.....	26
FIGURA 2.6 COLUMNA SOMETIDA A FLEXIÓN BIAxIAL	28
FIGURA 2.7 SECCIONES DE PREDISEÑO DE COLUMNAS	29
FIGURA 2.8 TABLEROS ESCOGIDOS PARA ESTIMAR EL ESPESOR DE LA LOSA.....	31
FIGURA 2.9 VU EN LOSAS NERVADAS EN 2 DIRECCIONES CON VIGAS....	33
FIGURA 2.10 SECCIONES DE DISEÑO DE VIGAS, COLUMNAS Y LOSA	36
FIGURA 2.11 DIAGRAMA DE FUERZAS EN MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN.....	41
FIGURA 2.12 EJEMPLO DE DISEÑO A FLEXIÓN	44
FIGURA 2.13 ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO -ACI 95 PISO2-....	45
FIGURA 2.14 ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO -ACI 05 PISO2-....	45
FIGURA 2.15 EJEMPLO DE DISEÑO A CORTE.....	50
FIGURA 2.16 VARIACIÓN DE Φ PARA FLEJO COMPRESIÓN, ACI 318 (71-99).....	52
FIGURA 2.17 VARIACIÓN DE Φ PARA FLEJO COMPRESIÓN, ACI 318 (02-11).....	52
FIGURA 2.18 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA ACI 95 Y 05 -UNIAXIAL-.....	54

FIGURA 2.19 SUPERFICIE DE INTERACCIÓN (3D).....	57
FIGURA 2.20 CORTE VERTICAL DE LA SUPERFICIE DE INTERACCIÓN EN EL EJE X (0 GRADOS) PARA ACI 95 [A] Y 05 [B]	58
FIGURA 2.21 CORTE HORIZONTAL DE LA SUPERFICIE DE INTERACCIÓN EN EL NIVEL DE CARGA PARA ACI 95 [C] Y 05 [D].....	58
FIGURA 2.22 VECTOR DE CAPACIDAD P-M (CSICOL)	59
FIGURA 2.23 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN (Φ_{PN} - Φ_{MN}) CSICOL ACI 95-UNIAXIAL-	60
FIGURA 2.24 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN (Φ_{PN} - Φ_{MN}) CSICOL ACI 05-UNIAXIAL-	60
FIGURA 2.25 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN (Φ_{PN} - Φ_{MN}) CSICOL ACI 95 Y 05 -UNIAXIAL-	61
FIGURA 2.26 EJEMPLO DE DISEÑO A FLEXIÓN BIAxIAL.....	62
FIGURA 2.27 EJEMPLO DE DISEÑO A CORTE.....	71
FIGURA 2.28 DIAGRAMA DE FUERZAS EN LA UNIÓN VIGA-COLUMNA.....	73
FIGURA 2.29 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA UNIÓN VIGA-COLUMNA.....	77
FIGURA 2.30 VARIACIÓN LINEAL DE LAS PRESIONES DEL SUELO (CONDICIÓN SUPUESTA)	82
FIGURA 2.31 DISEÑO DE ZAPATAS	85
FIGURA 2.32 VARIACIÓN DE LAS PRESIONES BAJO UNA ZAPATA EN MEDIO FLEXIBLE	86
FIGURA 2.33 ASIGNACIÓN EN EL MODELO DEL PESO DEL SUELO SOBRE LA ZAPATA	89
FIGURA 2.34 PRESIONES EN EL SUELO	90
FIGURA 2.35 CÁLCULO DEL RADIO DE CAPACIDAD A CORTE (RS).....	91
FIGURA 2.36 MOMENTO DE DISEÑO PARA LA ZAPATA EN LA CARA DE LA COLUMNA (SAFE)	92
FIGURA 2.37 VARIACIÓN APROXIMADA DE LOS ESFUERZOS EN MEDIO FLEXIBLE	93
FIGURA 2.38 DISEÑO DE LA ZAPATA CON SAFE: ÁREA DE ACERO DE REFUERZO POR UNIDAD DE LONGITUD [A] Y NÚMERO TOTAL DE VARILLAS [B] -ACI95-	94

FIGURA 2.39 ELEVACIÓN DE LA EDIFICACIÓN CONFORMADA POR PÓRTICOS MÁS MUROS ESTRUCTURALES (CASO II)	95
FIGURA 2.40 MODELO 3D DE LA EDIFICACIÓN	96
FIGURA 2.41 SECCIONES DE PREDISEÑO DE COLUMNAS	97
FIGURA 2.42 SECCIONES DE DISEÑO DE VIGAS, COLUMNAS, LOSA Y MUROS	99
FIGURA 2.43 CONFIGURACIÓN DE LOS MUROS ESTRUCTURALES EN PLANTA.....	99
FIGURA 2.44 EJEMPLO DE DISEÑO A FLEXIÓN.....	104
FIGURA 2.45 ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO -ACI 95 PISO3-....	106
FIGURA 2.46 ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO -ACI 05 PISO3-....	106
FIGURA 2.47 ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO -ACI 95 PISO7-....	107
FIGURA 2.48 ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO -ACI 05 PISO7-....	107
FIGURA 2.49 EJEMPLO DE DISEÑO A CORTE.....	109
FIGURA 2.50 EJEMPLO DE DISEÑO A FLEXIÓN BIAxIAL.....	111
FIGURA 2.51 EJEMPLO DE DISEÑO A CORTE.....	117
FIGURA 2.52 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA UNIÓN VIGA-COLUMNA.....	118
FIGURA 2.53 DISEÑO A FLEXO COMPRESIÓN DE MURO ESTRUCTURAL CON ACI 95 Y 05 (SX).....	124
FIGURA 2.54 DISEÑO A FLEXO COMPRESIÓN DE MURO ESTRUCTURAL CON ACI 95 Y 05 (SY).....	127
FIGURA 2.55 VIGAS DE CIMENTACIÓN EN DOS DIRECCIONES (EMPARRILLADO)	130
FIGURA 2.56 REFUERZO SUPERFICIAL PARA VIGAS PROFUNDAS	132
FIGURA 2.57 DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGA DE CIMENTACIÓN	134
FIGURA 2.58 DISEÑO A CORTE DE VIGA DE CIMENTACIÓN	135
FIGURA 3.1 MU PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05 (CASO I)	137
FIGURA 3.2 MU PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05	138
FIGURA 3.3 AS PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05	139
FIGURA 3.4 AS PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05.....	140
FIGURA 3.5 ACERO A FLEXIÓN CALCULADO Y COLOCADO EN VIGAS INTERIORES -ACI 95 Y 05-.....	141
FIGURA 3.6 ARMADO DE VIGAS INTERIORES EN SX Y SY -ACI 95 Y 05-....	142

FIGURA 3.7 MU PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05.....	143
FIGURA 3.8 MU PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05.....	144
FIGURA 3.9 AS PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05	145
FIGURA 3.10 AS PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05	146
FIGURA 3.11 ACERO A FLEXIÓN CALCULADO Y COLOCADO EN VIGAS DE BORDE -ACI 95 Y 05-.....	147
FIGURA 3.12 ARMADO DE VIGAS DE BORDE EN SX Y SY -ACI 95 Y 05-	149
FIGURA 3.13 VU, VC, VS PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05.....	152
FIGURA 3.14 VU,VC, VS PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05	153
FIGURA 3.15 AV PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05	154
FIGURA 3.16 AV PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05.....	155
FIGURA 3.17 VU, VC, VS PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05.....	156
FIGURA 3.18 VU, VC, VS PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05	157
FIGURA 3.19 AV PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05	158
FIGURA 3.20 AV PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05	159
FIGURA 3.21 CURVAS DE INTERACCIÓN DE UNA COLUMNA INTERIOR CON ACI 95 Y 05.....	161
FIGURA 3.22 CURVAS DE INTERACCIÓN DE UNA COLUMNA EXTERIOR CON ACI 95 Y 05.....	162
FIGURA 3.23 CURVAS DE INTERACCIÓN DE UNA COLUMNA ESQUINERA CON ACI 95 Y 05.....	163
FIGURA 3.24 CIMENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	171
FIGURA 3.25 MU PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05 (CASO II)	174
FIGURA 3.26 MU PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05	175
FIGURA 3.27 AS PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05	176
FIGURA 3.28 AS PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05.....	177
FIGURA 3.29 ACERO A FLEXIÓN CALCULADO Y COLOCADO EN VIGAS INTERIORES -ACI 95 Y 05-.....	178
FIGURA 3.30 ARMADO DE VIGAS INTERIORES EN SX Y SY -ACI 95 Y 05-..	180
FIGURA 3.31 MU PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05.....	182
FIGURA 3.32 MU PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05.....	183
FIGURA 3.33 AS PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05	184
FIGURA 3.34 AS PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05	185

FIGURA 3.35 ACERO A FLEXIÓN CALCULADO Y COLOCADO EN VIGAS DE BORDE -ACI 95 Y 05-	186
FIGURA 3.36 ARMADO DE VIGAS DE BORDE EN SX Y SY -ACI 95 Y 05-	188
FIGURA 3.37 VU, VC, VS PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05	190
FIGURA 3.38 VU, VC, VS PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05	191
FIGURA 3.39 AV PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05	192
FIGURA 3.40 AV PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05	193
FIGURA 3.41 VU, VC, VS PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05	194
FIGURA 3.42 VU, VC, VS PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05	195
FIGURA 3.43 AV PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05	196
FIGURA 3.44 AV PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05	197
FIGURA 3.45 CURVAS DE INTERACCIÓN DE UNA COLUMNA INTERIOR CON ACI 95 Y 05	199
FIGURA 3.46 REDISEÑO DE COLUMNA INTERIOR CON ACI 95 Y 05	200
FIGURA 3.47 CURVAS DE INTERACCIÓN DE UNA COLUMNA EXTERIOR CON ACI 95 Y 05	201
FIGURA 3.48 CURVAS DE INTERACCIÓN DE UNA COLUMNA ESQUINERA CON ACI 95 Y 05	202
FIGURA 3.49 CIMENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN	210
FIGURA 3.50 ACERO A FLEXIÓN CALCULADO Y COLOCADO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN -ACI 95 Y 05-	213
FIGURA 3.51 ARMADO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN EN SX Y SY -ACI 95 Y 05-	214

RESUMEN

Debido a que en el reglamento del ACI 318-02, se reemplazaron las combinaciones de carga de 1999 por las de SEI/ASCE¹ 7-02 y los factores de reducción de resistencia por los del Apéndice B de 1999 (con excepción del factor para flexión que fue incrementado), este estudio presenta el cálculo y diseño de una estructura; idealizada con luces cortas, medianas y largas, en la que se varía la altura de 4 a 8 pisos (2 casos) con un sistema estructural para cada caso: sólo pórticos y pórticos más muros estructurales (sistema dual), con condiciones de borde de empotramiento y medio flexible.

Se realiza el análisis y diseño con criterios de sismo-resistencia -por medio de modelos computacionales y cálculos manuales- aplicando los dos conjuntos de combinaciones de carga y factores de reducción de resistencia de los dos códigos en cada caso para determinar el área de las secciones de concreto y el área de acero de refuerzo de los elementos estructurales.

Por consiguiente se hace una comparación por tipo de elemento: entre vigas - cortas, medianas y largas- interiores y exteriores en pisos bajos y altos; entre columnas -interiores, exteriores y esquineras- en 3 niveles; entre muros estructurales en planta baja y entre cimentaciones.

Finalmente se analiza la variación de estos resultados para determinar con cuál código y en qué casos el diseño es más crítico para cada tipo de elemento.

¹“Design Loads for Buildings Minimum and Other Structures,” SEI/ASCE 7-02, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 376 pp.

PRESENTACIÓN

Este trabajo está conformado por 4 capítulos, su contenido se describe como sigue:

El CAPÍTULO I expone la mecánica básica del concreto reforzado, describe en forma general los sistemas estructurales seleccionados para el análisis, y hace referencia a algunas de las ventajas y desventajas desde el punto de vista estructural y constructivo de las estructuras de concreto reforzado.

Además, define las condiciones de resistencia y funcionamiento para diseñar elementos de concreto reforzado, parte del capítulo en la que se compara y establece las diferencias entre los factores de mayoración de carga y los de reducción de resistencia del ACI 318 (71-99) Y ACI 318 (02-11), así como entre los criterios en los que se basa su aplicación.

El CAPÍTULO II describe el cálculo de la estructura con una altura de 4 y 8 pisos (2 casos) con un sistema estructural para cada caso y diseñada con los dos códigos en cada caso. Se expone los métodos para el diseño de elementos individuales sometidos a flexión, cortante y fuerza axial.

El CAPÍTULO III contiene el análisis comparativo de fuerzas de diseño, área de secciones de concreto y área de acero de refuerzo calculado y colocado de los elementos estructurales diseñados con los dos códigos, para el edificio de 4 y 8 pisos, con el sistema estructural de pórticos y pórticos más muros estructurales respectivamente.

El CAPÍTULO IV presenta las conclusiones basadas en el análisis y las recomendaciones basadas en el criterio del autor.

Finalmente se presentan los anexos, que contienen información complementaria relacionada con el análisis y diseño, además de los planos estructurales elaborados en forma comparativa para los elementos estructurales más críticos.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 CONCRETO Y CONCRETO REFORZADO

El concreto es una mezcla con una proporción determinada de cemento, arena, grava u otro agregado como roca triturada, y agua.

La reacción química entre el cemento y el agua forma una pasta que aglutina el agregado fino y grueso para conformar una masa rocosa sólida.

Las propiedades del concreto y en especial su resistencia a la compresión dependen en gran medida de las proporciones de la mezcla y del control del proceso de curado.

En ocasiones, uno o más aditivos como acelerantes, retardantes, superplastificantes, entre otros, se agregan para cambiar ciertas propiedades del concreto, tales como la ductilidad, la durabilidad y el tiempo de fraguado.

Sin embargo, dado que la resistencia a la tracción del concreto es muy baja con respecto a su resistencia a la compresión (aproximadamente varía de 8 a 15%), en la segunda mitad del siglo XIX, se consideró factible utilizar acero, debido a su alta resistencia a la tensión (aproximadamente 100 veces mayor a la del concreto usado), para reforzar el concreto.

El concreto reforzado es la combinación de estos dos materiales.

La teoría para el cálculo de elementos de concreto reforzado se basa en las relaciones esfuerzo deformación reales y en las propiedades de resistencia de los dos materiales constituyentes o en alguna simplificación razonable relacionada. La teoría moderna considera comportamiento inelástico, supone que el concreto no es capaz de resistir ningún esfuerzo de tensión, y que los dos materiales actúan conjuntamente; pero en realidad, la acción conjunta de dos materiales tan distintos y complicados como el acero y el concreto es tan compleja que los métodos de análisis y diseño, si bien utilizan estas suposiciones, se basan ampliamente en los resultados de una intensa investigación experimental. Estos métodos se modifican y mejoran en base a nuevas evidencias experimentales.

1.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO

Los elementos estructurales como losas, vigas, columnas, muros y zapatas se combinan de diferentes maneras para crear los sistemas estructurales para edificios y otro tipo de construcciones.

La acertada selección del sistema estructural de entre varias alternativas y para determinadas condiciones tiene un impacto favorable en la economía de la estructura, a la vez que explota al máximo las ventajas del material, en este caso del concreto reforzado.

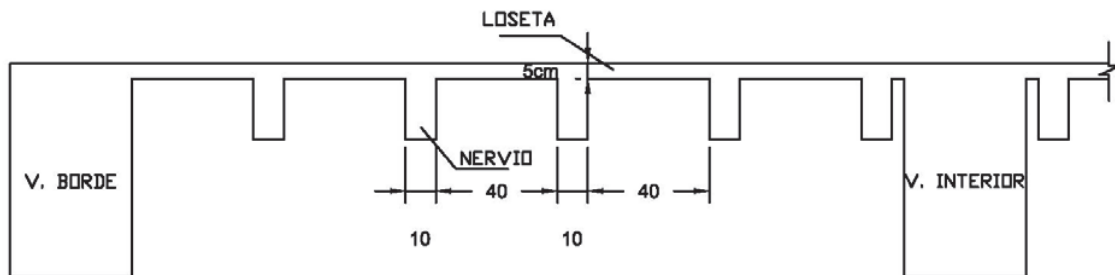
1.2.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES SELECCIONADOS PARA EL ANÁLISIS

El sistema estructural resistente propuesto para este estudio está conformado en base a un Pórtico Espacial Sismo Resistente, con y sin muros estructurales (2 casos), capaz de soportar con eficiencia todas las solicitaciones de cargas que actúan sobre la edificación, sean éstas verticales, como la carga muerta, proveniente del peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, además de los acabados; y la carga viva, propia de los usos a los que van a estar sujetas las diferentes áreas de la edificación, o las cargas laterales debidas principalmente a futuros eventos sísmicos.

Este sistema estructural resistente tridimensional está conformado por un arreglo en dos direcciones ortogonales de pórticos, constituidos por vigas descolgadas y columnas, además de muros estructurales en uno de los dos casos (sistema dual), que proveen la suficiente rigidez lateral a la estructura en las dos direcciones.

Todos los pisos están concebidos como losas nervadas bidireccionales alivianadas (en base a casetones sin bloque de 40 cm con un nervio intercalado de 10 cm) que se apoyan en las vigas descolgadas de los pórticos. Las losas así previstas resultan ser muy livianas debido a la considerable reducción del peso del concreto, no obstante la resistencia por momento del sistema de piso no cambia en forma significativa. Una vez que se coloca el concreto sobre y entre los alivianamientos, se obtiene una losa conformada por una loseta de compresión ($e=5\text{cm}$) y las almas de las vigas (nervios) entre los alivianamientos.

FIGURA 1.1 CORTE TIPO LOSA



Elaborado por: Pablo Brichetto

1.3 VENTAJAS DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Las ventajas más notables de las estructuras construidas con concreto reforzado se describen como sigue:

- Resistencia considerable a la compresión en todos los elementos estructurales.

- Alta resistencia al fuego y al agua. Se ha comprobado que durante incendios de intensidad media, si el recubrimiento del acero de refuerzo es el adecuado los elementos estructurales sufren sólo daño superficial sin fallar, y, de hecho, el concreto reforzado es el mejor material estructural que existe para los casos en que el contacto con el agua es permanente.
- Las estructuras de concreto reforzado son muy rígidas.
- Requieren de poco mantenimiento.
- Tienen una larga vida de servicio y bajo condiciones adecuadas pueden usarse indefinidamente sin que exista una disminución en sus capacidades de carga. Esto debido a que en realidad la resistencia del concreto aumenta con los años, como consecuencia del largo proceso de solidificación de la pasta de cemento.
- No se requiere de mano de obra muy calificada para su construcción, en comparación con otras estructuras como las de acero.

1.4 DESVENTAJAS DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Algunas de sus desventajas se describen como sigue:

- La obra falsa requerida como apuntalamientos para apoyar las cimbras de techos, muros o estructuras similares para mantener el concreto en posición hasta que los elementos estructurales alcancen la suficiente resistencia para soportar su peso propio es muy cara.
- Los elementos estructurales son pesados, esto se vuelve muy importante en estructuras con luces largas donde el gran peso muerto del concreto produce un aumento significativo en los momentos flexionantes.
- La rigidez y la resistencia de la estructura pueden variar ampliamente debido a una dosificación que no alcance las propiedades mecánicas del concreto utilizado en el cálculo. Además los procesos de colado y curado no son tan cuidadosamente controlados.

1.5 FUNCIONALIDAD, RESISTENCIA Y SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Para que una estructura sea funcional se requiere principalmente, entre otras condiciones, que las deflexiones sean menores que las permisibles, la fisuración se mantenga en márgenes tolerables y las vibraciones se minimicen.

La seguridad requiere que la estructura sea capaz de sustentar todas las cargas a las que pudiera estar previsiblemente expuesta durante su vida útil. Sin embargo, existen diversas fuentes de incertidumbre en el análisis, diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado, las que requieren un margen de seguridad definido. Se describen algunas como sigue:

- Las cargas reales pueden diferir de las supuestas, además las cargas transitorias como las que se presentan durante el proceso de construcción pueden ser considerables y su magnitud es difícil de estimar.
- Las suposiciones y simplificaciones inherentes a cualquier análisis pueden resultar en efectos internos calculados -momento, axial, cortante- diferentes de los que en realidad actúan en la estructura.
- Las dimensiones y la colocación del refuerzo pueden diferir de las especificadas.
- La resistencia real de los materiales puede diferir de la resistencia utilizada para el cálculo.

1.6 FUNDAMENTOS DE DISEÑO

Para un elemento estructural cualquiera de concreto reforzado, las dimensiones de la sección transversal, y la cantidad de acero de refuerzo, deben ser calculadas de manera que la resistencia del elemento sea la adecuada para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, que utilizan cargas considerablemente mayores que las cargas que se esperan actúen en la realidad durante el servicio, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente. Este método de diseño se conoce como diseño por resistencia.

Sin embargo, las condiciones límites de servicio son parte importante del diseño, por lo que debe asegurarse que un elemento diseñado por el método de la resistencia presente también un comportamiento satisfactorio bajo cargas de servicio, es decir que las deflexiones y el agrietamiento estén dentro de los parámetros máximos permisibles.

1.7 DISPOSICIONES DE SEGURIDAD DEL CÓDIGO ACI

Para el método de diseño por resistencia el ACI dispone que se proporcione la estructura de tal manera que la sollicitación de diseño determinada en base a las combinaciones de carga factorizadas sea menor o igual que la capacidad utilizable para cada componente estructural.

$$\begin{aligned} \text{Sollicitación de diseño} &\leq \text{Capacidad utilizable} \\ U &\leq \phi S_n \end{aligned} \quad (1.1)$$

El margen de seguridad se proporciona multiplicando cada carga de servicio por un factor de carga, y la capacidad nominal por un factor de reducción de resistencia.

La sollicitación de diseño U se expresa en términos de cargas mayoradas o de los efectos internos correspondientes. En términos específicos, para momento, cortante y axial, se expresa la condición antes descrita de esta manera:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

Donde el subíndice n indica la capacidad nominal, y el subíndice u indica el efecto mayorado.

1.7.1 SOLICITACIÓN DE DISEÑO

La solicitud de diseño U, debe ser por lo menos igual al efecto de la envolvente de las combinaciones de cargas mayoradas dadas por el ACI. En el reglamento del 2002 las combinaciones de 1999 fueron reemplazadas por las de SEI/ASCE 7-02.

La tabla 1.1, muestra las combinaciones de carga prescritas en el código (9.2) de 1995 y 2005 y vigentes en el periodo respectivo; además se calcula la variación porcentual de los factores para cada tipo de carga.

Para este estudio se consideran únicamente condiciones de carga muerta (D), viva (L) y sísmica (E) en las combinaciones.

TABLA 1.1 COMBINACIONES DE CARGA -ACI 95 Y 05-

COMBINACIONES DE CARGA			
Ec.	ACI 318 (71-99)	Ec.	ACI 318 (02-11)
(9-1)	1.4D + 1.7L	(9-2)	1.2D + 1.6L
VARÍA			-14% -6%
(9-2)		(9-5)	1.2D + L + 1.4E
	0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)		0.75 (1.6D + 1.33L + 1.87E)
VARÍA			14% -22% 0%
(9-3)	0.9D + 1.43E	(9-7)	0.9D + 1.4E
VARÍA			0% -2%

Elaborado por: Pablo Brichetto

Estas combinaciones de carga deben evaluarse con las cargas muertas calculadas, y las cargas vivas y ambientales especificadas en los códigos o normas adoptados, en este caso el CEC 2002.

Cuando sea necesario considerar los efectos de impacto, deberán incluirse con las cargas vivas. Estas situaciones ocurren cuando tales cargas se aplican

rápidamente, como es el caso de garajes de estacionamiento, elevadores, muelles de carga y otros.

El reglamento asigna factores de carga para combinaciones específicas de carga, tomando en consideración, en cierta medida, la probabilidad de la ocurrencia simultánea de las cargas combinadas.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para la carga durante la vida útil de la estructura. Es por esta razón que se utilizan factores menores para las cargas que se conocen con una certeza mayor, como por ejemplo las cargas muertas, en comparación con otras de mayor variabilidad, como las cargas vivas, a excepción de la ecuación (9-5) ACI 05 en la que el factor de carga muerta es mayor que el de carga viva.

Los factores también reflejan las incertidumbres inherentes al análisis estructural empleado para calcular las acciones internas a partir de las cargas externas.

Con la finalidad de considerar una probabilidad menor de que la totalidad de la carga mayorada muerta y viva esté presente en el instante de ocurrencia de un evento de origen sísmico, se aplica un coeficiente de reducción para las combinaciones que incluyen este tipo de cargas.

Las combinaciones de carga con .9D están específicamente incluidas para el caso en el que una carga muerta reduce los efectos de las otras. Un ejemplo claro de esta situación puede ocurrir en edificios altos que están sujetos a viento lateral y/o a fuerzas sísmicas donde el volteo puede ser una posibilidad. Como consecuencia las cargas muertas se reducen aproximadamente un 10% para

tener en cuenta situaciones donde su magnitud pudiera haber sido sobreestimada. Esta condición de carga puede ser crítica para columnas con cargas axiales bajas o controladas por tracción, caso en el que un incremento del momento y una reducción de la carga axial puede producir la combinación de carga más crítica.

La sección 9.2 del ACI a partir del 2002 permite variaciones en los factores de carga para algunas situaciones especiales, siendo de interés las siguientes:

En la ecuación 9-1/2 (95/05) el factor usado para las cargas vivas se puede reducir a .5, excepto para estacionamientos, áreas destinadas a lugares de reunión pública, y todas las áreas donde la carga viva sea mayor a 480 kg/m^2 .

En las ecuaciones 9.5 y 9.7 (05) sí se especifican las fuerzas sísmicas como cargas de servicio, será necesario considerar 1.4E, que era lo que usualmente se utilizaba en los códigos anteriores, o caso contrario 1.0E si se especifican las fuerzas sísmicas como cargas últimas.

Además, las combinaciones de carga que incluyen cargas verticales y horizontales presentan dos variaciones: una en la que el efecto de la carga horizontal es aditivo, y otra en la que este efecto contrarresta a las demás cargas.

1.7.2 CAPACIDAD UTILIZABLE

La capacidad utilizable proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, debe tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los procedimientos de la resistencia de materiales, multiplicada por los factores Φ de reducción de resistencia.

1.7.3 REDUCCIÓN DE RESISTENCIA O FACTORES Φ

Los factores de reducción de resistencia del código ACI tienen asignados valores diferentes dependiendo de la precisión que se estima en el cálculo de la capacidad a una sollicitación interna determinada, debido a la incertidumbre en la resistencia de los materiales, las posibles variaciones de las dimensiones de las secciones de concreto y la colocación del refuerzo, las inexactitudes de las ecuaciones de diseño, etc.

Los valores de Φ reflejan además dos parámetros: el grado de ductilidad y confiabilidad requerida para el elemento bajo los efectos de la carga considerada, y el grado de importancia del elemento en la estructura. Por estas razones, por ejemplo, el factor Φ para columnas es menor que para vigas.

En el reglamento del 2002, los factores de reducción de resistencia fueron cambiados por los del Apéndice B de 1999 para que sean compatibles con las combinaciones de carga del SEI/ASCE 7-02, con excepción del factor Φ para los estados límites controlados por flexión/tracción que fue incrementado de .8 a .9.

Este cambio está basado en registros de análisis de confiabilidad, estudios estadísticos de las propiedades de los materiales y en el criterio del comité de que el comportamiento histórico de las estructuras de concreto justifica un factor de .9.

La tabla 1.2 muestra los factores Φ de interés para este estudio, prescritos en el código (9.3) de 1995 y 2005, y vigentes en el periodo respectivo.

TABLA 1.2 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA Φ -ACI 95 Y 05-

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA			
ACI 318 (71-99)	Φ	ACI 318 (02-11)	Φ
Flexión sin carga axial		Secciones controladas por tracción	.90
Carga axial y carga axial con flexión	.90		
a) Tensión axial y tensión axial con flexión (un sólo valor de ϕ para P_n, M_n)	.90		
b) Compresión axial y flexo compresión axial:		Secciones controladas por compresión	
Elementos con refuerzo en espiral	.75	Elementos con refuerzo en espiral	.70 ²
Otros elementos	.70	Otros elementos	.65
Cortante y torsión	.85	Cortante y torsión	.75

Elaborado por: Pablo Brichetto

Hasta la edición de 1999, el código especificaba la magnitud del factor Φ , para los casos de flexión, carga axial, o su efecto combinado, en términos del tipo de carga, y para valores bajos de compresión axial se permitía incrementar Φ linealmente hasta .9 a medida que la carga axial nominal disminuía desde el menor de los valores entre $.1f_c A_g$ y la carga en condición balanceada P_b , a cero.³

A partir del ACI 318-02, para estos casos, el valor del factor Φ se determina en función de las condiciones de deformación unitaria en la sección transversal en el estado de resistencia nominal.

El valor calculado de la deformación unitaria neta en tensión ϵ_t determina si la sección está controlada por tensión o compresión.

² Este valor fue cambiado nuevamente al valor anterior de .75 a partir del ACI 318-08.

³ Véase diseño de columnas.

1.7.4 SECCIONES CONTROLADAS POR TENSION Y SECCIONES CONTROLADAS POR COMPRESION

Si la deformación unitaria en el acero extremo en tracción es igual o menor que el límite de deformación unitaria controlada por compresión cuando el concreto alcanza su límite de deformación supuesto de .003, la sección está controlada por compresión. El límite de deformación unitaria controlada por compresión es la deformación unitaria en el acero en condiciones de deformación unitaria balanceada.

Se expresa esta condición como sigue:

$$\text{Si } \epsilon_t \leq \epsilon_y \wedge \epsilon_c = .003 \therefore \text{sección controlada por compresión}$$

Para estas secciones la deformación unitaria en el concreto alcanza su valor límite antes de que el acero ceda y, a medida que aumenta la carga generalmente sus deflexiones no serán muy notables, aún cuando el concreto está sometido a esfuerzos de compresión muy altos. La falla ocurrirá repentinamente sin previo aviso, razón por la que se les denomina elementos frágiles.

Si la deformación unitaria en el acero extremo en tracción es igual o mayor a .005 cuando la deformación unitaria en el concreto alcanza su valor límite la sección está controlada por tensión.

Se expresa esta condición como sigue:

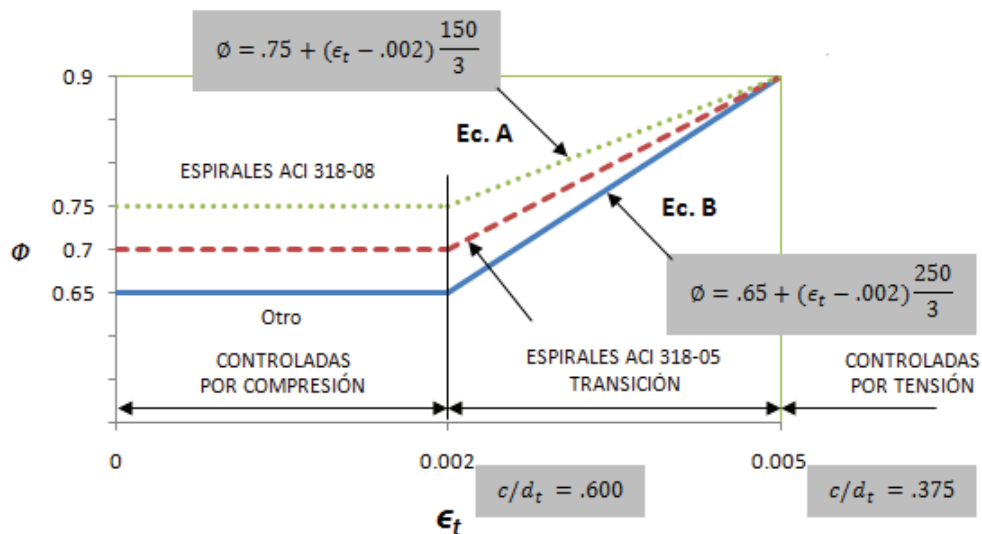
$$\text{Si } \epsilon_t \geq .005 \wedge \epsilon_c = .003 \therefore \text{sección controlada por tensión}$$

Para estas secciones el acero cederá antes que el lado de compresión se aplaste y las deflexiones serán grandes, advirtiendo una falla inminente. Los elementos con $\epsilon_t \geq .005$ se consideran como totalmente dúctiles.

Además, el código establece que las secciones en las que la deformación unitaria en el acero extremo en tracción tiene valores de ϵ_t entre ϵ_y y $.005$ están en una región de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tensión. Para el acero de refuerzo de grado 60 ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$), el cual es muy común, ϵ_y para su esfuerzo de fluencia tiene un valor aproximado de $.002$.

En este intervalo de transición los valores de Φ estarán situados entre $.65$ o $.70$ y $.90$ variando linealmente como se muestra en la figura 1.1, que es similar a la figura R.9.3.2 mostrada en el comentario del ACI 05.

FIGURA 1.2 VARIACIÓN DE Φ EN FUNCIÓN DE ϵ_t Y C/D_T ($f_y = 4200 \text{ KG/CM}^2$)



Elaborado por: Pablo Brichetto

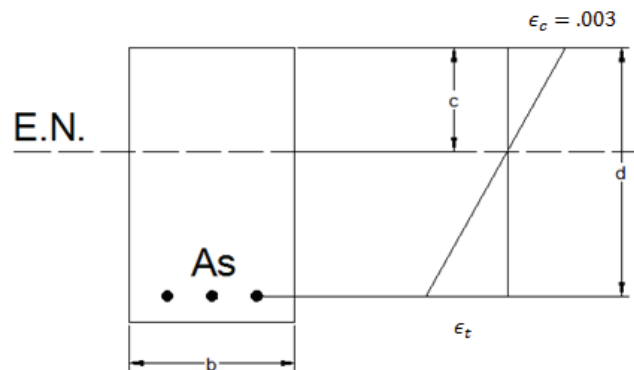
Las ecuaciones generales A y B resultantes para Φ son respectivamente:

$$\Phi = .75 + (\epsilon_t - \epsilon_y) \frac{.15}{(.005 - \epsilon_y)} \text{ para elementos con refuerzo en espiral} \quad (1.2)$$

$$\Phi = .65 + (\epsilon_t - \epsilon_y) \frac{.25}{(.005 - \epsilon_y)} \text{ para otros elementos con refuerzo} \quad (1.3)$$

Se puede preferir calcular c/d_t para comprobar la ductilidad de una viga en particular en vez de calcular ρ o ϵ_t , donde c es la distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro y d_t es la distancia entre la fibra extrema en compresión y la fibra extrema del acero en tracción. Por medio de la compatibilidad de deformaciones se obtiene la expresión para c/d_t como sigue:

FIGURA 1.3 DIAGRAMA DE DEFORMACIÓN UNITARIA EN MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN



Elaborado por: Pablo Brichetto

$$\frac{d_t}{(.003 + \epsilon_t)} = \frac{c}{.003}$$

$$\frac{c}{d_t} = \frac{.003}{(.003 + \epsilon_t)} \quad (1.4)$$

Para el caso especial donde $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, se reemplaza $\epsilon_y = f_y / E_s$, que es aproximadamente igual a .002 en la ecuación A o B.

Las ecuaciones simplificadas y los valores c/d_t para las deformaciones consideradas como límite se muestran en la figura 1.2 en los recuadros sombreados.

Entonces, si c/d_t para un elemento particular en flexión es $\leq .375$, éste será más dúctil, y si es $> .6$ será frágil. En medio está el intervalo de transición.

La interpolación para determinar Φ en la región de transición usando c/d_t para este caso especial puede realizarse usando las ecuaciones:

$$\phi = .75 + .15 \left[\frac{1}{c/d_t} - \frac{5}{3} \right] \text{ para elementos con refuerzo en espiral} \quad (1.5)$$

$$\phi = .65 + .25 \left[\frac{1}{c/d_t} - \frac{5}{3} \right] \text{ para otros elementos reforzados} \quad (1.6)$$

Debido a que las secciones controladas por compresión tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones en la resistencia del concreto, entre otras, se les asigna un factor Φ más bajo que para las secciones controladas por tracción.

Para el caso de columnas con refuerzo en espiral, considerando la mayor tenacidad que tienen con respecto a las columnas con estribos, se les asigna un factor de reducción de resistencia más alto.

Además, a pesar que el factor Φ para elementos con refuerzo en espiral se redujo a .7 en el ACI 05, este valor fue cambiado nuevamente a partir del ACI 08 al valor de las ediciones anteriores al 2002 que es de .75. Este incremento se debe a que se reconoció el desempeño superior de las columnas con refuerzo en espiral cuando están sujetas a cargas extraordinarias.

Los elementos en flexión y los elementos que soportan cargas axiales mayoradas de compresión $\leq .10f'cAg$ pueden usarse sólo cuando la deformación unitaria neta en tensión no sea menor que .004. Los elementos que soportan cargas axiales de compresión mayores o iguales a este límite, pueden usarse cuando ϵ_t alcanza un valor hasta de .002.

La aplicación de los factores de reducción de resistencia (tabla 1.2) de manera conjunta con los factores de mayoración de cargas (tabla 1.1) está orientada a obtener en forma aproximada probabilidades de bajas resistencias del orden de 1/100 y probabilidades de sobrecargas de 1/1000. Esto resulta en una probabilidad de falla estructural del orden de 1/100000⁴.

Cabe indicar que no se permite mezclar las combinaciones de carga adoptadas del ASCE 7-02 para el ACI 318 a partir del 2002, con los factores de reducción de resistencia vigentes hasta 1999 y que se trasladaron al Apéndice C en las siguientes ediciones.

⁴Nilson, A. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (DUODÉCIMA EDICIÓN).

CAPÍTULO 2

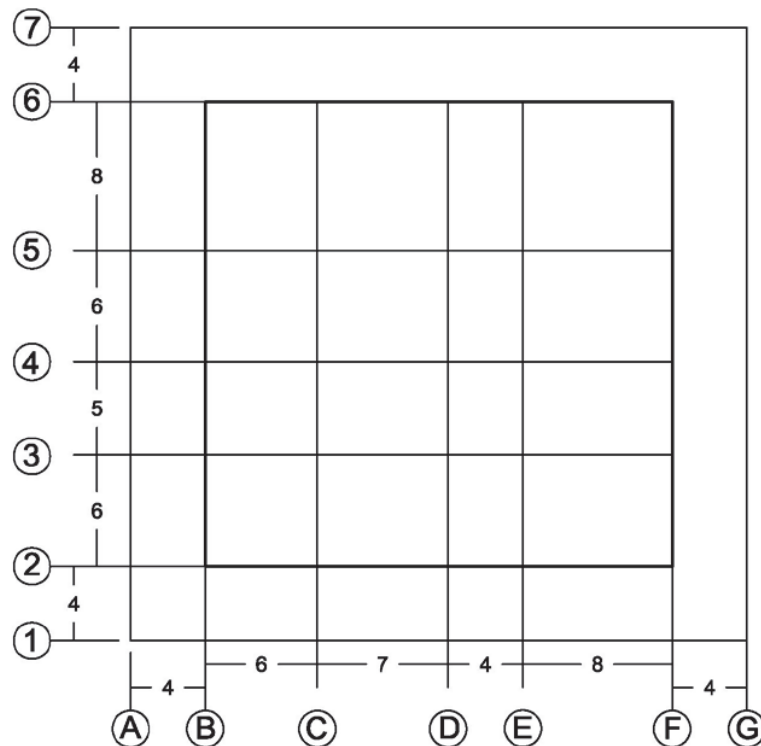
CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

2.1 GENERALIDADES

El proceso de cálculo para cada caso se realizó por medio de la modelación de la estructura en el programa ETABS 9, mientras que el diseño se realizó mediante cálculos manuales a partir de la teoría de resistencia de materiales complementado con el uso de programas desarrollados con aplicaciones específicas para analizar y diseñar determinados elementos, como CSiCol 8 para columnas sometidas a flexión biaxial, y SAFE 12 para cimentaciones.

La edificación para fines de este estudio tiene forma regular en planta y elevación y se ha idealizado con luces cortas, medianas y largas moduladas en cuatro vanos en los dos sentidos.

FIGURA 2.1 PLANTA DE LA EDIFICACIÓN



Elaborado por: Pablo Brichetto

Las luces varían entre 4 y 8 metros en la dirección X, y entre 5 y 8 metros en la dirección Y (según los ejes globales de ETABS 9), por lo que el área es aproximadamente 625 m² por piso y 1089 m² por subsuelo.

La conformación del sistema estructural planteado para cada caso se describió en 1.2.1.

2.1.1 CARGAS

Se consideran tres tipos de carga para la estructura: la carga muerta que proviene del peso propio de los elementos estructurales, no estructurales y acabados; la carga viva que se determina de acuerdo a lo dispuesto por el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 2002; y la carga lateral por sismo que se evaluará de acuerdo a las Regulaciones Sismo-Resistentes descritas en el capítulo 12 del código antes mencionado, en el que se establece que el corte basal se determina mediante la expresión:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_E} * W \quad (2.1)$$

$$.5 \leq C = \frac{1.25 * S^S}{T} \leq C_m \quad (2.2)$$

Donde:

Z= factor de zona

I= factor de importancia

C= valor máximo esperado de aceleración espectral

R= coeficiente de reducción de respuesta estructural

ϕ_p = coeficiente de configuración estructural en planta

ϕ_E = coeficiente de configuración estructural en elevación

W = peso total de la estructura

S = coeficiente de suelo

T = periodo de vibración calculado utilizando las propiedades estructurales de los elementos resistentes

El valor de T calculado por el programa no debe ser mayor a 1.3 veces el periodo calculado con el Método 1 del CEC 2002 mediante la ecuación:

$$T = C_t(h_n)^{.75} \quad (2.3)$$

Donde:

h_n = Altura máxima de la edificación medida desde el nivel de aplicación de la carga lateral

$C_t =$.09	Pórticos de acero
	.08	Pórticos espaciales de H.A.
	.06	Pórticos espaciales de H.A. con muros estructurales y otras estructuras.

Caso contrario se deberá utilizar este último valor de T mayorado.

En lo concerniente a la deriva de piso el CEC estipula que ésta debe ser calculada como el producto del factor de reducción de respuesta estructural por la deriva elástica:

$$\Delta_M = R\Delta_E \quad (2.4)$$

Y debe ser menor o igual al 2%.

2.1.2 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga de cada código, a utilizarse para cada caso, y considerando únicamente las cargas aplicadas para este análisis, se muestran en la tabla 2.1; nótese que para las combinaciones que incluyen carga sísmica, ésta puede adicionarse o contrarrestarse a las otras cargas.

TABLA 2.1 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL ANÁLISIS -ACI 95 Y 05-

COMBINACIÓN	ACI 318 (71-99)	ACI 318 (02-11)
1	1.4D+ 1.7L	1.2D+1.6L
2	.75(1.4D+1.7L+1.87Sx)	1.2D+L+1.4Sx
3	.75(1.4D+1.7L-1.87Sx)	1.2D+L-1.4Sx
4	.75(1.4D+1.7L+1.87Sy)	1.2D+L+1.4Sy
5	.75(1.4D+1.7L-1.87Sy)	1.2D+L-1.4Sy
6	.9D+1.43Sx	.9D+1.4Sx
7	.9D-1.43Sx	.9D-1.4Sx
8	.9D+1.43Sy	.9D+1.4Sy
9	.9D-1.43Sy	.9D-1.4Sy

Elaborado por: Pablo Bricchetto

2.1.3 MATERIALES

Las propiedades de los materiales para el cálculo se definen a continuación:

TABLA 2.2 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO

MATERIAL	$\gamma(T/m^3)$	$f'_c(kg/cm^2)$	$E(kg/cm^2)$	$f_y(kg/cm^2)$
HORMIGÓN	2.4	210	$13000\sqrt{f'_c}$	
ACERO				4200

Elaborado por: Pablo Bricchetto

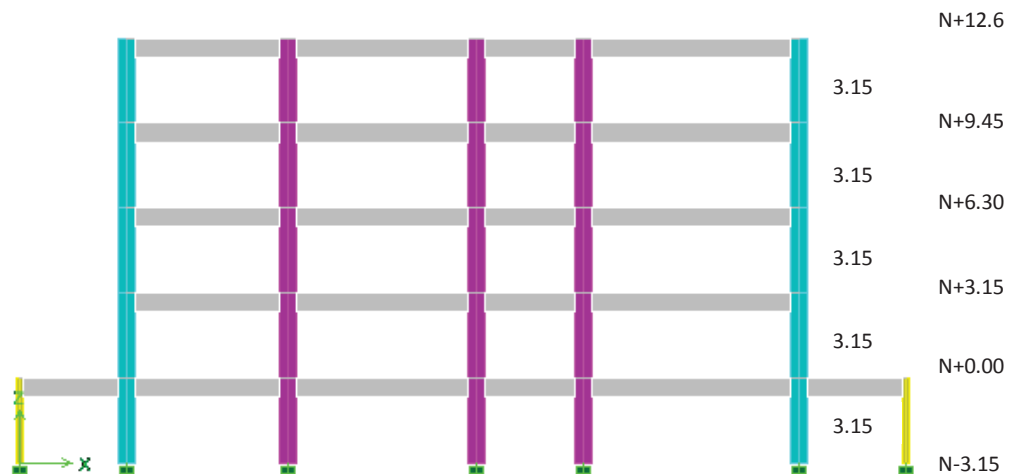
El valor del módulo de elasticidad del concreto E se determina a partir de la ecuación de la sección 8.5.1 del ACI 318-05, considerando la recomendación del Ing. Sigifredo Díaz en la que se reduce el valor de la constante de 15100 a 13000 (se estima esta reducción debido a que las propiedades de los agregados difieren en Ecuador).

2.2 ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS (CASO I)

2.2.1 GENERALIDADES

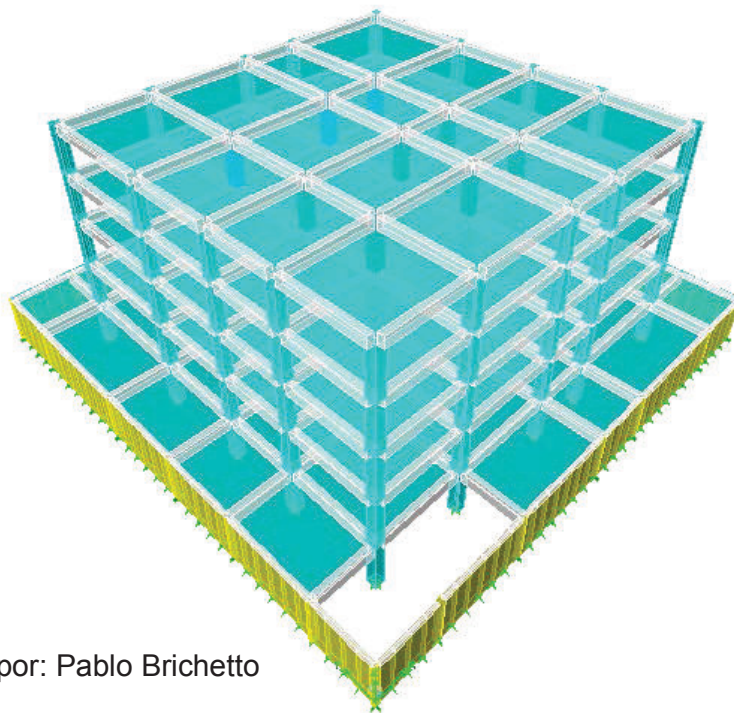
La edificación para el CASO I tiene 4 pisos más 1 subsuelo con altura de entrepiso de 3.15 m.

FIGURA 2.2 ELEVACIÓN DE LA EDIFICACIÓN CONFORMADA POR PÓRTICOS (CASO I)



Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 2.3 MODELO 3D DE LA EDIFICACIÓN



Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.1.1 Cargas

2.2.1.1.1 Muerta (D)

Se considera para este estado de carga el peso propio de los elementos estructurales y una carga muerta adicional proveniente del peso de mamposterías, enlucidos y acabados. Los valores estimados se presentan en la tabla 2.3.

TABLA 2.3 PESOS DE LAS CARGAS MUERTAS CONSIDERADAS

D ⁵	T/m2	
	PLANTA TIPO	TERRAZA
Peso propio	PP	PP
mamposterías	.26	
Enlucidos y acabados	.11	.10
DTOTAL ⁶	.37+PP	.10+PP

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.1.1.2 Viva (L)

Se considera que el uso de la estructura será para oficinas, de la tabla 4.1 contenida en la parte 1 del CEC se determina la carga viva uniforme a aplicarse.

TABLA 2.4 PESO DE LA CARGA VIVA CONSIDERADA

L	T/m2
uso	
oficinas	.25

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.1.1.3 Carga Sísmica (S_x, S_y)

Debido a que las bases de diseño sismo resistente del CEC fueron desarrolladas a partir del UBC, se utiliza este código para determinar el sistema de fuerzas

⁵ Ramos, P. Apuntes de clase de HORMIGÓN ARMADO II; Gachet, P. Apuntes de clase de PROYECTOS ESTRUCTURALES.

⁶ El valor de .37 o .10 T/m2 se ingresa en el patrón de carga muerta con un factor de multiplicación de peso propio igual a 1, para que el ETABS calcule y adicione el peso propio de los elementos estructurales a la carga muerta total.

laterales estático equivalente aplicado a la estructura; esto por estar definido el UBC como un patrón de carga lateral automático en el programa y bajo la consideración de que siendo el corte basal calculado con el CEC mayor que el calculado con el UBC -por el factor C diferente para cada código- se debe encontrar la relación entre el I_{UBC} y I_{CEC} para igualar el valor del corte basal del UBC y del CEC.⁷

En términos generales la relación se expresa como sigue:

$$I_{UBC} = \frac{C_{CEC}}{C_{UBC}} I_{CEC} \quad (2.5)$$

Donde:

$$C_{CEC} = \frac{1.25S^S}{T} \leq C_m \quad (2.6)$$

$$C_{UBC} = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \leq C_m \quad (2.7)$$

Los datos para la determinación del cortante basal de diseño para el CASO I son:

$S=1.2$ (S2, suelos intermedios)

$Z=.4$

$R=10$ (pórticos espaciales sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas)

$\phi_P = 1$

$\phi_E = 1$

⁷ Díaz, S. Apuntes de clase de APLICACIONES COMPUTACIONALES EN ESTRUCTURAS.

2.2.2 PREDISEÑO

2.2.2.1 Vigas

Para estimar de forma práctica el tamaño de la viga se supone una altura mínima total h igual a la altura mínima especificada por el ACI en la tabla 9.5 (a) si las deflexiones no se deben calcular. Para la mayor de las luces en cada sentido se tiene:

TABLA 2.5 PREDISEÑO DE VIGAS

PREDISEÑO DE VIGAS				
			k^8	21
			h_{asum}/b	1.6
SENTIDO	l (cm)	$h_{min}=l/k$ (cm)	h_{asum} (cm)	b (cm)
X	800	38.10	40	25
Y	800	38.10	40	25

Elaborado por: Pablo Brichetto

Entonces se asume una viga rectangular V25X40.

2.2.2.2 Columnas

Para determinar el tamaño de la columna se parte de la ecuación 10-2 del ACI, que al considerar las excentricidades accidentales limita la resistencia de diseño de una columna con estribos en compresión pura al 80% de la resistencia nominal. Esta fórmula da resultados aproximadamente equivalentes a los de cargas aplicadas con excentricidades de $.10h$.

Se expresa esta relación como sigue:

$$P_u = \phi P_{n_{m\acute{a}x}} = .8\phi [.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (2.8)$$

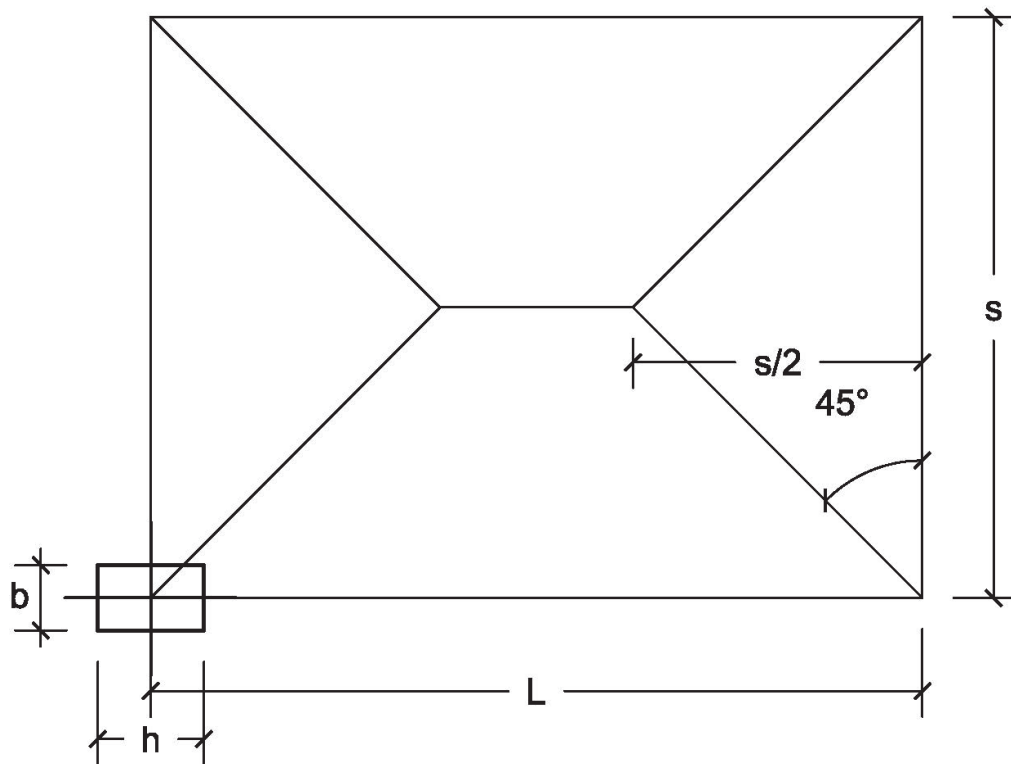
$$A_g = \frac{P_u}{\phi .8 [.85f'_c + (f_y - .85f'_c)\rho]}$$

⁸ Se asigna la letra k al valor constante que divide a l (longitud del vano entre ejes) en la tabla 9.5 (a) del ACI.

Para este estudio, se ha desarrollado un método aproximado de prediseño (sólo carga vertical) para determinar la relación entre las dimensiones b y h de una columna en función de las luces de los tableros que convergen en la columna.

Este procedimiento consiste en determinar un factor K_T que relaciona el momento en la dirección larga M_L y el momento en la dirección corta M_S ; y considerando que los momentos son proporcionales a las rigideces se relaciona análogamente por medio del factor K_T la rigidez en la dirección larga K_L y la rigidez en la dirección corta K_S , y así se determina las dimensiones b y h de la columna.

FIGURA 2.4 ÁREA TRIBUTARIA TEÓRICA PARA UNA VIGA



Elaborado por: Pablo Brichetto

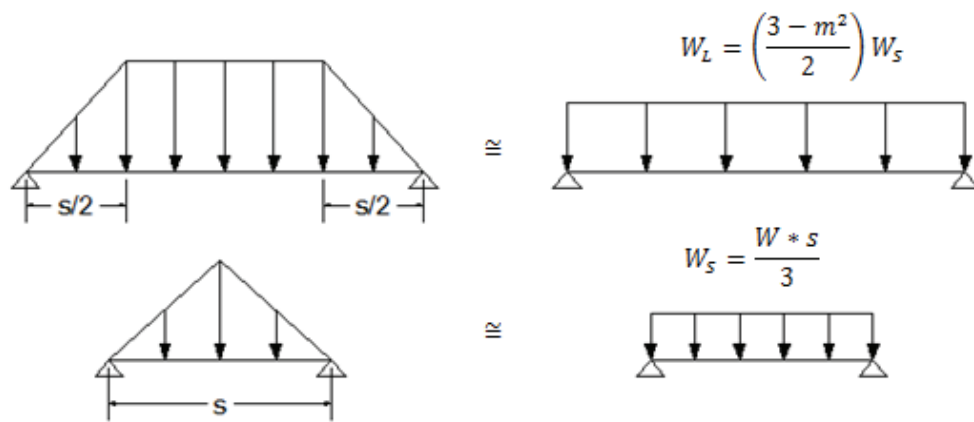
Entonces como el momento es función de la carga y del cuadrado de la longitud del claro se determina un factor por carga K_W y un factor por longitud K_L , el factor que relaciona M_L y M_S es el producto K_W y K_L que es el factor total K_T .

Para el factor por carga K_W :

$$W_L = K_W * W_S$$

De la carga equivalente⁹ para una carga trapezoidal y triangular se tiene:

FIGURA 2.5 CARGA EQUIVALENTE DE UNA CARGA TRIANGULAR Y TRAPEZOIDAL



Elaborado por: Pablo Brichetto

Donde:

$$m = \frac{s}{L}$$

Entonces el factor por carga K_W es igual a:

$$K_W = \left(\frac{3 - m^2}{2}\right) \quad (2.9)$$

⁹ Díaz, S. Apuntes de clase de RESISTENCIA DE MATERIALES II.

Para el factor por longitud K_L :

$$L^2 = K_L * s^2$$

$$K_L = \frac{L^2}{s^2}$$

$$\frac{1}{K_L} = \left(\frac{s}{L}\right)^2 = m^2$$

$$K_L = \frac{1}{m^2} \tag{2.10}$$

Entonces el factor total K_T es igual a:

$$K_T = K_W * K_L$$

$$K_T = \left(\frac{3 - m^2}{2}\right) \frac{1}{m^2} = \left(\frac{3}{2m^2} - \frac{1}{2}\right) = \left(\frac{1.5}{m^2} - .5\right) \tag{2.11}$$

Por consiguiente la relación entre los momentos es:

$$M_L = K_T M_S \tag{2.12}$$

Como los momentos son proporcionales a las rigideces análogamente se tiene:

FIGURA 2.6 COLUMNA SOMETIDA A FLEXIÓN BIAIXIAL

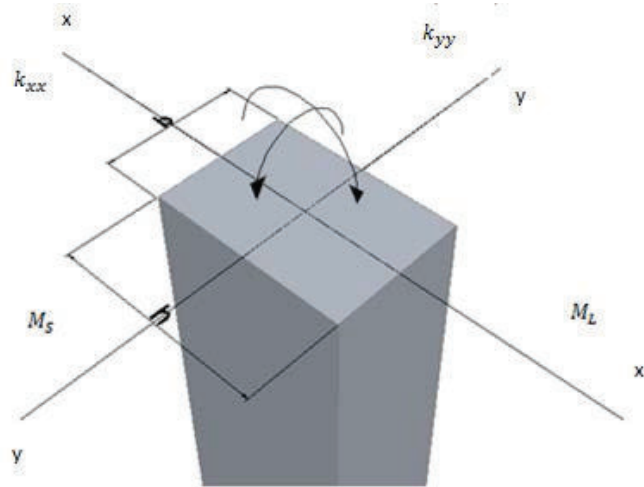
$$k_{yy} = K_T k_{xx}$$

$$\frac{4EI_{yy}}{L} = K_T \frac{4EI_{xx}}{L}$$

$$\frac{bh^3}{12} = K_T \frac{hb^3}{12}$$

$$h^2 = K_T b^2$$

$$h = \sqrt{K_T} * b \quad (2.13)$$



Elaborado por: Pablo Brichetto

Entonces si la longitud del claro largo es igual a la longitud del claro corto, b tendría que ser igual a h, se comprueba:

$$m = \frac{s}{L} = \frac{s}{s} = 1$$

$$h = \sqrt{\left(\frac{1.5}{m^2} - .5\right) * b}$$

$$h = \sqrt{\left(\frac{1.5}{1^2} - .5\right) * b}$$

$$h = \sqrt{1} * b$$

$$h = b$$

Finalmente conocida el área de la columna se determina b y h como sigue:

$$A = bh = bK_T b = b^2 K_T$$

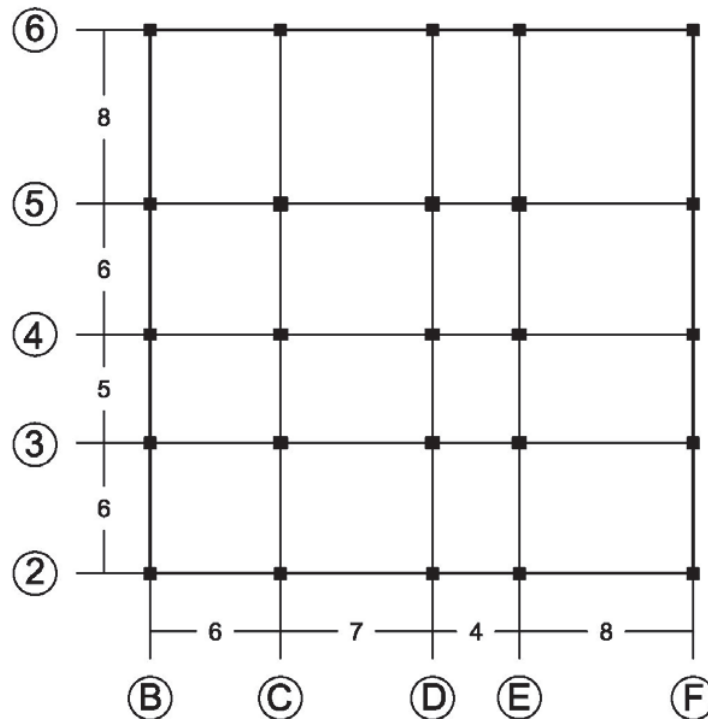
$$b = \sqrt{\frac{A}{K_T}} \quad (2.14)$$

$$h = \frac{A}{b_{asum}} \quad (2.15)$$

El valor de b_{asum} (base asumida para la columna) es igual a b aproximado a una distancia que sea práctica para la construcción, de igual manera se debe asumir un valor de h luego de calcular esta variable por medio de la ecuación 2.15.

Por economía, el criterio es usar el menor número posible de diferentes secciones en el edificio; se define entonces así las secciones de prediseño¹⁰ para columnas interiores, exterior y de esquina mostradas en la tabla 2.6.

FIGURA 2.7 SECCIONES DE PREDISEÑO DE COLUMNAS



Elaborado por: Pablo Brichetto

¹⁰ Véase el ANEXO 1: PREDISEÑO DE COLUMNAS.

TABLA 2.6 PREDISEÑO DE COLUMNAS

COLUMNA	TIPO	B ¹¹ (cm)	H (cm)
C3,C4, D3,D4, E3,E4	INTERIOR	50	40
C5, D5, E5		50	50
B3, B4, B5, F3, F4, F5,C2, D2, E2, C6, D6, E6	EXTERIOR	45	45
B2,B6, F2,F6	ESQUINERA	45	45

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.2.3 Losa

Se revisa si el espesor asumido de la losa cumple con el espesor mínimo permisible requerido por el ACI para limitar las deflexiones.

Para losas con vigas interiores el espesor mínimo de las losa puede obtenerse de las ecuaciones dadas en la sección 9.5.3.3 del código.

Para $.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$, el espesor no debe ser menor que 12.5 cm o bien:

$$h = \frac{l_n \left(.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - .2)}$$

(Ecuación 9-12, ACI)

Para $\alpha_{fm} > 2$, el espesor no debe ser menor que 9 cm o bien:

$$h = \frac{l_n \left(.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta}$$

(Ecuación 9-13, ACI)

¹¹ La dimensión B es paralela al eje X.

Donde:

l_n = claro libre en la dirección larga, medido cara a cara de las vigas

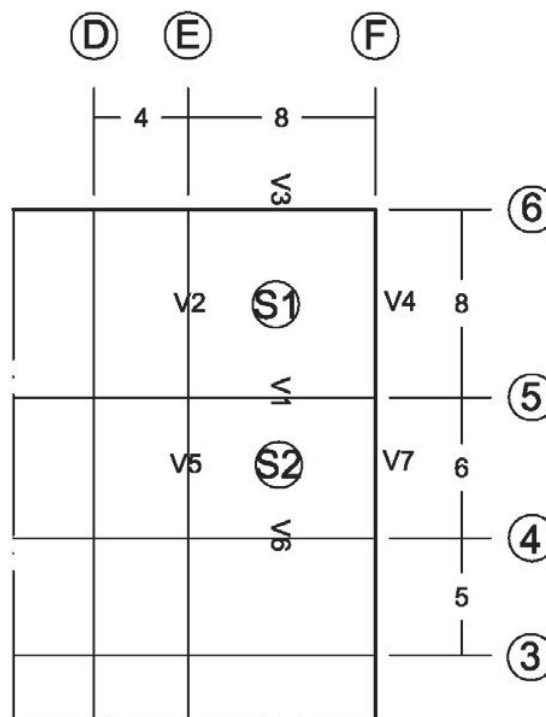
β = relación entre el claro libre largo y corto

α_{fm} = valor promedio de las relaciones de las rigideces de viga a losa, en todos los lados de un tablero [$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$ (Ecuación 13-3, ACI)]

En las ecuaciones anotadas, el valor β se usa para tomar en cuenta el efecto de la forma del tablero sobre su deflexión, mientras que el efecto de vigas está representado por α_{fm} .

Por lo general un tablero de esquina o de borde controla el espesor requerido de la losa. Se escoge el tablero de esquina y de borde con las mayores luces (S1 y S2 respectivamente en la figura 2.8) para la revisión.

FIGURA 2.8 TABLEROS ESCOGIDOS PARA ESTIMAR EL ESPESOR DE LA LOSA



Elaborado por: Pablo Brichetto

Para una losa con nervaduras de hasum (altura asumida) 25 cm y vigas de 25X40 se tiene en el tablero de esquina S1:

TABLA 2.7 REVISIÓN DEL ESPESOR DE LOSA

	αf	β	$h_{asum}(cm)$	$h_{eq}(cm)$	$h_{mín}(cm)$
V1	0.54				$h = \frac{l_n (.8 + \frac{f_y}{14000})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - .2)}$
V2	0.63				
V3	1.55				
V4	1.55				
α_{fm}	1.06	1.00	25.00	18.06	20.73

El espesor de la losa no es suficiente debido a que $h_{eq} < h_{mín}$, se aumenta la sección de las vigas a 40X60 para darle más rigidez al tablero y se tiene:

	αf	β	$h_{asum}(cm)$	$h_{eq}(cm)$	$h_{mín}(cm)$
V1	2.50				$h = \frac{l_n (.8 + \frac{f_y}{14000})}{36 + 9\beta}$
V2	2.92				
V3	7.34				
V4	7.34				
α_{fm}	5.03	1.00	25.00	18.06	18.58

Se revisa para el tablero de borde S2¹²:

	αf	β	$h_{asum}(cm)$	$h_{eq}(cm)$	$h_{mín}(cm)$
V1	2.50				$h = \frac{l_n (.8 + \frac{f_y}{14000})}{36 + 9\beta}$
V5	2.92				
V6	3.18				
V7	7.34				
α_{fm}	3.99	1.36	25.00	18.06	17.34

Elaborado por: Pablo Brichetto

A pesar de que h_{eq} (altura equivalente de una losa maciza para una losa nervada) es algo menor que $h_{mín}$ (altura mínima de la losa requerida por el ACI) sólo en el tablero de esquina, se asume para este caso, un espesor de 30 cm para toda la losa, aunque este podría aumentarse sólo para el tablero de 8X8m.

2.2.2.3.1 Resistencia al Cortante de Losas

¹² Véase los cálculos en el ANEXO 2: REVISIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA.

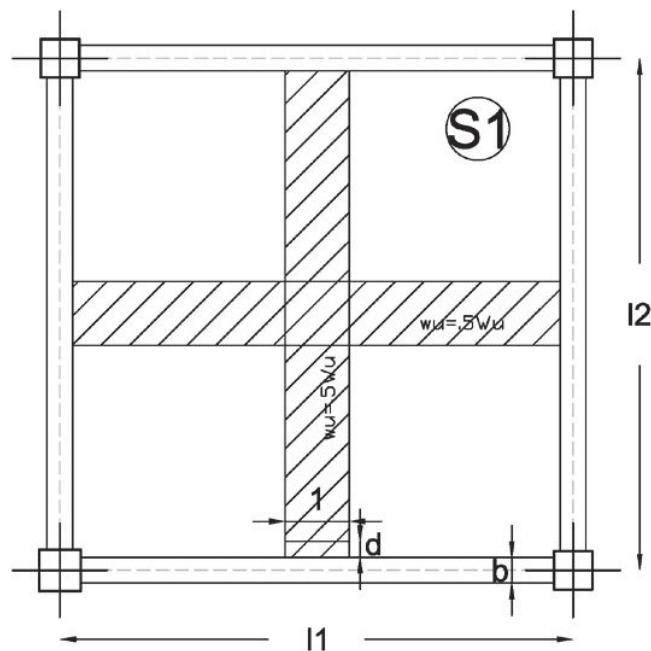
En las losas en dos direcciones soportadas por vigas o muros, las fuerzas cortantes se calculan a una distancia d de las caras de las vigas o muros. El valor de ΦV_c es igual a $\phi \cdot 53 \sqrt{f'_c} b_w d$, como en el caso de vigas. Generalmente la fuerza de corte no es un problema en este tipo de losas.

Se revisa la resistencia al cortante de la losa en el tablero S1 (caso crítico-véase FIGURA 2.8) con el código ACI de 1995 y 2005, considerando una franja central de 1m de ancho y que el 50% de la carga se distribuye en ambas direcciones (véase FIGURA 2.9).

SISTEMAS DE LOSAS CON VIGAS

$f'_c = 210$ kg/cm² direcc. 2
 $l_1 = 8$ m. (vano longitudinal) $b_{nv} = 10$ cm.
 $l_2 = 8$ m. (vano transversal) $\#nv/m = 2$
 $b = 40$ cm. (ancho de viga)
 $t = 30$ cm. (espesor de losa)
 $d = 25$ cm. ("d" losa)
 $w_D = 0.71$ T/m²
 $w_L = 0.25$ T/m²

FIGURA 2.9 VU EN LOSAS NERVADAS EN 2 DIRECCIONES CON VIGAS



Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 2.8 RESISTENCIA AL CORTANTE DE LOSA CON VIGAS PARA ACI 95 Y 05

ACI95	F.c			ACI05	F.c		
D	1.4				1.2		
L	1.7				1.6		
Wu=	1.42	T/m ²			1.26	T/m ²	
wu=	0.71	T/m ² /m			.63	T/m ² /m	
CORTANTE DIRECTO							
Vu	2.52	T			2.22	T	
Φ	0.85				0.75		
ΦV_c	3.26	T	OK		2.88	T	OK
R	0.77				0.77		

Elaborado por: Pablo Brichetto

Como las losas son elementos que trabajan prácticamente a carga vertical es la combinación 1 la que rige el diseño. En la tabla 2.8 se observa que la resistencia al corte es igual con los dos códigos debido al ajuste del factor Φ de corte a .75 para ACI05 en que la carga de diseño es menor.

Para el diseño a flexión la variación entre la carga de diseño, que para este caso es menor al 12%, es la variación entre los momentos de diseño y entre el área de acero calculado, por lo que es evidente que a pesar de que el diseño a flexión es más crítico con ACI95 esta diferencia no es significativa; razón por la cual no se realiza un análisis más extenso en este tipo de elemento en este estudio.

2.2.3 MODELACIÓN

2.2.3.1 Datos de Entrada

Con la configuración estructural, la magnitud de las cargas verticales -muerta y viva- y laterales de origen sísmico, las propiedades de los materiales y las secciones de prediseño ya descritas, se modela la estructura para verificar que su

rigidez lateral sea la adecuada para que las derivas de piso sean menores que las permisibles.

Luego se obtiene las acciones internas en los elementos -momento, axial y cortante, se calcula las sollicitaciones de diseño, la capacidad utilizable y se realiza el diseño final con cada uno de los dos códigos con la finalidad de comparar el área de las secciones de concreto y el área de acero de refuerzo.

Para verificar en el modelo computacional si la estructura satisface la deriva máxima permisible se recomienda el siguiente procedimiento¹³:

- Determinar el periodo de vibración de la estructura en el sentido X e Y, además de la ubicación del punto de aplicación de la carga lateral -centro de masa-, y el punto de aplicación del cortante de piso -centro de rigidez- en cada nivel de la estructura para calcular la excentricidad entre estas dos fuerzas.
- Ajustar la dirección, el período y el factor de importancia en los parámetros de la carga lateral.
- Chequear el peso de la estructura utilizado por el programa para el cálculo del corte basal.
- Revisar la masa modal efectiva asociada con cada modo de vibración.
- Chequear las derivas de piso y si es mayor que la deriva máxima permisible rigidizar la estructura y repetir los pasos anteriores.

Para el último ciclo de prueba las secciones de diseño se muestran en la tabla 2.9.

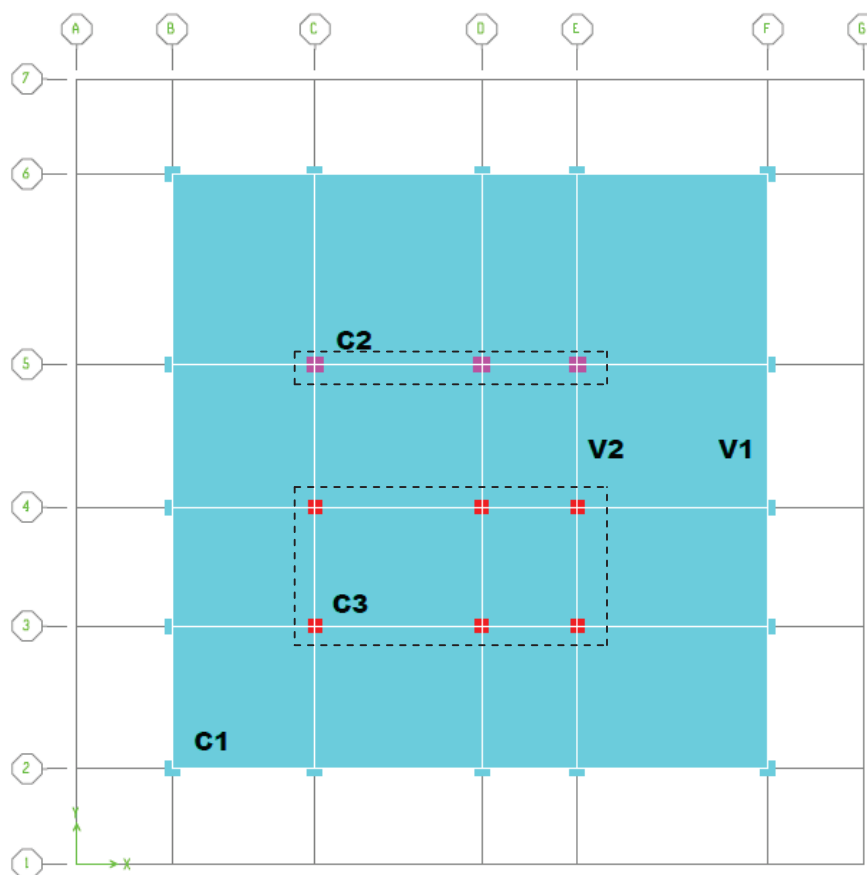
¹³Díaz, S. Apuntes de clase de APLICACIONES COMPUTACIONALES EN ESTRUCTURAS.

TABLA 2.9 SECCIONES DE DISEÑO DE VIGAS, COLUMNAS, LOSA (CASO I)

COLUMNA	$I = .8I_g^{14}$	B (cm)	H (cm)	h (cm)	
C3	INTERIOR	65	55		
C2		65	65		
C1	EXTERIOR	60	60		
	ESQUINERA				
VIGAS	$I = .5I_g^{15}$				
V2	INTERIOR	40	60		
V1	BORDE	40	60		
LOSA				30 (21.54) ¹⁶	

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 2.10 SECCIONES DE DISEÑO DE VIGAS, COLUMNAS Y LOSA



Elaborado por: Pablo Brichetto

¹⁴ Para el diseño de columnas se considera el momento de inercia de la sección total I_g (recomendación del Ing. Patricio Placencia).

¹⁵ En general, es suficientemente preciso tomar I_g para una viga T como 2 veces el I_g del alma (ACI R10.11.1).

¹⁶ Peralte o altura equivalente de la losa para la modelación.

Con las secciones de diseño se obtienen los siguientes resultados:

TABLA 2.10 MASA, CENTRO DE MASA (CM) Y CENTRO DE RIGIDEZ (CR) DE CADA NIVEL

PISO	MasaX	MasaY	XCM	YCM	XCR	YCR	ex (m)	ey (m)
1	112.06	112.1	16.93	16.99	16.88	18.38	0.05	-1.39
2	65.753	65.75	16.44	16.37	16.24	15.9	0.20	0.47
3	65.753	65.75	16.44	16.37	16.22	15.86	0.22	0.51
4	65.753	65.75	16.44	16.37	16.21	15.85	0.23	0.52
5	48.83	48.83	16.44	16.37	16.21	15.85	0.23	0.52

Elaborado por: Pablo Brichetto.

TABLA 2.11 CORTE BASAL

La carga lateral se aplica a partir del Piso 1 en el Nivel +0.00.

Caso	Dir	Ecc Radio	Rw	Z	S	I	T	C	PESO (T)	Corte Basal	Ft
SX	X + EccY	0.05	10	0.4	1.20	1.203	0.6404	2.019	2413.29	234.45	0
SY	Y + EccX	0.05	10	0.4	1.20	1.215	0.6526	1.994	2413.29	233.83	0

Luego se revisa el peso de la estructura por cada piso de 625 m²:

PISO	D +PPLOSA (T)	PPVIGAS (T)	PPCOLUMNAS (T)	PESO (T)	Masa (kgs ² /m)
5	318.75	126.55	61.09	506.39	51.62
4	443.75	126.55	63.84	634.14	64.64
3	443.75	126.55	63.84	634.14	64.64
2	443.75	126.55	63.84	634.14	64.64
TOTAL	1650.00	506.19	252.61	2408.80	245.55
CARGAS UNITARIAS (T/m ²)					
	0.71	0.20	0.10	1.01	

Elaborado por: Pablo Brichetto

El peso aproximado calculado de la estructura es 2408.80 T muy parecido al peso utilizado por el programa, se verifica entonces que este valor es correcto y que corresponde al nivel de aplicación de la carga lateral.

TABLA 2.12 FUERZAS HORIZONTALES

Con los parámetros de carga lateral ajustados y el peso verificado se determina las fuerzas laterales y cortantes de piso para los sentidos X e Y.

PISO	FX	VX	FY	VY
5	77.64		77.43	
		77.64		77.43
4	78.41		78.2	
		156.05		155.63
3	52.27		52.14	
		208.32		207.77
2	26.13		26.06	
VBasal		234.45		233.83
1				
Coef. Sísm.		0.0971		0.0969

Elaborado por: Pablo Brichetto

El cortante basal es aproximadamente el 10% del peso de la estructura en el sentido X e Y.

TABLA 2.13 RADIOS DE MASA MODAL EFECTIVA

Los radios de masa modal efectiva indican la importancia de los modos y están expresados en porcentaje.

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.667	0.551	58.245	0.000	94.1088	0.8902	0.3332
2	0.654	56.273	0.756	0.000	1.2216	90.9761	1.6722
3	0.588	2.468	0.304	0.000	0.4874	3.9705	47.4618
4	0.207	0.047	7.521	0.000	0.213	0.0015	0.0421
5	0.202	7.410	0.070	0.000	0.0019	0.2314	0.2392
6	0.183	0.379	0.042	0.000	0.0011	0.0115	5.8484

Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 2.14 DERIVAS DE PISO

Se verifica que la deriva máxima de piso sea menor o igual al 2%.

Caso	SX		SY	
	Δ_E (m)	Δ_M (%)	Δ_E (m)	Δ_M (%)
5	0.000848	0.85	0.000828	0.83
4	0.001447	1.45	0.001433	1.43
3	0.00182	1.82	0.001815	1.82
2	0.001499	1.50	0.0015	1.50
1	0.000034	0.03	0.00003	0.03

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.4 DISEÑO

2.2.4.1 Vigas

El diseño de vigas de concreto consiste en determinar el área de acero requerido por flexión y corte.

2.2.4.1.1 Diseño a flexión

Para el diseño a flexión se debe determinar:

- El momento factorizado máximo (M_u), obtenido al factorar los momentos para los diferentes casos de carga analizados con los correspondientes factores de las combinaciones de carga de diseño.¹⁷
- El área de acero de refuerzo (A_s), se obtiene como sigue dadas las ecuaciones:

$$\rho = \frac{.85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{.85f'_c}} \right] \quad (2.16)$$

¹⁷Veáse la tabla 2.1

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} \quad (2.17)$$

$$As = \rho b d \quad (2.18)$$

2.2.4.1.2 Cuantía mínima de acero

La cuantía de acero no debe ser menor a:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{ACI 10.5.1})$$

2.2.4.1.3 Cuantía máxima de acero

Para el diseño de elementos en flexión resistentes a sismos, por limitaciones de construcción más que de comportamiento, se adopta la recomendación¹⁸ de que la cuantía de acero o la deformación unitaria en tracción no debe ser mayor a:

$$\begin{array}{ll} \text{ACI 318 (71-99)} & \text{ACI 318 (02-11)} \\ \rho_{\max} = .5\rho_b & \epsilon_t = .0075 \quad (\text{ACI R10.3.3}) \end{array}$$

Donde:

$$\rho_b = \frac{.85f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right) \quad (2.19)$$

Para valores de $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$, $\beta_1 = .85$ y debe reducirse linealmente a razón de .05 por cada incremento de 70 kg/cm^2 en f'_c a partir de 280 kg/cm^2 .

¹⁸Placencia, P. Apuntes de clase de HORMIGÓN ARMADO III.

Para concretos con $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene la siguiente expresión para determinar β_1 :

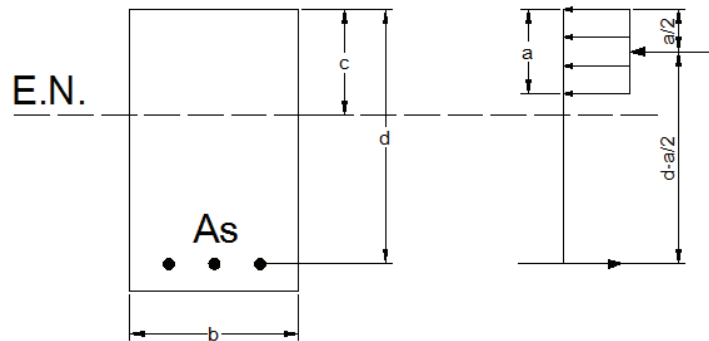
$$\beta_1 = .85 - \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right) .05 \geq .65 \quad (2.20)$$

Para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$:

$$\rho_{m\acute{a}x} = .0108$$

Para comparar la cuantía de acero máxima de los códigos se obtiene una ecuación a partir del análisis de equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones para calcular ρ en función de ϵ_t . El proceso se muestra como sigue para una sección cualquiera:

FIGURA 2.11 DIAGRAMA DE FUERZAS EN MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN



Elaborado por: Pablo Brichetto

Cálculo de las fuerzas T y C de tensión y compresión (figura 2.11):

$$T = Asf_y$$

$$C = .85f'_c ab$$

Igualando T y C y despejando a :

$T = C$ por equilibrio

$$a = \frac{Asfy}{.85f'_c b}$$

Reemplazando $As = \rho bd$ en a :

donde $\rho =$ porcentaje de acero de tensión

$$a = \frac{\rho fy}{.85f'_c} d$$

La profundidad del bloque de compresión a puede relacionarse con la distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro c mediante el factor β_1 :

$$a = \beta_1 c$$

Igualando y despejando c :

$$c = \frac{\rho fy}{.85\beta_1 f'_c} d$$

De la compatibilidad de deformaciones (figura 1.2) y despejando c :

$$c = \frac{.003}{(.003 + \epsilon_t)} d$$

Finalmente igualando c y despejando ρ :

$$\frac{\rho fy}{.85\beta_1 f'_c} = \frac{.003}{(.003 + \epsilon_t)}$$

$$\rho = \frac{.003}{(.003 + \epsilon_t)} * \frac{.85\beta_1 f'_c}{fy} \quad (2.21)$$

Al reemplazar $\epsilon_t = .0075$ se obtiene:

$$\rho = .0103$$

Por lo tanto el objetivo de esta limitación de deformación es restringir la cuantía de refuerzo en vigas no preesforzadas a aproximadamente el mismo valor que se exigía en ediciones anteriores al ACI 02.

2.2.4.1.4 Consideraciones Especiales para Diseño Sísmico

Para diseño sísmico la viga debe satisfacer las siguientes condiciones adicionales:

En cualquier apoyo de la viga la capacidad para momento positivo no debe ser menor que $\frac{1}{2}$ de la capacidad para momento negativo.

$$M_{uapoyo}^+ \geq 1/2 M_{uapoyo}^-$$

(ACI 21.3.2.1).

La capacidad a momento positivo o negativo en cualquier sección a lo largo de la viga no debe ser menor que la $\frac{1}{4}$ de la capacidad máxima positiva o negativa.

$$M_{un-n}^+ \geq 1/4 \text{máx}\{M_u^-, M_u^+\}_{viga}$$

$$M_{un-n}^- \geq 1/4 \text{máx}\{M_u^-, M_u^+\}_{viga}$$

(ACI 21.3.2.2).

2.2.4.1.5 Ejemplo de diseño a flexión

A continuación se ilustra el cálculo del acero de refuerzo a flexión con los dos códigos para la viga interior del eje 5 en el piso 2.

FIGURA 2.12 EJEMPLO DE DISEÑO A FLEXIÓN

VIGA INTERIOR													
EJE	5												
PISO	2												
ACI	95												
	f'c	210	kg/cm ²										
	f _y	4200	kg/cm ²										
	b	40	cm										
	h-r	60	6.00	cm	ρ _{mín}	0.0033	As _{mín}	7.20	cm ²				
	d	54.0	cm	ρ _{máx}	0.0108	As _{máx}	23.41	cm ²					
	M _D	-7.25	6.02	-7.45	-11.72	9.25	-11.75	-2.79	0.84	-3.08	-17.43	13.59	-17.07
	M _L	-2.07	1.71	-2.04	-3.32	2.68	-3.36	-0.76	0.20	-0.83	-5.00	3.97	-4.95
	M _S	15.46	-14.78	13.03	-12.82	17.91	-17.98	11.86	-12.69				
		6		7		4		8					
COMB		B	C		D		E		F				
1	1.4D+1.7L	-13.67	11.34	-13.90	-22.05	17.51	-22.16	-5.20	1.52	-5.72	-32.90	25.78	-32.31
2	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sx)	11.43	-31.15	1.74	-34.60	21.22	-29.51	-8.04	-42.03				
3	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sx)	-31.93	10.31	-34.81	1.36	-29.02	20.92	-41.31	-6.44				
6	0.9D+1.43Sx	15.58	-27.84	8.08	-28.91	23.10	-28.48	1.27	-33.51				
7	0.9D-1.43Sx	-28.63	14.43	-29.18	7.76	-28.12	22.94	-32.65	2.78				
	M _{máx} (-)	31.93	31.15	34.81	34.60	29.02	29.51	41.31	42.03				
	M _{máx} (+)	15.58	14.43	8.08	7.76	23.10	22.94	1.27	2.78				
ACI21.3.2.1/2	R _n	15.97	11.34	15.58	17.41	17.51	17.30	23.10	10.51	22.94	20.66	25.78	21.02
	R _n	30.42	29.68	33.16	32.96	27.64	28.11	39.35	40.04				
	R _n	15.21	10.80	14.84	16.58	16.68	16.48	22.01	10.01	21.85	19.68	24.55	20.02
	ρ	0.0080	0.0033	0.0078	0.0088	0.0033	0.0087	0.0072	0.0033	0.0073	0.0107	0.0033	0.0109
		0.0038	0.0027	0.0037	0.0042	0.0042	0.0041	0.0056	0.0025	0.0056	0.0050	0.0063	0.0051
	As requerido												
	As(-)	17.27	7.20	16.80	19.03	7.20	18.90	15.53	7.20	15.82	23.16	7.20	23.63
	As(+)	8.19	5.73	7.98	8.97	9.02	8.91	12.12	5.30	12.03	10.75	13.64	10.95
ACI10.5.1		17.27	7.20	16.80	19.03	7.20	18.90	15.53	7.20	15.82	23.16	7.20	23.63
		8.19	7.20	7.98	8.97	9.02	8.91	12.12	7.20	12.03	10.75	13.64	10.95
	As colocado												
	As(-)	17.42	19.64	19.64	19.64	19.64	24.54	24.54	24.54				
	As(+)	9.42	9.42	9.42	12.57	12.57	12.57	12.57	14.33	12.57			
ACI	2005												
COMB													
1	1.2D+1.6L	-12.01	9.96	-12.20	-19.38	15.39	-19.48	-4.56	1.33	-5.02	-28.92	22.66	-28.40
2	1.2D+L+1.4Sx	10.87	-31.67	0.86	-35.41	20.97	-29.70	-9.31	-43.20				
3	1.2D+L-1.4Sx	-32.41	9.71	-35.63	0.49	-29.18	20.65	-42.52	-7.67				
6	0.9D+1.4Sx	15.12	-27.40	7.69	-28.52	22.56	-27.94	0.92	-33.13				
7	0.9D-1.4Sx	-28.17	13.99	-28.79	7.37	-27.59	22.40	-32.29	2.40				
	M _{máx} (-)	32.41	31.67	35.63	35.41	29.18	29.70	42.52	43.20				
	M _{máx} (+)	15.12	13.99	7.69	7.37	22.56	22.40	0.92	2.40				
ACI21.3.2.1/2	R _n	16.21	10.80	15.84	17.81	15.39	17.70	22.56	10.80	22.40	21.26	22.66	21.60
	R _n	30.88	30.17	33.94	33.73	27.80	28.29	40.50	41.15				
	R _n	15.44	10.29	15.09	16.97	14.66	16.86	21.49	10.29	21.34	20.25	21.59	20.58
	ρ	0.0081	0.0033	0.0079	0.0090	0.0033	0.0090	0.0072	0.0033	0.0074	0.0111	0.0033	0.0113
		0.0039	0.0025	0.0038	0.0043	0.0036	0.0042	0.0055	0.0025	0.0054	0.0051	0.0055	0.0052
	As requerido												
	As(-)	17.56	7.20	17.11	19.53	7.20	19.40	15.63	7.20	15.93	23.96	7.20	24.41
	As(+)	8.32	5.45	8.12	9.19	7.88	9.13	11.81	5.45	11.72	11.08	11.87	11.27
ACI10.5.1		17.56	7.20	17.11	19.53	7.20	19.40	15.63	7.20	15.93	23.96	7.20	24.41
		8.32	7.20	8.12	9.19	7.88	9.13	11.81	7.20	11.72	11.08	11.87	11.27
	As colocado												
	As(-)	19.64	19.64	19.64	19.64	19.64	24.54	24.54	24.54				
	As(+)	9.42	9.42	9.42	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57
		B	C		D		E		F				

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 2.13 ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO -ACI 95 PISO2-

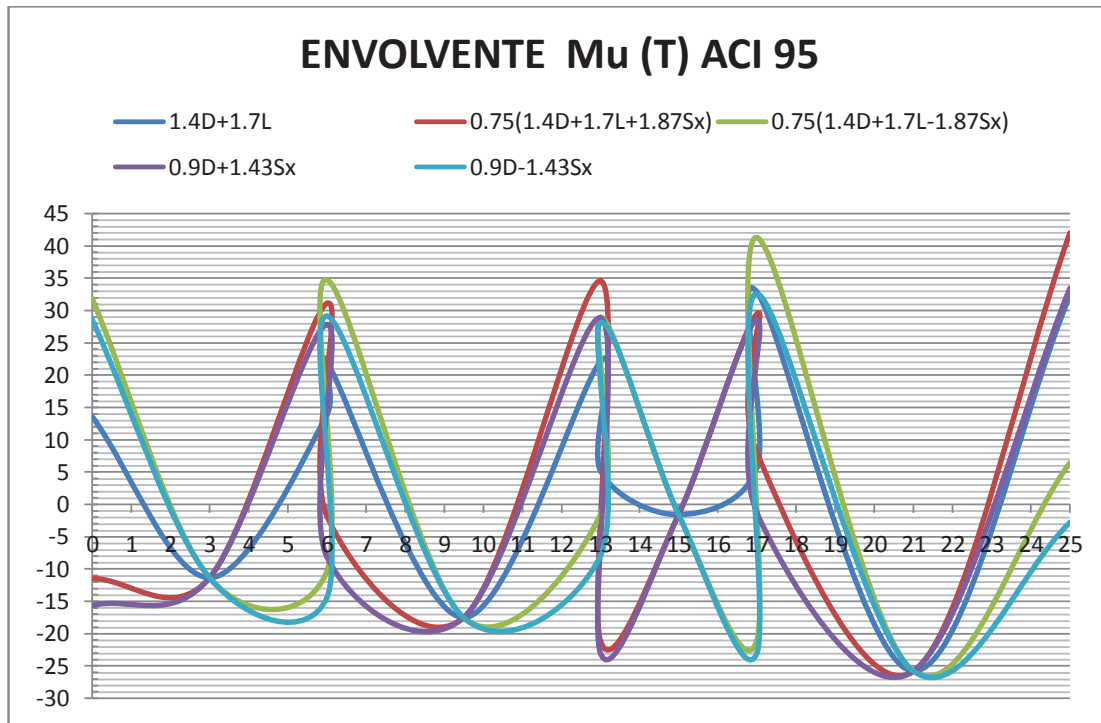
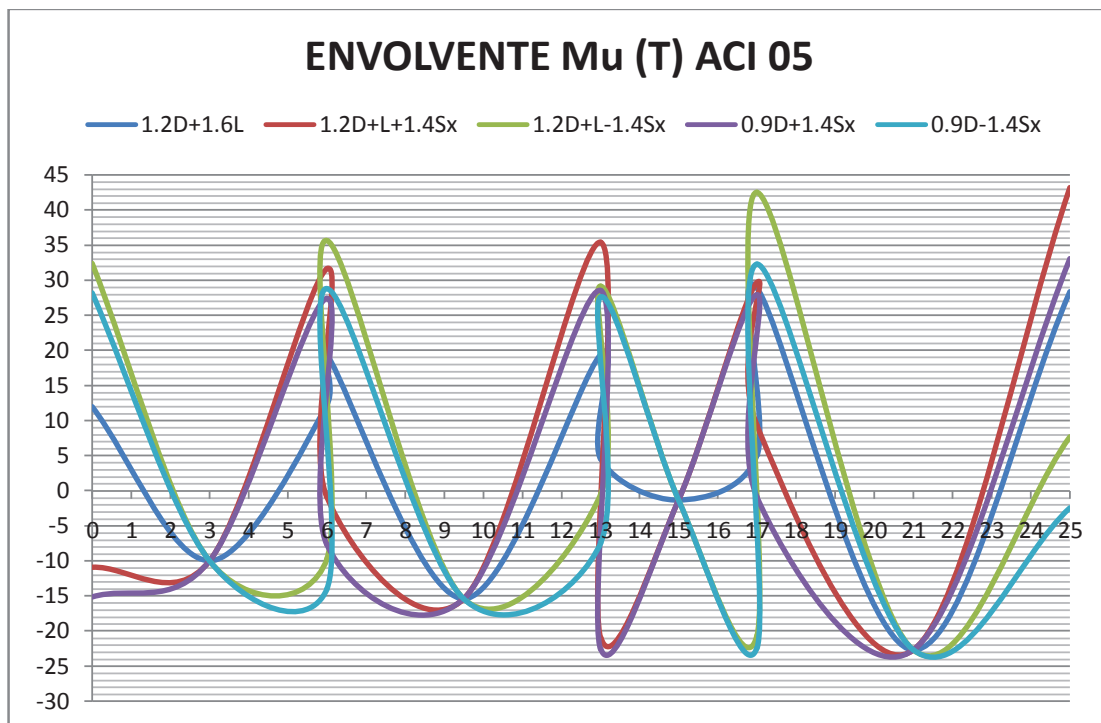


FIGURA 2.14 ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO -ACI 05 PISO2-



Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.4.1.5 Diseño a corte

Para vigas que forman parte de sistemas resistentes a cargas laterales se debe considerar que si aumenta la resistencia a flexión de las vigas puede incrementarse el cortante en estos elementos, por lo que la fuerza cortante de diseño V_{uDIS} debe calcularse como la suma del cortante resultante de la carga gravitacional factorizada más el cortante inducido por la capacidad a flexión provista por el acero colocado en los extremos de la viga con un esfuerzo de ϕf_y , para considerar el endurecimiento del acero y la diferencia entre el esfuerzo de fluencia real y el especificado. Para este caso se asigna un valor α de 1.4.

$$V_{uDIS} = V_{pr} + \frac{w_u l_n}{2} \quad (2.22)$$

$$V_{pr} = \max(V_{pr1}, V_{pr2}) \quad V_{pr1} = \frac{M_{prI}^- + M_{prJ}^+}{l_n} \quad (2.23)$$

$$V_{pr2} = \frac{M_{prI}^+ + M_{prJ}^-}{l_n} \quad (2.24)$$

$$M_{pr} = 1.4 A_{s_{coloc}} f_y \left(d - .588 \frac{1.4 A_{s_{coloc}} f_y}{f'_c b} \right) \quad (2.25)$$

Donde:

V_{pr} = fuerza de corte probable máxima

w_u = carga de gravedad factorizada

M_{prI}^- = momento probable en el apoyo I de la viga, con el acero superior en tensión, usando un esfuerzo de fluencia de ϕf_y

M_{prJ}^+ = momento probable en el apoyo J de la viga, con el acero inferior en tensión, usando un esfuerzo de fluencia de ϕf_y

M_{prI}^+ = momento probable en el apoyo I de la viga, con el acero inferior en tensión, usando un esfuerzo de fluencia de afy

M_{prJ}^- = momento probable en el apoyo J de la viga, con el acero superior en tensión, usando un esfuerzo de fluencia de afy

l_n = claro libre de la viga

La carga vertical factorizada w_u , considerando el criterio de diseño del Ing. Patricio Placencia, se calcula para las 2 siguientes combinaciones con cada código:

	ACI95	ACI05
w_{u1}	1.4D+1.7L	1.2D+1.6L
w_{u2}	.75(1.4D+1.7L)	1.2D+L+.2S

Entonces V_u de entre los valores calculados a partir de estas 2 cargas últimas es el que produce el caso crítico en cada una de las siguientes condiciones posibles considerando que $V_{u1} > V_{u2}$:

COND.	1	2	3
	V_{pr}	V_{pr}	V_{pr}
	< .5 V_{uDIS1}	> .5 V_{uDIS1}	< .5 V_{uDIS1}
	> .5 V_{uDIS2}	> .5 V_{uDIS2}	< .5 V_{uDIS2}
	+ V_{u2}	+ V_{u1}	+ V_{u1}

Para el momento probable no se aplica factor de reducción de resistencia.

2.2.4.1.6 Resistencia a Cortante del Concreto

La resistencia a cortante del concreto está dada por:

$$V_c = .53\sqrt{f'_c}bd$$

(Ecuación 11-3, ACI)

$V_c=0$, si la fuerza cortante inducida por el sismo V_{pr} , es mayor que $\frac{1}{2}$ de la fuerza de corte factorizada de diseño V_{uDIS} ($V_{pr} \geq .5V_{uDIS}$).

Si $V_u > 1/2\Phi V_c$ el área de refuerzo por cortante no debe ser menor que:

$$A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

(Ecuación 11-13, ACI)

Donde b_w y s están en centímetros.

Si $V_u > \Phi V_c$ el área de refuerzo por cortante se debe proporcionar de acuerdo a:

$$V_u \leq \Phi V_n$$

(Ecuación 11-1, ACI)

$$V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_s$$

(Ecuación 11-12, ACI)

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

(Ecuación 11-15, ACI)

V_s no debe ser mayor que $4V_c$ (ACI, 11.5.6.8).

El espaciamiento s en una longitud lo igual a dos veces el peralte del elemento h , medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos

extremos del elemento a flexión no debe ser mayor que el menor de los valores de:

$$\begin{array}{ll} d/4,8\phi_v,30\text{cm} & l_o=2h \\ \text{[ACI11:d/4,6}\phi_v,15\text{cm]} & \\ \text{ACI 21.3.3.2} & \text{ACI 21.3.3.1} \end{array}$$

2.2.4.1.7 Ejemplo de diseño a corte

A continuación se ilustra el cálculo del acero de refuerzo por corte para la viga del ejemplo a flexión. Se considera para el diseño con el factor Φ de corte de .75 la mayor restricción de s dada en el ACI11. Para la comparación de los dos diseños se asume un s constante igual al menor valor entre los espaciamientos máximos para ACI 95 y 11.

CORTE			ACI
f'_c	210	kg/cm ²	
f_y	4200	kg/cm ²	
Φ	0.85		95
Φ	0.75		11
α	1.4		
VIGA			INTERIOR
b	h	r	d
40	60	6	54
ϕ	20		

FIGURA 2.15 EJEMPLO DE DISEÑO A CORTE

EJE	5												
PISO	2												
ACI	95	COLi		COL j	COLi		COL j	COLi		COL j	COLi		COL j
		B 60	6	65	65	7	65	65	4	65	65	8	60
		H 60		65	65		65	65		65	65		60
As (-)		17.42		19.64		19.64		19.64		24.54		24.54	
As (+)		9.42		9.42		9.42		12.57		12.57		12.57	
Mpr		47.97	0.00	53.03	53.03	0.00	53.03	53.03	0.00	63.34	63.34	0.00	63.34
		27.76	0.00	27.76	27.76	0.00	36.09	36.09	0.00	36.09	36.09	40.53	36.09
		B			C			D			E		
Vpr	T	15.03			14.03			29.68			13.48		
Vu(COMB1)		15.24	30.46	15.43	20.32	34.38	20.35	6.95	36.95	7.27	25.89	39.37	25.60
Vu.75(COMB1)		11.43	26.60	11.57	15.24	29.30	15.26	5.21	35.13	5.45	19.42	32.90	19.20
VuDIS		26.60			34.38			36.95			39.37		
Vc		0.00			16.59			0.00			16.59		
Vs		31.30			23.86			43.47			29.73		
4Vc		65.73			65.73			65.73			65.73		
Vs<4Vc		OK			OK			OK			OK		
		SMAX 13.5			SMAX 13.5			SMAX 13.5			SMAX 13.5		
		Av/s 0.138			Av/s 0.105			Av/s 0.192			Av/s 0.131		
ACI	11	COLi		COL j	COLi		COL j	COLi		COL j	COLi		COL j
		B 60	6	65	65	7	65	65	4	65	65	8	60
		H 60		65	65		65	65		65	65		60
As (-)		19.64		19.64		19.64		19.64		24.54		24.54	
As (+)		9.42		9.42		9.42		12.57		12.57		12.57	
Mpr		53.03	0.00	53.03	53.03	0.00	53.03	53.03	0.00	63.34	63.34	0.00	63.34
		27.76	0.00	27.76	27.76	0.00	36.09	36.09	0.00	36.09	36.09	36.09	36.09
	T	15.03			14.03			29.68			13.48		
Vu(COMB1)		13.38	28.57	13.54	17.84	31.90	17.87	6.09	36.05	6.37	22.75	36.23	22.49
Vu(1.2D+L+.2S)		10.92	28.36	13.33	15.23	30.41	16.38	3.38	37.60	7.92	19.76	34.34	20.86
VuDIS		28.57			31.90			36.05			36.23		
Vc		0.00			16.59			0.00			16.59		
Vs		38.09			25.95			48.07			31.72		
4Vc		65.73			65.73			65.73			65.73		
Vs<4Vc		OK			OK			OK			OK		
		SMAX 12			SMAX 12			SMAX 12			SMAX 12		
		Av/s 0.168			Av/s 0.114			Av/s 0.212			Av/s 0.140		
		lo			lo			lo			lo		
		→ ←			→ ←			→ ←			→ ←		
ACI		6		7		4		8					
		95	11	95	11	95	11	95	11	95	11	95	11
lo=2h	m	1.2		1.2		1.2		1.2					
s	cm	12		12		12		12					
Av	cm ²	1.66	2.02	1.26	1.37	2.30	2.54	1.57	1.68				
Avmín	cm ²	.4		.4		.4		.4					

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.4.2 Columnas

2.2.4.2.1 Diagramas de Interacción de las Columnas

Los diagramas de interacción son muy apropiados para estudiar la resistencia de las columnas sometidas a cargas axiales y momentos.

Para obtener las curvas de diseño se deben multiplicar los valores de P_n y M_n por los factores Φ de la tabla 1.2¹⁹.

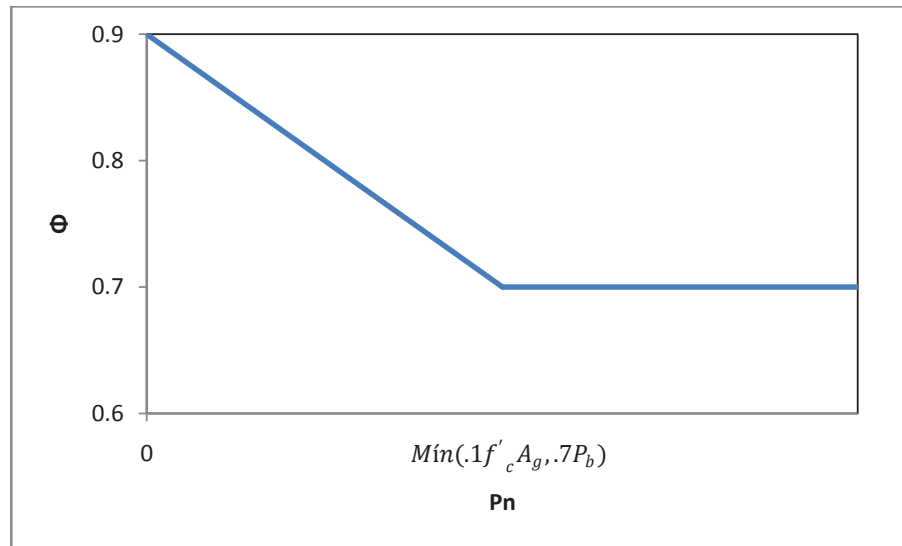
Si una columna tiene un momento muy grande y una carga axial muy pequeña el uso de estos valores de Φ es poco razonable. Por ejemplo para un miembro en flexión pura el factor Φ especificado es de .9, pero si se le añade una carga axial muy pequeña, Φ se reduce inmediatamente a .7/.65 (ACI 95/05) para columnas con estribos o .75 para columnas zunchadas. Por consiguiente el código (9.3.2.2) hasta ediciones anteriores a la del 2002 establece que cuando los elementos sometidos a flexo compresión tienen cargas axiales nominales bajas se puede incrementar Φ linealmente hasta .9 a medida que P_n disminuye desde el menor de los valores de $.1f_cA_g$ y P_b a cero.

A partir de la edición del 2002 se establece que los elementos sometidos a flexo compresión con deformaciones unitarias netas de tensión entre los límites para secciones controladas por compresión y secciones controladas por tensión, se sitúan en la zona de transición siendo permisible aumentar Φ linealmente de .65 o .75 a .9 a medida que ϵ_t aumenta de .002 a .005 (Remítase a la figura 1.2).

Esta variación se presenta gráficamente para los dos casos como sigue:

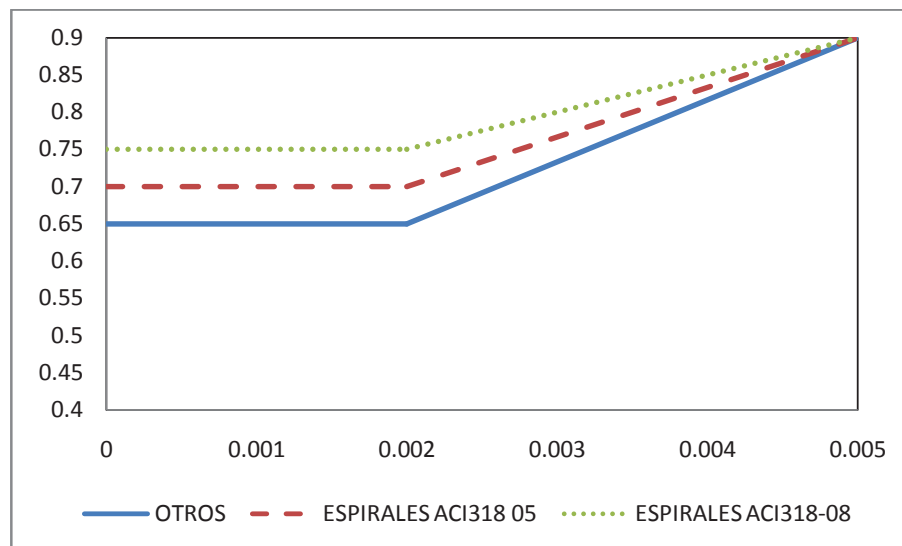
¹⁹Véase el literal b.

FIGURA 2.16 VARIACIÓN DE Φ PARA FLEJO COMPRESIÓN, ACI 318 (71-99)



Elaborado por: Pablo Brichetto.

FIGURA 2.17 VARIACIÓN DE Φ PARA FLEJO COMPRESIÓN, ACI 318 (02-11)



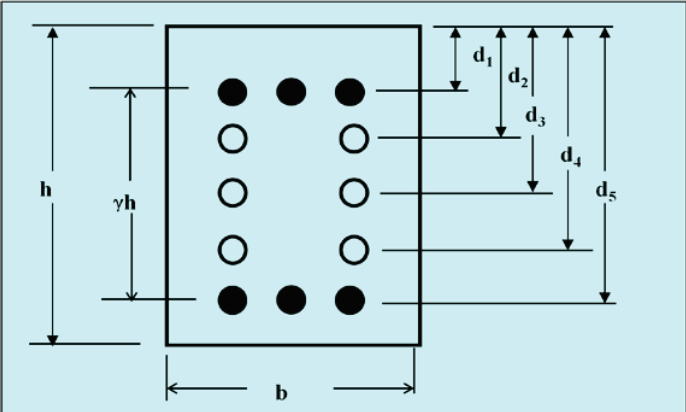
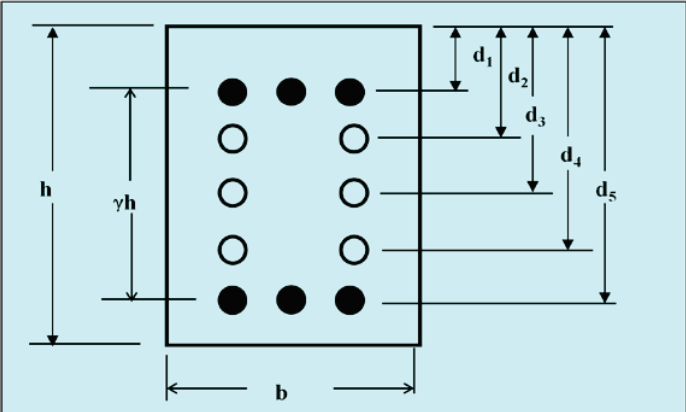
Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.4.2.2 Diagramas de Interacción para ACI 95 Y 2005

2.2.4.2.3 Flexión Uniaxial en Columnas

Con la finalidad de observar qué diferencia se produce en la forma de las curvas de diseño debido al cambio de criterio en la variación lineal del factor Φ a partir del 2002, y cómo es la variación de los valores de P_u y M_u y en que tramos de la curva se produce, se trazan los diagramas de interacción para la columna C5 (interior) en el piso 2 -P2-, considerando únicamente flexión uniaxial para el mayor momento, dadas las propiedades y las fuerzas de diseño aplicadas y descritas en la tabla 2.15.

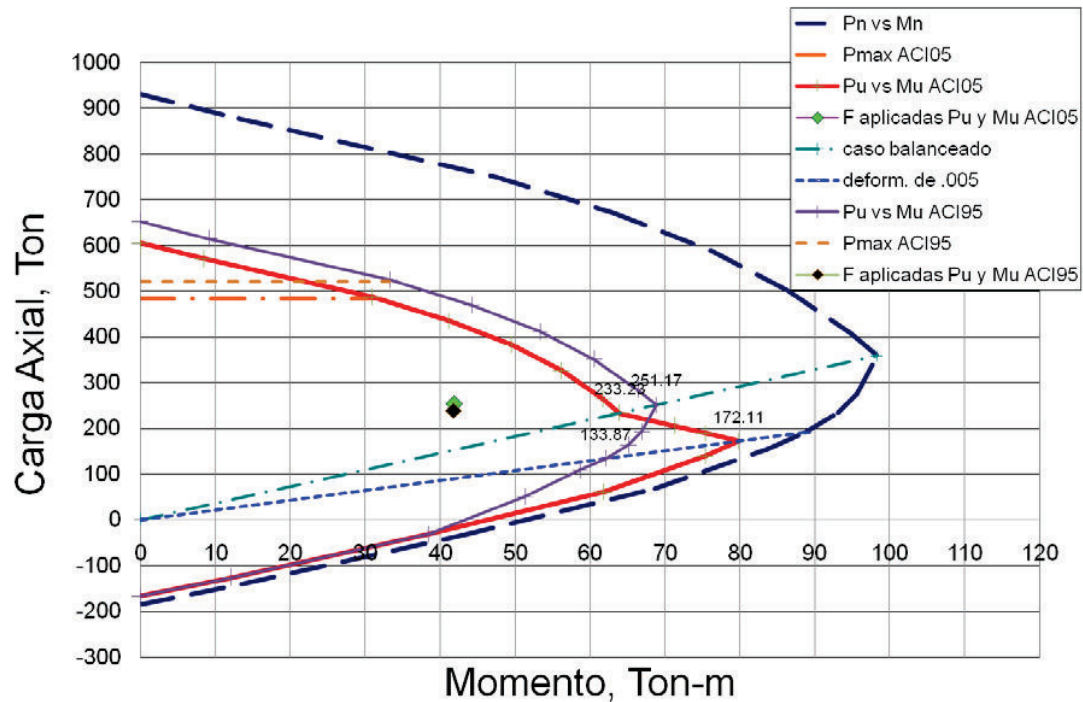
TABLA 2.15 FLEXIÓN UNIAxIAL EN COLUMNAS -ACI 95 Y 05-

COLUMNA RECTANGULAR PROPIEDADES						b =	65	cm						
												h =	65	cm
												r =	5	cm
												$\gamma =$	0.90769	
												$f_c' =$	210	kgf/cm ²
#var	D (mm)	$d_i =$	(cm)	$y_i =$	(cm)	$f_y =$	4200	kgf/cm ²						
5	20	$d_1 =$	5	$y_1 =$	27.5	$A_{s1} =$	15.71	cm ²						
2	20	$d_2 =$	23.33	$y_2 =$	9.17	$A_{s2} =$	6.28	cm ²						
0		$d_3 =$	32.5	$y_3 =$	0	$A_{s3} =$	0	cm ²						
2	20	$d_4 =$	41.67	$y_4 =$	9.17	$A_{s4} =$	6.28	cm ²						
5	20	$d_5 =$	60	$y_5 =$	27.5	$A_{s5} =$	15.71	cm ²						
14						$A_{st} =$	43.98	cm ²						
						$A_g =$	4225	cm ²						
						$p_t =$	0.0104							
						$\beta_1 =$	0.85							
						$e_y =$	0.002							
						$E_s =$	2100000	kgf/cm ²						
						$c_{bal} =$	36	cm						
						$c_{.005} =$	22.5	cm						

FUERZAS APLICADAS P_u Y M_u			
ACI 95		ACI 05	
COMB3		COMB3	
P_u (T)	M_{uy} (T-m)	P_u (T)	M_{uy} (T-m)
233.8	41.4	247.1	41.4

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 2.18 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA ACI 95 Y 05 -UNIAXIAL-



Elaborado por: Pablo Brichetto

Los valores de ΦM_n y ΦP_n calculados a la misma distancia c al eje neutro para los diagramas de interacción de la figura 2.18 se muestran como sigue:

Tabla 2.16 Comparación de ΦM_n y ΦP_n para ACI 95 y 05

c	ACI 318 (71-99)			ACI 318 (02-11)			
	ΦP_n (T)	ΦM_n (T-m)	$\Phi_{var.}$	ΦP_n (T)	ΦM_n (T-m)	$\Phi_{var.}$	
0.0	-166.25	0.00	.9	-166.25	0.00	.9	
6.5	-31.15	38.44		-31.15	38.44		
13.0	50.51	51.37		60.80	61.83		
19.5	108.74	58.65	.7	139.80	75.41	.65	
22.5	133.87	62.09		172.11	79.83		c.005
26.0	163.67	65.15		189.45	75.41		.81
29.3	193.02	66.90		205.75	71.32		.746
36.0	251.17	68.83		233.23	63.91		cb
39.0	284.61	66.42		264.28	61.67		
45.5	351.30	60.53		326.21	56.20		
52.0	411.75	53.32		382.34	49.51		
58.5	469.36	44.29		435.83	41.13		
65.0	524.41	33.29		486.95	30.91		
76.5	614.60	9.13	570.70	8.48			
0.0	651.73	0.00	605.17	0.00			

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.4.2.4 Diferencias entre los Diagramas de Interacción para ACI 95 Y 2005

En lo concerniente a la forma de la curva:

Para el ACI 318 (71-99) Φ puede variar a partir del punto donde la columna empieza a trabajar en flexo compresión, es decir donde ΦP_n comienza a presentar valores positivos, es por esto que la curva ΦM_n vs ΦP_n adopta una forma diferente en la parte baja.

Para el ACI 318 (02-11) por debajo de la línea rotulada como “deformación unitaria de .005”, $\Phi=.9$, y por encima de la otra línea radial etiquetada como “caso balanceado” $\Phi=.65$. Entre estas dos líneas Φ es variable, por lo que la curva M_u vs P_u adopta una forma diferente en este tramo.

En lo concerniente a la variación de los valores P_u y M_u se evidencian en la tabla 2.16 tres diferentes situaciones:

- Para la parte de la curva donde la columna esta en tensión los valores de ΦP_n y ΦM_n son iguales en los dos diagramas.
- A partir del punto donde la columna empieza a trabajar a flexo compresión y hasta un punto cercano a donde la deformación unitaria neta en tensión es menor a .002, que es el valor que determina la condición balanceada, el diagrama del ACI318 (02-11) provee una mayor capacidad a flexo compresión.
- A partir del punto que determina la condición balanceada, el diagrama del ACI 318 (02-11) provee una menor capacidad a flexo compresión.

No obstante, es la demanda a flexo compresión de la columna con cada código la que determinará con qué curva de interacción el diseño será comparativamente más satisfactorio.

Las cargas permisibles máximas de las columnas se muestran en la parte superior de cada curva de interacción de diseño como una línea horizontal que representa el valor apropiado de P_u , que es para columnas con estribos:

$$P_u = .8\phi(.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y)$$

(Ecuación 10.2, ACI)

Y para columnas zunchadas:

$$P_u = .85\phi(.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y)$$

(Ecuación 10.1, ACI)

Cualquier combinación de cargas que quede dentro de la curva es satisfactoria, mientras que una combinación que caiga fuera de la curva representa una falla.

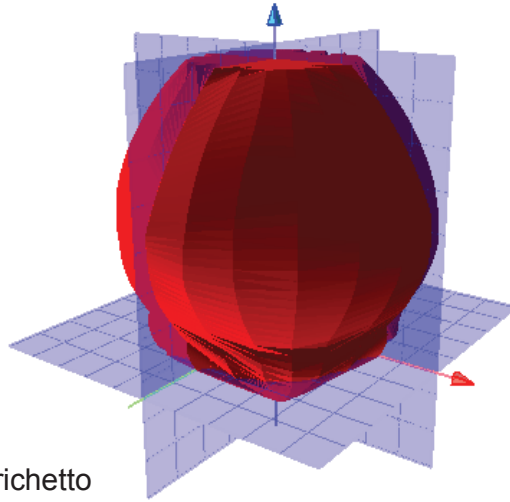
2.2.4.2.5 Flexión Biaxial en Columnas

Para el análisis de columnas sometidas a flexión biaxial se utiliza el programa CSiCol que genera los siguientes resultados para el diseño:

- SUPERFICIE DE INTERACCIÓN, generada en 3D para una sección en particular para todas las variaciones posibles de la carga axial de diseño P_u , el momento de diseño alrededor del eje x, M_{ux} , y el momento de diseño alrededor del eje y, M_{uy} .

Cualquier combinación de las cargas aplicadas P_u , M_{ux} , M_{uy} que esté dentro del volumen encerrado por esta superficie es seguro, caso contrario es inseguro.

FIGURA 2.19 SUPERFICIE DE INTERACCIÓN (3D)



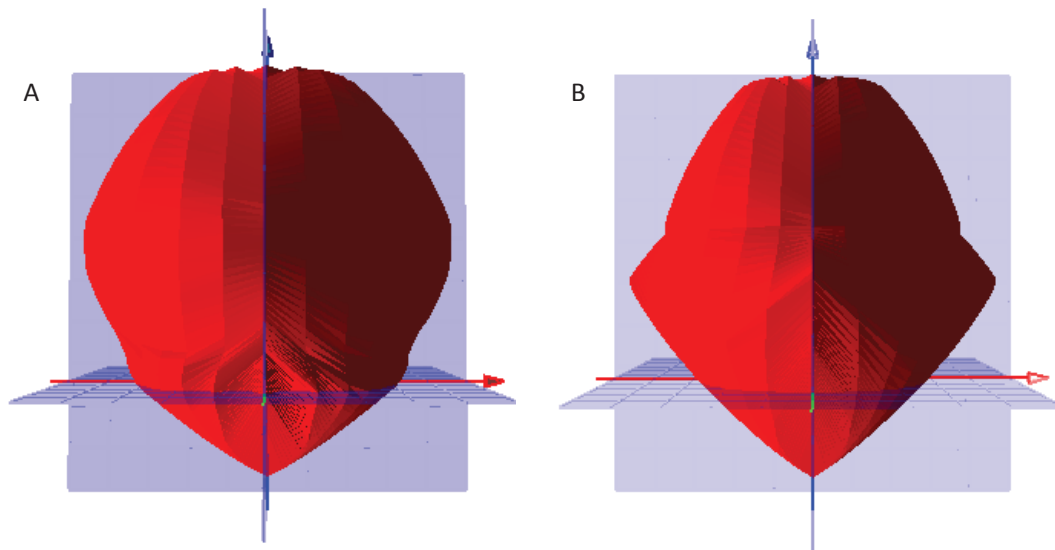
Elaborado por: Pablo Brichetto

- CURVAS DE INTERACCIÓN, como el diagrama de interacción existe en un espacio tridimensional, este no puede ser mostrado en un espacio bidimensional directamente, no obstante esta superficie de interacción puede ser convertida a curvas bidimensionales mediante un corte vertical u horizontal.

Los dos tipos más comunes de curvas derivadas de la superficie de interacción son:

- CURVA CARGA-MOMENTO ($\Phi P_n - \Phi M_n$), si la superficie de capacidad se corta verticalmente en un plano determinado por un ángulo cualquiera con respecto al origen ($\text{Ángulo} = \arctan(M_{uy}/M_{ux})$), se obtiene la curva de interacción Pu-Mu.

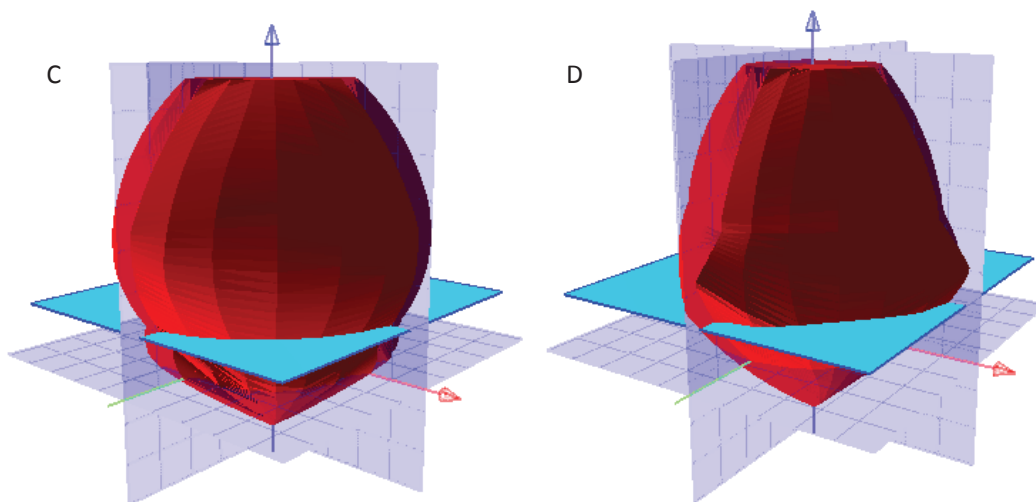
FIGURA 2.20 CORTE VERTICAL DE LA SUPERFICIE DE INTERACCIÓN EN EL EJE X (0 GRADOS) PARA ACI 95 [A] Y 05 [B]



Elaborado por: Pablo Brichetto

- CURVA MOMENTO-MOMENTO ($\Phi M_n x - \Phi M_n y$), si la superficie de capacidad se corta horizontalmente en un plano determinado por la carga aplicada (P_u) se obtiene la curva de interacción M_{ux} y M_{uy} .

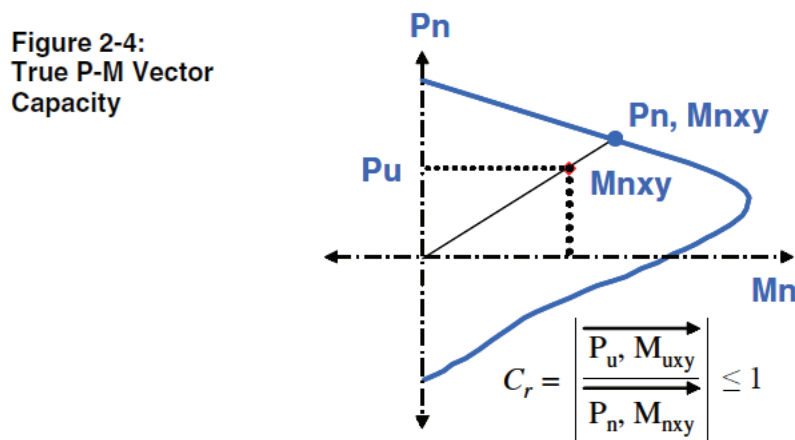
FIGURA 2.21 CORTE HORIZONTAL DE LA SUPERFICIE DE INTERACCIÓN EN EL NIVEL DE CARGA PARA ACI 95 [C] Y 05 [D]



Elaborado por: Pablo Brichetto

- RADIO DE CAPACIDAD (C_r), después de que la sección ha sido definida (geometría y propiedades de los materiales), esta es chequeada para todas las combinaciones de diseño consideradas, para verificar si la columna es o no adecuada. Este resultado se expresa en función del radio de capacidad. Un valor menor a 1 es seguro. El programa ofrece 4 métodos para determinar C_r , en este caso se selecciona el método del vector de capacidad P-M (método 3).

FIGURA 2.22 VECTOR DE CAPACIDAD P-M (CSICOL)

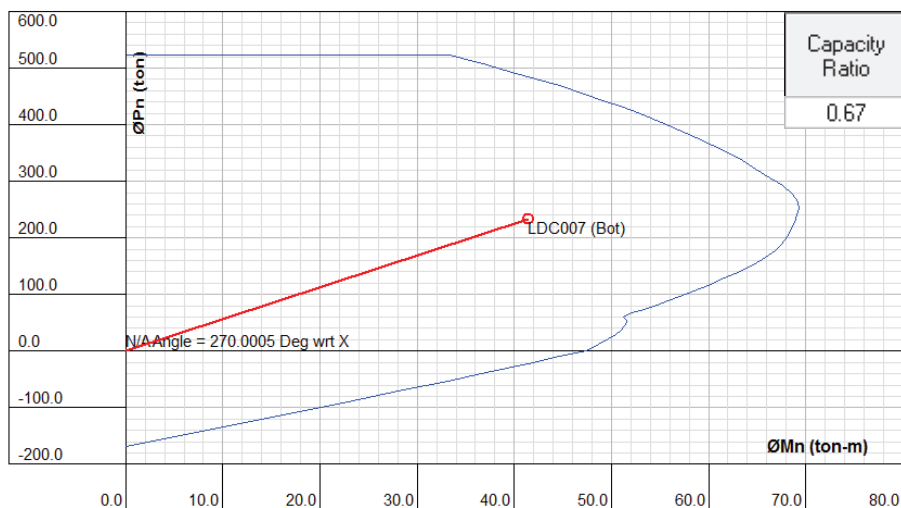


Fuente: Manual del usuario CSiCol

Con la finalidad de comprobar la precisión de los resultados generados por CSiCol se ingresan los datos (propiedades y cargas aplicadas) para la columna de la tabla 2.15 en el programa, considerando análogamente únicamente flexión uniaxial (M_y).

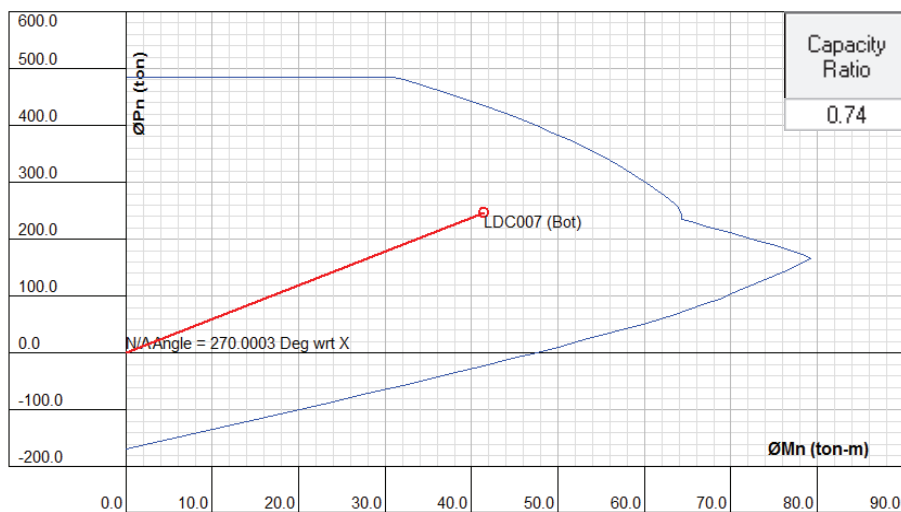
Los diagramas $\Phi P_n - \Phi M_n$ generados para ACI 318-95 y ACI 318-05 en el eje Y (ángulo=270 grad. girado en sentido antihorario con respecto al eje X) se presentan a continuación:

FIGURA 2.23 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN (Φ_{PN} - Φ_{MN}) CSICOL ACI 95-UNIAXIAL-



Elaborado por: Pablo Brichetto.

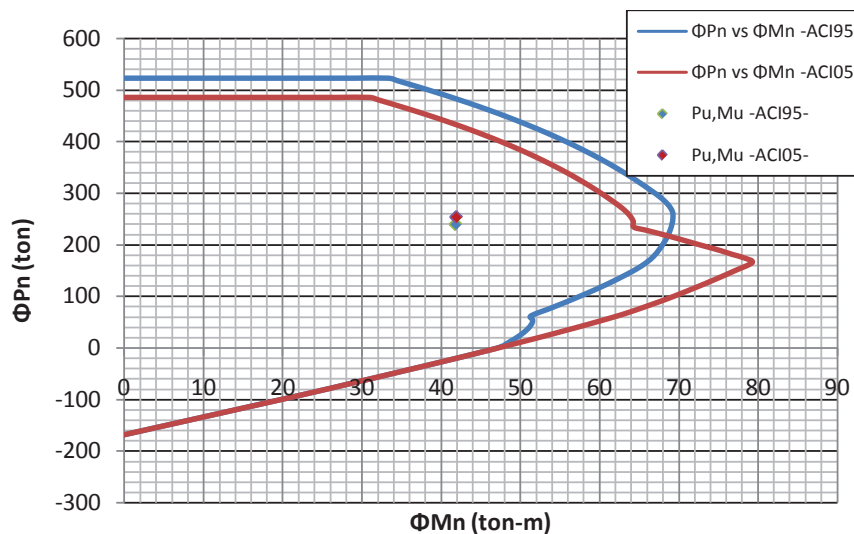
FIGURA 2.24 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN (Φ_{PN} - Φ_{MN}) CSICOL ACI 05-UNIAXIAL-



Elaborado por: Pablo Brichetto

Con los puntos de las dos curvas reportados por el programa se trazan los dos diagramas de interacción en un sólo gráfico.

FIGURA 2.25 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN (ΦP_n - ΦM_n) CSICOL ACI 95 Y 05 -UNIAXIAL-



Elaborado por: Pablo Brichetto

Se comparan los valores calculados manualmente con los generados por el programa para los puntos de interés y se determina su variación porcentual.

TABLA 2.17 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE CÁLCULOS MANUALES Y CSICOL PARA LAS CURVAS DE INTERACCIÓN -ACI 95 Y 05-

		ACI 318 (71-99)				ACI 318 (02-11)				
		CSI COL		CAL. MANUAL		CSI COL		CAL. MANUAL		
		ΦP_n (T)	ΦM_n (T-m)	ΦP_n (T)	ΦM_n (T-m)	ΦP_n (T)	ΦM_n (T-m)	ΦP_n (T)	ΦM_n (T-m)	
1	Mín	-168.29	0.00	-166.25	0.00	Mín	-168.29	0.00	-166.25	0.00
2	cb	251.97	69.26	251.17	68.83	cb	233.97	64.31	233.23	63.91
3	Máx	522.59	0.00	521.4	0.00	Máx	485.26	0.00	484.1	0.00
				$\Delta \Phi P_n$ (%)	$\Delta \Phi M_n$ (%)			$\Delta \Phi P_n$ (%)	$\Delta \Phi M_n$ (%)	
1				-1.2				-1.2		
2				-0.3	0.1			-0.3	0.1	
3				-0.2				-0.2		

Elaborado por: Pablo Brichetto

Queda comprobada así la alta precisión de los diagramas generados por el programa, por consiguiente se presenta el diseño con CSiCol de la misma columna de la tabla 2.15 considerando flexión biaxial.

2.2.4.2.6 Ejemplo de diseño a flexión biaxial

Se determina las fuerzas de diseño para el pie de columna (caso crítico) a partir de las combinaciones de carga (ACI 95 y 05).

FIGURA 2.26 EJEMPLO DE DISEÑO A FLEXIÓN BIAxIAL

	COLUMNA	5C		PISO		2	
c1	0.65						
c2	0.65	PIE					
		Mxx (T-m)	P (T)	Myy (T-m)			
	D	-5.881	-172.8	-2.786			
	L	-1.728	-45.89	-0.825			
	Sx	1.852	-4.37	26.577			
	Sy	23.903	-4.52	-1.259			
ACI					$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	
95					(kg/cm ²)		
1	1.4D+1.7L	-11.17	-319.93	-5.30	111.72	39.73	
2	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sx)	-5.77	-246.10	33.40	143.83	-27.33	
3	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sx)	-10.98	-233.80	-41.35	169.68	-59.00	
4	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sy)	25.24	-246.31	-5.75	125.99	-9.39	
5	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sy)	-41.99	-233.59	-2.21	151.85	-41.28	
6	0.9D+1.43Sx	-2.64	-161.77	35.50	121.62	-45.04	
7	0.9D-1.43Sx	-7.94	-149.27	-40.51	141.19	-70.53	
8	0.9D+1.43Sy	28.89	-161.98	-4.31	110.87	-34.19	
9	0.9D-1.43Sy	-39.47	-149.06	-0.71	123.07	-52.51	
ACI					σ_{max}	σ_{min}	
2005					(kg/cm ²)		
1	1.2D+1.6L	-9.82	-280.78	-4.66	98.10	34.81	
2	1.2D+L+1.4Sx	-6.19	-259.37	33.04	147.10	-24.33	
3	1.2D+L-1.4Sx	-11.38	-247.13	-41.38	173.75	-56.76	
4	1.2D+L+1.4Sy	24.68	-259.58	-5.93	128.31	-5.44	
5	1.2D+L-1.4Sy	-42.25	-246.92	-2.41	156.01	-39.12	
6	0.9D+1.4Sx	-2.70	-161.64	34.70	119.97	-43.46	
7	0.9D-1.4Sx	-7.89	-149.40	-39.72	139.36	-68.64	
8	0.9D+1.4Sy	28.17	-161.85	-4.27	109.18	-32.57	
9	0.9D-1.4Sy	-38.76	-149.19	-0.74	121.62	-50.99	

FIGURA 2.26 CONTINUACIÓN

	COLUMNA	5C PISO 3				
c1	0.65					
c2	0.65	PIE				
		Mxx (T-m)	P (T)	Myy (T-m)		
	D	-5.284	-127.09	-2.509		
	L	-1.556	-34.41	-0.755		
	Sx	1.159	-2.69	17.874		
	Sy	15.207	-3.02	-0.85		
ACI					$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
95					(kg/cm ²)	
1	1.4D+1.7L	-10.04	-236.42	-4.80	88.38	23.54
2	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sx)	-5.90	-181.10	21.54	102.82	-17.09
3	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sx)	-9.16	-173.53	-28.73	123.86	-41.72
4	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sy)	13.85	-181.56	-4.79	83.71	2.24
5	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sy)	-28.92	-173.07	-2.40	109.39	-27.46
6	0.9D+1.43Sx	-3.10	-118.23	23.30	85.66	-29.70
7	0.9D-1.43Sx	-6.41	-110.53	-27.82	100.95	-48.63
8	0.9D+1.43Sy	16.99	-118.70	-3.47	72.80	-16.62
9	0.9D-1.43Sy	-26.50	-110.06	-1.04	86.23	-34.13
ACI					σ_{max}	σ_{min}
2005					(kg/cm ²)	
1	1.2D+1.6L	-8.83	-207.56	-4.22	77.64	20.62
2	1.2D+L+1.4Sx	-6.27	-190.68	21.26	105.28	-15.02
3	1.2D+L-1.4Sx	-9.52	-183.15	-28.79	127.05	-40.35
4	1.2D+L+1.4Sy	13.39	-191.15	-4.96	85.33	5.15
5	1.2D+L-1.4Sy	-29.19	-182.69	-2.58	112.63	-26.15
6	0.9D+1.4Sx	-3.13	-118.15	22.77	84.55	-28.62
7	0.9D-1.4Sx	-6.38	-110.62	-27.28	99.72	-47.36
8	0.9D+1.4Sy	16.53	-118.61	-3.45	71.73	-15.58
9	0.9D-1.4Sy	-26.05	-110.15	-1.07	85.31	-33.17

	COLUMNA	5C PISO 4				
c1	0.65					
c2	0.65	PIE				
		Mxx (T-m)	P (T)	Myy (T-m)		
	D	-5.142	-81.58	-2.593		
	L	-1.467	-22.99	-0.762		
	Sx	0.655	-1.24	10.464		
	Sy	8.606	-1.53	-0.482		
ACI					$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
95					(kg/cm ²)	
1	1.4D+1.7L	-9.69	-153.30	-4.93	68.22	4.34
2	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sx)	-6.35	-116.72	11.02	65.57	-10.32
3	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sx)	-8.19	-113.23	-18.41	84.91	-31.32
4	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sy)	4.83	-117.12	-4.37	47.83	7.61
5	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sy)	-19.37	-112.82	-3.02	75.62	-22.21
6	0.9D+1.43Sx	-3.69	-75.20	12.63	53.46	-17.86
7	0.9D-1.43Sx	-5.56	-71.65	-17.30	66.91	-32.99
8	0.9D+1.43Sy	7.68	-75.61	-3.02	41.28	-5.49
9	0.9D-1.43Sy	-16.93	-71.23	-1.64	57.45	-23.73

ACI					$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
2005					(kg/cm ²)	
1	1.2D+1.6L	-8.52	-134.68	-4.33	59.95	3.81
2	1.2D+L+1.4Sx	-6.72	-122.62	10.78	67.25	-9.20
3	1.2D+L-1.4Sx	-8.55	-119.15	-18.52	87.36	-30.96
4	1.2D+L+1.4Sy	4.41	-123.03	-4.55	48.69	9.54
5	1.2D+L-1.4Sy	-19.69	-118.74	-3.20	78.10	-21.89
6	0.9D+1.4Sx	-3.71	-75.16	12.32	52.80	-17.23
7	0.9D-1.4Sx	-5.54	-71.69	-16.98	66.19	-32.25
8	0.9D+1.4Sy	7.42	-75.56	-3.01	40.67	-4.90
9	0.9D-1.4Sy	-16.68	-71.28	-1.66	56.93	-23.19

Elaborado por: Pablo Brichetto

Para el diseño a flexo compresión las fuerzas de diseño P_u , M_{ux} , M_{uy} quedan determinadas por las combinaciones que producen los mayores esfuerzos de tracción y compresión en la sección.

Estas se presentan para los pisos 2, 3, 4 obtenidas con los dos códigos en la tabla 2.18.

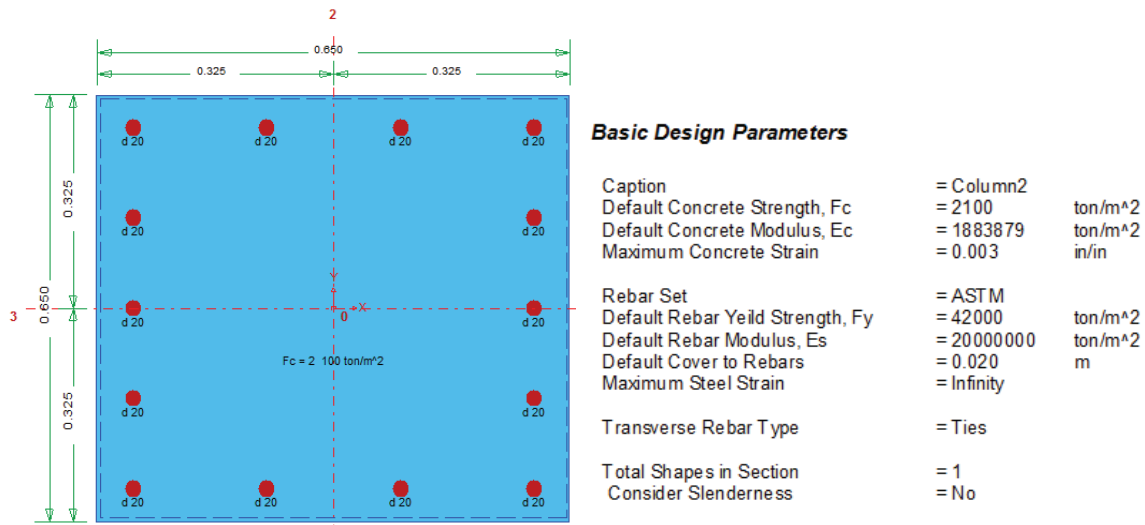
2.2.4.2.7 Refuerzo longitudinal

El porcentaje de refuerzo para el acero longitudinal debe estar entre:

$$1\% \leq \rho \leq 6\%$$

(ACI 21.4.3.1)

TABLA 2.18 FLEXIÓN BIAIXIAL EN COLUMNAS -ACI 95 Y 05-

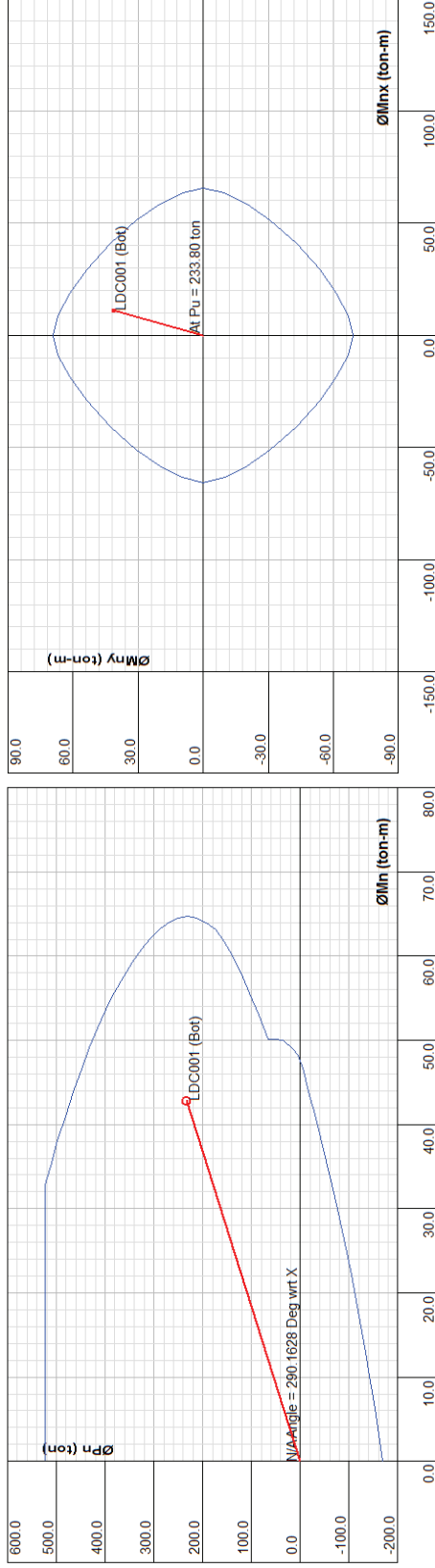


PISO	ACI 318 (71-99)			ACI 318 (02-11)				
	COMB	Pu	Mux	Muy	COMB	Pu	Mux	Muy
2	3	233.8	11.0	41.4	3	247.1	11.4	41.4
	7	149.3	7.9	40.5	7	149.4	7.9	39.7
3	3	173.5	9.2	28.7	3	183.2	9.5	28.8
	7	110.5	6.4	27.8	7	110.6	6.4	27.3
4	3	113.2	8.2	18.4	3	119.2	8.6	18.5
	7	71.6	5.6	17.3	7	71.7	5.5	17.0

Elaborado por: Pablo Brichetto

A continuación se presentan las curvas de interacción $\Phi P_n - \Phi M_n$ y $\Phi M_{nx} - \Phi M_{ny}$ generadas por CSiCol para la columna en estudio en el piso 2, y los radios de capacidad para las solicitaciones de diseño obtenidas con las combinaciones de carga del ACI 318 (71-99) y ACI 318 (02-11) para este piso -P2- y los dos siguientes -P3 y P4-.

TABLA 2.19 RADIO DE CAPACIDAD -ACI 318 (71-99)-

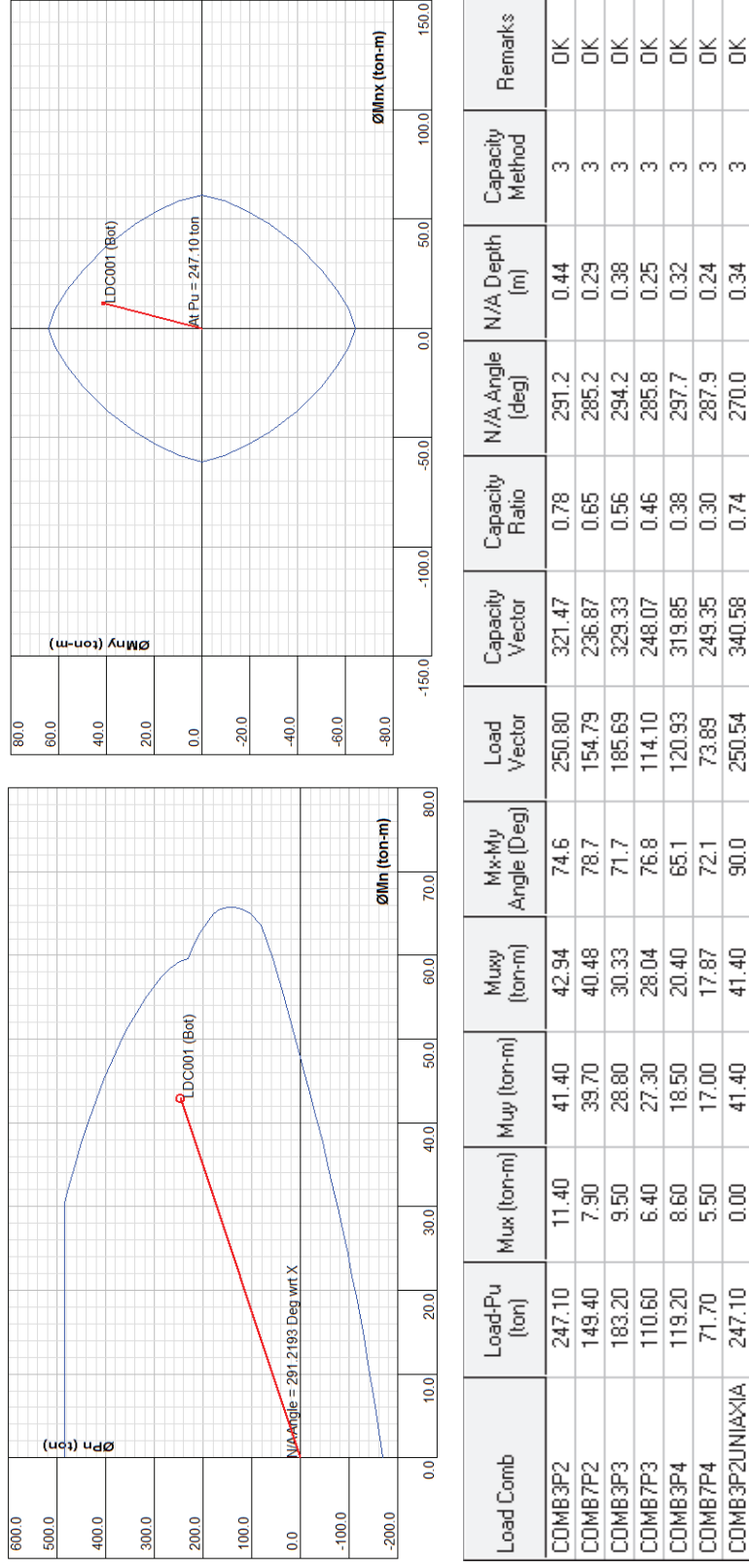


Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (m)	Capacity Method	Remarks
COMB3P2	233.80	11.00	41.40	42.84	75.1	237.69	335.32	0.71	290.2	0.41	3	OK
COMB7P2	149.30	7.90	40.50	41.26	79.0	154.90	248.10	0.62	285.6	0.31	3	OK
COMB3P3	173.50	9.20	28.70	30.14	72.2	176.10	344.70	0.51	293.1	0.37	3	OK
COMB7P3	110.50	6.40	27.80	28.53	77.0	114.12	263.17	0.43	285.7	0.27	3	OK
COMB3P4	113.20	8.20	18.40	20.14	66.0	114.98	335.43	0.34	298.1	0.33	3	OK
COMB7P4	71.60	5.60	17.30	18.18	72.1	73.87	263.11	0.28	289.0	0.25	3	OK
COMB3P2UNIAXIA	233.80	0.00	41.40	41.40	90.0	237.44	355.35	0.67	270.0	0.31	3	OK

Elaborado por: Pablo Brichetto

Nótese que es la combinación 3 (COMB3) en el piso 2 (P2) la de mayor demanda para la columna. Para este caso considerando sólo flexión uniaxial se observa que la columna trabaja un 4% menos.

TABLA 2.20 RADIO DE CAPACIDAD -ACI 318 (02-11)-



Elaborado por: Pablo Bricchetto

Nótese que es la combinación 3 (COMB3) en el piso 2 (P2) la de mayor demanda para la columna. Para este caso considerando sólo flexión uniaxial se observa que la columna trabaja un 4% menos.

2.2.4.2.8 Refuerzo transversal

El área total de la sección transversal del refuerzo rectangular no debe ser menor que:

$$A_{sh} = .3 \frac{sh''f'_c}{fy} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

(Ecuación 21-3, ACI)

Pero no menos que:

$$A_{sh} = .009 \frac{sh''f'_c}{fy}$$

(Ecuación 21-4, ACI)

Donde:

A_g = área bruta de la columna

A_c = área de la sección transversal del núcleo de la columna medido afuera del refuerzo transversal

s = espaciamiento del refuerzo transversal

h'' = dimensión de la sección transversal del núcleo de la columna, medido centro a centro del refuerzo de confinamiento

El espaciamiento s del refuerzo transversal no debe ser mayor que el menor valor de:

$b/4, h/4, 6\phi_v, 10\text{cm}$	l_0
ACI 21.4.4.2	ACI 21.3.3.1

Y debe suministrarse en una longitud l_0 medida desde la cara de cada nudo y sobre ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión.

La longitud l_0 no puede ser menor que el mayor de los valores de:

$$b, h, l_0/6, 45\text{cm}$$

ACI 21.4.4.4

Para el diseño a corte los valores de V_u calculados para las combinaciones de carga de los dos códigos se presentan en la tabla 2.21, únicamente con la finalidad de observar la variación que se produce de código a código, mas no se utilizan para el diseño por ser muy bajos.

TABLA 2.21 CORTE CALCULADO PARA COLUMNAS -ACI 95 Y 05-

		COLUMNA	5C PISO 2			
	c1	0.65	CABEZA		PIE	
	c2	0.65	Vx (T)	Vy (T)	Vx (T)	Vy (T)
		D	-1.71	-3.59	-1.71	-3.59
		L	-0.51	-1.05	-0.51	-1.05
		Sx	12.63	0.86	12.63	0.86
		Sy	-0.59	11.21	-0.59	11.21
ACI95	1	1.4D+1.7L	-3.26	-6.81	-3.26	-6.81
	2	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sx)	15.32	-3.90	15.32	-3.90
	3	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sx)	-20.21	-6.32	-20.21	-6.32
	4	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sy)	-3.28	10.66	-3.28	10.66
	5	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sy)	-1.62	-20.87	-1.62	-20.87
	6	0.9D+1.43Sx	16.52	-2.00	16.52	-2.00
	7	0.9D-1.43Sx	-19.60	-4.46	-19.60	-4.46
	8	0.9D+1.43Sy	-2.38	12.80	-2.38	12.80
	9	0.9D-1.43Sy	-0.70	-19.26	-0.70	-19.26
		Vu (T)	20.21	20.87	20.21	20.87
ACI05	1	1.2D+1.6L	-2.87	-5.99	-2.87	-5.99
	2	1.2D+L+1.4Sx	15.12	-4.15	15.12	-4.15
	3	1.2D+L-1.4Sx	-20.24	-6.56	-20.24	-6.56
	4	1.2D+L+1.4Sy	-3.39	10.34	-3.39	10.34
	5	1.2D+L-1.4Sy	-1.74	-21.05	-1.74	-21.05
	6	0.9D+1.4Sx	16.14	-2.03	16.14	-2.03
	7	0.9D-1.4Sx	-19.22	-4.44	-19.22	-4.44
	8	0.9D+1.4Sy	-2.37	12.46	-2.37	12.46
	9	0.9D-1.4Sy	-0.71	-18.93	-0.71	-18.93
		Vu (T)	20.24	21.05	20.24	21.05

Elaborado por: Pablo Brichetto

A su vez la fuerza de corte para el diseño se determina como²⁰:

$$V_u = \frac{2M_b}{H_{col}} \quad (2.26)$$

Donde:

M_b = Momento balanceado

H_{col} = altura de la columna

En la tabla 2.22 se presentan los valores de V_u para el piso 2.

TABLA 2.22 CORTE DE DISEÑO PARA COLUMNAS -ACI 95 Y 05-

PISO	2	Mb (T-m)				Hc (m)	Vu (T)			
		ACI95		ACI05			ACI95		ACI05	
COL	65X65	x	y	x	y	x	y	x	y	
INTERIOR	C5	96	101	96	101	3.15	61	64.1	61	64.1

Elaborado por: Pablo Bricchetto

Con los valores de V_u se calcula el área de acero de refuerzo transversal según lo descrito en 2.2.4.1.6 y se asigna para el diseño el mayor valor entre éste y el mínimo estipulado por el ACI y descrito en 2.2.4.2.8.

2.2.4.2.9 Ejemplo de diseño a corte

A continuación se presenta el diseño a corte para la columna en estudio.

²⁰Placencia, P. Apuntes de clase de HORMIGÓN ARMADO III.

FIGURA 2.27 EJEMPLO DE DISEÑO A CORTE

REFUERZO TRANSVERSAL-COLUMNAS-									
f_c	210	kg/cm ²							
f_y	4200	kg/cm ²							
L_c	3.15	m							
b	65	cm							
h	65	cm							
r	3	cm							
ϕAs_L	20	mm							
COL	C5	INT							
RAMAS CORTAS					RAMAS LARGAS				
H"	58	cm			H"	58	cm		
S	10	cm			S	10	cm		
lo	65	cm							
Ag	4225	cm ²							
Ac	3481	cm ²							
(Ag/Ac-1)	0.21								
Ash1	1.86	cm ²	Ash	Ash _{col}	Ash1	1.86	cm ²	Ash	Ash _{col}
Ash2	2.61	cm ²	2.61	3.14	Ash2	2.61	cm ²	2.61	3.14
			#r	#r _{selec}				#r	#r _{selec}
			3.32	4				3.32	4
			ϕ (mm)	10				ϕ (mm)	10
			S _{selec}	10				S _{selec}	10
			cm					cm	
x					y				
ACI									
95	ϕ	0.85							
	Vu (T)	ϕV_c (T)	Vs (T)	Av (cm ²)	Vu (T)	ϕV_c (T)	Vs (T)	Av (cm ²)	
	60.95	25.46	41.76	1.66	64.13	25.46	45.49	1.81	Ashcol
		Vs<4Vc	OK			Vs<4Vc	OK		
2005	ϕ	0.75							
	Vu (T)	ϕV_c (T)	Vs (T)	Av (cm ²)	Vu (T)	ϕV_c (T)	Vs (T)	Av (cm ²)	
	60.95	22.47	51.32	2.04	64.13	22.47	55.55	2.20	Ashcol
		Vs<4Vc	OK			Vs<4Vc	OK		

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.4.3 Unión Viga-Columna

Para garantizar que la unión viga columna posea una adecuada resistencia al corte se realiza un análisis de la junta para determinar las fuerzas de corte que se generan en ésta y chequear que el corte actuante (V_u) sea menor o igual al corte resistente (ΦV_n).

El corte actuante V_u , se obtiene a partir del equilibrio de fuerzas dado por la figura 2.28 y debe calcularse en un plano horizontal a la mitad de la altura de la unión sumando las fuerzas horizontales que actúan en el nudo por encima de este plano. Nótese que $T_L = C_L$ y $T_R = C_R$.

Entonces:

$$V_u = T_L + T_R - V_{col} \quad (2.27)$$

Donde:

T_L : fuerza de tensión en el acero de la viga para el momento negativo al lado izquierdo de la unión

T_R : fuerza de tensión en el acero de la viga para el momento positivo al lado derecho de la unión

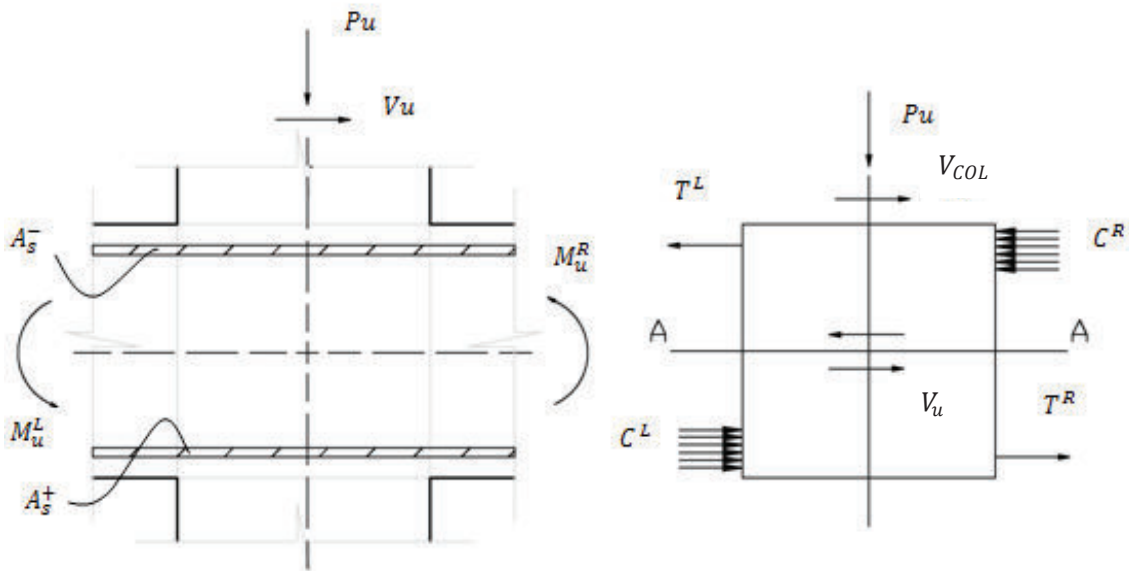
V_{COL} : fuerza cortante en la columna que se calcula a partir de:

$$V_{COL} = \frac{M_L + M_R}{H_{COL}} \quad (2.28)$$

Para diseño sísmico el cálculo de las fuerzas T_L , T_R y V_{COL} debe basarse en la capacidad a momento provista por el acero colocado en los extremos de las vigas con un esfuerzo en el refuerzo a tensión por flexión de αf_y , donde $\alpha=1.4$.

En nudos, Φ para cortante debe modificarse de 0.75 a 0.85 para ACI 318 (02-11) según el literal 9.3.4 (c) del código.

FIGURA 2.28 DIAGRAMA DE FUERZAS EN LA UNIÓN VIGA-COLUMNNA



Elaborado por: Pablo Brichetto

El corte resistente ϕV_n de una unión depende del grado de confinamiento proporcionado por los elementos que llegan hasta la unión (ACI 21.5.3).

TABLA 2.23 FACTOR Γ PARA LA UNIÓN VIGA-COLUMNNA

Para juntas confinadas en:	Tipo de unión	γ	V_n	
4 caras	interior	5.3	$\gamma\sqrt{f'_c}A_j$	$A_j = b_j h$
3 caras o en 2 caras opuestas	exterior	4	$\gamma\sqrt{f'_c}A_j$	
Para otras juntas	esquinera	3.2	$\gamma\sqrt{f'_c}A_j$	

Elaborado por: Pablo Brichetto

Donde:

A_j : área efectiva de la sección transversal de la unión en un plano paralelo al plano del refuerzo que genera cortante en la unión. El espesor de la unión es el espesor total de la columna.

b_j : ancho efectivo del nudo

h : espesor de la columna en dirección de la carga que se analiza

Para que se clasifique una unión como interior, las vigas deben cubrir al menos el 75% del ancho de la columna. Las uniones interiores que no satisfagan este requisito deben clasificarse como uniones exteriores.

De igual manera las uniones exteriores que no satisfagan este requisito deben clasificarse como uniones de esquina.

El cortante horizontal debe verificarse de modo independiente en cada dirección con un único factor γ .

El ancho efectivo del nudo b_j que debe utilizarse en la ecuación mostrada anteriormente depende del ancho transversal de las vigas que llegan hasta la columna, al igual que del ancho transversal de la columna.

Por consiguiente cuando el ancho de la viga es menor que el de la columna, el ancho efectivo del nudo es el promedio de los anchos de la viga y de la columna, pero sin exceder lo descrito en la tabla 2.24.

TABLA 2.24 ANCHO EFECTIVO DE LA UNIÓN VIGA-COLUMNA

Unión		si
interior	$b_j = \frac{b_c + b_v}{2}$	$\leq b_v + h$
exterior		$\leq b_v + \frac{h}{2}$

Elaborado por: Pablo Brichetto

Para uniones donde la viga es más ancha que la columna, se proporciona refuerzo transversal como el que se requiere para columnas (Código ACI 21.4.4) para confinar el acero a flexión en la viga, a menos que el confinamiento esté proporcionado por un elemento transversal a flexión.

2.2.4.3.1 Resistencia mínima a flexión de las columnas

Para garantizar un diseño en el nudo de viga débil-columna fuerte se calcula la relación entre la suma de las capacidades nominales a momento de las columnas y la suma de las capacidades nominales a momento de las vigas teniendo que ser este radio igual o mayor a 1.2.

Se expresa esta relación como sigue:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nv}$$

(ACI 21.4.2.2)

Donde:

$\sum M_{nc}$ = suma de los momentos nominales a flexión de las columnas

$\sum M_{nv}$ = suma de los momentos nominales a flexión de las vigas evaluados en las caras de la columna

El momento nominal a flexión de la columna se debe calcular considerando la fuerza axial proveniente de la carga muerta sin mayorar y de la carga sísmica en la dirección considerada; la diferencia entre estas dos fuerzas es la que conlleva en el diagrama de interacción al menor momento nominal que puede tener la columna.

Para el diseño con ACI05 en vigas T, cuando la losa está en tracción se debe considerar la contribución del acero de refuerzo de la losa desarrollado en la sección crítica para flexión a M_{nv} ; mientras que para ACI95 debido a que no se toma en cuenta esta contribución se adopta como valor mínimo 1.4^{21} para esta relación.

Para este caso se considera la contribución del acero a flexión positivo y negativo del primer nervio a cada lado de la viga. El armado de los nervios es $2\phi 12$ para momento positivo y $2\phi 14$ para momento negativo (se toma 5cm^2 para cada nervio); entonces se adicionan 10 cm^2 a las vigas interiores y 5 cm^2 a las exteriores para ACI05.

2.2.4.3.2 Ejemplo de chequeo de la unión viga-columna.

A continuación se presentan los cálculos para el chequeo de la unión viga columna y su resistencia mínima a flexión con los dos códigos, para la columna interior E5 en el piso 2.

²¹ Placencia, P. Apuntes de clase de HORMIGÓN ARMADO III.

FIGURA 2.29 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA UNIÓN VIGA-COLUMNA

		γ		VIGA		CARAS CONFINADAS					
		3.2		ESQUINERA		OTRAS					
		4		EXTERIOR		3 O 2 OPUESTAS					
		5.3		INTERIOR		4					
UNION VIGA COLUMNA		E5	ACI	95							
COLUMNA			VIGA								
f'c	280	kg/cm ²	f'c	210	kg/cm ²						
			fy	4200	kg/cm ²						
			α	1.4							
			φ	0.85							
SENTIDO		X									
Hcol	3.15	m	b	40	cm	γ	4	cm	<	.75bc	48.75
h	65	cm	h	60	cm	bj	52.5	cm	<	bv+h	105 cm
bc	65	cm									
r	5	cm	r	6	cm						OK
As	43.98	cm ²	d	54	cm						
Mo	50.7969	T-m									
MD-S	80	T-m									
	VIGAL	VIGA R			LOSAL	LOSAR					
As (-)	24.54	24.54	cm ²		0	0	cm ²				
As (+)	12.57	12.57	cm ²		0	0	cm ²				
	VL (T)	VR (T)	ML (T-m)	MR (T-m)	Mcol (T-m)	Vcol (T)	Viact (T)	Vact (T)	∅Vn (T)	R	
clockwise	73.91	144.30	39.91	77.90	117.81	37.40	180.81	180.81	194.15	0.93	
counterclockwise	144.30	73.91	77.90	39.91	117.81	37.40	180.81				
		∑Mc	160.00	∑Mc/∑Mv	1.90						
		∑Mv	84.15		OK						
SENTIDO		Y									
Hcol	3.15	m	b	40	cm	γ	4	cm	<	.75bc	48.75
h	65	cm	h	60	cm	bj	52.5	cm	<	bv+h	105 cm
bc	65	cm									
Mo	50.7969	T-m	r	6	cm						OK
MD-S	80	T-m	d	54	cm						
	VIGAL	VIGA R			LOSAL	LOSAR					
As (-)	24.54	24.54	cm ²		0	0	cm ²				
As (+)	12.57	12.57	cm ²		0	0	cm ²				
	VL (T)	VR (T)	ML (T-m)	MR (T-m)	Mcol (T-m)	Vcol (T)	Viact (T)	Vact (T)	∅Vn (T)	R	
clockwise	73.91	144.30	39.91	77.90	117.81	37.40	180.81	180.81	194.15	0.93	
counterclockwise	144.30	73.91	77.90	39.91	117.81	37.40	180.81				
		∑Mc	160.00	∑Mc/∑Mv	1.90						
		∑Mv	84.15		OK						

FIGURA 2.29 CONTINUACIÓN

UNION VIGA COLUMNA		E5	ACI	2005							
COLUMNA			VIGA								
f'c	280	kg/cm ²	f'c	210	kg/cm ²						
			fy	4200	kg/cm ²						
			α	1.4							
			φ	0.85							
SENTIDO	X										
Hcol	3.15	m	b	40	cm	γ	4				
h	65	cm	h	60	cm	bj	52.5	cm	<	.75bc	48.75
bc	65	cm								bv+h	105 cm
r	5	cm	r	6	cm						
As	43.98	cm ²	d	54	cm						
Mo	50.7969	T-m									
MD-S	80	T-m									
	VIGAL	VIGA R				LOSAL	LOSAR				
As (-)	24.54	24.54	cm ²				5	5	cm ²		
As (+)	12.57	12.57	cm ²				0	0	cm ²		
	VL (T)	VR (T)	ML (T-m)	MR (T-m)	Mcol (T-m)	Vcol (T)	Viact (T)	Vact (T)	∅Vn (T)	R	
clockwise	73.91	144.30	39.91	77.90	117.81	37.40	180.81	180.81	194.15	0.93	
counterclockwise	144.30	73.91	77.90	39.91	117.81	37.40	180.81				
		∑Mc	160.00	∑Mc/∑Mv	1.50						
		∑Mv	106.82	OK							
SENTIDO	Y										
Hcol	3.15	m	b	40	cm	γ	4				
h	65	cm	h	60	cm	bj	52.5	cm	<	.75bc	48.75
bc	65	cm								bv+h	105 cm
Mo	50.7969	T-m	r	6	cm						
MD-S	80	T-m	d	54	cm						
	VIGAL	VIGA R				LOSAL	LOSAR				
As (-)	24.54	24.54	cm ²				5	5	cm ²		
As (+)	12.57	12.57	cm ²				0	0	cm ²		
	VL (T)	VR (T)	ML (T-m)	MR (T-m)	Mcol (T-m)	Vcol (T)	Viact (T)	Vact (T)	∅Vn (T)	R	
clockwise	73.91	144.30	39.91	77.90	117.81	37.40	180.81	180.81	194.15	0.93	
counterclockwise	144.30	73.91	77.90	39.91	117.81	37.40	180.81				
		∑Mc	160.00	∑Mc/∑Mv	1.50						
		∑Mv	106.82	OK							

En la figura:

Clockwise= sentido de las agujas del reloj.

counterclockwise= sentido contrario al de las agujas del reloj.

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.4.5 Cimentación

Esta se diseña en base a zapatas aisladas y en caso de ser necesario combinadas.

2.2.4.5.1 Diseño de las zapatas

El área requerida para una zapata debe obtenerse a partir de la suma de las cargas de servicio consideradas dividida para la presión admisible del suelo, nótese que esta carga total es una carga sin factorizar, mientras que el diseño de la zapata se basa en el diseño por resistencia, donde las cargas se multiplican por los factores de carga correspondientes (ACI-15.2.2).

Las combinaciones de las cargas de servicio para determinar el área de la zapata se presentan en la tabla 2.25:

TABLA 2.25 COMBINACIONES DE CARGA DE SERVICIO

COMBINACIÓN	
10	D+L
11	D+L+Sx
12	D+L-Sx
13	D+L+Sy
14	D+L-Sy

Elaborado por: Pablo Brichetto

Las combinaciones de carga factorizadas para el diseño con los dos códigos son las presentadas en la tabla 2.1.

2.2.4.5.2 Presión admisible del suelo

Para el diseño de la cimentación se adopta un valor de:

$$\sigma_{ADM} = 25 \text{ T/m}^2$$

Para el caso en el que se incluye el efecto del sismo en la suma de las cargas de servicio este valor se incrementa en un 33%. Este incremento tiene que ver con la probabilidad de ocurrencia de las máximas fuerzas en un mismo instante, es decir, es muy poco probable que el 100% de la carga muerta, el 100% de la carga viva y el efecto máximo del sismo se produzcan en el mismo instante.

2.2.4.5.3 Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en zapatas

Suele considerarse que el uso de estribos en las zapatas es poco práctico y antieconómico, por esta razón el espesor efectivo de las zapatas d , se determina de manera que V_u quede limitada a la fuerza cortante de diseño ΦV_c .

Entonces una vez determinadas las dimensiones de la zapata el problema se reduce a determinar el valor de d requerido, que se obtiene de las siguientes expresiones para el corte en un sentido y por punzonamiento:

TABLA 2.26 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO EN ZAPATAS

Ec. ACI			
	1 sentido	Despejando d :	
(11-3)	$V_c = .53\sqrt{f'_c}b_w d$	$d = \frac{V_u}{\phi . 53\sqrt{f'_c}b_w}$	
	punzonamiento	máx	
(11-35)	$V_c = .26\left(2 - \frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f'_c}b_o d$	$d = \frac{V_u}{\phi . 53\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f'_c}b_o}$	
		β_c	relación del lado largo al lado corto de la columna

(11-36)	$V_c = .26 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$	$d = \frac{V_u}{\phi . 26 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o}$			
		α_s	Columna	interior	40
				exterior	30
				esquinera	20
(11-37)	$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d$	$d = \frac{V_u}{\phi 1.06 \sqrt{f'_c} b_o}$			

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.4.5.4 Refuerzo mínimo

El área de acero de refuerzo proporcionado para resistir los esfuerzos de contracción y temperatura está dado por:

$$A_{s,min} = .0018bh \text{ para } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

(ACI 7.12.2.1 (b))

2.2.4.5.5 Diseño de zapatas sometidas a cargas axiales y momentos

2.2.4.5.6 Condición A: empotramiento

Bajo esta condición se considera la hipótesis de que la presión del suelo en la superficie de contacto varía linealmente debido al efecto producido por el momento y que puede determinarse en cualquier punto con la expresión:

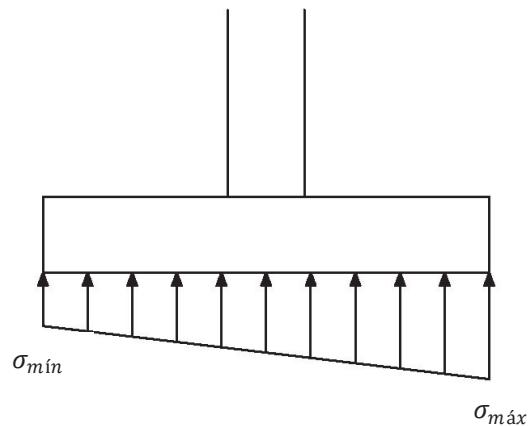
$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6Pe}{BL^2}$$

$$\sigma = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad (2.29)$$

Donde $e \leq L/6$ para evitar que se produzca tensión o alzamiento en la zapata.

FIGURA 2.30 VARIACIÓN LINEAL DE LAS PRESIONES DEL SUELO (CONDICIÓN SUPUESTA)



Elaborado por: Pablo Brichetto

Debe entenderse claramente que la hipótesis de una presión que varía uniformemente en el suelo bajo la zapata se hace con el fin de simplificar los cálculos y muy bien puede ser que ésta tenga que revisarse para ciertas condiciones de los suelos.

2.2.4.5.7 Ejemplo de diseño

A continuación se presenta el diseño de la zapata aislada cuadrada para la columna interior C5, se considera que el nivel de implantación (Df) se encuentra a 1 m de profundidad y que el peso específico del suelo de relleno es 1.57 T/m².

TABLA 2.27 PRE DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

C. vertical	σ_e	22.84	T/m ²		
C. vertical+sismo		30.38	T/m ²		
			P	A	L
			(T)	m ²	m
C5	COLUMNA	COMB10	273.33	11.97	3.46
	INTERIOR	COMB13	277.71	9.14	

Elaborado por: Pablo Brichetto

Se asume una zapata aislada de 3.5 m de lado.

Se revisan que los esfuerzos máximos y mínimos en los dos sentidos para las combinaciones de cargas de servicio sean menores que σ_e (esfuerzo efectivo)²².

TABLA 2.28 REVISIÓN DE LAS PRESIONES EN EL SUELO BAJO LA ZAPATA

σ_{adm}	25	T/m ²	σ_e	22.84	T/m ²					
	33.25	T/m ²		30.38	T/m ²			SENTIDO X	SENTIDO Y	
COLUMN	B	L	COMB	P	Mx	My	σ_1	σ_2	σ_1	σ_2
C5	3.6	3.6	COMB10	273.33	2.447	1.16	21.24	20.94	21.40	20.78
	3.6	3.6	COMB11	277.06	3.002	8.95	22.53	20.23	21.76	20.99
	3.6	3.6	COMB12	269.6	1.893	6.63	21.66	19.95	21.05	20.56
	3.6	3.6	COMB13	277.71	9.55	0.783	21.53	21.33	22.66	20.20
	3.6	3.6	COMB14	268.95	4.655	1.537	20.95	20.55	21.35	20.15

Elaborado por: Pablo Brichetto

Se adopta para el diseño una zapata de 3.6 m por lado para las siguientes cargas últimas con cada código:

TABLA 2.29 CARGAS DE DISEÑO DE LA ZAPATA -COLUMNA C5-

ACI 95		ACI 2005	
COMB1		COMB1	
SENTIDOX		SENTIDOX	
Pu (T)	Mux (T-m)	Pu (T)	Mux (T-m)
400	3.6	351	3.2

Elaborado por: Pablo Brichetto

²² Es la diferencia entre el esfuerzo admisible y el esfuerzo producido por el peso de la zapata y del relleno.

Finalmente se determina el espesor requerido d , y el acero de refuerzo a flexión para la dirección X (el armado es igual para la dirección Y).

TABLA 2.30 DISEÑO DE LA ZAPATA -ACI95-

C5	$P_u =$	400	T	Punzonamiento			
	$M_u =$	3.6	T-m	Φ	$V_{u2} =$	354.7	T
	$c_1 =$	65	cm	0.85	$b_o =$	484.37	cm
	$c_2 =$	65	cm		$\alpha_s =$	40.00	
	$r =$	6^{23}	cm		$\beta_c =$	1.00	
	$f'_c =$	210	kg/cm ²	$d_{2,(11-37)} =$	56.09	cm	
	$\gamma_h =$	2.4	T/m ³	$d_{2,(11-35)} =$	37.39	cm	
	$\gamma_s =$	1.57	T/m ³	$d_{2,(11-36)} =$	34.48	cm	
	$f_y =$	4200	kg/cm ²		$d_2 =$	56.09	cm
	$\lambda =$	1.00			$h_2 =$	62.09	cm
	$\sigma_{adm} =$	25.00	T/m ²	$h - h_2 =$	0.00		
	$D_f =$	1.00	m	Corte -1 dirección-			
	$h =$	62.09	cm		$L_v =$	0.91	m
	$d =$	56.09	cm		$\sigma_v =$	31.09	T/m ²
	$\sigma_e =$	22.85	T/m ²		$V_{u1} =$	28.53	T
$B =$	3.6	m	$d_{1,(11-3)} =$	0.78	cm		
$\sigma_{\max} =$	31.33	T/m ²	$h_1 =$	6.78	cm		
$\sigma_{\min} =$	30.40	T/m ²	$h - h_1 =$	55.31	cm		
$h =$	65	cm	d(mm) teórico no. de var./m s(cm)				
$d =$	59.00	cm	12	13.89	14	7.14	
$L_f =$	1.48	m	14	10.21	10	10.00	
$\sigma_f =$	30.95	T/m ²	16	7.81	8	12.50	
$M_u =$	33.94	T-m/m	18	6.17	6	16.67	
$R_n =$	10.83		20	5.00	5	20.00	
$\rho =$	0.0027		22	4.13	4	25.00	
$A_{s,flexión} =$	15.71	cm ² /m	24	3.47	3	33.33	
$A_{s,t\&s} =$	11.70	cm ² /m	seleccione d y el no. de varillas				
$A_s =$	15.71	cm ² /m					

Elaborado por: Pablo Brichetto

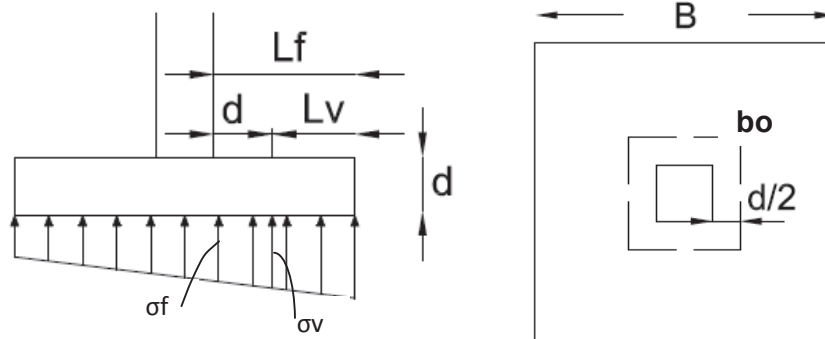
²³ Véase la nota al pie 25.

TABLA 2.31 DISEÑO DE LA ZAPATA -ACI05-

C5	Pu=	351	T	Punzonamiento			
	Mu=	3.2	T-m	Φ	V _{u2} =	311.4	T
	c1=	65	cm	0.75	b _o =	483.59	cm
	c2=	65	cm		α_s =	40.00	
	r =	6	cm		β_c =	1.00	
	f _c ' =	210	kg/cm ²	d _{2,(11-37)} =	55.90	cm	
	yh=	2.4	T/m ³	d _{2,(11-35)} =	37.26	cm	
	ys=	1.57	T/m ³	d _{2,(11-36)} =	34.41	cm	
	f _y =	4200	kg/cm ²		d ₂ =	55.90	cm
	λ =	1.00			h ₂ =	61.90	cm
	σ_{adm} =	25.00	T/m ²	h - h ₂ = 0.00			
	Df =	1.00	m	Corte -1 dirección-			
	h =	61.90	cm		Lv=	0.92	m
	d =	55.90	cm		σ_v =	27.29	T/m ²
	σ_e =	22.85	T/m ²		V _{u1} =	25.09	T
B=	3.6	m	d _{1,(11-3)} =	0.78	cm		
$\sigma_{máx}$ =	27.49	T/m ²		h ₁ =	6.78	cm	
$\sigma_{mín}$ =	26.67	T/m ²	h - h ₁ = 55.12				
	h =	65	cm				
	d =	59.00	cm				
	Lf=	1.48	m	d(mm)	teórico	no. de var./m	s(cm)
	σ_f =	27.16	T/m ²	12	12.14	12	8.33
	M _u =	29.79	T-m/m	14	8.92	9	11.11
	R _n =	9.51		16	6.83	7	14.29
	ρ =	0.0023		18	5.40	5	20.00
	A _{s,flexión} =	13.73	cm ² /m	20	4.37	4	25.00
	A _{s,t&s} =	11.70	cm ² /m	22	3.61	4	25.00
	A _s =	13.73	cm ² /m	24	3.04	3	33.33
				seleccione d y el no. de varillas			

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 2.31 DISEÑO DE ZAPATAS



Elaborado por: Pablo Brichetto

Comparativamente se resume los resultados:

TABLA 2.32 ACERO DE REFUERZO PARA LA ZAPATA EN SENTIDO X, Y - ACI 95 Y 05-

	ACI 95	ACI 2005
L	3.6	
hcal (cm)	62.09	61.90
h (cm)	65	65
d (cm)	59	59
As (cm ² /m)	15.71	13.73
Refuerzo/m	5 ϕ 20@20	4 ϕ 20@25
Refuerzo	18 ϕ 20@20	15 ϕ 20@18

Elaborado por: Pablo Brichetto

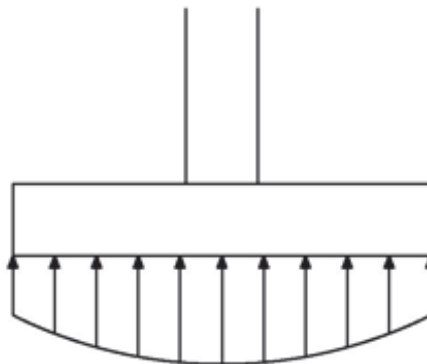
2.2.4.5.8 Condición B: medio flexible.

Bajo esta condición se considera en el análisis la hipótesis de que el suelo se comporta como un resorte que tiene una rigidez igual al módulo de balasto.

La presión en el suelo varía debido a que la deformación varía con respecto al punto de aplicación de la carga, por lo que disminuye del centro hacia los bordes de la zapata.

Este análisis además considera la rigidez de la zapata.

FIGURA 2.32 VARIACIÓN DE LAS PRESIONES BAJO UNA ZAPATA EN MEDIO FLEXIBLE



Elaborado por: Pablo Brichetto

2.2.4.5.9 Modelación de la cimentación en medio flexible (SAFE12)

Para la modelación de la cimentación considerando la condición de medio flexible se utiliza el programa SAFE 12.

Como se considera al suelo como un medio elástico deformable se modela la cimentación como apoyada en un conjunto de resortes.

La rigidez de cada resorte se estima a partir de la expresión²⁴:

$$k = 120\sigma_{ADM} \quad (2.30)$$

Con el tipo, la geometría y las propiedades de los materiales de la cimentación el programa determina:

- Las presiones producidas en el suelo por la interacción con la cimentación.
- El radio de capacidad a corte por punzonamiento, que es la relación entre el corte de diseño V_u y la capacidad utilizable a corte del concreto ΦV_c .
- El área de acero de refuerzo a flexión y el número de varillas.

2.2.4.5.10 Ejemplo de diseño

A continuación se presenta el diseño de la zapata del caso anterior considerando la condición de medio flexible.

Para la modelación los datos de geometría y propiedades de los materiales de la zapata ingresados a SAFE 12 son:

²⁴ BOWLES J, MECÁNICA DE SUELOS.

TABLA 2.33 DATOS PARA LA MODELACIÓN DE LA CIMENTACIÓN - ZAPATAS-

Geometría (m)	B	L	H	recub. (cover)
	3.6	3.6	.65	.06 ²⁵
materiales	hormigón	Acero (rebar)	Suelo	
f'_c (T/m ²)	2100			
f_y (T/m ²)		42000		
γ (T/m ³)			1.57	
k (T/m ³)			3000	

Elaborado por: Pablo Brichetto

La profundidad de desplante (D_f) se considera igual a 1m, por lo que la sobrecarga debido al peso del suelo sobre la zapata es:

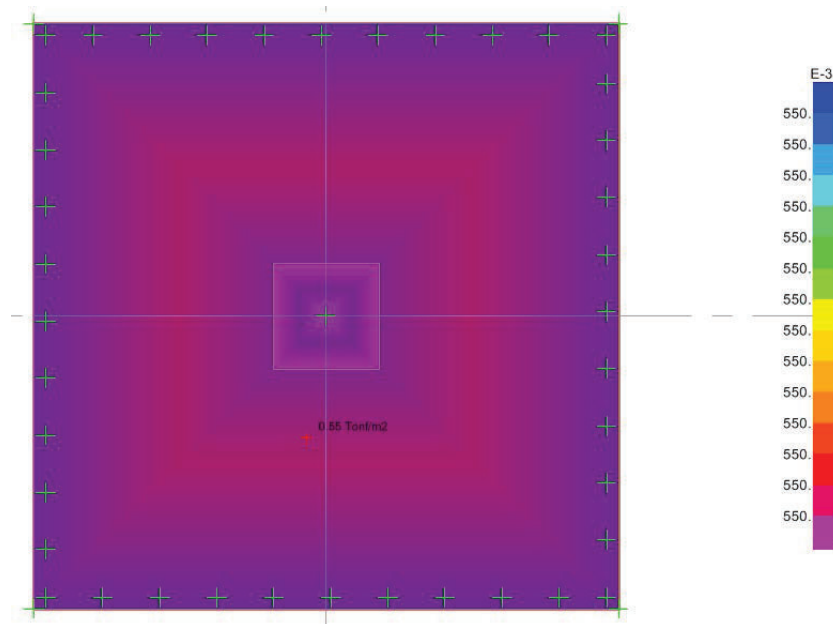
$$W_s = (D_f - h)\gamma_s \quad (2.31)$$

$$W_s = (1 - .65)1.57 = .55 \text{ T/m}^2$$

Para considerar el peso propio de la zapata se asigna un factor multiplicador de la carga muerta (DEAD) de 1, y para considerar la sobrecarga se asigna una carga uniformemente distribuida sobre el área de la zapata (.55 T/m²).

²⁵ El literal 7.7 del ACI requiere que el recubrimiento mínimo para superficies de concreto en contacto con el suelo sea mínimo de 7 cm; no obstante, en este caso las superficies no están directamente "expuestas" debido a la fundición del replantillo (5 cm), por lo que se proporciona un recubrimiento adicional que puede considerarse como equivalente al requerido por el reglamento.

FIGURA 2.33 ASIGNACIÓN EN EL MODELO DEL PESO DEL SUELO SOBRE LA ZAPATA



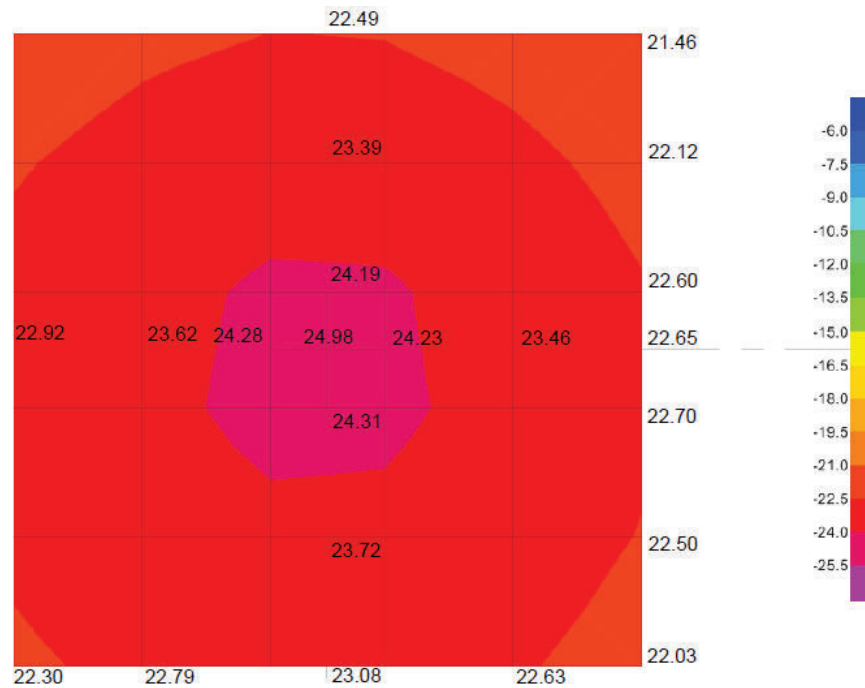
Elaborado por: Pablo Brichetto

Las presiones en el suelo se muestran para los puntos generados por las divisiones del mallado (automesh) en el eje de la columna en los 2 sentidos con la finalidad de:

- Verificar que las presiones sean menores o aproximadamente iguales a la presión admisible.
- Determinar cuál es la distribución de las presiones en un eje longitudinal.

Estas presiones corresponden a la combinación de carga muerta más viva (COMB10), con una presión admisible de 25 T/m2.

FIGURA 2.34 PRESIONES EN EL SUELO



Elaborado por: Pablo Brichetto

En la figura 2.34 se observa que las presiones van en aumento desde los bordes de la zapata hacia el centro, alcanzando su valor máximo en el punto de aplicación de la carga (centro de la zapata).

Con respecto al radio de capacidad a corte (R_s), SAFE determina este valor a partir de la relación entre el esfuerzo máximo de diseño a corte y la capacidad utilizable que tiene el concreto para resistir este esfuerzo.

Si la relación entre estos valores (R_s) es menor que 1, el espesor efectivo es suficiente, de lo contrario debe ser incrementado.

El radio de capacidad junto con la combinación de carga correspondiente es obtenido y reportado por el programa.

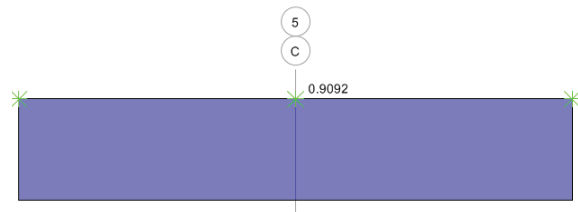
FIGURA 2.35 CÁLCULO DEL RADIO DE CAPACIDAD A CORTE (RS)

Geometric Properties

Combination = COMB1
 Point Label = 19
 Column Shape = Rectangular
 Column Location = Interior
 Global X-Coordinate = 10 m
 Global Y-Coordinate = 21 m

Load Punching Check

Avg. Eff. Slab Thickness = 0.58 m
 Eff. Punching Perimeter = 4.92 m
 Cover = 0.07 m
 Conc. Comp. Strength = 2100 Tonf/m²
 Reinforcement Ratio = 0.0000
 Section Inertia I₂₂ = 0.759533 m⁴
 Section Inertia I₃₃ = 0.759533 m⁴
 Section Inertia I₂₃ = 0 m⁴
 Shear Force = -334.0962 Tonf
 Moment Mu₂ = 1.41915 Tonf-m
 Moment Mu₃ = -0.67283 Tonf-m
 Max Design Shear Stress = 118.77 Tonf/m²
 Conc. Shear Stress Capacity = 130.64 Tonf/m²
 Punching Shear Ratio = 0.91



Elaborado por: Pablo Brichetto

Con fines de comprobación se calcula dada la expresión:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \leq \phi v_c \quad (2.32)$$

TABLA 2.34 RADIO DE CAPACIDAD A CORTE (RS) -ACI 95 Y 05-

		ACI95	ACI05
SAFE	V _u (T)	334.1	293.27
	b _o (m)	4.92	4.92
	d(m)	0.58	0.58
	v _u (T/m ²)	117.08	102.77
	Φ	0.85	0.75
	Φv _c (T/m ²)	130.57	115.21
	R	0.90	0.89
SAFE	R	0.91	0.90

Elaborado por: Pablo Brichetto

A continuación se requiere definir una franja de diseño para que SAFE determine para cada combinación de carga a lo largo de esa franja los momentos factorizados y el diseño a flexión.

El momento máximo (T-m)²⁶ junto con la correspondiente combinación de carga dentro de cada franja de diseño de la zapata, es obtenido y reportado.

FIGURA 2.36 MOMENTO DE DISEÑO PARA LA ZAPATA EN LA CARA DE LA COLUMNA (SAFE)

Geometric Properties

Combination = Overall Envelope
Strip Label = CSA1
Length = 3.6 m
Distance to Top Rebar Center = 0.06 m
Distance to Bot Rebar Center = 0.06 m

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 2100 Tonf/m²
Concrete Modulus = 1883878.98 Tonf/m²
Longitudinal Rebar Yield = 42000 Tonf/m²

COMB1	136.07442
-------	-----------

Fuente: SAFE

Con la finalidad de comprobar, se calcula el valor del momento en la cara de la columna a partir de las presiones en el suelo obtenidas con el programa, considerando la hipótesis de que la presión varía linealmente; este valor así calculado tiene que ser aproximado al reportado por SAFE.

Entonces a partir del equilibrio de momentos en la cara de la columna:

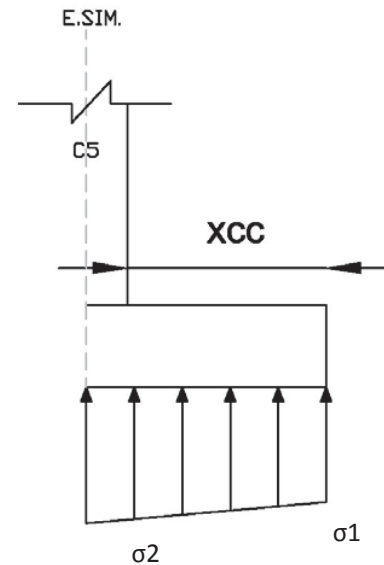
²⁶ Para obtener el valor del momento por cada metro lineal se tiene que dividir este valor para el ancho de la franja de diseño.

FIGURA 2.37 VARIACIÓN APROXIMADA DE LOS ESFUERZOS EN MEDIO FLEXIBLE

$$M_u = \sigma_1 \frac{x_{cc}^2}{2} + (\sigma_2 - \sigma_1) \frac{x_{cc}^2}{6}$$

$$M_u = \sigma_1 \frac{x_{cc}^2}{3} + \sigma_2 \frac{x_{cc}^2}{6}$$

$$M_u = \frac{x_{cc}^2}{6} + (2\sigma_1 + \sigma_2) \quad (2.32)$$



Elaborado por: Pablo Brichetto

Para la zapata de columna interior del ejemplo, una de columna exterior y una de columna esquinera se tiene que:

TABLA 2.35 COMPROBACIÓN MANUAL DE LOS MOMENTOS OBTENIDOS CON SAFE

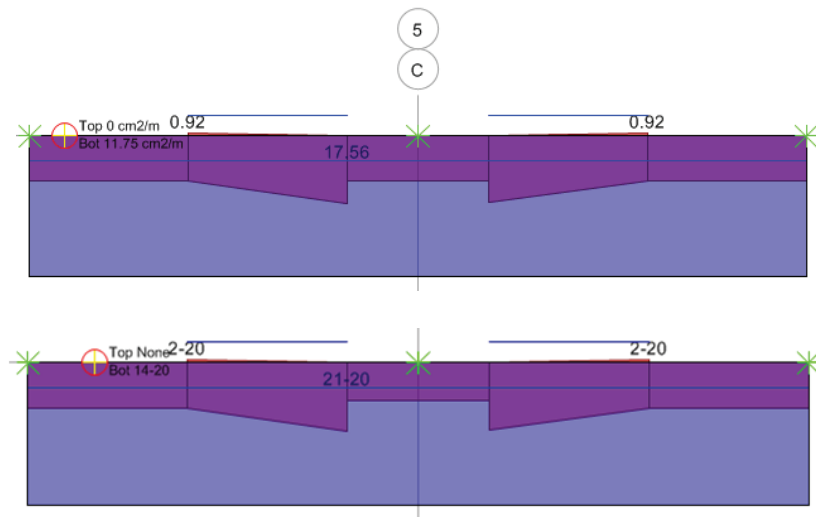
		INT	EXT	ESQ	
	x_{cc}	1.475	1.2	1	m
SAFE	σ_1	33.46	33.64	32.00	T/m
SAFE	σ_2	35.37	34.67	32.40	T/m
CALC.MANUAL	M_u	37.09	24.47	16.07	T-m/m
SAFE	M_u	37.80	26.10	16.96	T-m/m
	ΔM_u (%)	1.9	6.3	5.3	

Elaborado por: Pablo Brichetto

Además, el programa calcula el refuerzo a flexión por metro dentro de la franja de diseño y determina el número total de varillas con el diámetro como variable.

En el ejemplo que se analiza se determina con SAFE el área de acero de refuerzo a flexión por metro y el número de varillas, luego se calcula para comprobar el diseño con ACI 95. Finalmente se presentan los resultados del diseño con los dos códigos en la tabla 2.36.

FIGURA 2.38 DISEÑO DE LA ZAPATA CON SAFE: ÁREA DE ACERO DE REFUERZO POR UNIDAD DE LONGITUD [A] Y NÚMERO TOTAL DE VARILLAS [B] -ACI95-



Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 2.36 DISEÑO DE LA ZAPATA: ÁREA DE ACERO DE REFUERZO POR METRO Y NÚMERO TOTAL DE VARILLAS

	ACI95	ACI05
L	3.60	3.60
h	65	65
d	59	59
Mu(T-m)	136.07	120.19
Mu(T-m/m)	37.80	33.39
ρ	0.0030	0.0026
Asflex(cm ² /m)	17.56	15.45
Asmín(cm ² /m)	11.70	11.70
As(cm ² /m)	17.56	15.45
Refuerzo/m	6 ϕ 20@15	5 ϕ 20@20
Refuerzo	22 ϕ 20@15	19 ϕ 20@20

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.3 ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS MÁS MUROS ESTRUCTURALES (SISTEMA DUAL-CASO II)

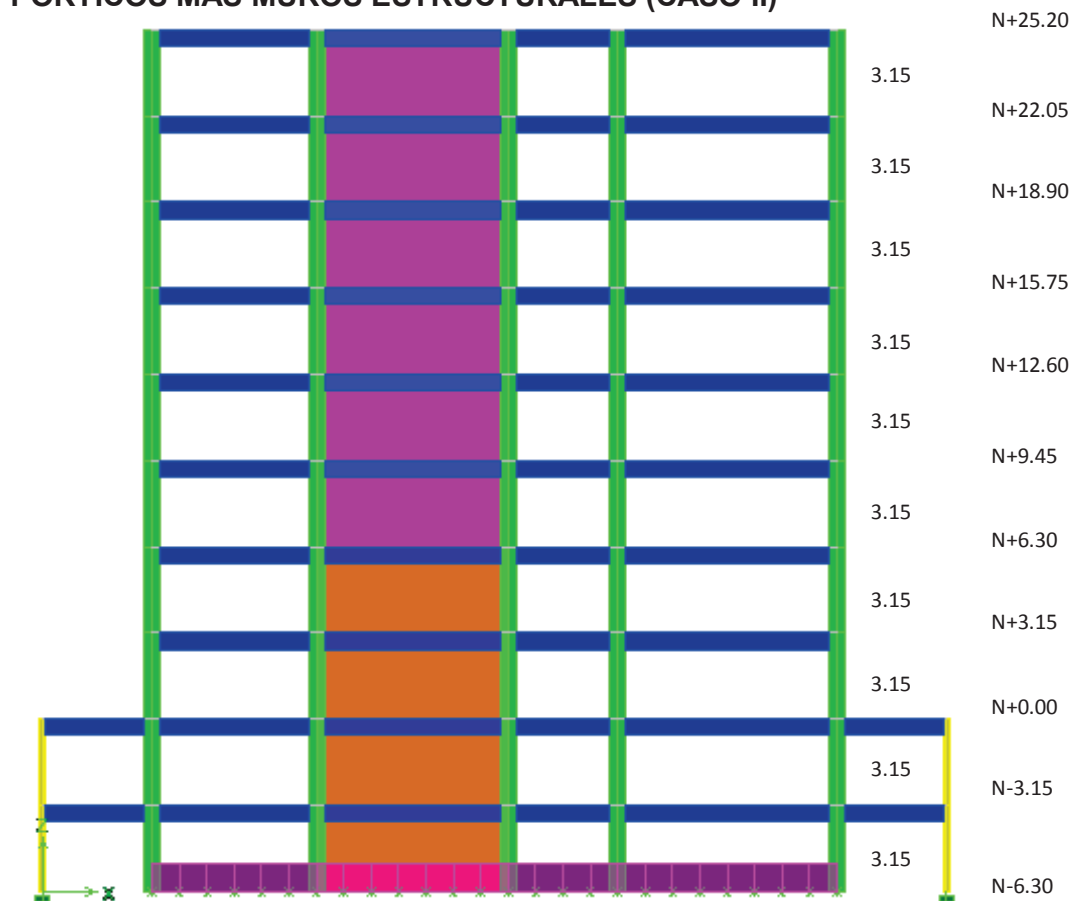
2.3.1 GENERALIDADES

La edificación para el Caso II tiene 8 pisos y 2 subsuelos con altura de entrepiso de 3.15 m.

Para que el sistema estructural se considere como dual el corte absorbido por los muros en cada dirección tiene que ser al menos el 75% del corte basal.²⁷

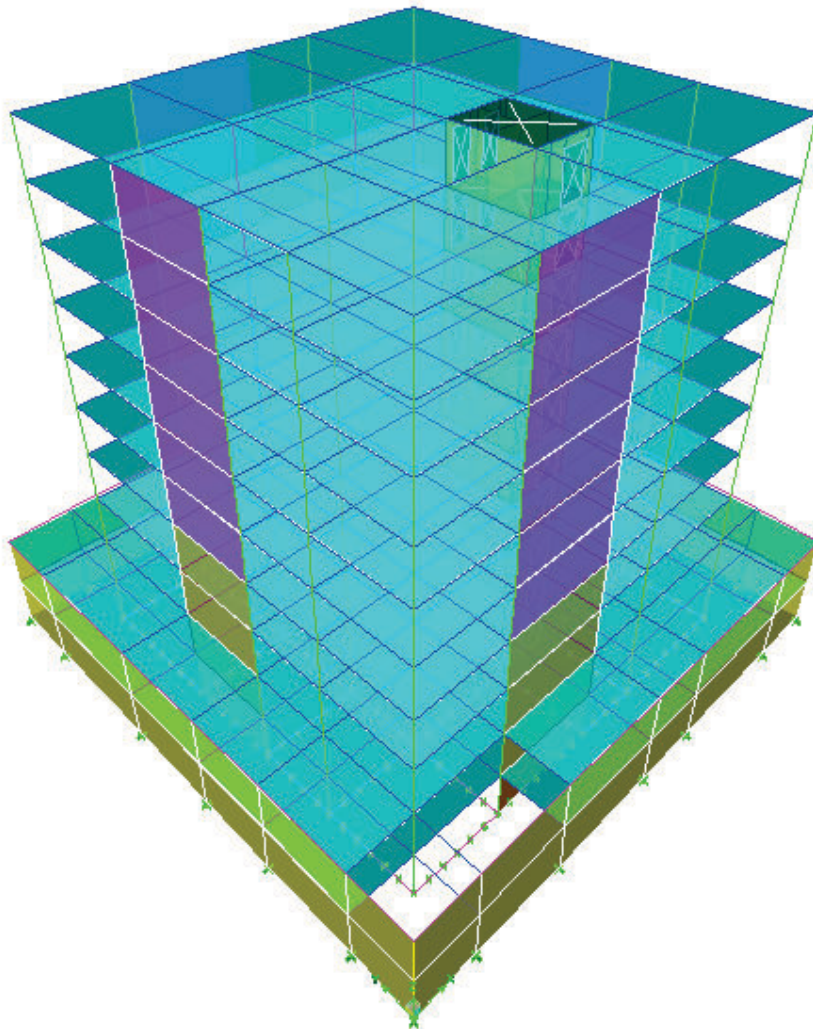
Para este caso se plantea la condición de que sea igual o mayor al 80%.

FIGURA 2.39 ELEVACIÓN DE LA EDIFICACIÓN CONFORMADA POR PÓRTICOS MÁS MUROS ESTRUCTURALES (CASO II)



Elaborado por: Pablo Brichetto

²⁷ CEC 2002.

FIGURA 2.40 MODELO 3D DE LA EDIFICACIÓN

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.3.1.1 Cargas

Las descritas en 2.2.1.1, considerando para este caso una reducción del peso de mamposterías de $.05 \text{ T/m}^2$ debido a la incorporación de los muros a la estructura, y que el coeficiente R es igual a 12 (sistemas duales).

2.3.2 PREDISEÑO

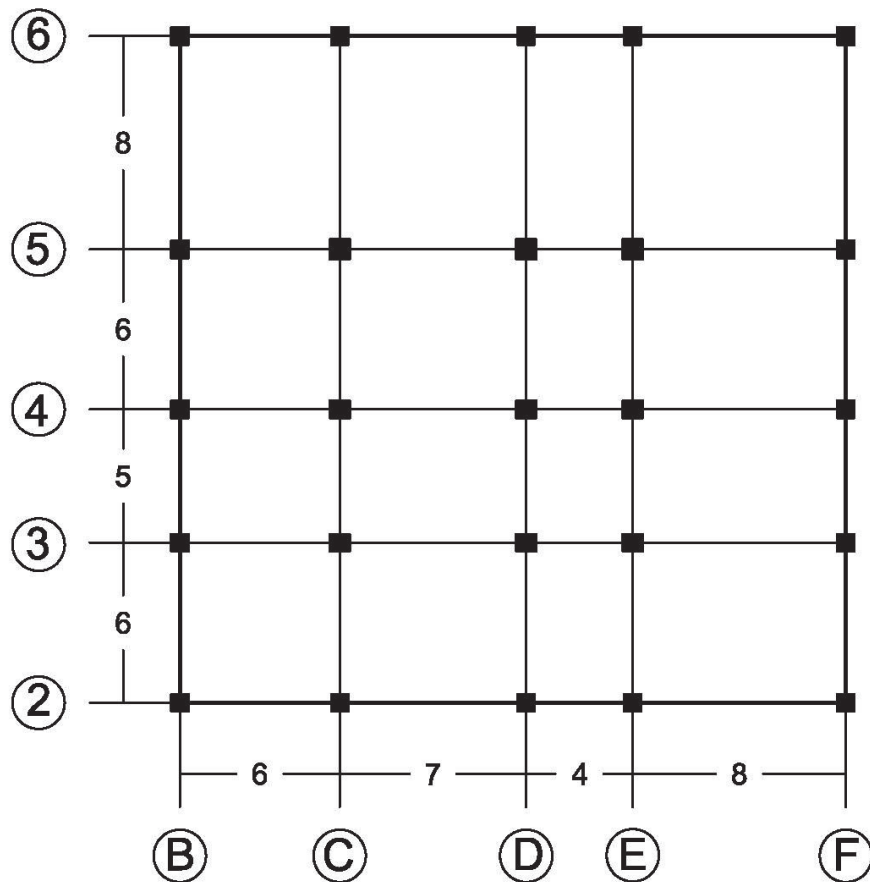
2.3.2.1 Vigas

Se asume una sección de 40x60.

2.3.2.2 Columnas

Con el criterio expuesto en 2.2.2.2 se asume las secciones de la tabla 2.37.

FIGURA 2.41 SECCIONES DE PREDISEÑO DE COLUMNAS



Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 2.37 PREDISEÑO DE COLUMNAS

COLUMNA	TIPO	B (cm)	H (cm)
C3,C4, D3,D4, E3,E4	INTERIOR	70	60
C5, D5, E5		70	70
B3, B4, B5, F3, F4, F5,C2, D2, E2, C6, D6, E6	EXTERIOR	60	60
B2,B6, F2,F6	ESQUINERA	60	60

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.3.2.3 Losa

Se asume un espesor de losa (aliviana con casetones sin bloque) de 30 cm (heq=21.54 cm).

2.3.2.4 Muros Estructurales

Se asume un espesor para los muros estructurales exteriores en los 2 subsuelos y los 2 primeros pisos de 30 cm y 25 cm para los pisos superiores; para los muros estructurales interiores se asume un espesor de 20 cm en todos los pisos.

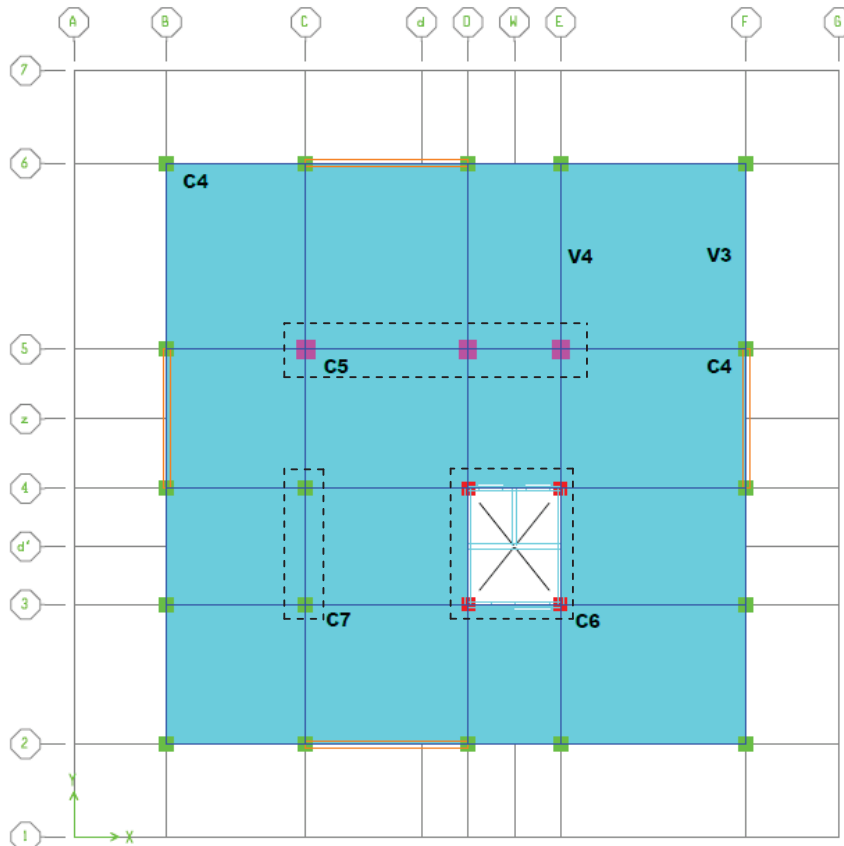
2.3.3 MODELACIÓN

2.3.3.1 Generalidades

Se considera para este caso en la modelación aparte de la condición de empotramiento, la interacción de la estructura con la cimentación en medio flexible, con la finalidad de diseñar cada tipo de elemento para la condición que produzca las máximas fuerzas.

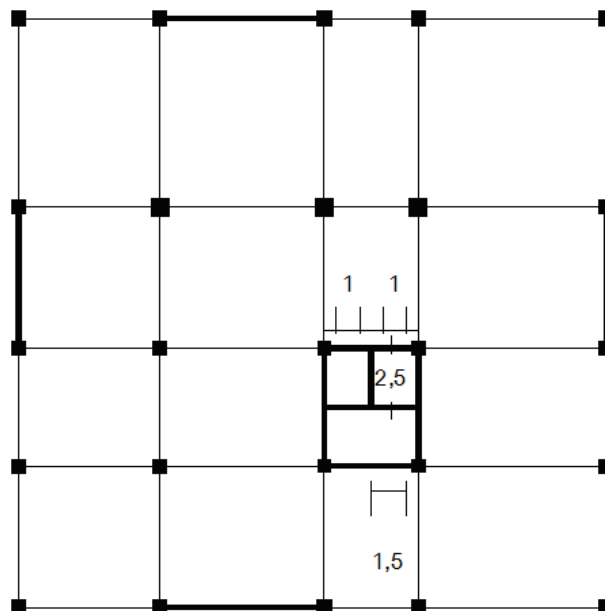
Para el último ciclo de prueba las secciones de diseño se muestran en la tabla 2.38.

FIGURA 2.42 SECCIONES DE DISEÑO DE VIGAS, COLUMNAS, LOSA Y MUROS



Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 2.43 CONFIGURACIÓN DE LOS MUROS ESTRUCTURALES EN PLANTA



Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 2.38 SECCIONES DE DISEÑO DE VIGAS, COLUMNAS, LOSA Y MUROS (CASO II)

COLUMNA	$I = .8I_g$	B (cm)	H (cm)	h (cm)	e (cm)	
C7	INTERIOR	60	60			
C6		55	55			
C5		75	75			
C4	EXTERIOR	60	60			
	ESQUINERA					
VIGAS	$I = .5I_g$					
V4	INTERIOR	40	60			
V3	BORDE	40	60			
LOSA				30 (21.54)		
MUROS	$I = .6I_g^{28}$				VAR ²⁹	

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.3.3.2 Revisión de la condición de comportamiento dual

Considerando que la estructura está empotrada y que interactúa con la cimentación en medio flexible, se revisa que el corte absorbido por los muros (V_m) sea mayor o igual al 80% del corte basal (V_b) en los casos antes mencionados.

TABLA 2.39 PORCENTAJE DEL CORTE BASAL ABSORBIDO POR LOS MUROS

CONDICION	MEDIO FLEXIBLE			EMPOTRAMIENTO		
	V_m (T)	V_b (T)	V_m/V_b (%)	V_m (T)	V_b (T)	V_m/V_b (%)
PISO 3						
SX						
PIE	332.02	397.60	84.0	371.41	431.35	86.0
SY						
PIE	324.2	390.49	83.0	354.24	415.00	85.0

Elaborado por: Pablo Brichetto

En el pie del muro es mayor al 80% para los casos de sismo en X y sismo en Y, se verifica entonces que el sistema estructural resistente tiene un comportamiento dual.

²⁸ Inercia efectiva considerada para los 2 primeros pisos y los 2 subsuelos; para el diseño de los muros estructurales en la planta baja se considera el momento de inercia de la sección total (recomendación del Ing. Patricio Placencia).

²⁹ Véase 2.3.2.4.

Con las secciones de diseño se obtienen los siguientes resultados³⁰:

TABLA 2.40 MASA, CENTRO DE MASA (CM) Y CENTRO DE RIGIDEZ (CR) DE CADA NIVEL

PISO	MasaX	MasaY	XCM	YCM	XCR	YCR	ex (m)	ey (m)
1	125.62	125.62	16.86	16.95	16.75	17.34	0.11	-0.39
2	115.38	115.38	16.80	16.89	16.83	17.58	-0.03	-0.69
3	70.60	70.60	16.36	16.37	17.16	15.97	-0.80	0.40
4	70.10	70.10	16.37	16.37	17.19	15.77	-0.82	0.60
5	69.60	69.60	16.38	16.36	17.19	15.68	-0.81	0.68
6	69.60	69.60	16.38	16.36	17.16	15.63	-0.78	0.73
7	69.60	69.60	16.38	16.36	17.14	15.60	-0.76	0.76
8	69.60	69.60	16.38	16.36	17.12	15.57	-0.74	0.79
9	69.60	69.60	16.38	16.36	17.10	15.55	-0.72	0.81
10	48.99	48.99	16.39	16.37	17.09	15.54	-0.70	0.83

Elaborado por: Pablo Bricchetto

TABLA 2.41 CORTE BASAL

La carga lateral se aplica a partir del Piso 3 en el Nivel +0.00

Caso	Dir	Ecc Radio	Rw	Z	S	I	T	C	PESO	Corte Basal	Ft
SX	X + EccY	0.05	12	0.4	1.20	1.149	0.736	1.840	5287.02	372.61	19.2
SY	Y - EccX	0.05	12	0.4	1.20	1.142	0.7484	1.820	5287.02	366.23	19.19

Luego se chequea el peso de la estructura por cada piso de 625 m²:

PISO	D +PPLOSA (T)	PPVIGAS (T)	PPCOLUMNAS (T)	PPMUROS (T)	PESO (T)	Masa (kgs2/m)
10	318.75	126.43	62.45	34.668	542.30	55.28
9	418.75	126.43	65.27	65.484	675.93	68.90
8	418.75	126.43	65.27	65.484	675.93	68.90
7	418.75	126.43	65.27	65.484	675.93	68.90
6	418.75	126.43	65.27	65.484	675.93	68.90
5	418.75	126.43	65.27	65.484	675.93	68.90
4	418.75	126.43	65.27	73.44	683.89	69.71
3	418.75	126.43	65.27	73.44	683.89	69.71
TOTAL	3250.00	1011.46	519.33	508.968	5289.75	539.22
CARGAS UNITARIAS (T/m ²)						
3	0.66	0.20	0.10	0.12	1.08	

Elaborado por: Pablo Bricchetto

³⁰Para la estructura en medio flexible debido a que bajo esta condición se produce el mayor desplazamiento lateral.

El peso aproximado calculado de la estructura es 5289.3 T muy parecido al peso utilizado por el programa, se verifica entonces que este valor es correcto y que corresponde al nivel de aplicación de la carga lateral.

TABLA 2.42 FUERZAS HORIZONTALES

Con los parámetros de carga lateral ajustados y el peso verificado se determina las fuerzas laterales y cortantes de piso para los sentidos X e Y.

PISO	FX	VX	FY	VY
10	78.28		77.2	
		78.28		77.2
9	73.5		72.19	
		151.78		149.39
8	63.01		61.87	
		214.79		211.26
7	52.5		51.56	
		267.29		262.82
6	42.01		41.25	
		309.3		304.07
5	31.5		30.93	
		340.8		335
4	21.15		20.77	
		361.95		355.77
3	10.66		10.46	
Vbasal		372.61		366.23
2				
Coef. Sísm.		.07		.069

Elaborado por: Pablo Brichetto

El cortante basal es aproximadamente el 7% del peso de la estructura en el sentido X e Y.

TABLA 2.43 RADIOS DE MASA MODAL EFECTIVA (%)

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.7484	4.5814	50.9857	0.0000	88.1378	7.8624	0.1203
2	0.7360	51.2863	4.3959	0.0000	7.5909	87.9938	0.3299
3	0.5306	0.3597	0.2609	0.0000	0.4352	0.5711	45.0608
4	0.1613	0.0458	16.7181	0.0000	2.1826	0.0048	0.1294
5	0.1588	16.6303	0.0817	0.0000	0.0118	2.0039	0.068
6	0.1174	0.1831	0.2378	0.0000	0.0289	0.0168	12.5875

Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 2.44 DERIVAS DE PISO

Se verifica que la deriva máxima de piso sea menor o igual al 2%.

Caso	SX		SY	
	Δ_E (m)	Δ_M (%)	Δ_E (m)	Δ_M (%)
10	0.000768	0.92	0.000783	0.94
9	0.000803	0.96	0.000818	0.98
8	0.000823	0.99	0.000837	1.00
7	0.00083	1.00	0.000843	1.01
6	0.000816	0.98	0.000827	0.99
5	0.000777	0.93	0.000782	0.94
4	0.000731	0.88	0.000727	0.87
3	0.000583	0.70	0.000573	0.69
2	0.000105	0.13	0.00015	0.18
1	0.000075	0.09	0.000079	0.09

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.3.4 DISEÑO

2.3.4.1 Generalidades

A partir de la tabla 2.39 se observa que los muros estructurales resisten más corte bajo la condición de empotramiento (entre 10 y 12% aproximadamente para este caso) por lo que los momentos por sismo en los pórticos son menores que bajo la condición de medio flexible (aproximadamente de 10 a 30% entre el último y el primer piso respectivamente en luces largas para este caso); entonces considerando el mayor efecto sísmico para el diseño de cada elemento se diseñan los pórticos en medio flexible y los muros empotrados.

2.3.4.2 Vigas

Véase 2.2.4.1.

2.3.4.2.1 Ejemplo de diseño a flexión

A continuación se ilustra el cálculo del acero de refuerzo a flexión con los dos códigos para la viga interior del eje 5 en el piso 3 y 7.

FIGURA 2.44 EJEMPLO DE DISEÑO A FLEXIÓN

VIGA INTERIOR													
EJE	5												
PISO	3												
ACI	95												
	f_c	210		kg/cm^2									
	f_y	4200		kg/cm^2									
	b	40		cm									
	h-r	60	6.00	cm	$\rho_{\text{mín}}$	0.0033	Asmín	7.20	cm^2				
	d	54.0		cm	$\rho_{\text{máx}}$	0.0108	Asmáx	23.41	cm^2				
	M_D	-9.72	6.00	-5.07	-11.12	9.26	-11.79	-3.33	1.14	-1.75	-16.60	13.36	-18.56
	M_L	-3.33	1.77	-0.78	-3.08	2.69	-3.45	-0.88	0.29	-0.48	-4.44	3.94	-5.67
	M_S	6.61		-6.18	6.04	-6.03	5.86	-5.87	5.75	-6.10			
		6			7			4			8		
COMB		B	C	D	E	F							
1	1.4D+1.7L	-19.27	11.41	-8.42	-20.80	17.54	-22.37	-6.16	2.09	-3.27	-30.79	25.40	-35.62
2	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sx)	-5.18		-14.99	-7.13		-25.24	3.60	1.57	-10.68	-15.03		-35.27
3	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sx)	-23.72		2.35	-24.07		-8.32	-12.84	1.57	5.78	-31.16		-18.16
6	0.9D+1.43Sx	0.70		-13.40	-1.37		-19.23	5.38	1.03	-9.97	-6.72		-25.43
7	0.9D-1.43Sx	-18.20		4.27	-18.65		-1.99	-11.38	1.03	6.82	-23.16		-7.98
	$M_{\text{máx}}(-)$	23.72		14.99	24.07		25.24	12.84		10.68	31.16		35.62
		0.70		4.27	-1.37		-1.99	5.38		6.82	-6.72		-7.98
ACI21.3.2.1/2	$M_{\text{máx}}(+)$	11.86	11.41	7.49	12.04	17.54	12.62	6.42	8.91	6.82	15.58	25.40	17.81
	Rn	22.60		14.28	22.93		24.04	12.23		10.18	29.68		33.93
	Rn	11.30	10.87	7.14	11.47	16.71	12.02	6.11	8.48	6.50	14.84	24.20	16.97
	ρ	0.0058	0.0033	0.0035	0.0059	0.0033	0.0062	0.0030	0.0033	0.0025	0.0078	0.0033	0.0090
		0.0028	0.0027	0.0017	0.0028	0.0042	0.0030	0.0015	0.0021	0.0016	0.0037	0.0062	0.0043
	As requerido												
	As(-)	12.47	7.20	7.66	12.67	7.20	13.33	6.52	7.20	5.39	16.80	7.20	19.53
	As(+)	6.01	5.77	3.75	6.10	9.04	6.40	3.20	4.47	3.40	7.98	13.43	9.19
ACI10.5.1		12.47	7.20	7.66	12.67	7.20	13.33	7.20	7.20	7.20	16.80	7.20	19.53
		7.20	7.20	7.20	7.20	9.04	7.20	7.20	7.20	7.20	7.98	13.43	9.19
	As colocado												
	As(-)	12.96		12.96	12.96	13.62	13.62	17.42		17.42	19.64		
	As(+)	9.42		9.42	9.42	9.42	9.42	9.42		9.42	14.33	9.42	
	ACI	2005											
COMB													
1	1.2D+1.6L	-16.99	10.03	-7.33	-18.27	15.42	-19.67	-5.40	1.83	-2.87	-27.02	22.34	-31.34
2	1.2D+L+1.4Sx	-5.74		-15.52	-7.97		-26.04	3.33	1.66	-10.80	-16.31		-36.48
3	1.2D+L-1.4Sx	-24.25		1.79	-24.88		-9.16	-13.08	1.66	5.64	-32.41		-19.40
6	0.9D+1.4Sx	0.51		-13.22	-1.55		-19.05	5.21	1.03	-9.79	-6.89		-25.24
7	0.9D-1.4Sx	-18.00		4.09	-18.46		-2.17	-11.20	1.03	6.64	-22.99		-8.16
	$M_{\text{máx}}(-)$	24.25		15.52	24.88		26.04	13.08		10.80	32.41		36.48
		0.51		4.09	-1.55		-2.17	5.21		6.64	-6.89		-8.16
ACI21.3.2.1/2	$M_{\text{máx}}(+)$	12.12	10.03	7.76	12.44	15.42	13.02	6.54	9.12	6.64	16.21	22.34	18.24
	Rn	23.10		14.78	23.70		24.81	12.46		10.29	30.87		34.75
	Rn	11.55	9.56	7.39	11.85	14.69	12.40	6.23	8.69	6.33	15.44	21.28	17.38
	ρ	0.0059	0.0033	0.0037	0.0061	0.0033	0.0064	0.0031	0.0033	0.0025	0.0081	0.0033	0.0093
		0.0028	0.0023	0.0018	0.0029	0.0037	0.0031	0.0015	0.0021	0.0015	0.0038	0.0054	0.0044
	As requerido												
	As(-)	12.77	7.20	7.95	13.13	7.20	13.79	6.65	7.20	5.45	17.56	7.20	20.07
	As(+)	6.15	5.05	3.88	6.31	7.89	6.62	3.26	4.58	3.31	8.32	11.69	9.42
ACI10.5.1		12.77	7.20	7.95	13.13	7.20	13.79	7.20	7.20	7.20	17.56	7.20	20.07
		7.20	7.20	7.20	7.20	7.89	7.20	7.20	7.20	7.20	8.32	11.69	9.42
	As colocado												
	As(-)	12.96		13.62	13.62	13.62	13.62	17.42		17.42	21.22		
	As(+)	9.42		9.42	9.42	9.42	9.42	9.42		9.42	12.57	9.42	
		B			C			D			E		

FIGURA 2.44 CONTINUACIÓN

VIGA INTERIOR													
EJE	5												
PISO	7												
ACI	95												
	f'c	210	kg/cm ²										
	fy	4200	kg/cm ²										
	b	40	cm										
	h-r	60	6.00	cm	ρ _{mín}	0.0033	As _{mín}	7.20	cm ²				
	d	54.0	cm	ρ _{máx}	0.0108	As _{máx}	23.41	cm ²					
	M ₀	-11.85	6.39	-2.54	-10.57	9.39	-12.39	-3.44	1.18	-1.53	-15.43	13.63	-19.35
	M _L	-3.94	1.93	-0.08	-2.88	2.72	-3.63	-0.91	0.30	-0.41	-4.10	3.99	-5.93
	M _S	7.67	-7.36	7.26	-7.27	6.62	-6.63	6.93	-7.17				
		6		7		4		8					
COMB		B	C	D	E	F							
1	1.4D+1.7L	-23.29	12.23	-3.69	-19.69	17.77	-23.52	-6.36	2.16	-2.84	-28.57	25.87	-37.17
2	0.75(1.4D+1.7L+1.875x)	-6.71	-13.09	-4.59	-27.83	4.51	1.62	-11.43	-11.71	-31.15	-17.82	-37.93	
3	0.75(1.4D+1.7L-1.875x)	-28.22	7.55	-24.95	-7.44	-14.06	1.62	7.17	-31.15	-17.82	-37.93	-37.93	
6	0.9D+1.43Sx	0.30	-12.81	0.87	-21.55	6.37	1.06	-10.86	-3.98	-27.67	-37.93	-37.93	
7	0.9D-1.43Sx	-21.63	8.24	-19.89	-0.75	-12.56	1.06	8.10	-23.80	-7.16	-37.93	-37.93	
	Mmáx(-)	28.22	13.09	24.95	27.83	14.06	11.43	31.15	37.93				
		0.30	8.24	0.87	-0.75	6.37	8.10	-3.98	-7.16				
	Mmáx(+)	14.11	12.23	8.24	12.48	17.77	13.92	7.03	9.48	8.10	15.57	25.87	18.97
	Rn	26.89	12.47	23.77	26.51	13.39	10.89	29.67	36.14				
	Rn	13.44	11.65	7.85	11.88	16.93	13.26	6.70	9.03	7.72	14.84	24.64	18.07
	ρ	0.0070	0.0033	0.0031	0.0061	0.0033	0.0069	0.0033	0.0033	0.0027	0.0078	0.0033	0.0097
		0.0033	0.0029	0.0019	0.0029	0.0042	0.0033	0.0016	0.0022	0.0019	0.0037	0.0063	0.0045
	As requerido												
	As(-)	15.06	7.20	6.65	13.17	7.20	14.83	7.17	7.20	5.78	16.80	7.20	20.98
	As(+)	7.20	6.20	4.13	6.33	9.16	7.09	3.51	4.77	4.06	7.98	13.69	9.82
ACI10.5.1		15.06	7.20	7.20	13.17	7.20	14.83	7.20	7.20	7.20	16.80	7.20	20.98
		7.20	7.20	7.20	7.20	9.16	7.20	7.20	7.20	7.20	7.98	13.69	9.82
	As colocado												
	As(-)	16.1	13.62	13.62	14.73	14.73	17.42	17.42	21.22				
	As(+)	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	14.33	9.42		
ACI	2005												
COMB													
1	1.2D+1.6L	-20.52	10.76	-3.18	-17.29	15.62	-20.68	-5.58	1.90	-2.49	-25.08	22.74	-32.71
2	1.2D+L+1.4Sx	-7.42	-13.43	-5.40	-28.68	4.23	1.72	-11.53	-12.91	-39.19	-39.19	-39.19	
3	1.2D+L-1.4Sx	-28.90	7.18	-25.73	-8.32	-14.31	1.72	7.04	-32.32	-19.11	-39.19	-39.19	
6	0.9D+1.4Sx	0.07	-12.59	0.65	-21.33	6.17	1.06	-10.66	-4.19	-27.45	-39.19	-39.19	
7	0.9D-1.4Sx	-21.40	8.02	-19.68	-0.97	-12.36	1.06	7.91	-23.59	-7.38	-39.19	-39.19	
	Mmáx(-)	28.90	13.43	25.73	28.68	14.31	11.53	32.32	39.19				
		0.07	8.02	0.65	-0.97	6.17	7.91	-4.19	-7.38				
	Mmáx(+)	14.45	10.76	8.02	12.86	15.62	14.34	7.15	9.80	7.91	16.16	22.74	19.59
	Rn	27.53	12.80	24.51	27.32	13.63	10.98	30.79	37.33				
	Rn	13.76	10.25	7.64	12.25	14.88	13.66	6.81	9.33	7.53	15.39	21.66	18.67
	ρ	0.0072	0.0033	0.0032	0.0063	0.0033	0.0071	0.0034	0.0033	0.0027	0.0081	0.0033	0.0101
		0.0034	0.0025	0.0019	0.0030	0.0037	0.0034	0.0017	0.0023	0.0018	0.0038	0.0055	0.0047
	As requerido												
	As(-)	15.46	7.20	6.83	13.61	7.20	15.33	7.30	7.20	5.83	17.50	7.20	21.78
	As(+)	7.37	5.43	4.02	6.53	8.00	7.32	3.57	4.93	3.96	8.29	11.91	10.16
ACI10.5.1		15.46	7.20	7.20	13.61	7.20	15.33	7.30	7.20	7.20	17.50	7.20	21.78
		7.37	7.20	7.20	7.20	8.00	7.32	7.20	7.20	7.20	8.29	11.91	10.16
	As colocado												
	As(-)	16.1	13.62	13.62	16.1	16.1	17.42	17.42	21.22				
	As(+)	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	12.57	9.42		
		B	C	D	E	F							

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 2.45 ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO -ACI 95 PISO3-

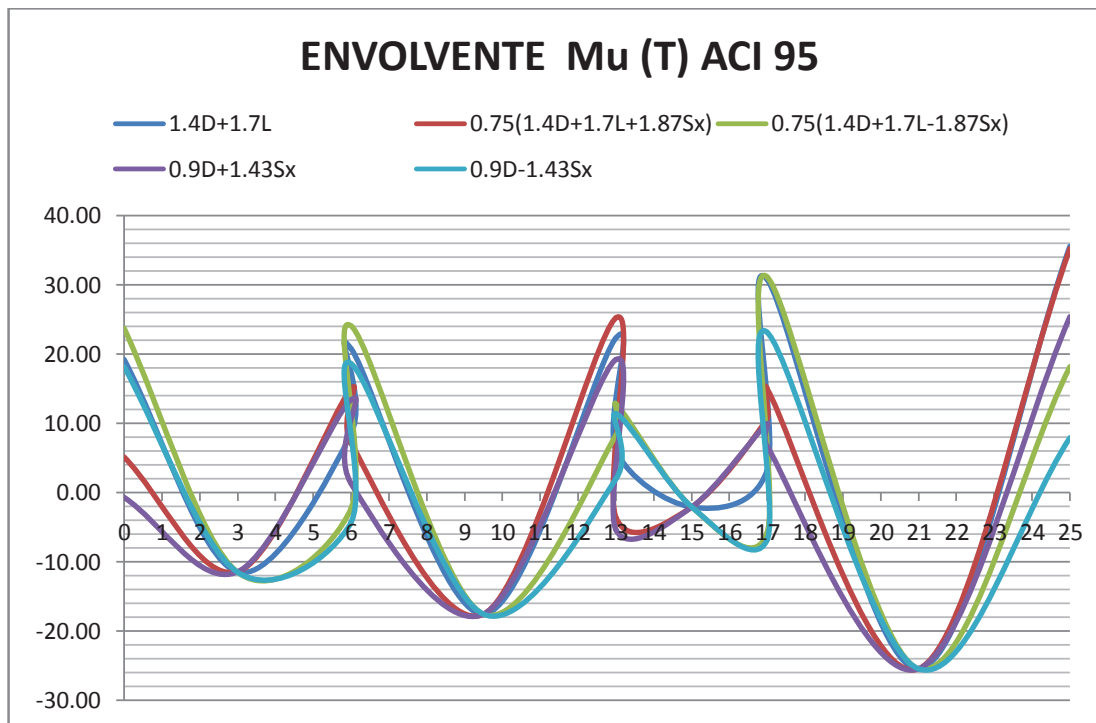
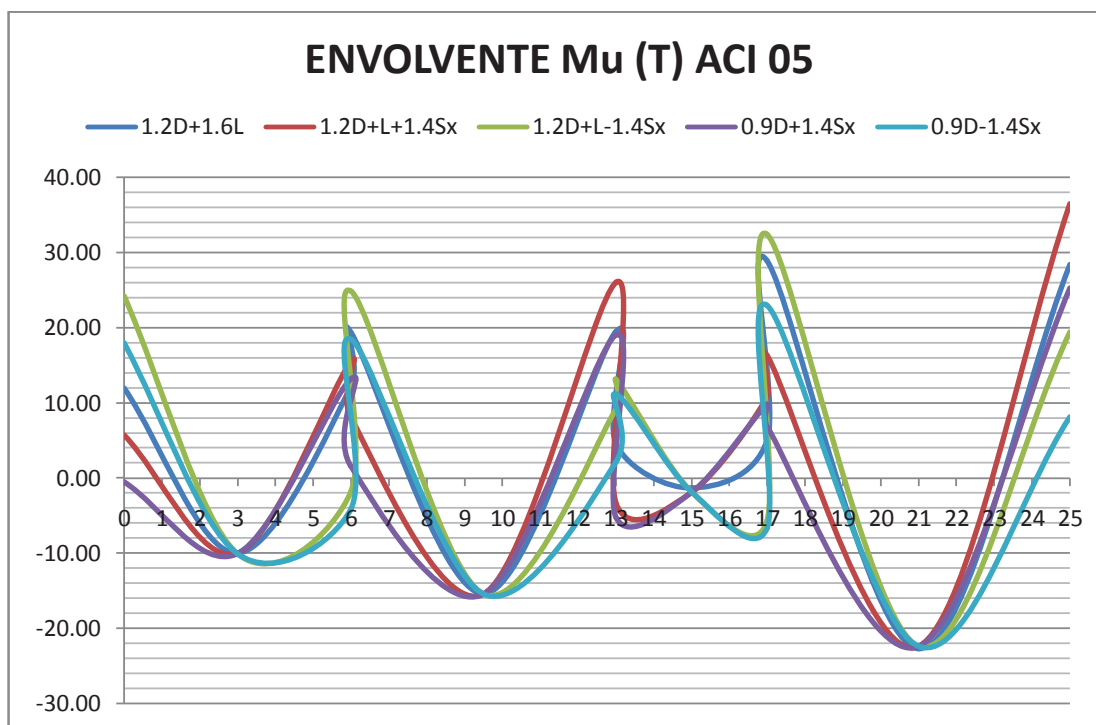


FIGURA 2.46 ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO -ACI 05 PISO3-



Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 2.47 ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO -ACI 95 PISO7-

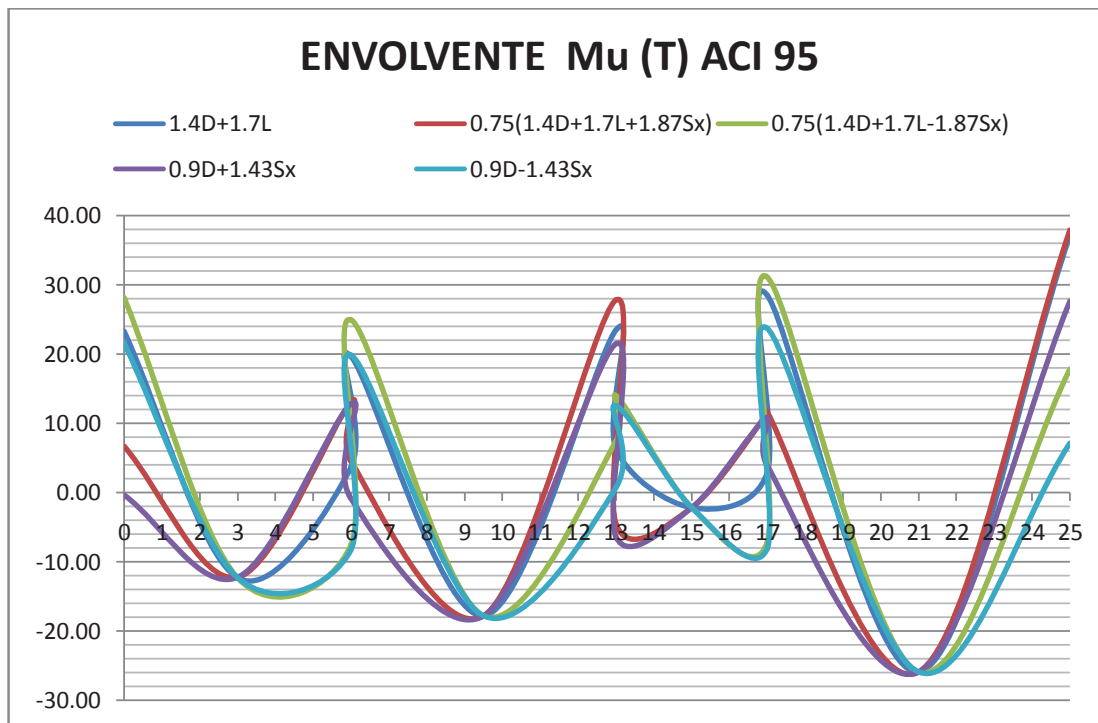
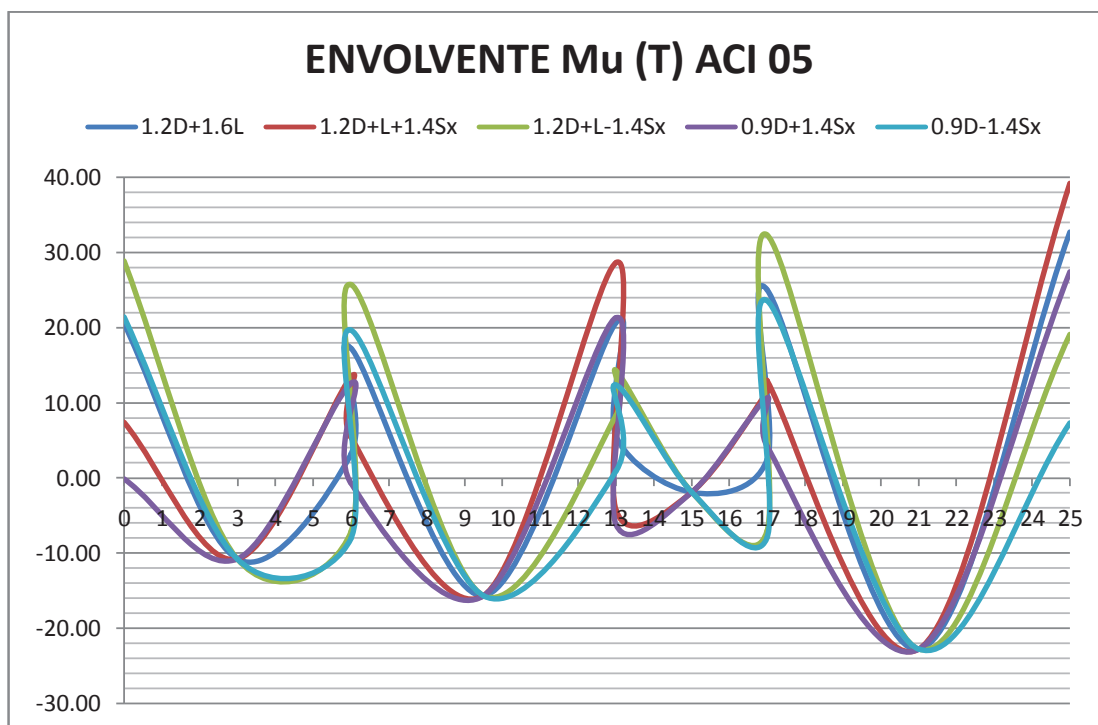


FIGURA 2.48 ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO -ACI 05 PISO7-



Elaborado por: Pablo Brichetto

2.3.4.2.2 Ejemplo de diseño a corte

A continuación se ilustra el cálculo del acero de refuerzo por corte para la viga del ejemplo a flexión en el piso 3 y 7. Se considera para el diseño con el factor Φ de corte de .75 la mayor restricción de s dada en el ACI11. Para la comparación de los dos diseños se asume un s constante igual al menor valor entre los espaciamientos máximos para ACI 95 y 11.

CORTE			ACI
$f'c$	210	kg/cm ²	
f_y	4200	kg/cm ²	
Φ	0.85		95
Φ	0.75		11
α	1.4		
VIGA			INTERIOR
b	h	r	d
40	60	6	54
ϕ	20		

FIGURA 2.49 EJEMPLO DE DISEÑO A CORTE

EJE	5												
PISO	3												
ACI	95												
		COLi		COL j		COLi		COL j		COLi		COL j	
	B	60	6	75	75	7	75	75	4	75	75	8	60
	H	60		75	75		75	75		75	75		60
As (-)		12.96	0	12.96	12.96	0	13.62	13.62	0	17.42	17.42	0	19.64
As (+)		9.42	0	9.42	9.42	0	9.42	9.42	0	9.42	9.42	14.33	9.42
Mpr		37.09	0.00	37.09	37.09	0.00	38.76	38.76	0.00	47.97	47.97	0.00	53.03
		27.76	0.00	27.76	27.76	0.00	27.76	27.76	0.00	27.76	27.76	40.53	27.76
		B			C			D			E		
Vpr		12.18			10.64			23.30			11.03		
Vu(COMB1)		17.59	29.77	12.98	19.85	31.27	20.63	7.26	30.56	6.78	25.02	37.41	26.38
Vu.75(COMB1)		13.19	25.37	9.74	14.89	26.12	15.47	5.45	28.75	5.09	18.77	30.81	19.79
VuDIS		29.77			31.27			30.56			37.41		
Vc		16.59			16.59			0.00			16.59		
Vs		18.43			20.20			35.95			27.42		
		65.73			65.73			65.73			65.73		
		OK			OK			OK			OK		
		SMAX			SMAX			SMAX			SMAX		
		Av/s			Av/s			Av/s			Av/s		
		13.50			13.50			13.50			13.5		
		0.081			0.089			0.159			0.121		
ACI	11												
		COLi		COL j		COLi		COL j		COLi		COL j	
	B	60	6	75	75	7	75	75	4	75	75	8	60
	H	60		75	75		75	75		75	75		60
As (-)		12.96	0	13.62	13.62	0	13.62	13.62	0	17.42	17.42	0	21.22
As (+)		9.42	0	9.42	9.42	0	9.42	9.42	0	9.42	9.42	12.57	9.42
Mpr		37.09	0.00	38.76	38.76	0.00	38.76	38.76	0.00	47.97	47.97	0.00	56.48
		27.76	0.00	27.76	27.76	0.00	27.76	27.76	0.00	27.76	27.76	36.09	27.76
		B			C			D			E		
Vpr		12.49			10.64			23.30			11.50		
Vu(COMB1)		15.47	27.96	11.37	17.43	28.76	18.12	6.37	29.67	5.94	21.97	34.69	23.19
Vu(1.2D+L+.2S)		13.35	25.84	10.82	15.30	27.24	16.60	5.05	29.40	6.10	17.44	32.60	21.10
VuDIS		27.96			28.76			29.67			34.69		
Vc		16.59			16.59			0.00			16.59		
Vs		20.69			21.76			39.56			29.66		
		65.73			65.73			65.73			65.73		
		OK			OK			OK			OK		
		SMAX			SMAX			SMAX			SMAX		
		Av/s			Av/s			Av/s			Av/s		
		12.00			12.00			12.00			12.00		
		0.091			0.096			0.174			0.131		

		lo			lo								
		→			←								
ACI		95		11	95		11	95		11	95		11
lo=2h	m	1.2			1.2			1.2			1.2		
S	cm	12			12			12			12		
Av	cm2	0.98	1.09		1.07	1.15		1.90	2.09		1.45	1.57	
Avmín	cm2	.4			.4			.4			.4		

FIGURA 2.49 CONTINUACIÓN

PISO	7												
ACI	95	COLi		COL j	COLi		COL j	COLi		COL j	COLi		COL j
		B 60	6	75	75	7	75	75	4	75	75	8	60
		H 60		75	75		75	75		75	75		60
As (-)		16.1	0	13.62	13.62	0	14.73	14.73	0	17.42	17.42	0	21.22
As (+)		9.42	0	9.42	9.42	0	9.42	9.42	0	9.42	9.42	14.33	9.42
Mpr		44.85	0.00	38.76	38.76	0.00	41.52	41.52	0.00	47.97	47.97	0.00	56.48
		27.76	0.00	27.76	27.76	0.00	27.76	27.76	0.00	27.76	27.76	40.53	27.76
		B		C			D			E			F
Vpr	T		13.64			11.09			23.30			11.50	
Vu(COMB1)		19.18	32.82	11.39	19.46	32.11	21.02	7.60	30.90	6.44	24.50	38.41	26.91
Vu.75(COMB1)		14.39	28.02	8.54	14.60	26.85	15.77	5.70	29.00	4.83	18.38	31.68	20.18
VuDIS			32.82			32.11			30.90			38.41	
Vc			16.59			16.59			0.00			16.59	
Vs			22.02			21.18			36.35			28.60	
			65.73			65.73			65.73			65.73	
			OK			OK			OK			OK	
			SMAX	13.50		SMAX	13.50		SMAX	13.50		SMAX	13.5
			Av/s	0.097		Av/s	0.093		Av/s	0.160		Av/s	0.126
ACI	11	COLi		COL j	COLi		COL j	COLi		COL j	COLi		COL j
		B 60	6	75	75	7	75	75	4	75	75	8	60
		H 60		75	75		75	75		75	75		60
As (-)		16.1	0	13.62	13.62	0	16.1	16.1	0	17.42	17.42	0	21.22
As (+)		9.42	0	9.42	9.42	0	9.42	9.42	0	9.42	9.42	12.57	9.42
Mpr		44.85	0.00	38.76	38.76	0.00	44.85	44.85	0.00	47.97	47.97	0.00	56.48
		27.76	0.00	27.76	27.76	0.00	27.76	27.76	0.00	27.76	27.76	36.09	27.76
	T		13.64			11.62			23.30			11.50	
Vu(COMB1)		16.86	30.50	9.97	17.09	30.09	18.47	6.66	29.96	5.64	21.51	35.15	23.65
Vu(1.2D+L+.2S)		14.52	28.16	9.65	14.91	28.67	17.05	5.22	29.23	5.93	18.97	33.08	21.58
VuDIS			30.50			30.09			29.96			35.15	
Vc			16.59			16.59			0.00			16.59	
Vs			24.07			23.53			39.95			30.28	
			65.73			65.73			65.73			65.73	
			OK			OK			OK			OK	
			SMAX	12.00		SMAX	12.00		SMAX	12.00		SMAX	12.00
			Av/s	0.106		Av/s	0.104		Av/s	0.176		Av/s	0.134
			6			7			4			8	
ACI		95	11		95	11		95	11		95	11	
lo=2h	m		1.2			1.2			1.2			1.2	
S	cm		12			12			12			12	
Av	cm ²	1.16	1.27		1.12	1.24		1.92	2.11		1.51	1.60	
Avmín	cm ²		.4			.4			.4			.4	

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.3.4.3 Columnas

Véase 2.2.4.2.

2.3.4.3.1 Ejemplo de diseño a flexión biaxial

Se determina las fuerzas de diseño para el pie de columna (caso crítico) a partir de las combinaciones de carga (ACI 95 y 05).

FIGURA 2.50 EJEMPLO DE DISEÑO A FLEXIÓN BIAxIAL

	COLUMNA	5C PISO 3				
c1	0.75					
c2	0.75	PIE				
		Mxx	P	Myy		
	D	-5.236	-317.8	-7.124		
	L	-1.718	-75.59	-1.951		
	Sx	-0.795	-22.04	14.687		
	Sy	14.157	-18.8	0.107		
ACI					σ_{\max}	σ_{\min}
95					(kg/cm ²)	
1	1.4D+1.7L	-10.25	-573.42	-13.29	135.42	68.46
2	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sx)	-8.81	-461.06	10.69	109.69	54.24
3	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sx)	-6.57	-399.07	-30.62	123.84	18.05
4	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sy)	12.22	-456.50	-9.82	112.50	49.81
5	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sy)	-27.60	-403.63	-10.12	125.40	18.12
6	0.9D+1.43Sx	-5.85	-317.54	14.59	85.52	27.38
7	0.9D-1.43Sx	-3.58	-254.50	-27.41	89.32	1.17
8	0.9D+1.43Sy	15.53	-312.90	-6.26	86.62	24.64
9	0.9D-1.43Sy	-24.96	-259.14	-6.56	90.90	1.24
ACI					σ_{\max}	σ_{\min}
2005					(kg/cm ²)	
1	1.2D+1.6L	-9.03	-502.30	-11.67	118.74	59.86
2	1.2D+L+1.4Sx	-9.11	-487.81	10.06	113.99	59.45
3	1.2D+L-1.4Sx	-6.89	-426.09	-31.06	129.72	21.78
4	1.2D+L+1.4Sy	11.82	-483.27	-10.35	117.44	54.39
5	1.2D+L-1.4Sy	-27.82	-430.63	-10.65	131.27	21.84
6	0.9D+1.4Sx	-5.83	-316.88	14.15	84.74	27.92
7	0.9D-1.4Sx	-3.60	-255.16	-26.97	88.84	1.88
8	0.9D+1.4Sy	15.11	-312.34	-6.26	85.92	25.14
9	0.9D-1.4Sy	-24.53	-259.70	-6.56	90.39	1.95

FIGURA 2.50 CONTINUACIÓN

	COLUMNA	PISO 7				
c1	0.75					
c2	0.75	PIE				
		Mxx	P	Myy		
	D	-7.211	-152.59	-8.22		
	L	-2.224	-37.31	-2.22		
	Sx	-0.426	-10.51	8.334		
	Sy	8.98	-9.84	-0.737		
ACI					$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
95					(kg/cm ²)	
1	1.4D+1.7L	-13.88	-277.05	-15.28	90.72	7.78
2	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sx)	-11.01	-222.57	0.26	55.59	23.55
3	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sx)	-9.81	-193.01	-23.18	81.23	-12.61
4	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sy)	2.22	-221.63	-12.50	60.33	18.47
5	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sy)	-23.04	-193.95	-10.43	82.07	-13.11
6	0.9D+1.43Sx	-7.10	-152.36	4.52	43.61	10.56
7	0.9D-1.43Sx	-5.88	-122.30	-19.32	57.58	-14.09
8	0.9D+1.43Sy	6.35	-151.40	-8.45	47.97	5.86
9	0.9D-1.43Sy	-19.33	-123.26	-6.34	58.43	-14.60
ACI					$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
2005					(kg/cm ²)	
1	1.2D+1.6L	-12.21	-242.80	-13.42	79.61	6.72
2	1.2D+L+1.4Sx	-11.47	-235.13	-0.42	58.71	24.89
3	1.2D+L-1.4Sx	-10.28	-205.70	-23.75	84.97	-11.83
4	1.2D+L+1.4Sy	1.69	-234.19	-13.12	62.70	20.57
5	1.2D+L-1.4Sy	-23.45	-206.64	-11.05	85.81	-12.33
6	0.9D+1.4Sx	-7.09	-152.05	4.27	43.18	10.88
7	0.9D-1.4Sx	-5.89	-122.62	-19.07	57.30	-13.70
8	0.9D+1.4Sy	6.08	-151.11	-8.43	47.50	6.22
9	0.9D-1.4Sy	-19.06	-123.56	-6.37	58.13	-14.20

	COLUMNA	PISO 9				
c1	0.75					
c2	0.75	PIE				
		Mxx	P	Myy		
	D	-7.322	-71.84	-7.888		
	L	-2.204	-18.69	-2.073		
	Sx	-0.442	-4.65	7.245		
	Sy	8.055	-4.77	-0.78		
ACI					$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
95					(kg/cm ²)	
1	1.4D+1.7L	-14.00	-132.35	-14.57	64.15	-17.10
2	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sx)	-11.12	-105.80	-0.74	35.67	1.95
3	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sx)	-9.88	-92.72	-21.11	60.56	-27.59
4	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sy)	0.83	-105.97	-12.02	37.12	0.56
5	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sy)	-21.83	-92.55	-9.83	61.47	-28.57
6	0.9D+1.43Sx	-7.22	-71.31	3.26	27.59	-2.23
7	0.9D-1.43Sx	-5.96	-58.01	-17.46	43.62	-22.99
8	0.9D+1.43Sy	4.93	-71.48	-8.21	31.40	-5.99

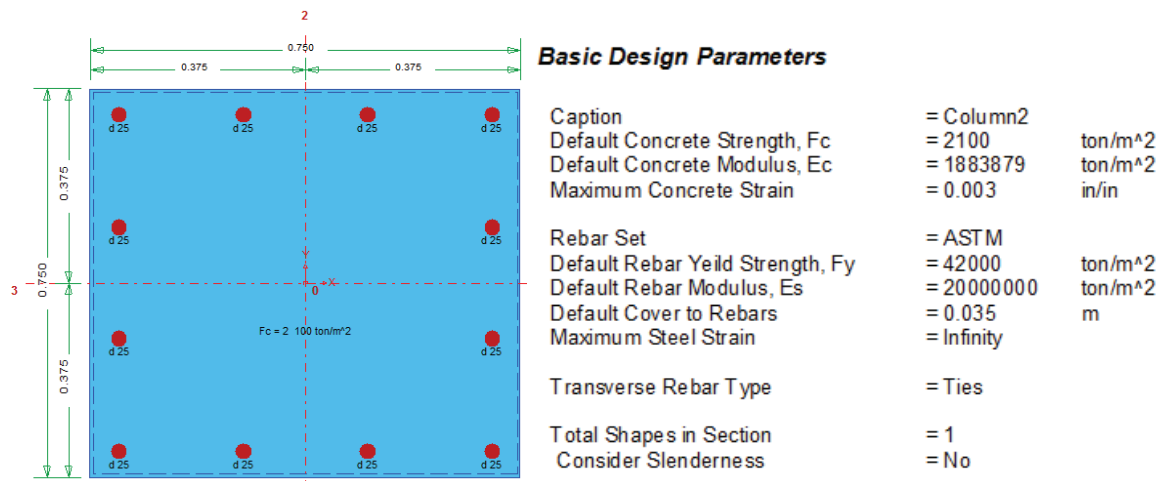
9	0.9D-1.43Sy	-18.11	-57.83	-5.98	44.55	-23.98
ACI					$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
2005					(kg/cm ²)	
1	1.2D+1.6L	-12.31	-116.11	-12.78	56.33	-15.05
2	1.2D+L+1.4Sx	-11.61	-111.41	-1.40	38.30	1.31
3	1.2D+L-1.4Sx	-10.37	-98.39	-21.68	63.08	-28.10
4	1.2D+L+1.4Sy	0.29	-111.58	-12.63	38.21	1.46
5	1.2D+L-1.4Sy	-22.27	-98.22	-10.45	63.99	-29.07
6	0.9D+1.4Sx	-7.21	-71.17	3.04	27.23	-1.93
7	0.9D-1.4Sx	-5.97	-58.15	-17.24	43.35	-22.68
8	0.9D+1.4Sy	4.69	-71.33	-8.19	31.00	-5.63
9	0.9D-1.4Sy	-17.87	-57.98	-6.01	44.26	-23.65

Elaborado por: Pablo Brichetto

Para el diseño a flexo compresión las fuerzas de diseño P_u , M_{ux} , M_{uy} quedan determinadas por las combinaciones que producen los mayores esfuerzos de tracción y compresión en la sección.

Estas se presentan para los pisos 3, 7 y 9 obtenidas con los dos códigos en la tabla 2.45.

TABLA 2.45 FLEXIÓN BIAIXIAL EN COLUMNAS -ACI 95 Y 05-

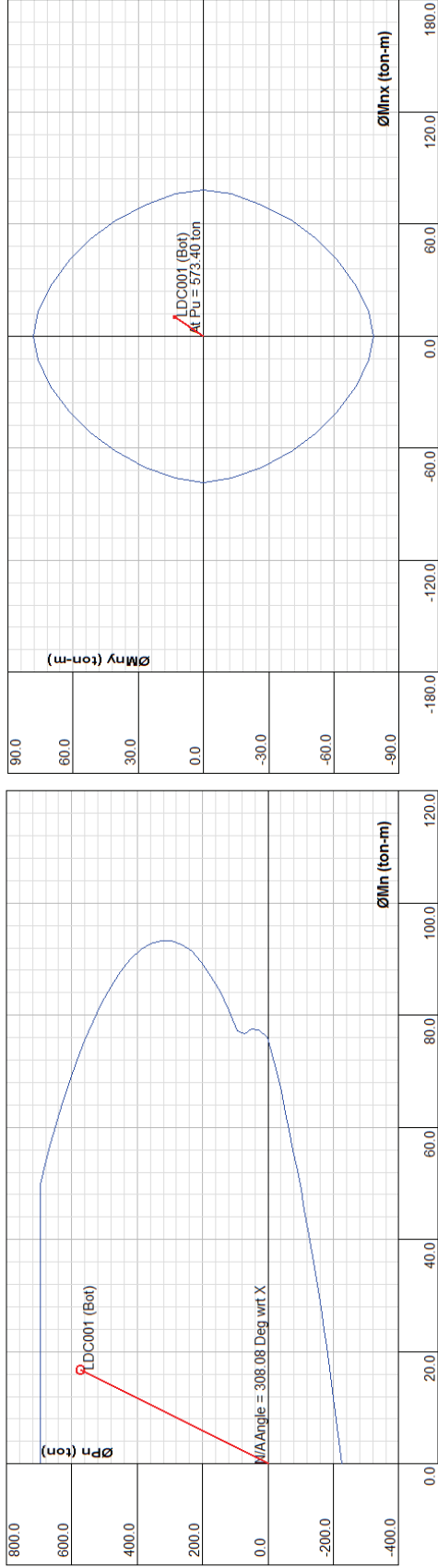


PISO	ACI 318 (71-99)				ACI 318 (02-11)			
	COMB	Pu	Mux	Muy	COMB	Pu	Mux	Muy
3	1	573.4	10.3	13.3	3	426.1	6.9	31.1
	1				1	502.3	9.0	11.7
7	1	277.1	13.9	15.3	5	206.6	23.4	11.1
	9	123.3	19.3	6.3	9	123.6	19.1	6.4
9	1	132.3	14.0	14.6	5	98.2	22.3	10.4
	5	92.6	21.8	9.8	5	98.2	22.3	10.4

Elaborado por: Pablo Brichetto

A continuación se presentan las curvas de interacción $\Phi P_n - \Phi M_n$ y $\Phi M_{nx} - \Phi M_{ny}$ generadas por CSiCol para la columna en estudio en el piso 3, y los radios de capacidad para las solicitaciones de diseño obtenidas con las combinaciones de carga del ACI 318 (71-99) y ACI 318 (02-11) para este piso -P3- y los dos siguientes seleccionados -P7 y P9-.

TABLA 2.46 RADIO DE CAPACIDAD -ACI 318 (71-99)-

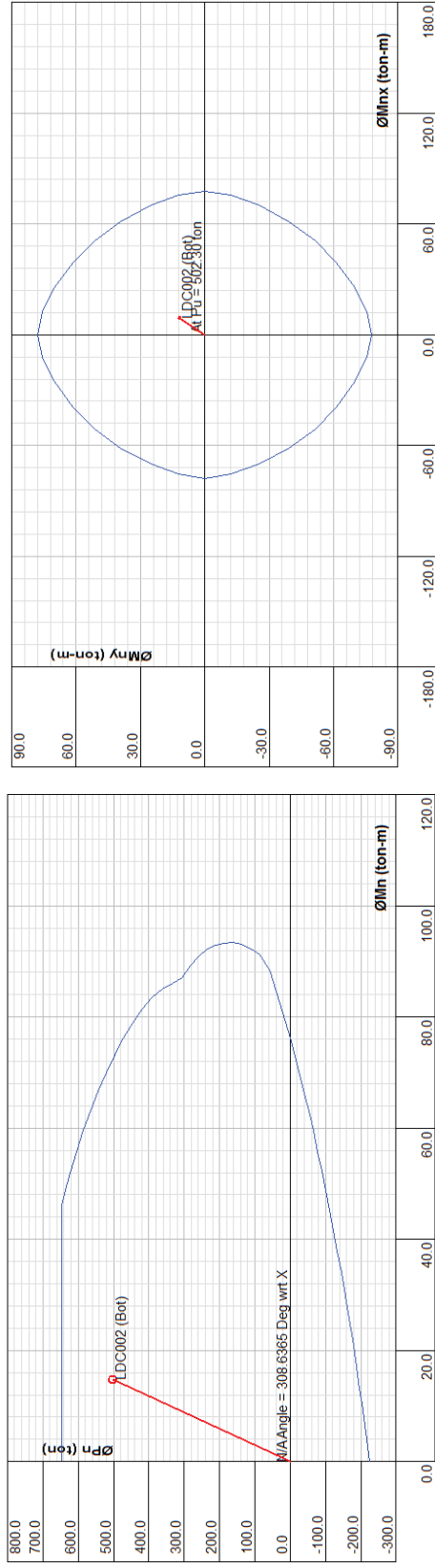


Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Mix-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (m)	Capacity Method	Remarks
COMB1P3	573.40	10.30	13.30	52.2	573.65	696.62	0.82	308.1	0.71	3	OK
COMB1	573.40	10.30	13.30	52.2	573.65	696.62	0.82	308.1	0.71	3	OK
COMB1P5	423.90	12.90	15.80	50.8	424.39	697.12	0.61	311.3	0.60	3	OK
COMB9P5	189.80	18.40	6.80	20.3	190.81	632.62	0.30	336.5	0.39	3	OK
COMB1P7	277.10	13.90	15.30	47.7	277.87	691.11	0.40	313.5	0.50	3	OK
COMB9P7	123.30	19.30	6.30	18.1	124.96	520.90	0.24	340.7	0.32	3	OK
COMB1P9	132.30	14.00	14.60	46.2	133.84	529.79	0.25	314.1	0.40	3	OK
COMB5P9	92.60	21.80	9.80	24.2	95.63	384.93	0.25	336.1	0.32	3	OK

Elaborado por: Pablo Brichetto

Nótese que es la combinación 1 (COMB1) en el piso 3 (P3) la de mayor demanda para la columna.

TABLA 2.47 RADIO DE CAPACIDAD -ACI 318 (02-11)-



Load Comb	Load/Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mix-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (m)	Capacity Method	Remarks
COMB3P3	426.10	6.90	31.10	31.86	77.5	427.29	643.76	0.66	286.3	0.57	3	OK
COMB1P3	502.30	9.00	11.70	14.76	52.4	502.52	646.86	0.78	308.6	0.68	3	OK
COMB5P5	316.80	22.30	11.70	25.18	27.7	317.80	632.42	0.50	328.7	0.53	3	OK
COMB9P5	189.80	18.40	6.80	19.62	20.3	190.81	587.57	0.32	337.0	0.37	3	OK
COMB5P7	206.60	23.40	11.10	25.90	25.4	208.22	544.60	0.38	332.0	0.41	3	OK
COMB9P7	123.60	19.10	6.40	20.14	18.5	125.23	487.09	0.26	341.8	0.29	3	OK
COMB5P9	98.20	22.30	10.40	24.61	25.0	101.24	365.74	0.28	335.8	0.31	3	OK
COMB5	98.20	22.30	10.40	24.61	25.0	101.24	365.74	0.28	335.8	0.31	3	OK

Elaborado por: Pablo Bricchetto

Nótese que es la combinación 1 (COMB1) en el piso 3 (P3) la de mayor demanda para la columna.

2.3.4.3.2 Ejemplo de diseño a corte

A continuación se presenta el diseño a corte para la columna en estudio.

FIGURA 2.51 EJEMPLO DE DISEÑO A CORTE

REFUERZO TRANSVERSAL-COLUMNAS-											
f_c	210	kg/cm ²									
f_y	4200	kg/cm ²									
L_c	3.15	m									
b	75	cm									
h	75	cm									
r	3	cm									
ϕ As _L	25	mm									
COL	C5	INT									
RAMAS CORTAS						RAMAS LARGAS					
H"	68	cm				H"	68	cm			
S	10	cm				S	10	cm			
lo	75	cm									
Ag	5625	cm ²									
Ac	4761	cm ²									
(Ag/Ac-1)	0.18										
Ash1	1.85	cm ²	Ash	Ash _{col}		Ash1	1.85	cm ²	Ash	Ash _{col}	
Ash2	3.06	cm ²	3.06	3.14	cm ²	Ash2	3.06	cm ²	3.06	3.14	cm ²
			#r	#r _{selec}					#r	#r _{selec}	
			ϕ (mm)	10					3.90	4	
			s	10.3	cm				s	10.3	cm
			S _{selec}	10	cm				S _{selec}	10	cm
Sx						Sy					
ACI											
95	ϕ	0.85									
	Vu (T)	ϕ Vc (T)	Vs (T)	Av (cm ²)	Av _{col}	Vu (T)	ϕ Vc (T)	Vs (T)	Av (cm ²)	Av _{col}	
	97.14	35.25	72.81	2.41	Ashcol	97.14	35.25	72.81	2.41	Ashcol	4.52
		Vs<4Vc	OK	#r	#r _{selec}			Vs<4Vc	OK	#r	#r _{selec}
		ϕ (mm)	12	2.13	4			ϕ (mm)	12	2.13	4
2005	ϕ	0.75									
	Vu (T)	ϕ Vc (T)	Vs (T)	Av (cm ²)	Av _{col}	Vu (T)	ϕ Vc (T)	Vs (T)	Av (cm ²)	Av _{col}	
	97.14	30.24	89.20	2.95	Ashcol	97.14	30.24	89.20	2.95	Ashcol	4.52
		Vs<4Vc	OK	#r	#r _{selec}			Vs<4Vc	OK	#r	#r _{selec}
		ϕ (mm)	12	2.61	4			ϕ (mm)	12	2.61	4

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.3.4.4 Unión Viga-Columna

Véase 2.2.4.3.

2.3.4.4.1 Ejemplo de chequeo de la unión viga-columna.

A continuación se presentan los cálculos para el chequeo de la unión viga columna y su radio de capacidad con los dos códigos, para la columna interior E5 en el piso 3.

FIGURA 2.52 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA UNIÓN VIGA-COLUMNA

UNION VIGA COLUMNA		E5		ACI 95		VIGA					
COLUMNA		kg/cm ²		f'c		fy		α		φ	
f'c	280			210	4200	1.4	0.85				
SENTIDO	X										
Hcol	3.15	m	b	40	cm	γ	4			.75bc	56.25
h	75	cm	h	60	cm	bj	57.5	cm	<	bv+h	115 cm
bc	75	cm									
r	5	cm	r	6	cm						OK
As	59.5	cm ²	d	54	cm						
Mo	81.2175	T-m									
MD-S	139	T-m									
	VIGAL	VIGA R			LOSAL	LOSAR					
As (-)	17.42	17.42	cm ²		0	0	cm ²				
As (+)	9.42	9.42	cm ²		0	0	cm ²				
	VL (T)	VR (T)	ML (T-m)	MR (T-m)	Mcol (T-m)	Vcol (T)	Viact (T)	Vact (T)	∅Vn (T)	R	
clockwise	55.39	102.43	29.91	55.30	85.21	27.05	130.77	130.77	245.35	0.53	
counterclockwise	102.43	55.39	55.30	29.91	85.21	27.05	130.77				
		∑Mc	278.00	∑Mc/∑Mv	4.57						
		∑Mv	60.87		OK						
SENTIDO	Y										
Hcol	3.15	m	b	40	cm	γ	4			.75bc	56.25
h	75	cm	h	60	cm	bj	57.5	cm	<	bv+h	115 cm
bc	75	cm									
Mo	81.2175	T-m	r	6	cm						OK
MD-S	140	T-m	d	54	cm						
	VIGAL	VIGA R			LOSAL	LOSAR					
As (-)	16.1	16.1	cm ²		0	0	cm ²				
As (+)	9.42	9.42	cm ²		0	0	cm ²				
	VL (T)	VR (T)	ML (T-m)	MR (T-m)	Mcol (T-m)	Vcol (T)	Viact (T)	Vact (T)	∅Vn (T)	R	
clockwise	55.39	94.67	29.91	51.11	81.02	25.72	124.34	124.34	245.35	0.51	
counterclockwise	94.67	55.39	51.11	29.91	81.02	25.72	124.34				
		∑Mc	280.00	∑Mc/∑Mv	4.84						
		∑Mv	57.87		OK						

FIGURA 2.52 CONTINUACIÓN

UNION VIGA COLUMNA COLUMNA		E5	ACI VIGA	2005							
f'c	280	kg/cm ²	f'c	210	kg/cm ²						
			fy	4200	kg/cm ²						
			α	1.4							
			φ	0.85							
SENTIDO	X										
Hcol	3.15	m	b	40	cm	γ	4	cm	<	.75bc	56.25
h	75	cm	h	60	cm	bj	57.5	cm	<	bv+h	115 cm
bc	75	cm									
r	5	cm	r	6	cm						
As	59.5	cm ²	d	54	cm						
Mo	81.2175	T-m									
MD-S	139	T-m									
	VIGAL	VIGA R									
As (-)	17.42	17.42	cm ²	LOSAL	LOSAR						
				5	5	cm ²					
As (+)	9.42	9.42	cm ²	0	0	cm ²					
	VL (T)	VR (T)	ML (T-m)	MR (T-m)	Mcol (T-m)	Vcol (T)	Viact (T)	Vact (T)	∅Vn (T)	R	
clockwise	55.39	102.43	29.91	55.30	85.21	27.05	130.77	130.77	245.35	0.53	
counterclockwise	102.43	55.39	55.30	29.91	85.21	27.05	130.77				
		∑Mc	278.00	∑Mc/∑Mv	3.33						
		∑Mv	83.54	OK							
SENTIDO	Y										
Hcol	3.15	m	b	40	cm	γ	4	cm	<	.75bc	56.25
h	75	cm	h	60	cm	bj	57.5	cm	<	bv+h	115 cm
bc	75	cm									
Mo	81.2175	T-m	r	6	cm						
MD-S	140	T-m	d	54	cm						
	VIGAL	VIGA R									
As (-)	16.1	16.1	cm ²	LOSAL	LOSAR						
				5	5	cm ²					
As (+)	9.42	9.42	cm ²	0	0	cm ²					
	VL (T)	VR (T)	ML (T-m)	MR (T-m)	Mcol (T-m)	Vcol (T)	Viact (T)	Vact (T)	∅Vn (T)	R	
clockwise	55.39	94.67	29.91	51.11	81.02	25.72	124.34	124.34	245.35	0.51	
counterclockwise	94.67	55.39	51.11	29.91	81.02	25.72	124.34				
		∑Mc	280.00	∑Mc/∑Mv	3.48						
		∑Mv	80.55	OK							

Clockwise= sentido de las agujas del reloj.

counterclockwise= sentido contrario al de las agujas del reloj.

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.3.4.5 Requisitos del ACI para muros de cortante

La fuerza cortante de diseño debe ser igual o menor que la resistencia de diseño por cortante del muro.

$$Vu_{DISEÑO} \leq \Phi V_n \quad (2.33)$$

La resistencia nominal por cortante V_n en cualquier sección horizontal en el plano del muro no debe tomarse mayor que $2.7\sqrt{f'_c}hd$. (2.34)

En regiones de alto riesgo sísmico el factor Φ debe modificarse si:

$$Vu_{DISEÑO} = Vu_{CÁLCULO} \quad \begin{array}{l} \Phi \\ .60 \end{array} \quad \text{ACI 9.3.4}$$

En vez de disminuir el factor Φ se puede incrementar el corte para el diseño en proporción a la variación de este factor a .75 o .85 con respecto a .6.

$$\begin{array}{l} Vu_{DISEÑO} = 1.42Vu_{CÁLCULO} \\ Vu_{DISEÑO} = 1.25Vu_{CÁLCULO} \end{array} \quad \begin{array}{l} \Phi \\ .85 \\ .75 \end{array}$$

No obstante, estos valores de corte mayorados para el diseño se ubican en el límite de la curva de interacción utilizable de cada código, y como este caso no es general para todos los muros, se adopta el criterio de diseño del Ing. Patricio Placencia que propone que el corte calculado debe incrementarse multiplicando este valor por la relación entre la capacidad nominal y la sollicitación a flexión del muro.

$$Vu_{DISEÑO} = Vu_{CÁLCULO} \frac{C_n}{C_u} = Vu_{CÁLCULO} \frac{1}{R} \quad (2.35)$$

La resistencia nominal al cortante se puede determinar mediante la ecuación:

$$V_n = A_{CV} (.53 \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

(Ecuación 21.7, ACI)

La cuantía de refuerzo horizontal por cortante ρ_t (como porcentaje del área total vertical de concreto) no debe ser menor que .0025 (ACI 11.10.9.2).

El espaciamiento del refuerzo horizontal para cortante no debe exceder el menor valor de $l_w/5$, $3h$ o 45 cm, donde l_w es la longitud total del muro (ACI 11.10.9.3).

La cuantía de refuerzo vertical para cortante ρ_l (como porcentaje del área total horizontal de concreto) no debe ser menor que el mayor valor entre .0025 y el obtenido de (ACI 11.10.9.4):

$$\rho_l = .0025 + .5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - .0025)$$

(Ecuación 11-32, ACI)

Donde h_w es la altura total del muro.

En los muros altos, el refuerzo vertical es mucho menos eficaz que en los muros bajos. Esto queda evidenciado en la ecuación anterior, donde para muros con una relación de altura a longitud menor que .5, la cantidad de refuerzo vertical necesaria es igual a la de refuerzo horizontal, mientras que si la relación es mayor que 2.5, sólo se requiere una cantidad mínima de refuerzo vertical, es decir .0025.

El espaciamiento máximo del refuerzo vertical para cortante, no debe exceder $l_w/3$, $3h$ o 45 cm (ACI 11.10.9.5).

Si el muro tiene cabezales se debe considerar que:

$$.56P_o > Pu_{CAB} \quad (2.36)$$

La carga axial factorizada por cabezal se determina a partir de:

$$Pu_{CAB} = \frac{Pu}{2} + \frac{Mu}{l} \quad (2.37)$$

Donde l es la longitud entre centroides de cabezales.

Si esta condición no se cumple se puede aumentar en espesor del alma, aumentar los cabezales o confinar el alma.

2.3.4.5.1 Ejemplo de diseño de muro estructural con cabezales

A continuación se presenta el diseño a flexo compresión y corte de un muro estructural con cabezales en la planta baja para SX y SY.

El diseño a flexo compresión se realiza al igual que para una columna.

TABLA 2.48 EJEMPLO DE DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DE MURO ESTRUCTURAL

MURO (SX)		7				
	A	2.64				
	I	15.4				
	y	3.8				
	I/y=S	4.05				
c2	7					PIE
		P	Myy			V2
	D	-408.22	32.967			2.74
	L	-83.02	9.587			0.85
	S	20.35	1921.969			153.09
ACI				σ_{\max}	σ_{\min}	
95	COMB	Pu	Mu	(kg/cm ²)		Vu2
1	1.4D+1.7L	-712.64	62.45	285.35	254.53	5.28
2	0.75(1.4D+1.7L+1.87Sx)	-505.86	2749.61	870.09	-486.86	219.24
3	0.75(1.4D+1.7L-1.87Sx)	-563.10	-2655.93	868.65	-442.06	-211.32
6	0.9D+1.43Sx	-338.30	2778.09	813.64	-557.36	221.38
7	0.9D-1.43Sx	-396.50	-2718.75	821.05	-520.67	-216.45
ACI				σ_{\max}	σ_{\min}	
2005				(kg/cm ²)		
1	1.2D+1.6L	-622.70	54.90	249.42	222.32	4.65
2	1.2D+L+1.4Sx	-544.39	2739.90	882.29	-469.87	218.46
3	1.2D+L-1.4Sx	-601.37	-2641.61	879.62	-424.03	-210.19
6	0.9D+1.4Sx	-338.91	2720.43	799.65	-542.90	216.79
7	0.9D-1.4Sx	-395.89	-2661.09	806.59	-506.67	-211.86

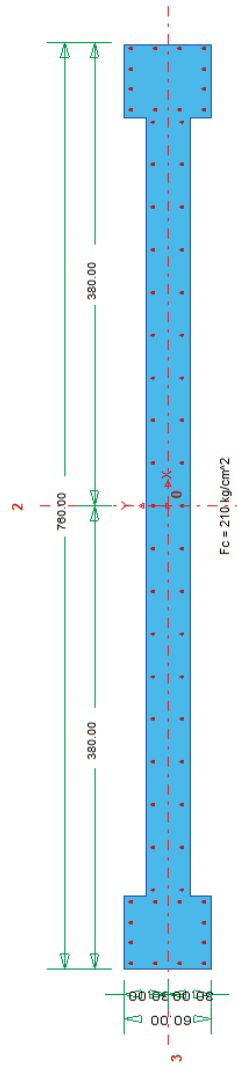
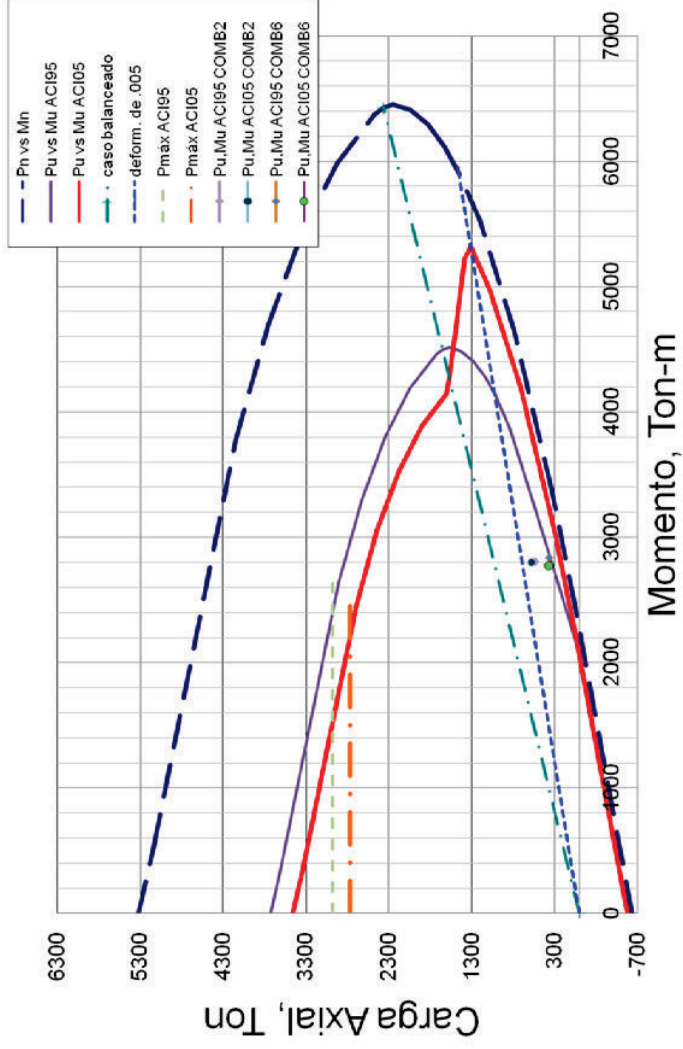
		ACI 318 (71-99)			ACI 318 (02-11)			
PISO	COMB	Pu	Mux	Muy	COMB	Pu	Mux	Muy
3	2	505.86	0.00	2749.61	2	544.39	0.00	2739.90
	6	338.30	0.00	2778.09	6	338.91	0.00	2720.43

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 2.53 DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DE MURO ESTRUCTURAL CON ACI 95 Y 05 (SX)

Muro de Corte-Capacidad-		
MURO	bw=	30 cm
	L=	760 cm
	d=	730 cm
CAB1	h1=	60 cm
	b1=	60 cm
CAB2	h2=	60 cm
	b2=	60 cm
	$f'_c =$	210 kgf/cm ²
	$f_y =$	4200 kgf/cm ²
	$A_{sM} =$	38.2018
	$A_{sC1} =$	37.6991
	$A_{sC2} =$	37.6991
	$A_{st} =$	151.80 cm ²
	$A_g =$	26400.0 cm ²
	$\rho_t =$	0.0058
	$\beta_1 =$	0.85
	$\epsilon_y =$	0.002
	$E_s =$	2100000 kgf/cm ²
	$C_{bal} =$	438.00 cm
	$C_{.005} =$	273.75 cm

M c/capa	#var	ϕ
CAB1	19	16
CAB2	12	20
CAB2	12	20



Elaborado por: Pablo Bricchetto

TABLA 2.49 VALORES Φ_{PN} Y Φ_{MN} DE LAS CURVAS DE INTERACCIÓN DE LA FIG. 2.53 PARA ACI 95 Y 05

c	ACI 318 (71-99)				ACI 318 (02-11)			
	Pn	Mn	Φ	Φ_{Pn}	Φ_{Mn}	Φ	Φ_{Pn}	Φ_{Mn}
0.00	-637.57	0.00	0.90	-573.81	0.00	0.90	-573.81	0.00
38.00	45.79	2438.24	0.88	40.46	2154.14	0.90	41.21	2194.41
76.00	331.46	3378.21	0.78	258.68	2636.44	0.90	298.32	3040.39
152.00	782.75	4644.96	0.70	547.93	3251.47	0.90	704.48	4180.47
228.00	1202.43	5523.81	0.70	841.70	3866.66	0.90	1082.19	4971.43
273.75	1454.45	5910.56	0.70	1018.11	4137.39	0.90	1309.00	5319.50
304.00	1620.96	6109.32	0.70	1134.67	4276.52	0.85	1384.66	5218.71
342.00	1829.59	6293.45	0.70	1280.71	4405.42	0.79	1436.66	4941.83
380.00	2038.49	6407.16	0.70	1426.95	4485.02	0.73	1488.19	4677.51
418.00	2247.34	6449.61	0.70	1573.14	4514.72	0.68	1539.18	4417.26
438.00	2362.79	6425.52	0.70	1653.95	4497.86	0.66	1569.53	4268.28
456.00	2470.15	6372.62	0.70	1729.11	4460.84	0.65	1605.60	4142.21
532.00	2923.52	5982.31	0.70	2046.47	4187.61	0.65	1900.29	3888.50
608.00	3349.65	5430.20	0.70	2344.75	3801.14	0.65	2177.27	3529.63
684.00	3756.22	4697.17	0.70	2629.35	3288.02	0.65	2441.54	3053.16
760.00	4149.85	3770.97	0.70	2904.90	2639.68	0.65	2697.40	2451.13
894.12	5138.54	537.53	0.70	3596.98	376.27	0.65	3340.05	349.39
0.00	5322.87	0.00	0.70	3726.01	0.00	0.65	3459.87	0.00

TABLA 2.50 RADIO DE CAPACIDAD A FLEJO COMPRESIÓN DEL MURO ESTRUCTURAL DE LA FIG. 2.53 PARA ACI 95 Y 05 -SX-

SX	Cr
COMB	ACI 318 (71-99) ACI 318 (02-11)
2	.87 .68
6	1.0 .81

Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 2.51 DISEÑO A CORTE DE MURO ESTRUCTURAL CON ACI 95 Y 05 (SX)

f _c	210	kg/cm ²																	
f _y	4200	kg/cm ²																	
bw	30	cm															Ab	2.01	
h1	60	cm															s	35	
b1	60	cm															r	5	
L	7.6	m																	
d	730	cm																	
Acv	22800	cm ²																	
ρ _{mín}	0.0025	%						Asmín	48	cm ²							ρ _{mín}	0.01	%
ρ _{colc}	0.0038	%						Ascolc	76.38	cm ²							ρ _{colc}	0.0106	%
								#var/c	19								Asmín		36
																	Ascol		38.16
																			152.7

CABEZAL

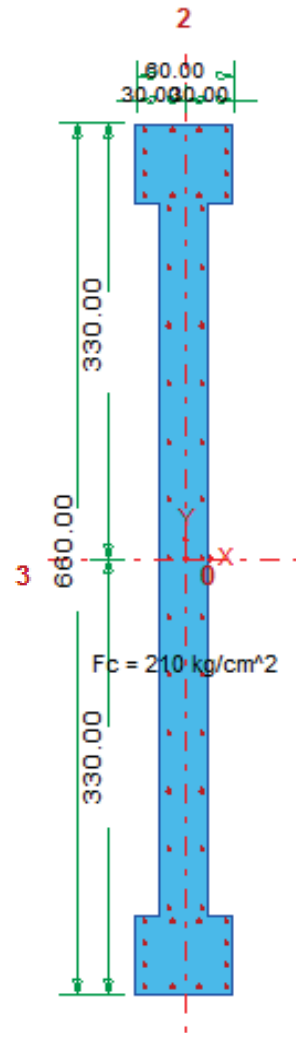
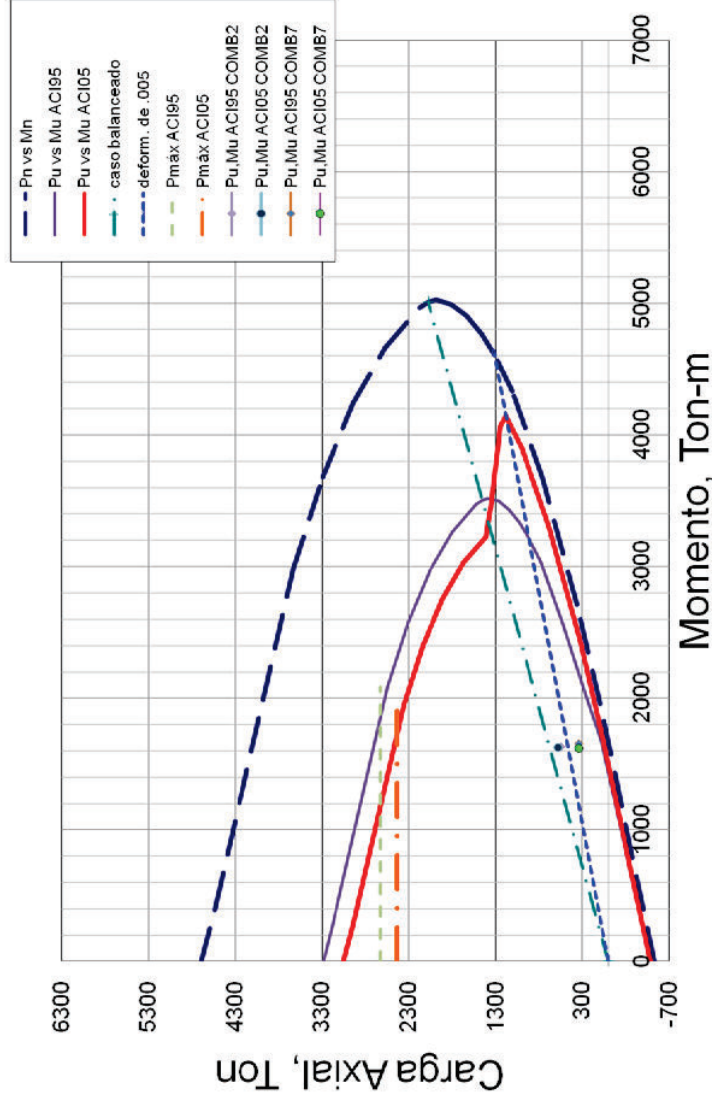
ACI95	Vucalc	R=Cu/Cn	1/R	Vudisñ	Vudisñ	φVn	φVnmáx	φVn	Pu	Pu	Mu	Pucbzl	.56Po
COMB													
2	219.24	0.71	1.41	311.32	314.36	460.48	714.86	460.48	505.86	505.86	2749.61	256.86	449.61
6	221.38	0.81	1.23	314.36		OK	OK	OK	338.30				OK
						0.440	0.683						0.571

ACI05	Vucalc	R=Cu/Cn	1/R	Vudisñ	Vudisñ	φVn	φVnmáx	φVn	Pu	Pu	Mu	Pucbzl	.56Po
COMB													
2	218.46	0.68	1.47	321.26	321.26	406.30	630.76	406.30	544.39	544.39	2739.9	276.11	449.61
6	216.79	0.79	1.27	307.84		OK	OK	OK	338.91				OK
						0.509	0.791						0.614

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 2.54 DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DE MURO ESTRUCTURAL CON ACI 95 Y 05 (SY)

Muro de Corte-Capacidad-		
MURO	bw=	30 cm
	L=	660 cm
	d=	630 cm
CAB1	h1=	60 cm
	b1=	60 cm
CAB2	h2=	60 cm
	b2=	60 cm
	$f'_c =$	210 kgf/cm ²
	$f_y =$	4200 kgf/cm ²
	$A_s =$	26.1381
	$A_s =$	37.6991
	$A_s =$	37.6991
	$A_{st} =$	127.67 cm ²
	$A_g =$	23400.0 cm ²
	$\rho_t =$	0.0055
	$\beta_1 =$	0.85
	$\epsilon_y =$	0.002
	$E_s =$	2100000 kgf/cm ²
	$C_{bal} =$	378.00 cm
	$C_{.005} =$	236.25 cm



Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 2.52 VALORES Φ_{PN} Y Φ_{MN} DE LAS CURVAS DE INTERACCIÓN DE LA FIG. 2.54 PARA ACI 95 Y 05

c	ACI 318 (71-99)				ACI 318 (02-11)			
	Pn	Mn	Φ	Φ_{Pn}	Φ_{Mn}	Φ	Φ_{Pn}	Φ_{Mn}
0.00	-536.23	0.00	0.90	-482.61	0.00	0.90	-482.61	0.00
33.00	97.50	1952.43	0.86	83.88	1679.71	0.90	87.75	1757.19
66.00	363.69	2709.88	0.75	273.49	2037.76	0.90	327.33	2438.89
132.00	755.99	3671.88	0.70	529.19	2570.32	0.90	680.39	3304.69
198.00	1112.68	4331.43	0.70	778.88	3032.00	0.90	1001.41	3898.29
236.25	1315.45	4605.83	0.70	920.82	3224.08	0.90	1183.91	4145.25
264.00	1462.90	4762.96	0.70	1024.03	3334.07	0.85	1248.73	4065.66
297.00	1637.65	4902.37	0.70	1146.36	3431.66	0.78	1285.03	3846.80
330.00	1813.06	4991.49	0.70	1269.14	3494.04	0.73	1322.71	3641.52
363.00	1987.75	5026.09	0.70	1391.42	3518.27	0.68	1360.49	3440.04
378.00	2073.53	5008.47	0.70	1451.47	3505.93	0.67	1382.08	3338.32
396.00	2179.16	4962.86	0.70	1525.41	3474.00	0.65	1416.45	3225.86
462.00	2570.41	4660.49	0.70	1799.28	3262.34	0.65	1670.76	3029.32
528.00	2937.74	4237.75	0.70	2056.42	2966.42	0.65	1909.53	2754.54
594.00	3290.02	3680.26	0.70	2303.02	2576.18	0.65	2138.52	2392.17
660.00	3630.25	2978.50	0.70	2541.17	2084.95	0.65	2359.66	1936.02
776.47	4529.36	421.00	0.70	3170.55	294.70	0.65	2944.09	273.65
0.00	4690.34	0.00	0.70	3283.24	0.00	0.65	3048.72	0.00

TABLA 2.53 RADIO DE CAPACIDAD A FLEJO COMPRESIÓN DEL MURO ESTRUCTURAL DE LA FIG. 2.54 PARA ACI 95 Y 05 -SY-

SY	Cr	
	ACI 318 (71-99)	ACI 318 (02-11)
2	.63	.53
7	.78	.66

Elaborado por: Pablo Bricchetto

TABLA 2.54 DISEÑO A CORTE DE MURO ESTRUCTURAL CON ACI 95 Y 05 (SY)

f _c	210	kg/cm ²																							
f _y	4200	kg/cm ²																							
bw	30	cm																							
h ₁	60	cm																							
b ₁	60	cm																							
L	6.6	m																							
d	630	cm																							
Ac _v	19800	cm ²																							
ρ _{mín}	0.0025	%			Asmín	40.5	cm ²													ρ _{mín}	0.01	%	Asmín	36	cm ²
ρ _{colc}	0.0030	%			Ascolc	51.37	cm ²													ρ _{colc}	0.0106	%	Ascol	38.16	cm ²
					#var/c	13																			127.7

CABEZAL

ACI95	Vu _{calc}	R=Cu/Cn	1/R	Vu _{disñ}	Vu _{disñ}	Vu _{disñ}	Vu _{disñ}	φVn _{máx}	φVn	Pu	Pu	Mu	Pu _{bzl}	.56Po
COMB														
2	122.76	0.51	1.96	240.71	240.71	240.71	240.71	616.93	339.75	513.51	513.51	1595.97	259.41	449.61
7	137.45	0.61	1.64	225.33				OK	OK	314.06				OK
								0.390	0.708					0.577

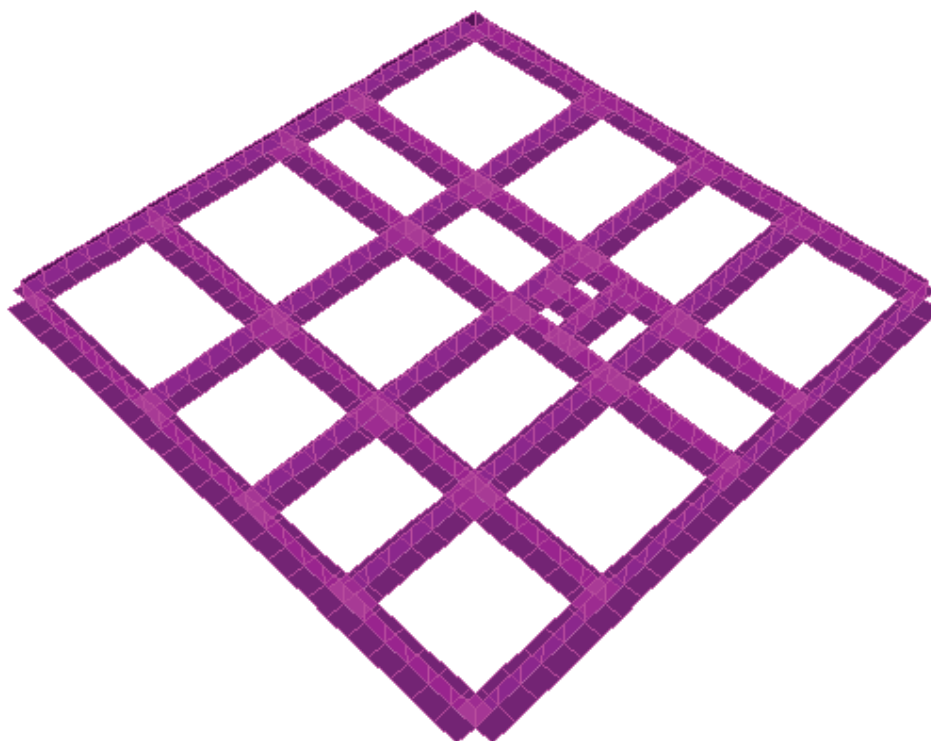
ACI05	Vu _{calc}	R=Cu/Cn	1/R	Vu _{disñ}	Vu _{disñ}	Vu _{disñ}	Vu _{disñ}	φVn _{máx}	φVn	Pu	Pu	Mu	Pu _{bzl}	.56Po
COMB														
2	121.81	0.49	2.04	248.59	248.59	248.59	248.59	544.35	299.78	547.99	547.99	1588.66	276.64	449.61
7	134.67	0.60	1.67	224.45				OK	OK	314.53				OK
								0.457	0.829					0.615

Elaborado por: Pablo Brichetto

2.3.4.6 Cimentación

Esta se diseña en base a vigas de cimentación de sección transversal con forma de T invertida en las dos direcciones.

FIGURA 2.55 VIGAS DE CIMENTACIÓN EN DOS DIRECCIONES (EMPARRILLADO)



Elaborado por: Pablo Brichetto

El procedimiento de análisis para este caso es mediante elementos finitos, considerando el semiespacio de suelo representado por su módulo de de deformación. No obstante, la incertidumbre acerca de la deformabilidad del suelo y del cimiento, impiden pensar que se pueda conseguir gran exactitud con este procedimiento, pero sí resultados razonables.

2.3.4.6.1 Modelación de la cimentación en medio flexible (ETABS9)

Para la modelación de la cimentación considerando la condición de medio flexible se utiliza el programa ETABS9.

Como se considera al suelo como un medio elástico deformable se modela la cimentación como apoyada en un conjunto de resortes.

La rigidez de cada resorte por unidad de longitud se estima a partir de:

$$k = 120\sigma_{ADM} b_{eff} \quad (2.38)$$

Donde se considera para este caso $\sigma_{ADM} = 30 T/m^2$.

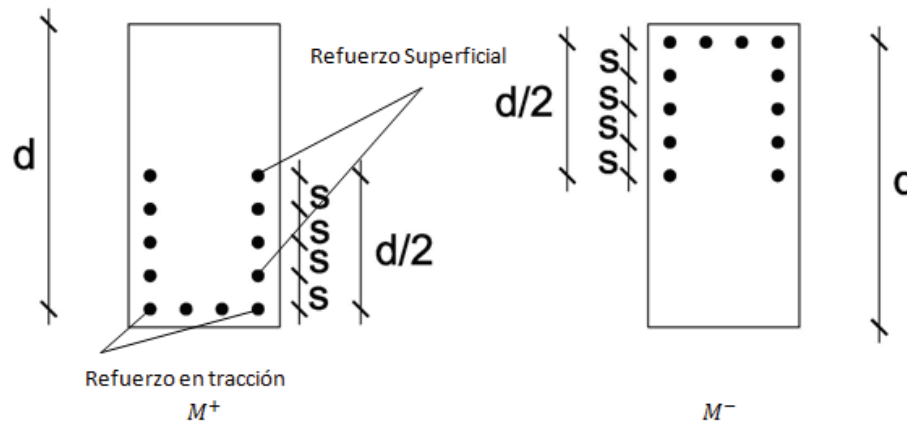
2.3.4.6.2 Diseño de la viga de cimentación

El diseño a flexión y corte se realiza de acuerdo a lo descrito en 2.2.4.1.1/6.

2.3.4.6.3 Refuerzo superficial para vigas profundas

Las vigas con alturas mayores a 900 mm tienen tendencia a desarrollar grietas excesivamente anchas en su parte superior de sus zonas de tensión. Para reducir estas grietas, es necesario agregar refuerzo superficial longitudinal uniformemente distribuido en ambas caras laterales del elemento dentro de una distancia $d/2$ cercana a la cara de tracción (ACI 10.6.7), como se muestra en la figura 2.56.

FIGURA 2.56 REFUERZO SUPERFICIAL PARA VIGAS PROFUNDAS



Elaborado por: Pablo Brichetto

El espaciamiento s debe ser el menor valor de:

$$\text{ACI 95} \quad \text{05} \\ d/6 \quad s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c \quad (2.39)$$

$$30 \text{ cm} \quad s = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \quad (2.40)$$

Para ACI05 c_c es la menor distancia de la superficie del acero a la cara en tracción y f_s se puede tomar como $2/3f_y$ (ACI 10.6.4).

En lo que se refiere al área del refuerzo superficial A_{sk} por metro de altura en cada cara lateral debe ser igual o mayor a $.1(d - 75)$ para ACI95 (10.6.7).

A partir del 2002 no se especifica el área real del refuerzo superficial; simplemente se establece que debe colocarse algún refuerzo adicional cerca de

las caras verticales de la zona de tensión para evitar el agrietamiento en el alma de la viga.

2.3.4.6.4 Vigas de gran altura

Las vigas de gran altura son elementos cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta de manera que se pueden desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los soportes, y tienen luz libre l_n igual o menor a 2.5 o 4 veces la altura del elemento h para ACI 95 y 05 respectivamente.

2.3.4.6.5 Requisitos para el diseño por cortante en vigas de gran peralte

En la tabla se resumen las disposiciones del ACI relativas al diseño por cortante de vigas de gran peralte.

TABLA 2.55 REQUISITOS PARA EL DISEÑO POR CORTANTE EN VIGAS DE GRAN PERALTE

CORTANTE	ACI
Resistencia Nominal	$V_n \leq 2.65 \sqrt{f'_c} b_w d$ (11.8.3)
Área de refuerzo vertical	$A_v \geq .0025 b_w s$ $s \leq \min(d/5, 30cm)$ (11.8.4)
Área de refuerzo horizontal	$A_{vh} \geq .0015 b_w s_2$ $s_2 \leq \min(d/5, 30cm)$ (11.8.5)

Elaborado por: Pablo Brichetto

El refuerzo de acero que debe colocarse en las caras del alma de la viga paralelo al refuerzo por flexión, deberá ser el mayor entre el requerido por la sección 10.6.7 y 11.8.5.

2.3.4.6.6 Ejemplo de diseño de viga de cimentación

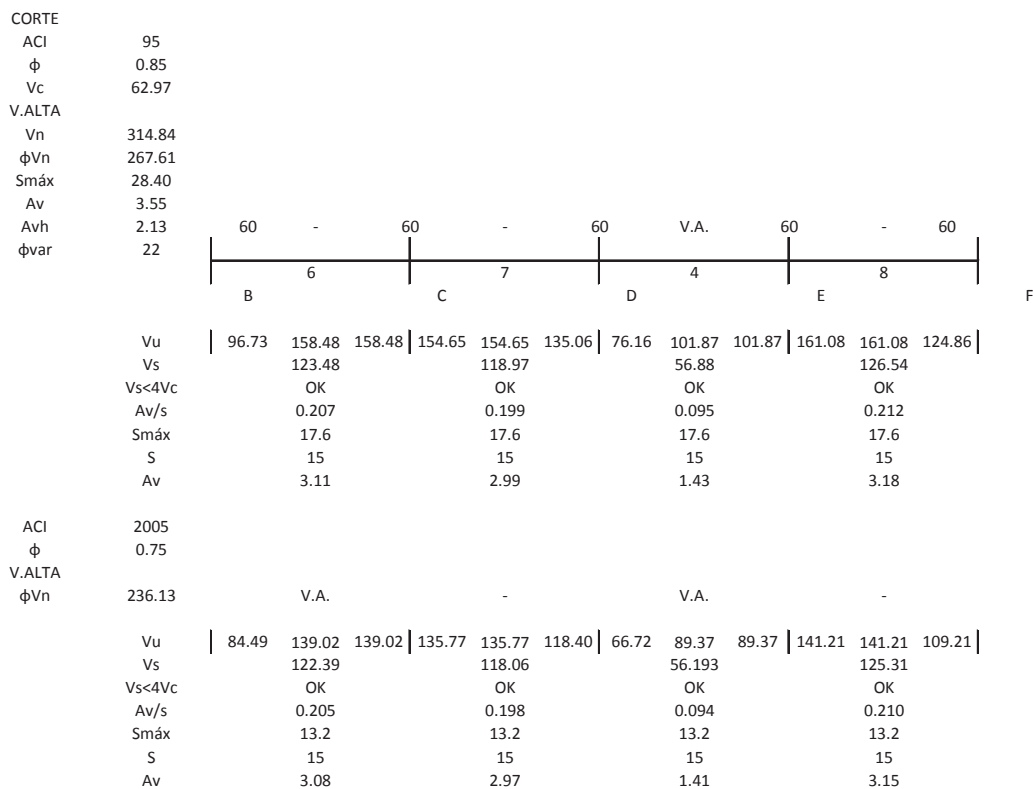
A continuación se presenta el diseño a flexión y corte de la viga de cimentación en el Eje 5.

FIGURA 2.57 DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGA DE CIMENTACIÓN

VIGA INTERIOR													
EJE	5												
NIVEL	CIMENTACIÓN												
ACI	95												
	f'c	280											kg/cm ²
	fy	4200											kg/cm ²
	beff	250											cm
	bw	50											
	h	150	r	8									cm
	d	142			cm	ρmín	0.0033	Asmín	47.33	23.67	cm ²		
	hf	35.0			cm	ρmáx	0.0217	Asmáx	307.79	153.89	cm ²		
	Mu	2333.44											
FLEXIÓN													
ACI	95												
		6			7			4			8		
		B	C		D		E			F			
ACI21.3.2.1/2	Mu(+)	121.99	198.11	199.03	115.70	132.85	123.56	0.00	175.06	188.47	192.01	30.42	
	Mu(-)	14.08	2.69	2.55	0.00	0.00	0.00	0.00	4.23				
	Rn	1.55	21.83	21.93	14.64	13.62	19.29	20.77	3.35				
	Rn												
	ρ	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0000	0.0010					
		0.0004	0.0055	0.0055	0.0036	0.0033	0.0048	0.0052	0.0008				
	As requerido												
	As(+)	0.00	22.86	0.00	0.00	21.67	0.00	0.00	0.00	0.00	36.10	0.00	
	As(-)	2.63	0.00	38.78	38.97	0.00	25.56	23.72	0.00	34.06	36.80	0.00	
ACI10.5.1		23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	
		47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	
	As colocado												
	As(+)	24.63	24.63	24.63	24.63	24.63	24.63	24.63	24.63	24.63	36.03	24.63	
	As(-)	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	
ACI	2005												
ACI21.3.2.1/2	Mu(+)	106.72	174.29		175.02	101.50	116.44	108.30	0.00	153.68	165.47	168.13	
	Mu(-)	12.15	2.35	2.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.71	26.52		
	Rn	1.34	19.21	19.29	12.83	11.94	16.94	18.24	2.92				
	Rn												
	ρ	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005	0.0000	0.0009					
		0.0003	0.0048	0.0048	0.0031	0.0029	0.0042	0.0045	0.0007				
	As requerido												
	As(+)	0.00	19.98	0.00	0.00	19.00	0.00	0.00	0.00	0.00	31.57	0.00	
	As(-)	2.27	0.00	33.90	34.05	0.00	22.31	20.71	0.00	29.73	32.11	0.00	
ACI10.5.1		23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	23.67	
		47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	47.33	
	As colocado												
	As(+)	24.63	24.63	24.63	24.63	24.63	24.63	24.63	24.63	24.63	32.23	24.63	
	As(-)	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	49.42	
		B	C		D			E			F		

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 2.58 DISEÑO A CORTE DE VIGA DE CIMENTACIÓN



Elaborado por: Pablo Brichetto

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

3.1 ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS (CASO I)

3.1.1 VIGAS

3.1.1.1 Flexión

Los resultados de momento de diseño (M_u) negativo y positivo, y área de acero de refuerzo longitudinal (A_s), obtenidos con los dos códigos, se presentan en cada gráfico de líneas para una viga interior y de borde en los sentidos X e Y (4 vigas) en pisos bajos y altos, con la finalidad de mostrar comparativamente la variación de estos resultados en cada vano a lo largo de cada una de las vigas analizadas y observar cual es la tendencia en altura.

Además se presenta la combinación de carga que determina el momento último para cada código, y en qué estación se produce según la siguiente nomenclatura:

[1]: apoyo izquierdo

[2]: apoyo derecho

[3]: centro del vano

En el caso de que las consideraciones especiales para diseño sísmico gobiernen el diseño se aplica la siguiente nomenclatura adicional:

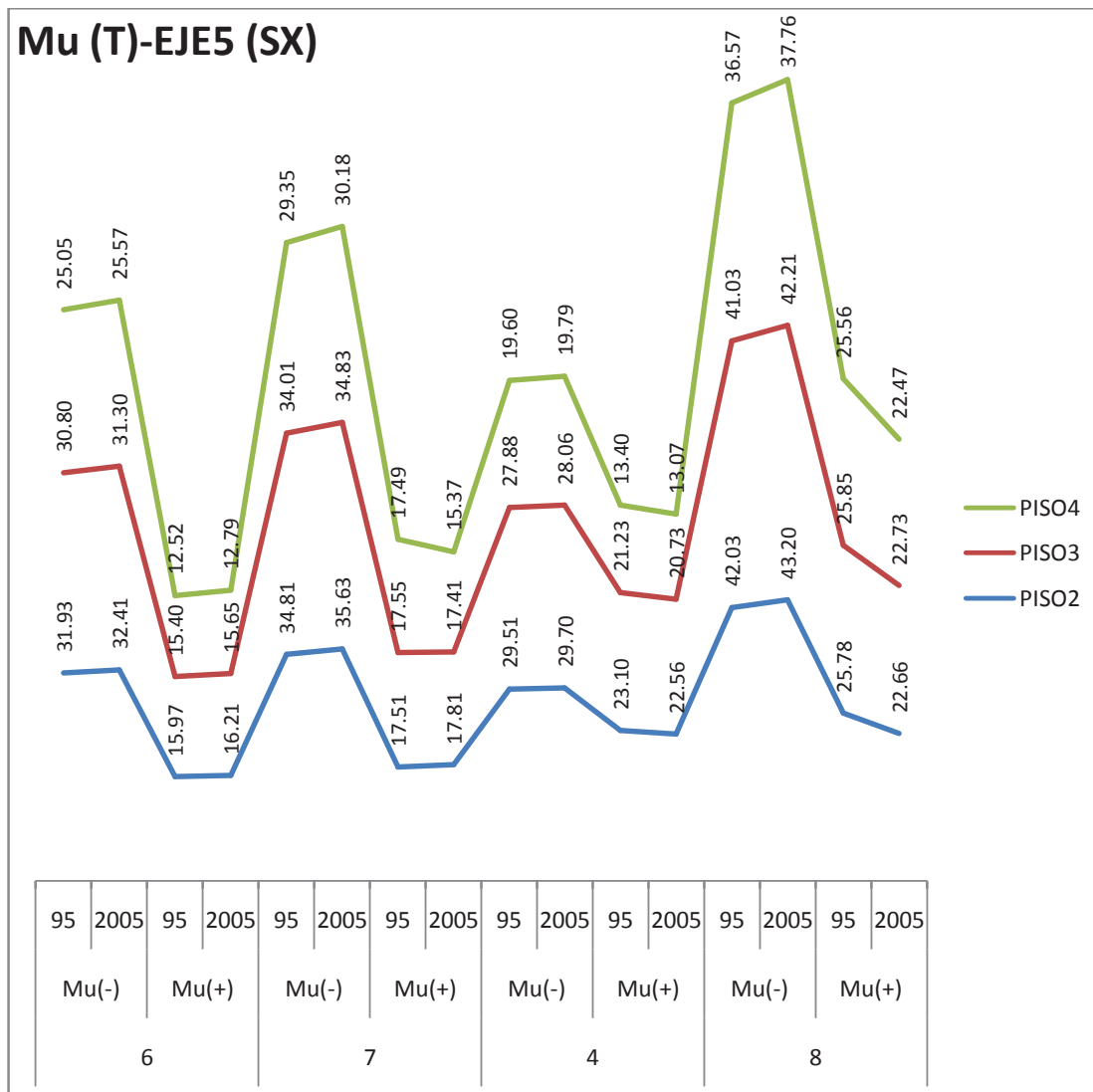
[1 o 2]*: si el momento positivo de diseño es la mitad del momento negativo factorizado máximo en el apoyo.

[]*: si el momento positivo de diseño en cualquier sección del vano es la cuarta parte de la capacidad máxima a momento a lo largo de toda la viga.

Se determina la variación de los momentos de diseño (%), la cuantía y la variación del área de acero calculado (%) para ACI05; y finalmente se presenta un esquema del acero calculado y colocado para observar en términos prácticos cuál es el resultado del diseño con cada código y en qué casos la variación es más crítica.

Entonces, para las vigas interiores (40x60) del eje 5 y C (sentido X e Y respectivamente), se tiene:

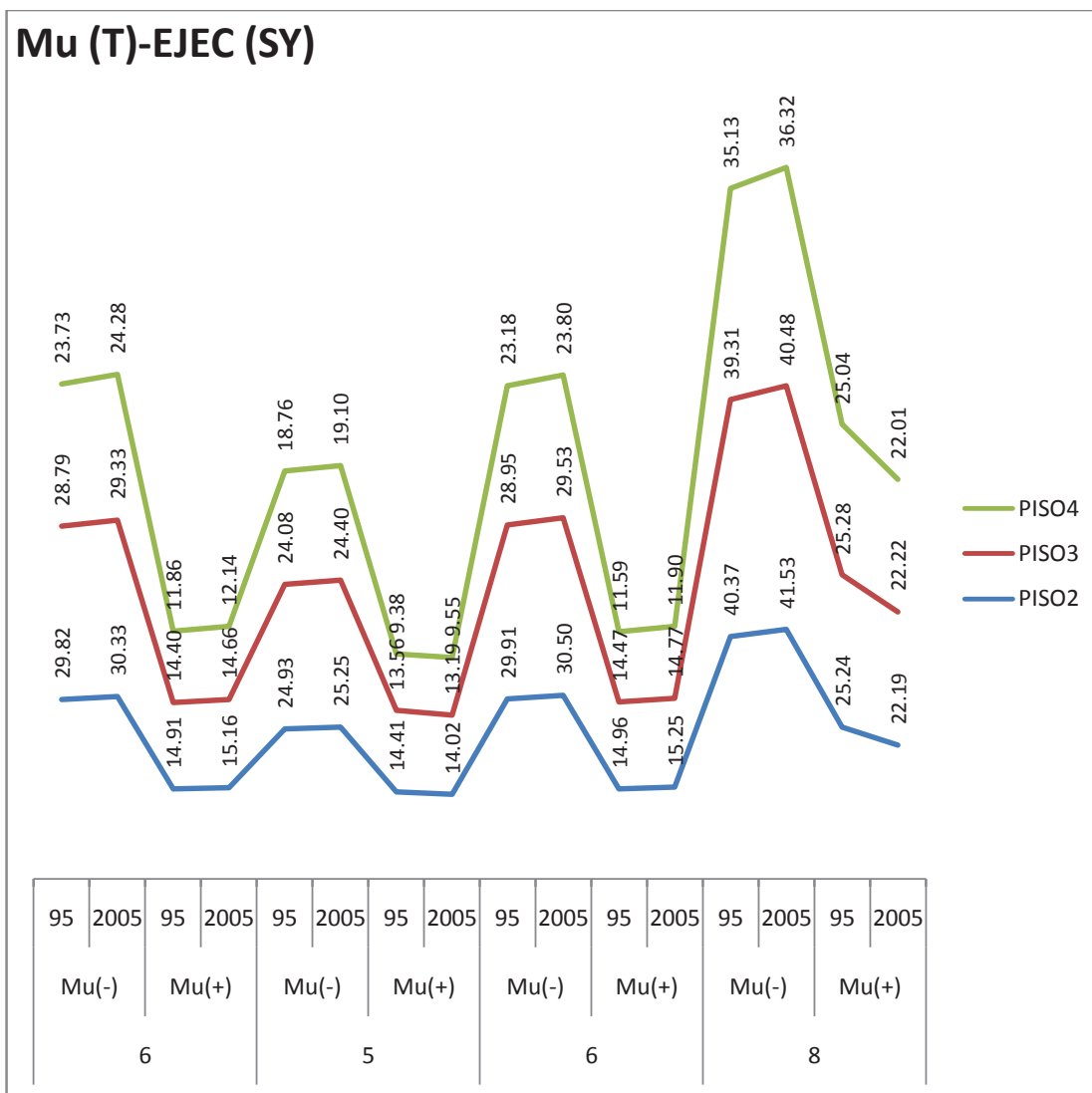
FIGURA 3.1 MU PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05 (CASO I)



									COMB
3[1]	PISO2	3[1]	1[3]	3[1]*	2[2]	6[1]	2[2]	1[3]	PISO2
3[1]	PISO3	2[2]	1[3]	2[2]*	2[2]	6[1]	2[2]	1[3]	PISO3
3[1]	PISO4	2[2]	1[3]	3[1]	7[2]	2[2]	2[2]	1[3]	PISO4
ACI 05									ΔMu(%)
1.50	PISO2	2.33	1.75	0.64	-2.33	2.78	-12.09		PISO2
1.65	PISO3	2.39	-0.75	0.67	-2.37	2.87	-12.08		PISO3
2.09	PISO4	2.82	-12.10	0.99	-2.49	3.26	-12.10		PISO4

Elaborado por: Pablo Brichetto

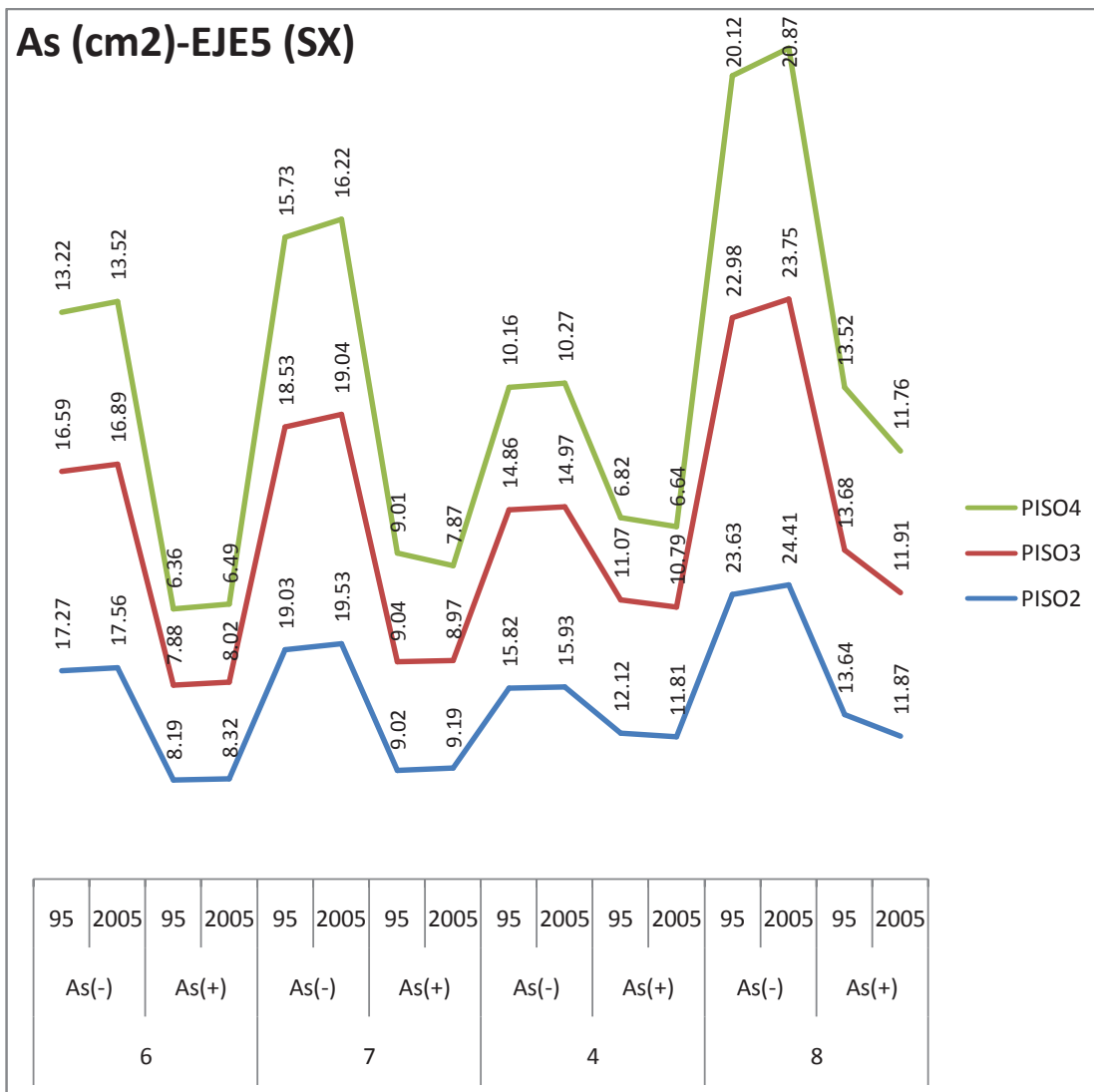
FIGURA 3.2 MU PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05



								COMB
5[1]	PISO2	4[2]	8[1]	4[2]	4[2]*	5[1]	1[3]	PISO2
5[1]	PISO3	4[2]	8[1]	4[2]	4[2]*	5[1]	1[3]	PISO3
5[1]	PISO	^{5[1]*}	4[2]	4[2]*	4[2]	4[2]*	4[2]	PISO4
ACI 05								ΔMu(%)
1.72	PISO2	1.31	-2.70	1.95	1.95	2.88	-12.09	PISO2
1.86	PISO3	1.36	-2.74	2.02	2.02	3.00	-12.08	PISO3
2.35	PISO4	1.80	1.80	2.69	2.69	3.39	-12.09	PISO4

Elaborado por: Pablo Brichetto

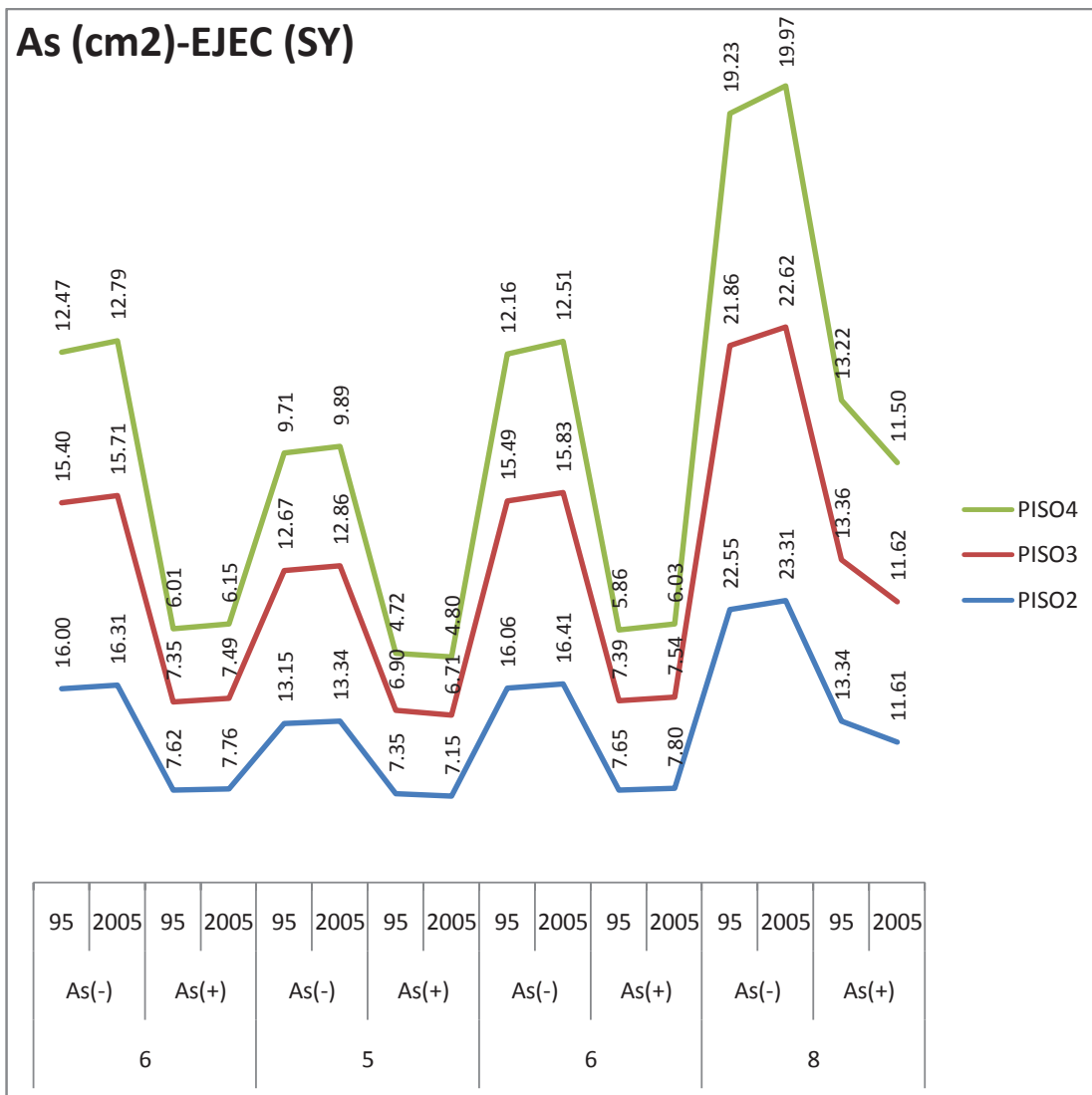
FIGURA 3.3 AS PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05



															p (%)	
.80	.81	.38	.39	.88	.90	.42	.43	.73	.74	.56	.55	1.0	1.1	.63	.55	PISO2
.77	.78	.36	.37	.86	.88	.42	.42	.69	.69	.51	.50	1.0	1.1	.63	.55	PISO3
.61	.63	.29	.30	.73	.75	.42	.36	.47	.48	.32	.31	.93	.97	.63	.54	PISO4
ACI 05															ΔAs (%)	
1.68	1.58	2.65	1.85	0.71	-2.50	3.28	-12.99	PISO2								
1.83	1.73	2.70	-0.79	0.74	-2.53	3.37	-12.99	PISO3								
2.27	2.17	3.12	-12.68	1.06	-2.59	3.73	-12.99	PISO4								

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.4 AS PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05

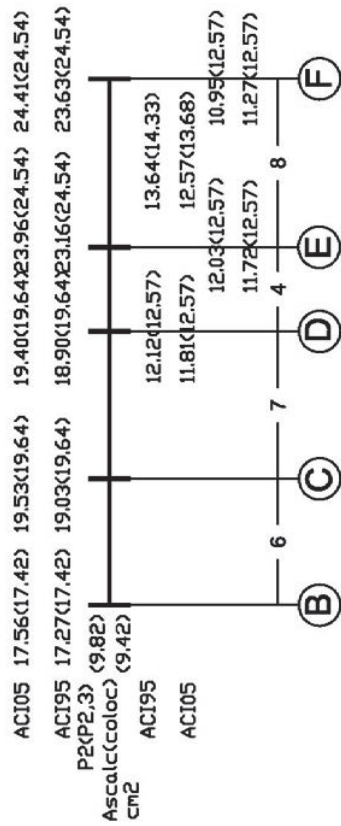


.74	PIS	.35	.36	.61	.62	.34	.33	.74	.76	.35	.36	1.0	1.0	.62	.54	ρ (%)
.71	PIS	.34	.35	.59	.60	.32	.31	.72	.73	.34	.35	1.0	1.0	.62	.54	PISO2
.58	PIS	.28	.28	.45	.46	.22	.22	.56	.58	.27	.28	.89	.92	.61	.53	PISO3
ACI 05																ΔAs (%)
1.90	PISO2	1.42	-2.82	2.16	2.04	3.36	-12.97	PISO2								
2.05	PISO3	1.47	-2.85	2.23	2.11	3.48	-12.97	PISO3								
2.54	PISO4	1.91	1.85	2.90	2.78	3.85	-12.97	PISO4								

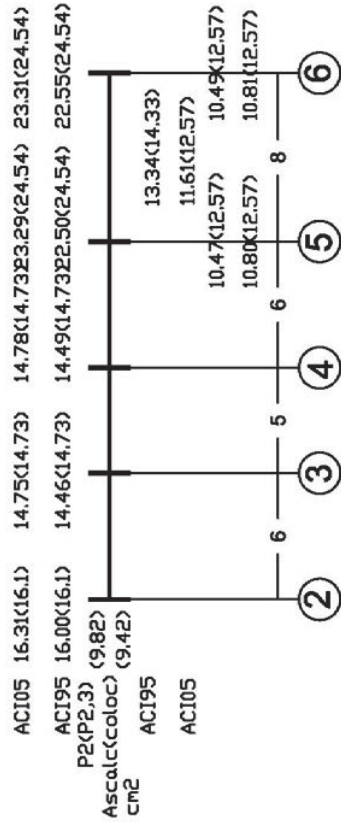
Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.5 ACERO A FLEXIÓN CALCULADO Y COLOCADO EN VIGAS INTERIORES -ACI 95 Y 05-

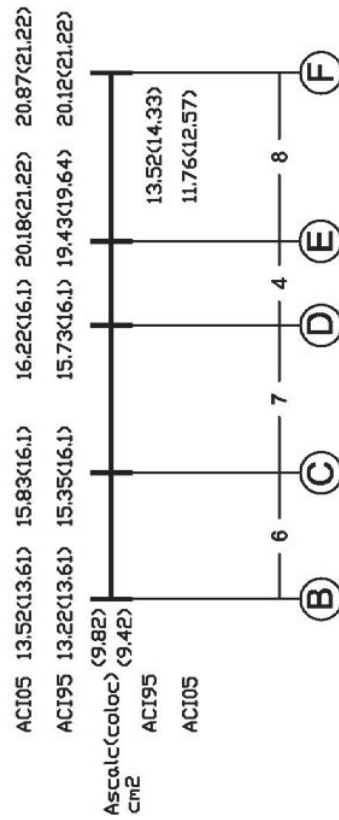
EJES P2,3



EJEC P2,3



EJES P4



EJEC P4

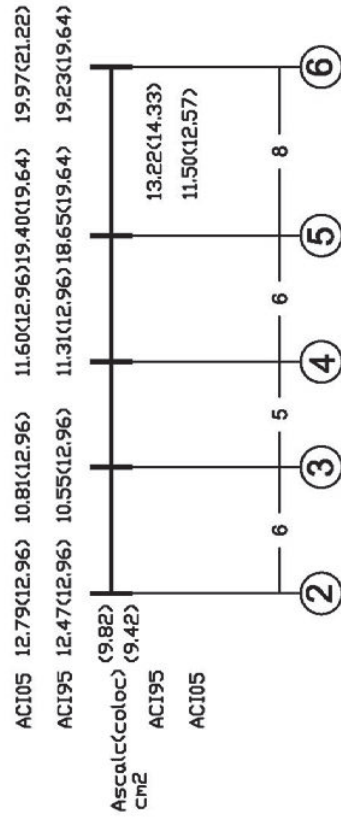
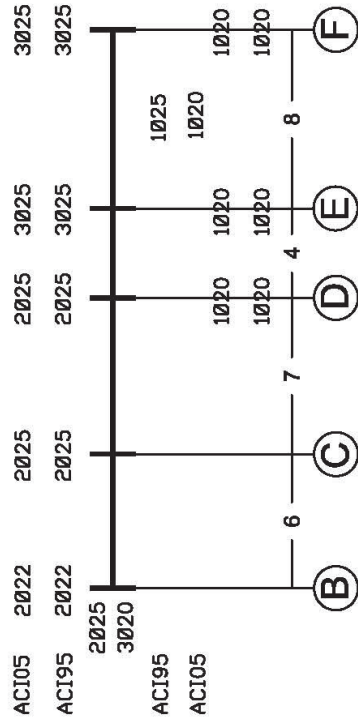
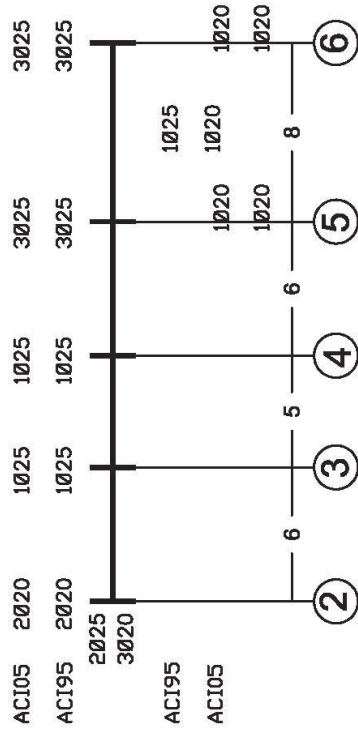


FIGURA 3.6 ARMADO DE VIGAS INTERIORES EN SX Y SY -ACI 95 Y 05-

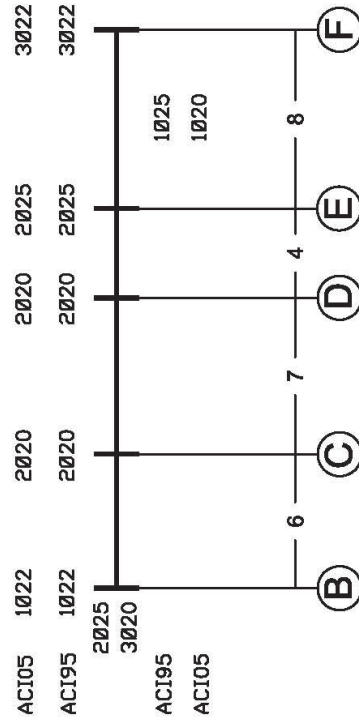
EJES P2,3



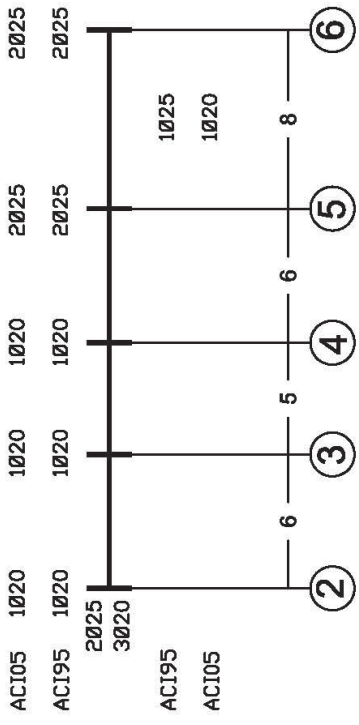
EJEC P2,3



EJES P4



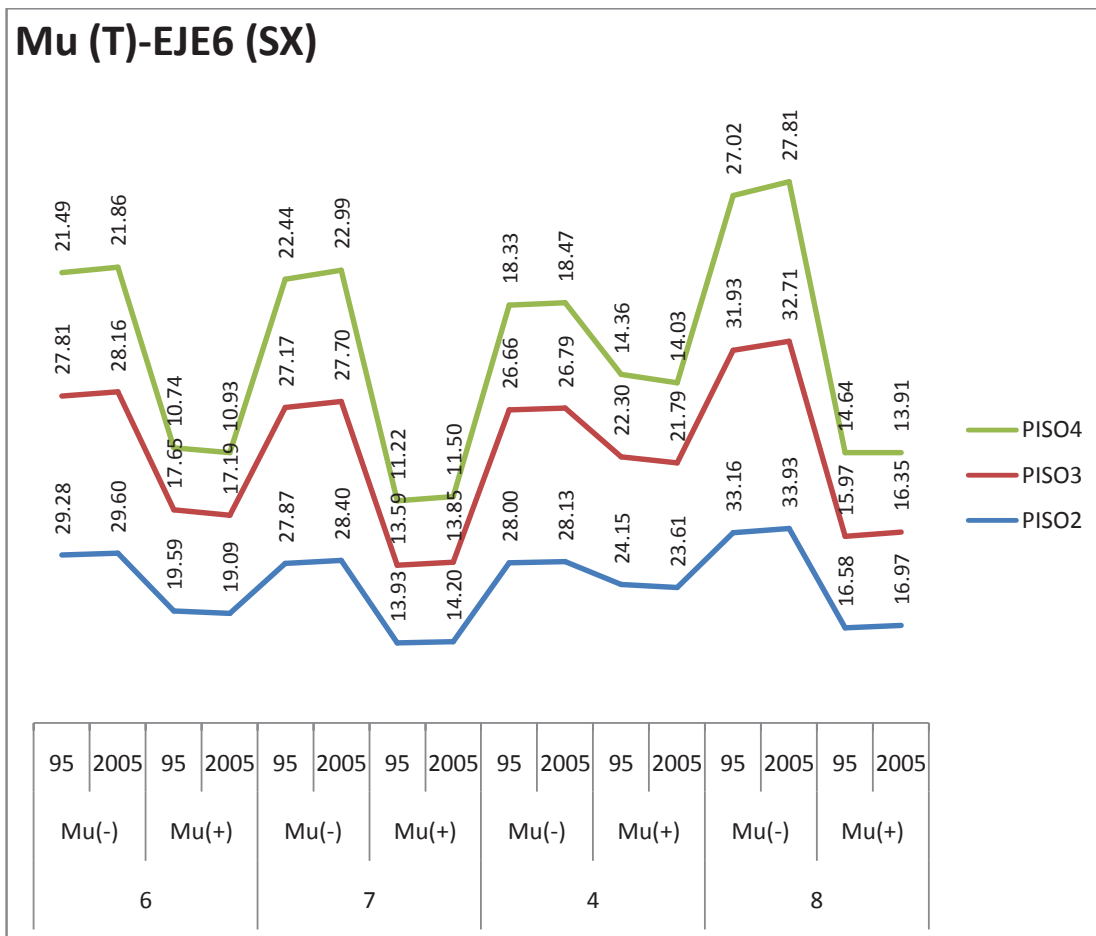
EJEC P4



Elaborado por: Pablo Brichetto

Para las vigas de borde (40x60) del eje 6 y F (sentido X e Y respectivamente), se tiene:

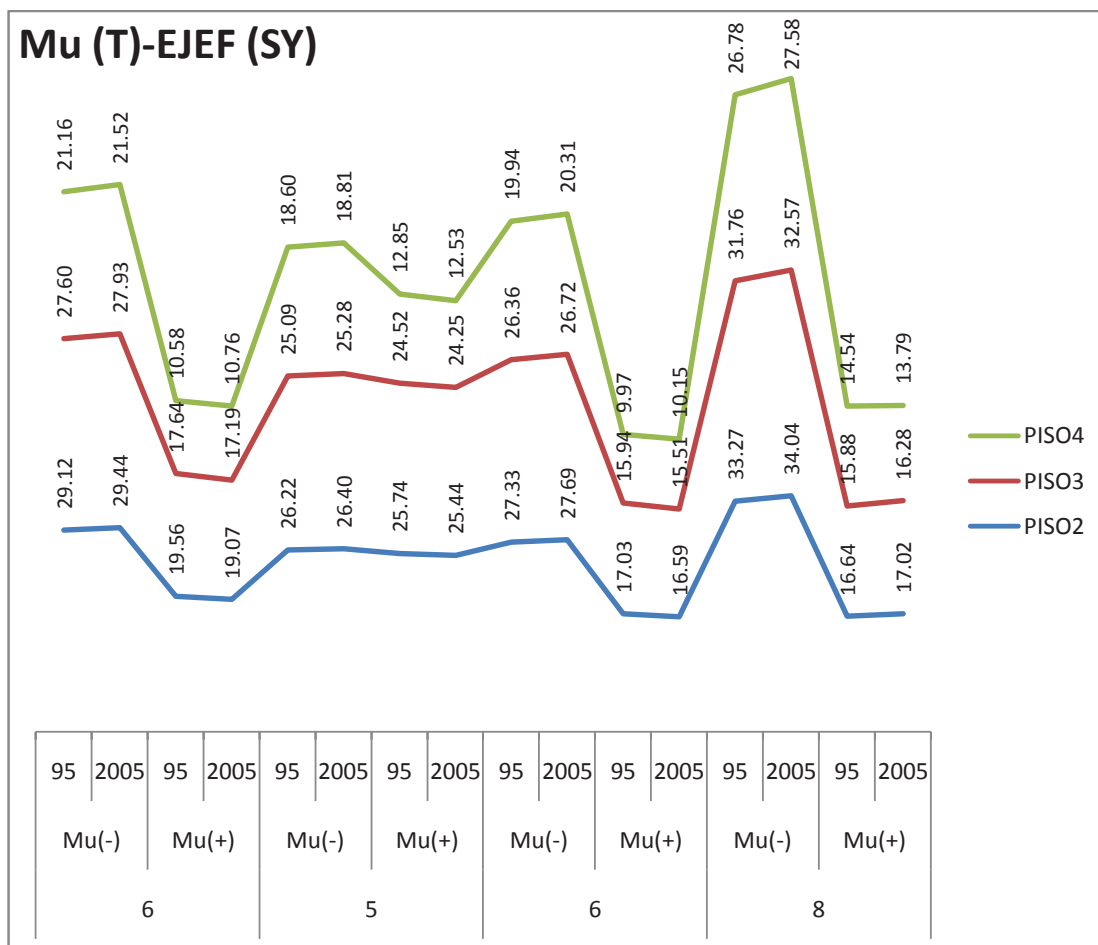
FIGURA 3.7 MU PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05



									COMB
3[1]	6[1]	2[2]	2[2]*	2[2]	6[1]	2[2]	1[3]	2[2]*	PISO2
3[1]	6[1]	2[2]	2[2]*	2[2]	6[1]	2[2]	1[3]	2[2]*	PISO3
3[1]	3[1]	2[2]	2[2]*	3[1]	7[2]	2[2]	1[3]	2[2]*	PISO4
ACI 05									ΔMu(%)
1.10	-2.53	1.90	1.90	0.46	-2.24	2.32	2.32		PISO2
1.23	-2.60	1.95	1.95	0.52	-2.27	2.43	2.43		PISO3
1.72	1.72	2.44	2.44	0.73	-2.35	2.96	-4.99		PISO4

Elaborado por: Pablo Brichetto

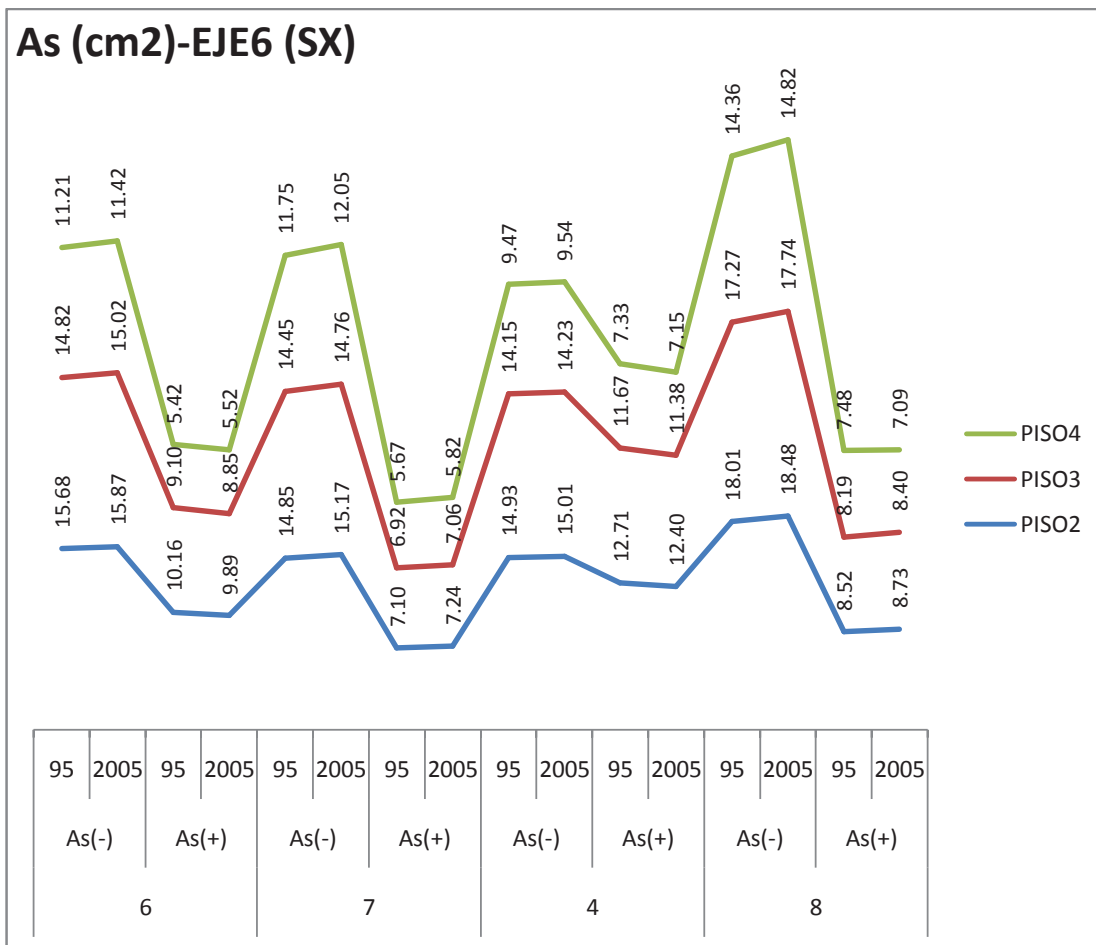
FIGURA 3.8 MU PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05



95	2005	95	2005	95	2005	95	2005	95	2005	95	2005	95	2005	95	2005	95	2005		
Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)		
6		5		6		8													
5[1]	8[1]	5[1]	9[2]	5[2]	4[2]	8[1]	4[2]	4[2]	4[2]*	COMB									
5[1]	8[1]	5[1]	9[2]	5[2]	4[2]	9[2]	4[2]*	4[2]	4[2]	4[2]*	PISO2								
5[1]	5[1]*	5[1]	8[1]	4[2]	4[2]*	4[2]	4[2]	4[2]*			PISO3								
ACI 05										ΔMu(%)									
1.11	-2.52	0.71	-1.16	1.33	-2.62	2.32	2.32				PISO2								
1.23	-2.59	0.77	-1.12	1.39	-2.67	2.53	2.53				PISO3								
1.71	1.71	1.14	-2.47	1.85	1.85	3.00	-5.13				PISO4								

Elaborado por: Pablo Brichetto

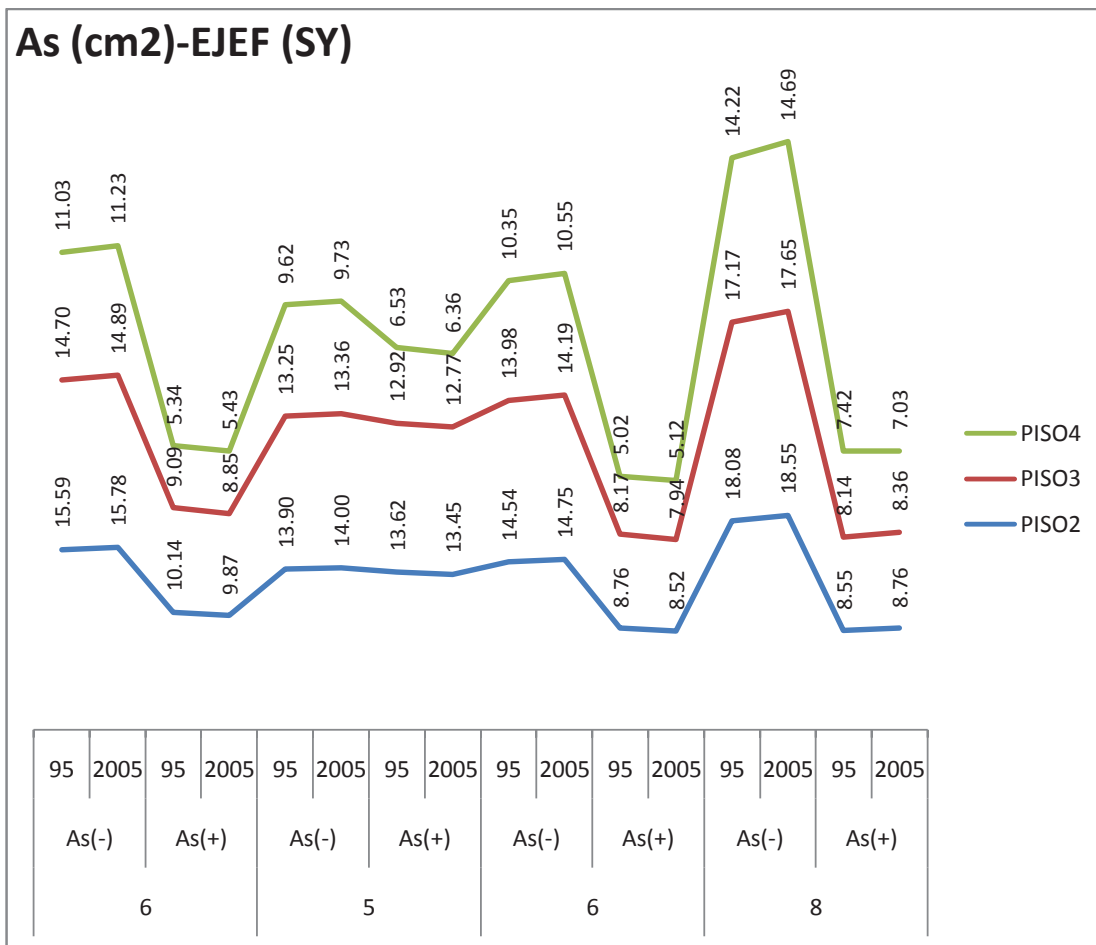
FIGURA 3.9 AS PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05



														ρ (%)		
.73	.73	.47	.46	.69	.70	.33	.34	.69	.69	.59	.57	.83	.86	.39	.40	PISO2
.69	.70	.42	.41	.67	.68	.32	.33	.66	.66	.54	.53	.80	.82	.38	.39	PISO3
.52	.53	.25	.26	.54	.56	.26	.27	.44	.44	0.3	.33	.66	.69	.35	.33	PISO4
ACI 05														ΔAs (%)		
1.21	-2.68	2.09	1.98	0.51	-2.41	2.62	2.45									PISO2
1.35	-2.74	2.14	2.03	0.57	-2.43	2.73	2.56									PISO3
1.84	1.77	2.62	2.52	0.77	-2.45	3.24	-5.20									PISO4

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.10 AS PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05

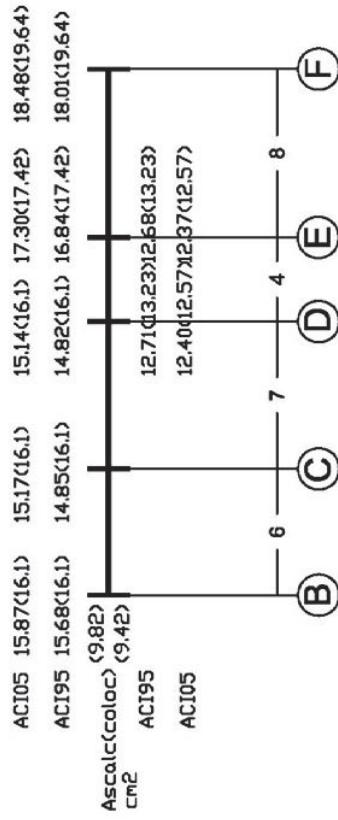


														ρ (%)		
.72	.73	.47	.46	.64	.65	.63	.62	.67	.68	.41	.39	.84	.86	.40	.41	PISO2
.68	.69	.42	.41	.61	.62	.60	.59	.65	.66	.38	.37	.79	.82	.38	.39	PISO3
.51	.52	.25	.25	.45	.45	.30	.29	.48	.49	.23	.24	.66	.68	.34	.33	PISO4
ACI 05														ΔAs (%)		
1.22	-2.68	0.78	-1.26	1.46	-2.76	2.61	2.44	PISO2								
1.34	-2.73	0.83	-1.21	1.52	-2.79	2.83	2.65	PISO3								
1.83	1.76	1.21	-2.56	1.97	1.91	3.28	-5.34	PISO4								

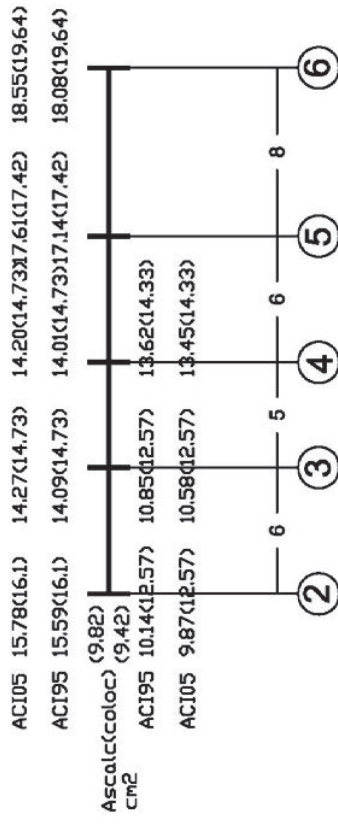
Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.11 ACERO A FLEXIÓN CALCULADO Y COLOCADO EN VIGAS DE BORDE -ACI 95 Y 05-

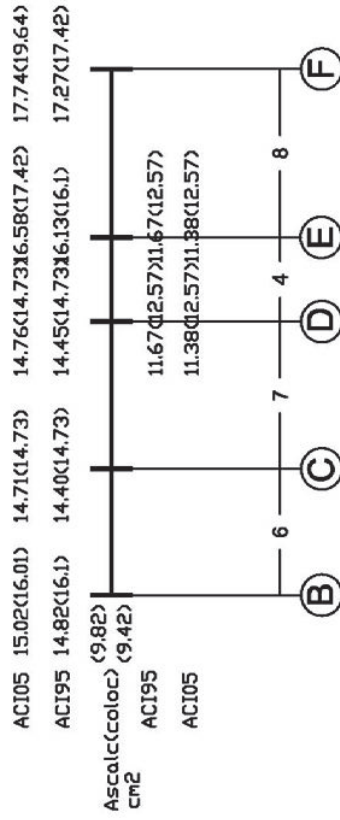
EJE6 P2



EJE6 P2



EJE6 P3



EJE6 P3

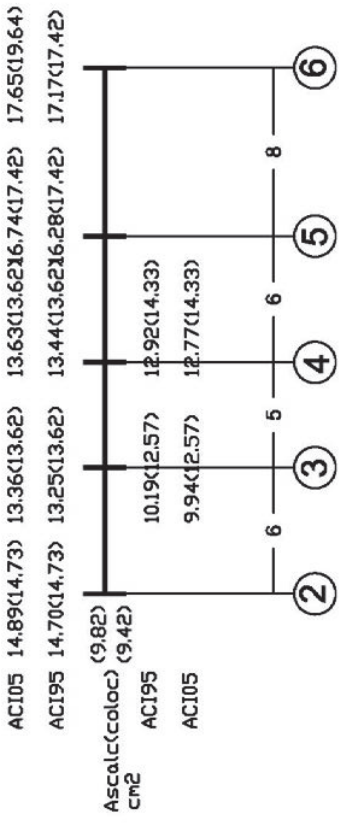
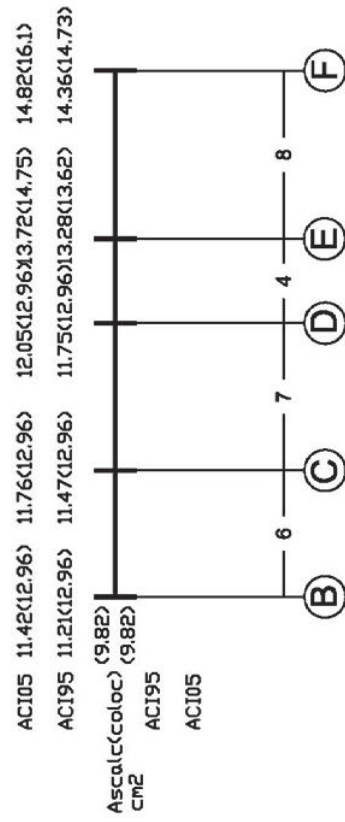
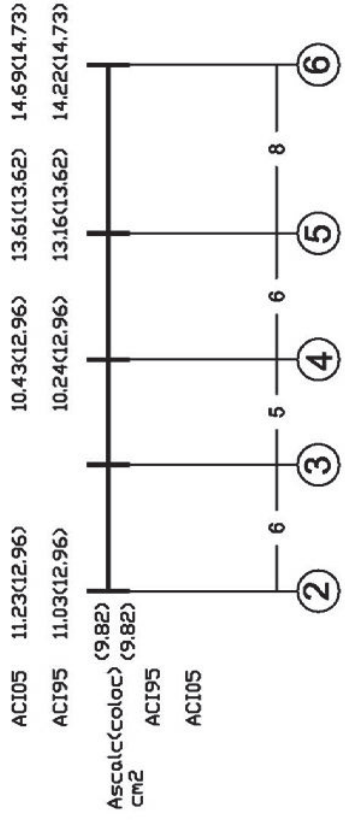


FIGURA 3.11 CONTINUACIÓN

EJE6 P4



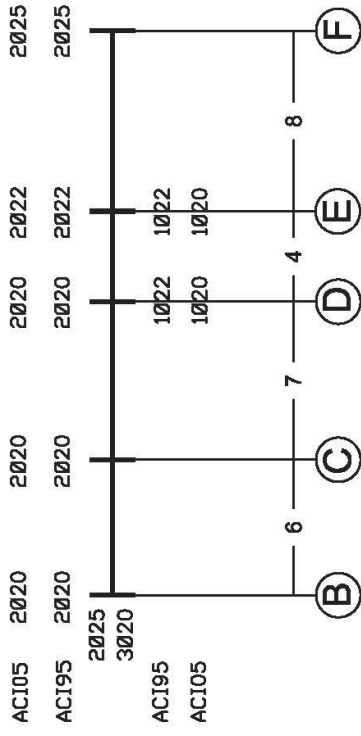
EJE6 P4



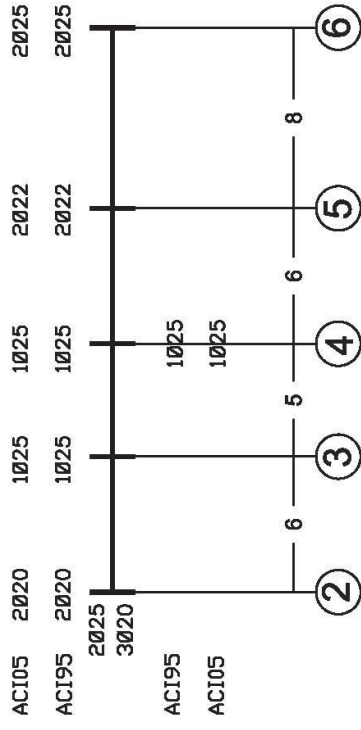
Elaborado por: Pablo Bricchetto

FIGURA 3.12 ARMADO DE VIGAS DE BORDE EN SX Y SY -ACI 95 Y 05-

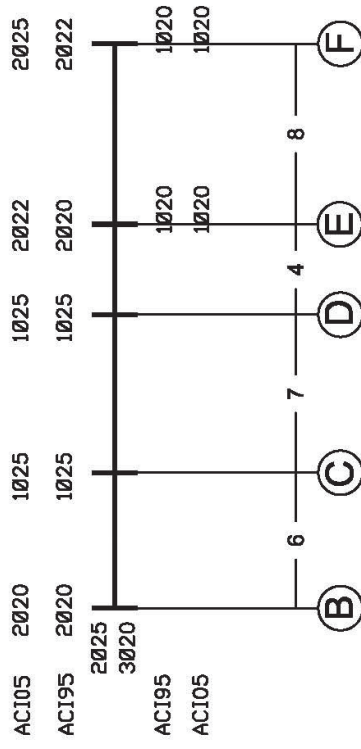
EJE6 P2



EJEF P2



EJE6 P3



EJEF P3

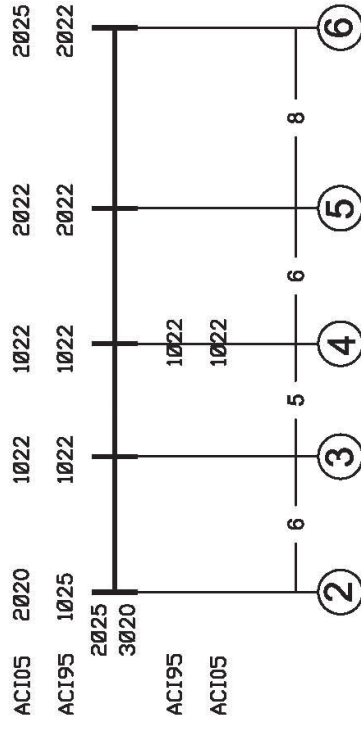
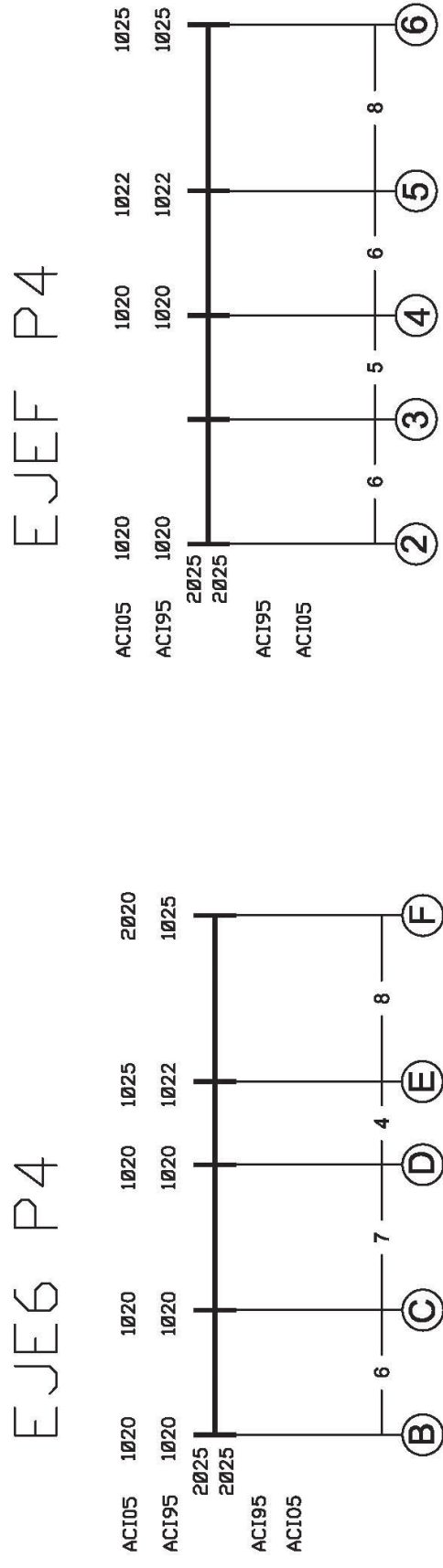


FIGURA 3.12 CONTINUACIÓN



Elaborado por: Pablo Brichetto

3.1.1.2 Corte

Se debe recordar que el valor del factor Φ de corte para cada código es:

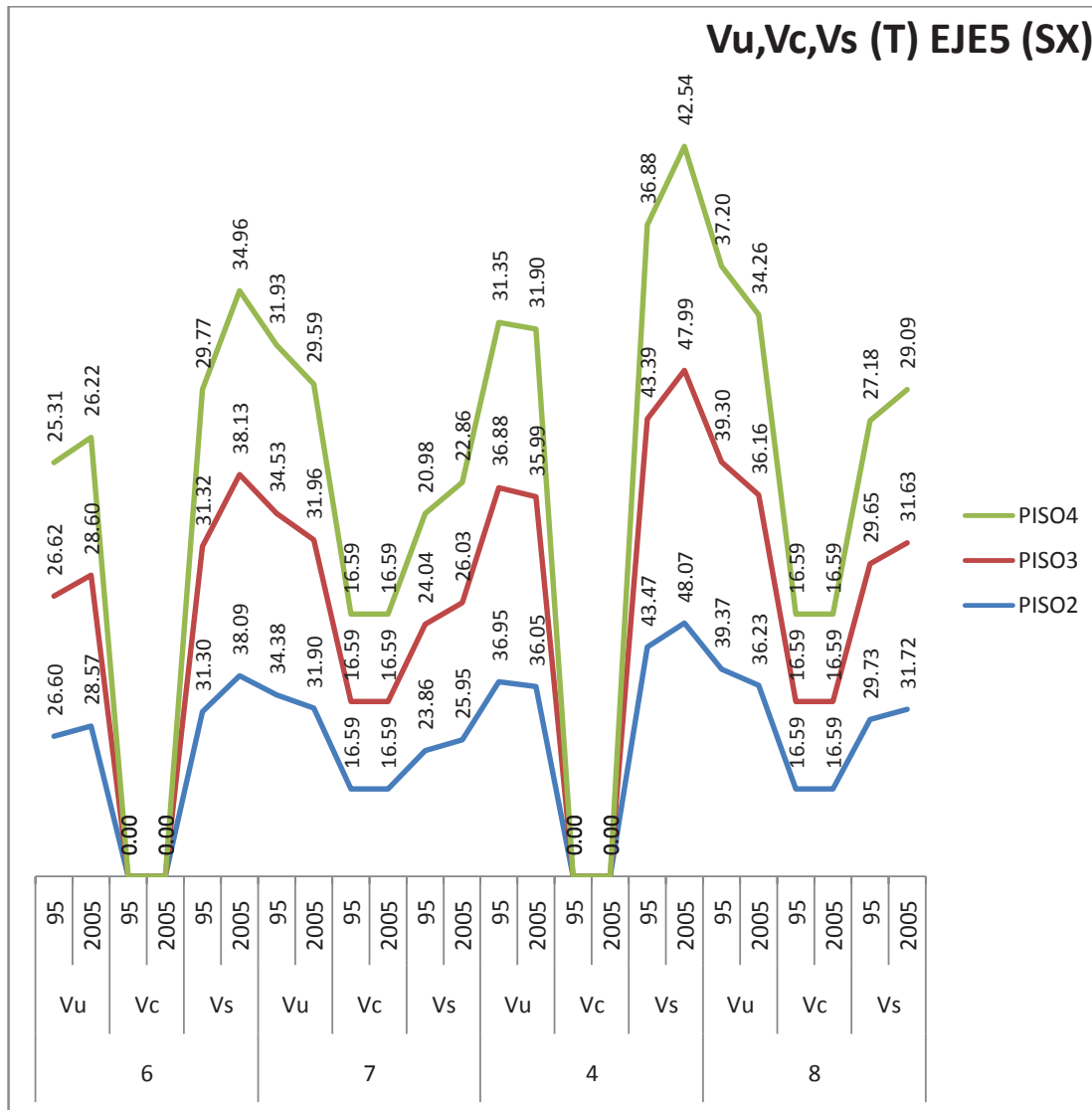
ACI	Φ
95	.85
2005	.75

Los valores de la fuerza de corte de diseño (V_u), la fuerza de corte resistida por el concreto (V_c) y por el acero (V_s), y el área de acero de refuerzo transversal calculado y colocado (A_v y A_{vcoloc}), obtenidos con los dos códigos, se presentan en cada gráfico de líneas y barras para la misma viga interior y de borde en los sentidos X e Y (4 vigas) en pisos bajos y altos, con la finalidad de mostrar comparativamente la variación de estos resultados en cada vano a lo largo de cada una de las vigas analizadas y observar cual es la tendencia en altura.

Además se calcula la variación de estos resultados (%) para el diseño con ACI 05; se determina el espaciamiento máximo y el diámetro del estribo para observar en términos prácticos cual es el resultado del diseño con cada código y en qué caso la variación es más crítica.

Entonces, para las vigas interiores (40x60) del eje 5 y C (sentido X e Y respectivamente) se tiene:

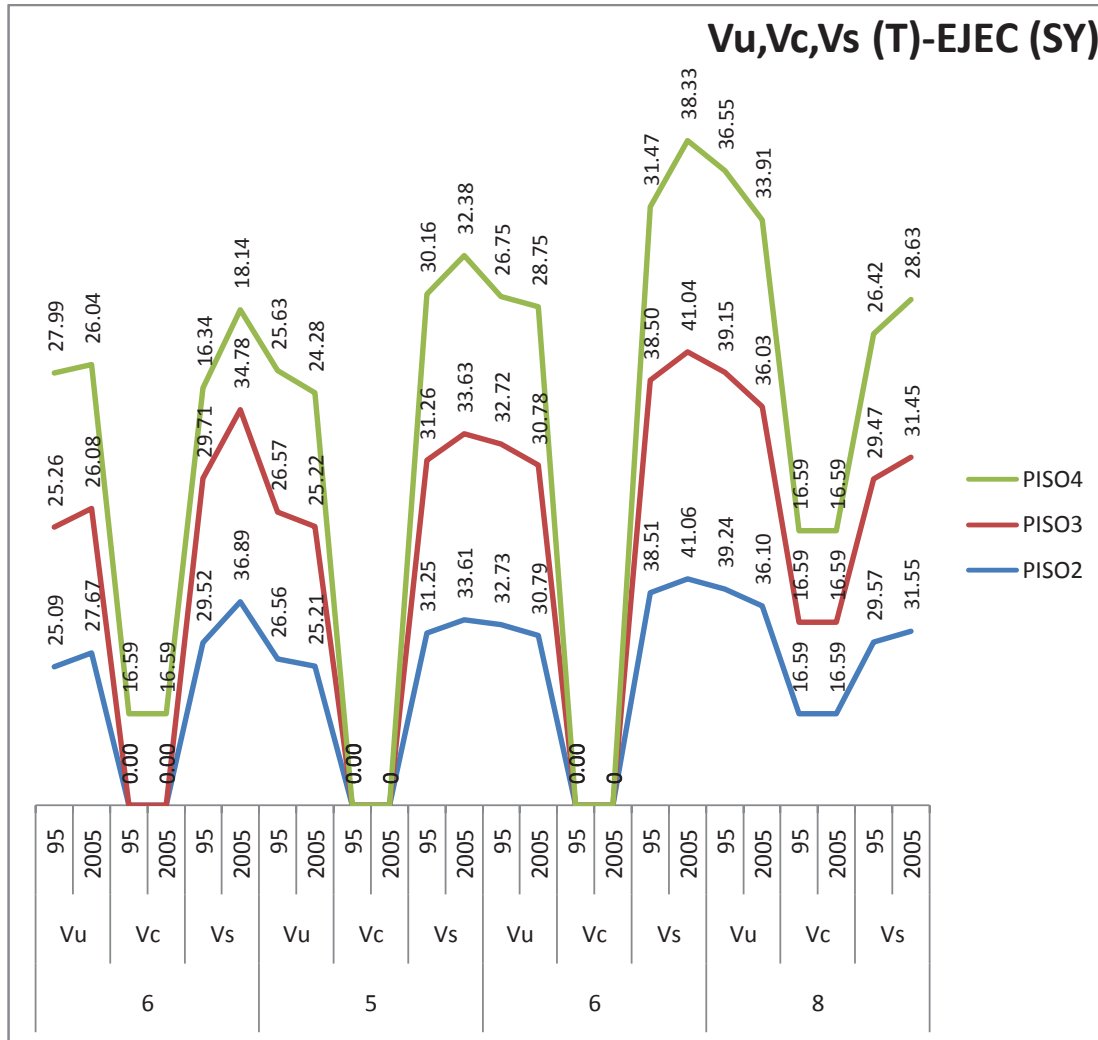
FIGURA 3.13 VU, VC, VS PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05



ACI 05										ΔV (%)		
7.40		21.7	-7.21		8.75	-2.44		10.5	-7.98		6.69	PISO2
7.45		21.7	-7.44		8.28	-2.41		10.6	-7.99		6.67	PISO3
3.60		17.4	-7.35		8.96	1.78		15.3	-7.90		7.05	PISO4

Elaborado por: Pablo Brichetto

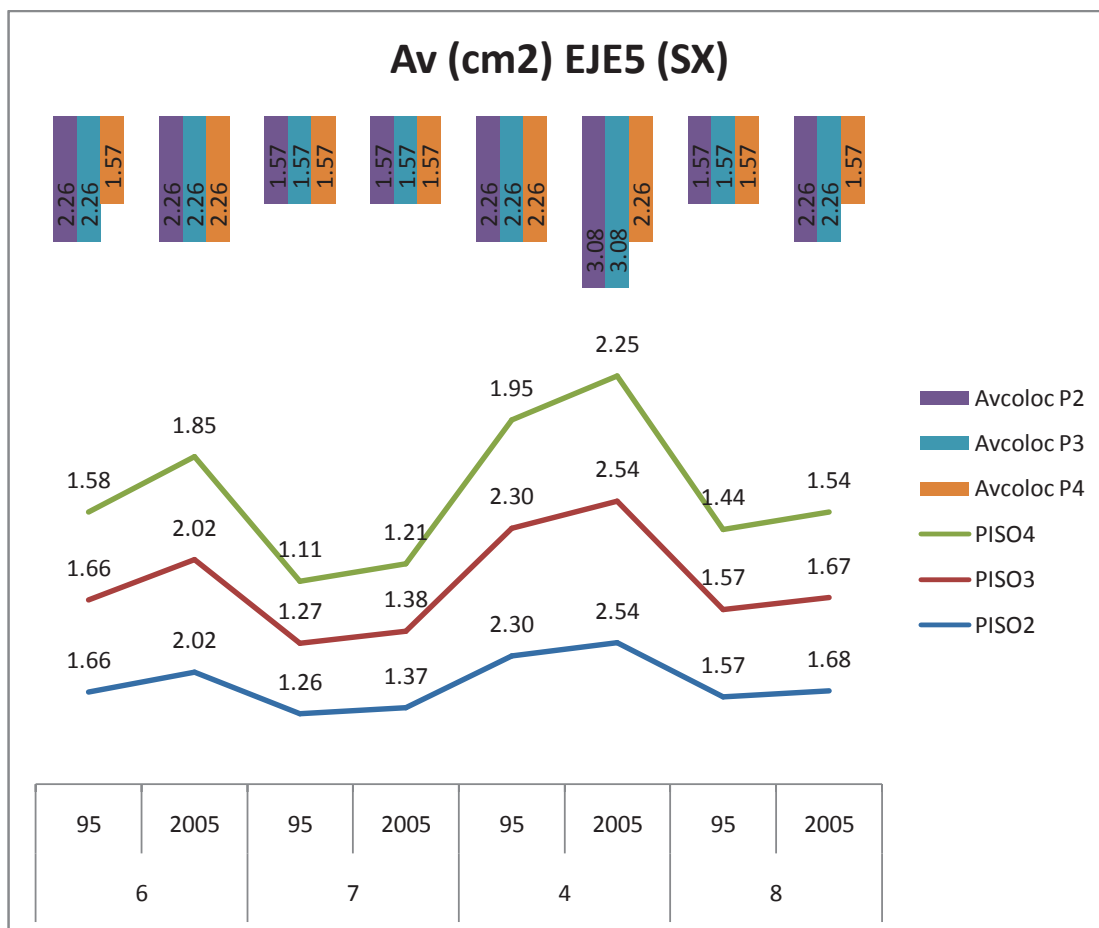
FIGURA 3.14 VU,VC, VS PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05



ACI 05										ΔV (%)		
10.2		24.9	-5.08		7.57	-5.93		6.62	-7.99		6.68	PISO2
3.28		17.0	-5.08		7.57	-5.93		6.61	-7.97		6.72	PISO3
-6.97		10.9	-5.27		7.36	7.48		21.8	-7.23		8.37	PISO4

Elaborado por: Pablo Brichetto

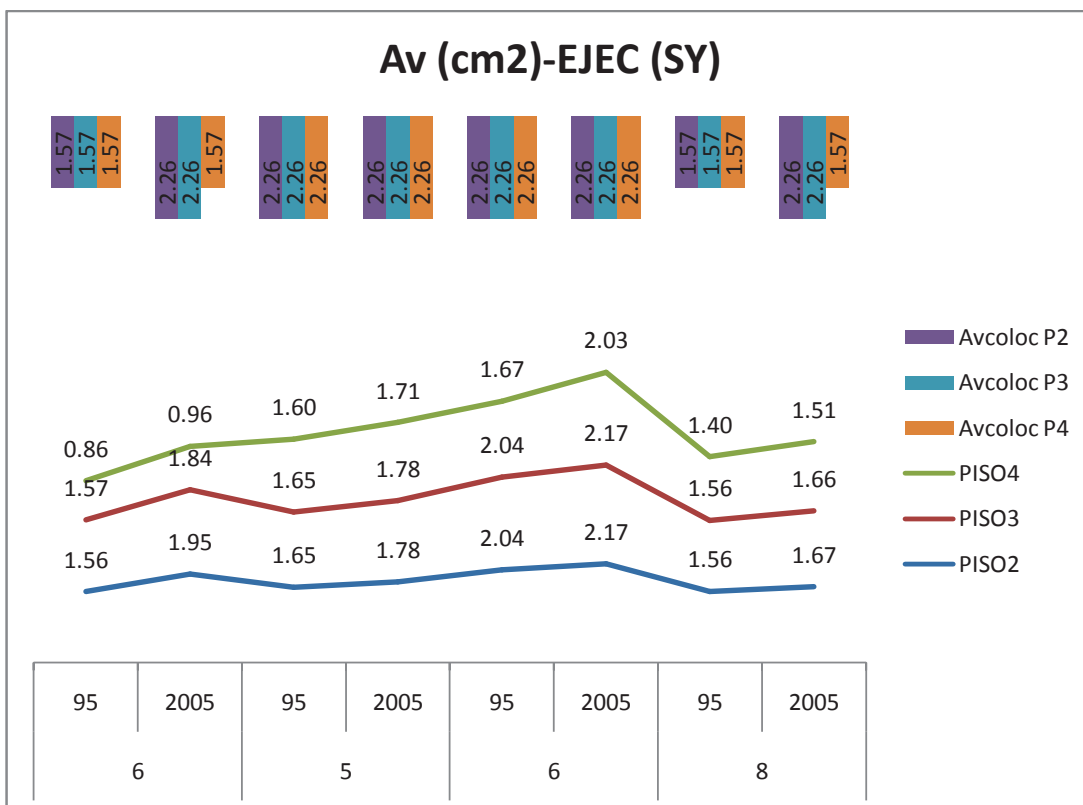
FIGURA 3.15 AV PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05



ACI 05								ΔAv (%)
21.72		8.75		10.57		6.69		PISO2
21.77		8.28		10.60		6.67		PISO3
17.41		8.96		15.35		7.05		PISO4
s=12 cm				lo=1.20 m				Φ (mm)
12	12	10	10	12	14	10	12	PISO2
12	12	10	10	12	14	10	12	PISO3
10	12	10	10	12	12	10	10	PISO4

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.16 AV PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05

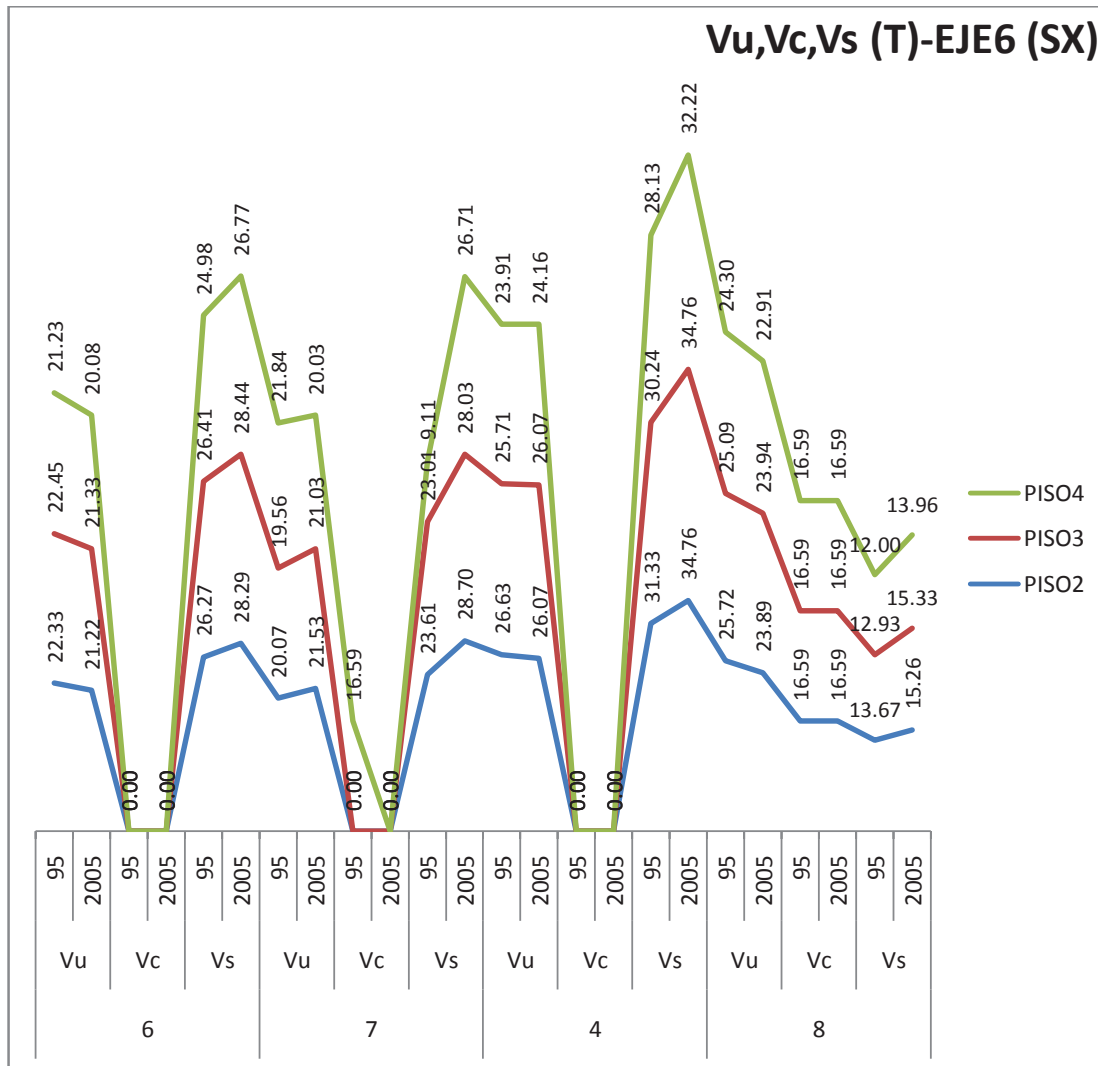


ACI 05								ΔAv (%)
24.98		7.57		6.62		6.68		PISO2
17.05		7.57		6.61		6.72		PISO3
10.96		7.36		21.81		8.37		PISO4
s=12 cm				lo=1.20 m				φ (mm)
10	12	12	12	12	12	10	12	PISO2
10	12	12	12	12	12	10	12	PISO3
10	10	12	12	12	12	10	10	PISO4

Elaborado por: Pablo Brichetto

Para las vigas de borde (40x60) del eje 6 y F (sentido X e Y respectivamente), se tiene:

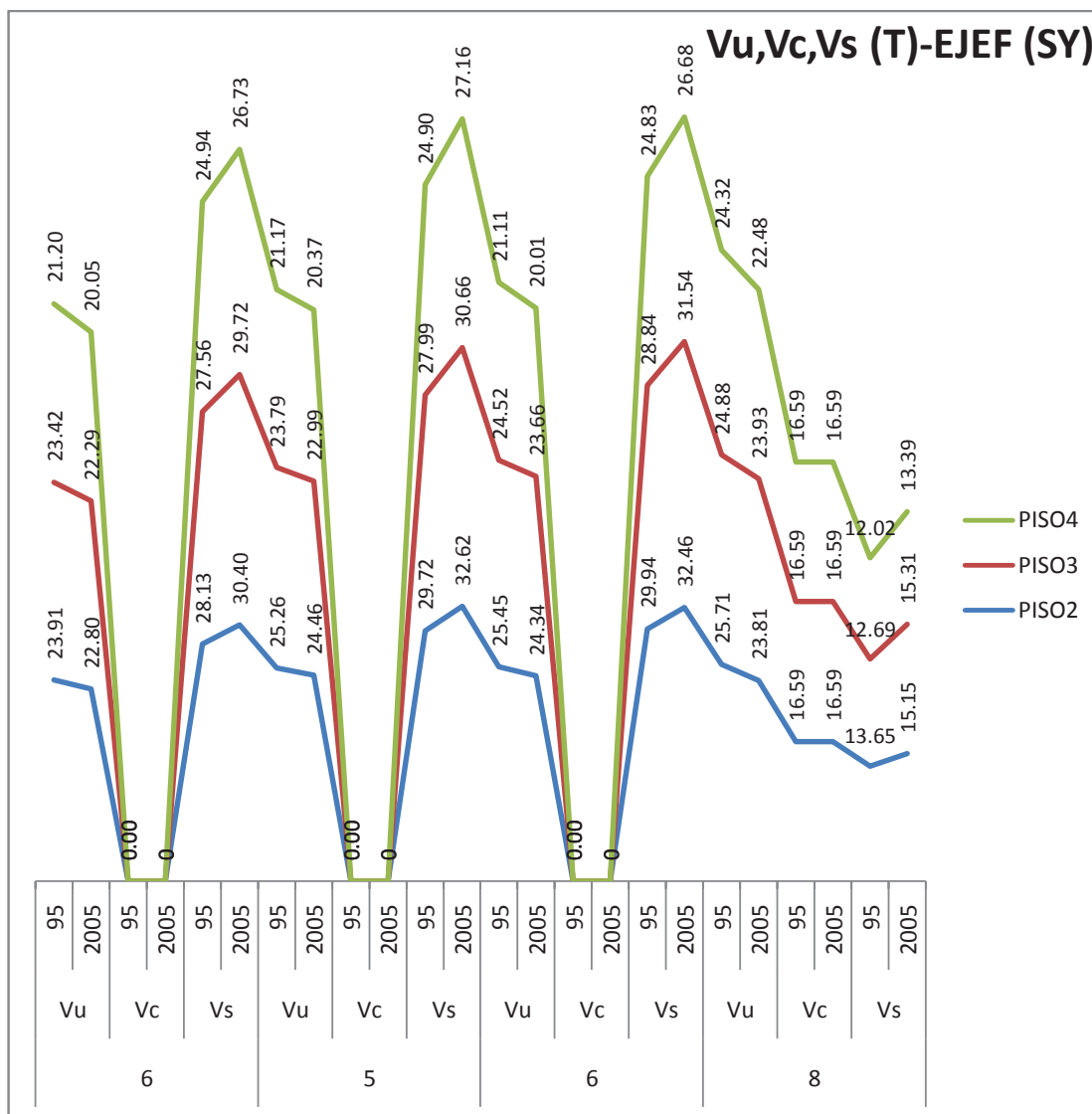
FIGURA 3.17 VU, VC, VS PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05



ACI 05										ΔV (%)		
-4.97		7.70	7.26		21.5	-2.10		10.9	-7.12		11.6	PISO2
-4.99		7.68	7.52		21.8	1.43		14.9	-4.61		18.5	PISO3
-5.42		7.19	-8.29		193.2	1.03		14.5	-5.72		16.3	PISO4

Elaborado por: Pablo Bricchetto

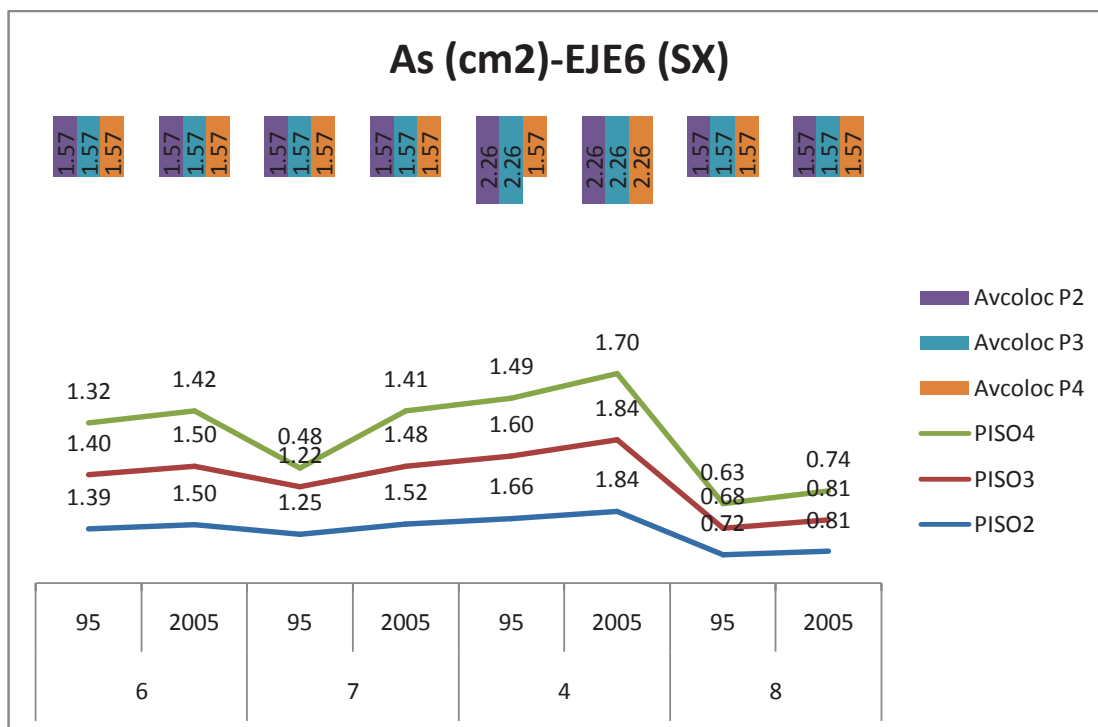
FIGURA 3.18 VU, VC, VS PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05



ACI 05										ΔV (%)		
-4.64		8.07	-3.17		9.74	-4.36		8.39	-7.39		10.9	PISO2
-4.82		7.87	-3.36		9.52	-3.51		9.36	-3.84		20.7	PISO3
-5.42		7.19	-3.78		9.05	-5.21		7.43	-7.57		11.3	PISO4

Elaborado por: Pablo Brichetto

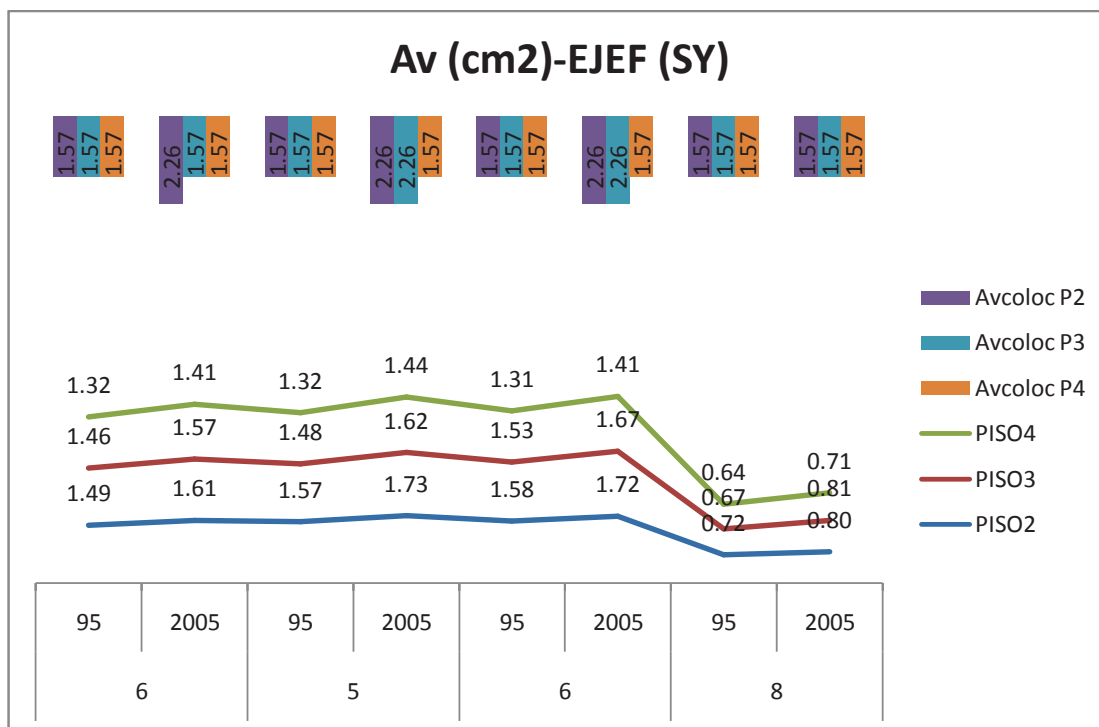
FIGURA 3.19 AV PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05



ACI 05								ΔAv (%)
7.70		21.56		10.95		11.66		PISO2
7.68		21.85		14.95		18.51		PISO3
7.19		193.28		14.50		16.32		PISO4
s=12 cm				lo=1.20 m				φ (mm)
10	10	10	10	12	12	10	10	PISO2
10	10	10	10	12	12	10	10	PISO3
10	10	10	10	10	12	10	10	PISO4

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.20 AV PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05



ACI 05								ΔAv (%)
8.07		9.74		8.39		10.98		PISO2
7.87		9.52		9.36		20.72		PISO3
7.19		9.05		7.43		11.33		PISO4
s=12 cm				lo=1.20 m				φ (mm)
10	12	10	12	10	12	10	10	PISO2
10	10	10	12	10	12	10	10	PISO3
10	10	10	10	10	10	10	10	PISO4

Elaborado por: Pablo Brichetto

3.1.2 COLUMNAS

3.1.2.1 Flexo compresión (biaxial)

Para este análisis comparativo se seleccionaron las columnas más cargadas de la estructura para el caso de una columna interior, exterior y esquinera.

Dadas las propiedades de cada columna se presentan los diagramas de interacción biaxial con cada código para el piso 2 -P2-.

Además se calcula el porcentaje de acero, la carga máxima que puede resistir la columna, y finalmente se determina el radio de capacidad para flexo compresión y compresión (subsuelo).

En el caso de que el radio de capacidad sea mayor que 1, se presenta el rediseño de la columna.

Se debe recordar que el valor del factor Φ para columnas con estribos para cada código es:

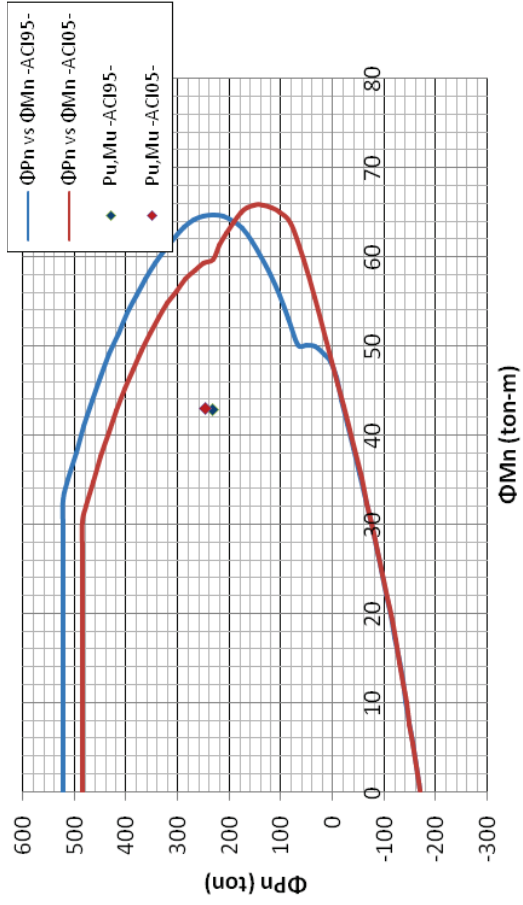
ACI	Φ
95	.70
05	.65

Para los siguientes dos niveles -P3 y P4- para la columna interior, exterior y esquinera los resultados del diseño se resumen en las tablas 3.1/2/3.

Finalmente se presenta la variación porcentual de las solicitaciones de diseño en los niveles considerados para los 3 tipos de columnas en la tabla 3.4.

En lo que se refiere al corte los resultados del diseño para estas columnas en el piso 2 se presentan en la tabla 3.5.

FIGURA 3.21 CURVAS DE INTERACCIÓN DE UNA COLUMNA INTERIOR CON ACI 95 Y 05



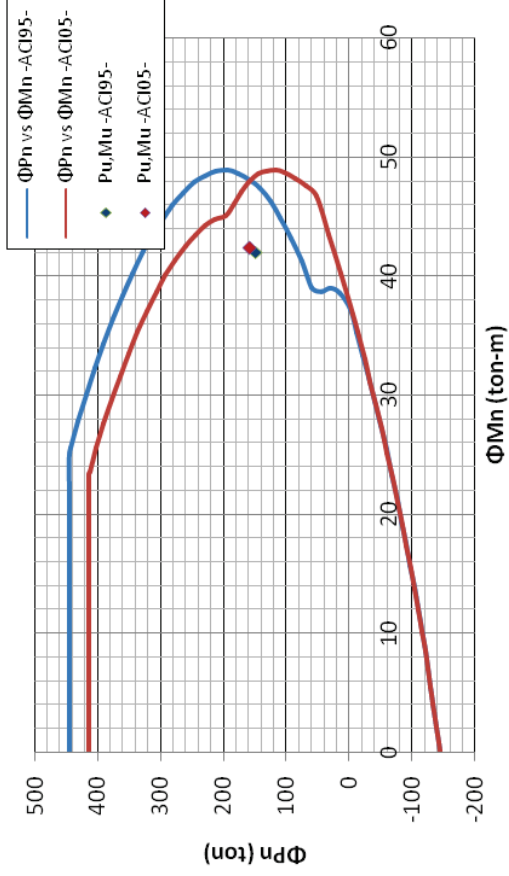
ACI	(71-99)	(02-11)
	Capacity Ratio 0.71	Capacity Ratio 0.78

Pu	Mux	Muy
233.8	11.0	41.4
C5 INT		
PISO 2		
b 65 h 65		
ACI95		
COMB3		
14 ϕ 20		
ρ (%) 1.054		
As 44.53		
SUB ΦP_n		
403.88		
R .77		
OK		

Pu	Mux	Muy
247.1	11.4	41.4
C5 INT		
PISO 2		
b 65 h 65		
ACI05		
COMB3		
14 ϕ 20		
ρ (%) 1.054		
As 44.53		
SUB ΦP_n		
354.39		
R .73		
OK		

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.22 CURVAS DE INTERACCIÓN DE UNA COLUMNA EXTERIOR CON ACI 95 Y 05



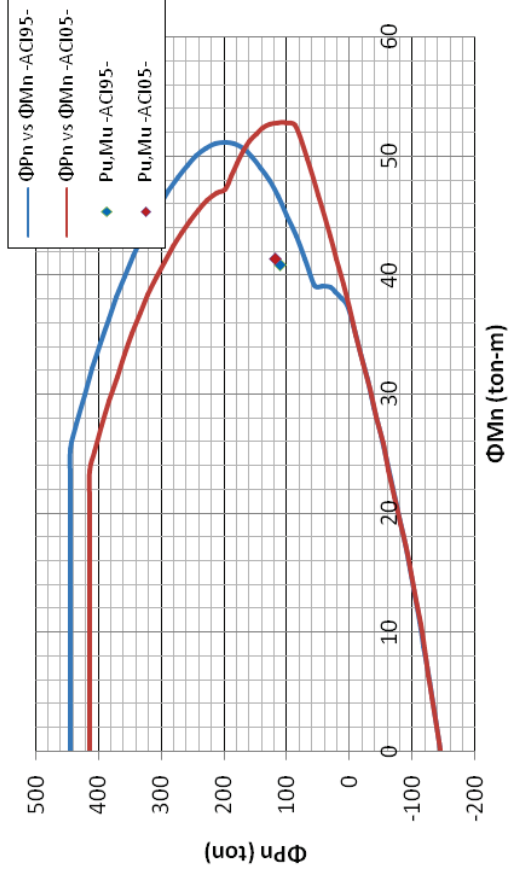
ACI	(71-99)	(02-11)
Capacity Ratio	0.87	0.90

P_u	M_{ux}	M_{uy}
148.5	39.1	15.1
F5 EXT		
PISO 2		
b 60		
h 60		
ACI95		
COMB3		
12 ϕ 20		
ρ (%) 1.06		
As 38.16		
SUB ΦP_n		
R 287.0		
OK .65		

P_u	M_{ux}	M_{uy}
158.0	39.3	15.8
F5 EXT		
PISO 2		
b 60		
h 60		
ACI05		
COMB3		
12 ϕ 20		
ρ (%) 1.06		
As 38.16		
SUB P_u		
R 251.56		
OK .61		

Elaborado por: Pablo Bricchetto

FIGURA 3.23 CURVAS DE INTERACCIÓN DE UNA COLUMNA ESQUINERA CON ACI 95 Y 05



ACI	(71-99)	(02-11)
Capacity Ratio	0.84	Capacity Ratio
		0.79

P_u	M_{ux}	M_{uy}
111.6	40.1	7.7

F6	ESQ
PISO	2
b	h
60	60
ACI95	
COMB3	
12 ϕ 20	
$\rho(\%)$	1.06
As	38.16

SUB	P_u	ΦP_n
	203.1	444.8
R		OK

P_u	M_{ux}	M_{uy}
118.3	40.5	8.3

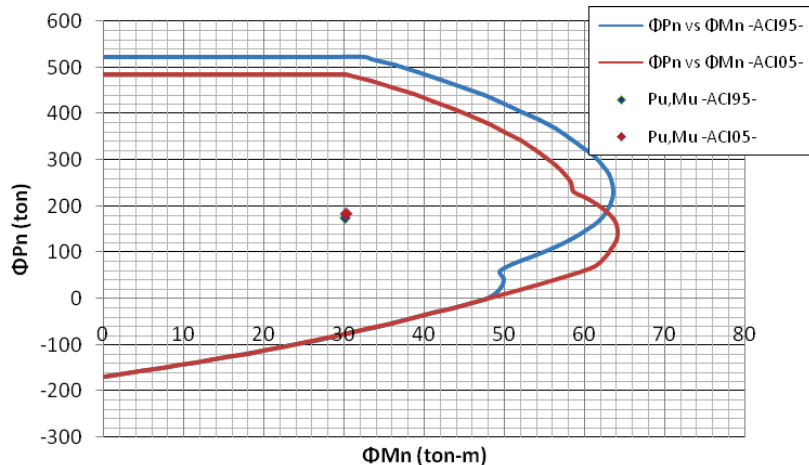
F6	ESQ
PISO	2
b	h
60	60
ACI05	
COMB3	
12 ϕ 20	
$\rho(\%)$	1.06
As	38.16

SUB	P_u	ΦP_n
	177.77	413
R		OK

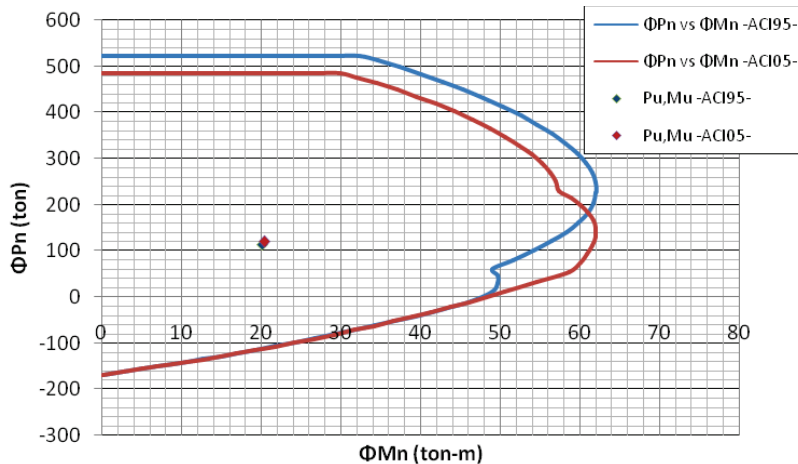
Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.1 DISEÑO DE LA COLUM. INTERIOR EN LOS PISOS 3 Y 4 (CASO I)

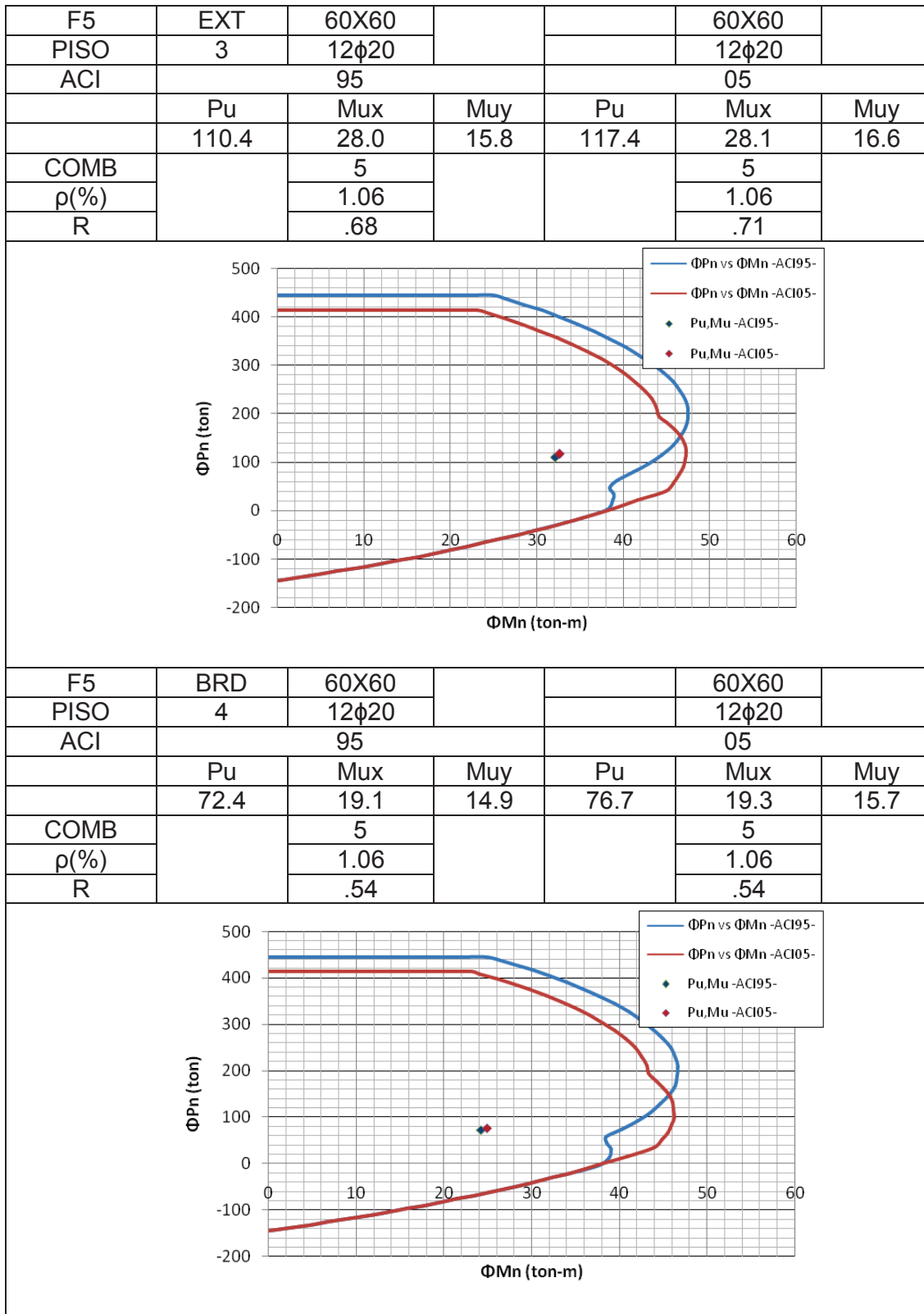
C5	INT	65X65			65X65	
PISO	3	14φ20			14φ20	
ACI		95			05	
	Pu	Mux	Muy	Pu	Mux	Muy
	173.5	9.2	28.7	183.2	9.5	28.8
COMB		3			3	
ρ(%)		1.054			1.054	
R		.51			.56	



C5	INT	65X65			65X65	
PISO	4	14φ20			14φ20	
ACI		95			05	
	Pu	Mux	Muy	Pu	Mux	Muy
	113.2	8.2	18.4	119.2	8.6	18.5
COMB		3			3	
ρ(%)		1.054			1.054	
R		.34			.38	



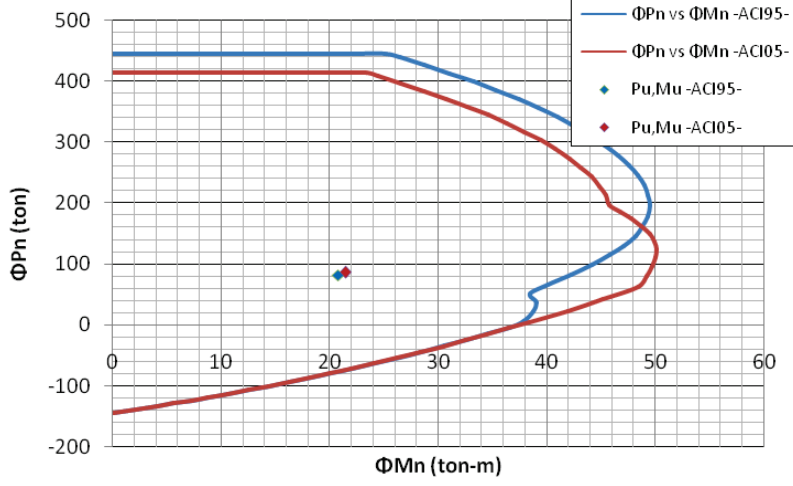
Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.2 DISEÑO DE LA COLUMNA EXTERIOR EN LOS PISOS 3 Y 4


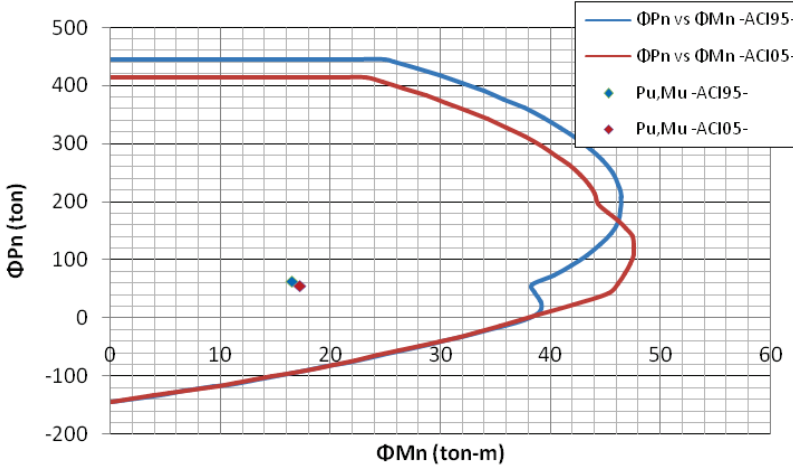
Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.3 DISEÑO DE LA COLUMNA ESQUINERA EN LOS PISOS 3 Y 4

F6	ESQ	60X60			60X60	
PISO	3	12φ20			12φ20	
ACI		95			05	
	Pu	Mux	Muy	Pu	Mux	Muy
	81.7	19.6	7.0	86.5	20.1	7.5
COMB		4			4	
ρ(%)		1.06			1.06	
R		.42			.46	



F6	ESQ	60X60			60X60	
PISO	4	12φ20			12φ20	
ACI		95			2005	
	Pu	Mux	Muy	Pu	Mux	Muy
	63.5	11.7	11.7	55.2	8.5	15.0
COMB		1			2	
ρ(%)		1.06			1.06	
R		.36			.36	



Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.4 VARIACIÓN PORCENTUAL DE PU, MUX, MUY EN SUBSUELO, PLANTA BAJA Y PISOS ALTOS

	Pu		Mux		Muy	
ACI	95	05	95	05	95	05
SUB						
INT	403.88	354.39				
$\Delta(\%)$	-12.25					
EXT	287	251.56				
$\Delta(\%)$	-12.35					
ESQ	203.1	177.77				
$\Delta(\%)$	-12.47					
P2						
INT	233.8	247.1	11	11.4	41.4	41.4
$\Delta(\%)$	5.69		3.64		0.00	
EXT	148.5	158	39.1	39.3	15.1	15.8
$\Delta(\%)$	6.40		0.51		4.64	
ESQ	111.6	118.3	40.1	40.5	7.7	8.3
$\Delta(\%)$	6.00		1.00		7.79	
P3						
INT	173.5	183.2	9.2	9.5	28.7	28.8
$\Delta(\%)$	5.59		3.26		0.35	
EXT	110.4	117.4	28	28.1	15.8	16.6
$\Delta(\%)$	6.34		0.36		5.06	
ESQ	81.7	86.5	19.6	20.1	7	7.5
$\Delta(\%)$	5.88		2.55		7.14	
P4						
INT	113.2	119.2	8.2	8.6	18.4	18.5
$\Delta(\%)$	5.30		4.88		0.54	
EXT	72.4	76.7	19.1	19.3	14.9	15.7
$\Delta(\%)$	5.94		1.05		5.37	
ESQ	63.5	55.2	11.7	8.5	11.7	15
$\Delta(\%)$	-13.07		-27.35		28.21	

Elaborado por: Pablo Brichetto

3.1.2.2 Corte

TABLA 3.5 DISEÑO A CORTE DE COLUMNAS

PISO	2		Mb(T-m)				Hc(m)	Vu(T)				$\Delta Vu(\%)$	
			95		05			95		05		05	
ACI			x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	
INT	C5	65X65	96	101	96	101	3.15	61	64.1	61	64.1	0	0
EXT	F5	60X60	78	78	78	78	3.15	49.5	49.5	49.5	49.5	0.00	0.00
ESQ	F6	60X60	78	78	78	78	3.15	49.5	49.5	49.5	49.5	0.00	0.00
								Av(cm ²)				$\Delta Av(\%)$	
INT	C5	65X65						1.66	1.81	2.04	2.20	22.90	22.11
EXT	F5	60X60						1.43	1.43	1.76	1.76	23.60	23.60
ESQ	F6	60X60						1.43	1.43	1.76	1.76	23.60	23.60
								Ash(cm ²)				$\Delta Ash(\%)$	
INT	C5	65X65						2.61	2.61	2.61	2.61	0.00	0.00
EXT	F5	60X60						2.39	2.39	2.39	2.39	0.00	0.00
ESQ	F6	60X60						2.39	2.39	2.39	2.39	0.00	0.00
								Av _{DIS} (cm ²)				$\Delta v_{DIS}(\%)$	
INT	C5	65X65						2.61	2.61	2.61	2.61	0.00	0.00
EXT	F5	60X60						2.39	2.39	2.39	2.39	0.00	0.00
ESQ	F6	60X60						2.39	2.39	2.39	2.39	0.00	0.00

Elaborado por: Pablo Brichetto

3.1.3 UNIÓN VIGA COLUMNA

Se presentan los resultados del diseño de la unión viga columna con cada código en los dos sentidos en la tablas 3.6, 3.7, 3.8 y 3.9 en el caso de que ésta se localice en el interior, exterior y esquina respectivamente.

TABLA 3.6 DISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. INTERIOR CON ACI 95 Y 05

E5	INT	65X65	Φ	.85		65X65	Φ	.85
PISO	2	14φ20				14φ20		
ACI	95				05			
	Sx		Sy		Sx		Sy	
	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn
	180.81	194.15	180.81	194.15	180.81	194.15	180.81	194.15
R	0.93		0.93		0.93		0.93	
	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv
	160.00	84.15	160.00	84.15	160.00	106.82	160.00	106.82
ΣMc/ΣMv	1.90		1.90		1.50		1.50	

Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.7 DISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. EXTERIOR CON ACI 95 Y 05

F5	EXT	60X60	Φ	.85		60X60	Φ	.85
PISO	2	12φ20				12φ20		
ACI	95				05			
	Sx		Sy		Sx		Sy	
	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn
	130.77	118.25	119.56	118.25	130.77	118.25	119.56	118.25
R	1.11		1.01		1.11		1.01	
	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv
	114.00	60.87	114.00	60.87	114.00	72.20	114.00	72.20
ΣMc/ΣMv	1.87		1.87		1.58		1.58	

Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.8 REDISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. EXTERIOR CON ACI 95 Y 05

F5	EXT	65X65	Φ	.85		65X65	Φ	.85
PISO	2	14φ20				14φ20		
ACI	95				05			
	Sx		Sy		Sx		Sy	
	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn
	130.77	134.51	119.56	134.51	130.77	134.51	119.56	134.51
R	0.97		0.89		0.97		0.89	
	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv
	114.00	60.87	114.00	60.87	114.00	72.20	114.00	72.20
ΣMc/ΣMv	1.87		1.87		1.58		1.58	

Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.9 DISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. ESQUINERA CON ACI 95 Y 05

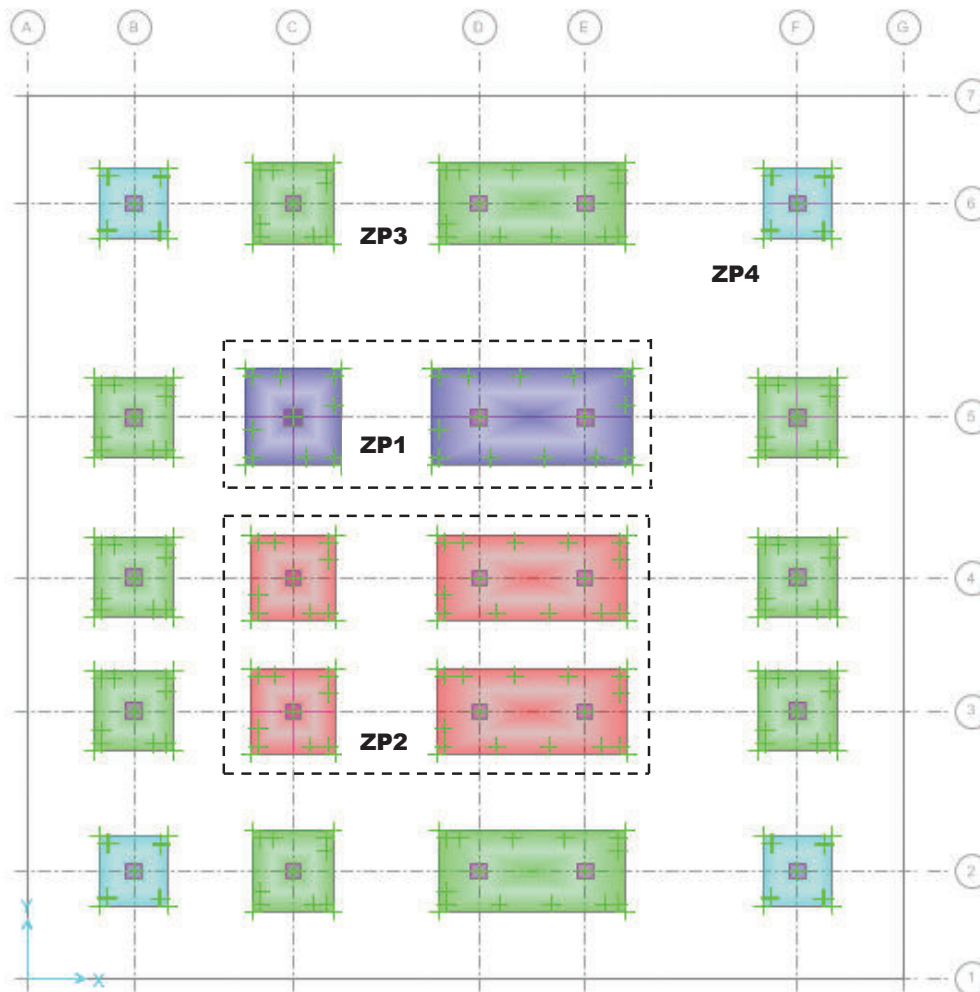
F6	ESQ	60X60	Φ	.85		60X60	Φ	.85
PISO	3	12 ϕ 20				12 ϕ 20		
ACI	95				05			
	Sx		Sy		Sx		Sy	
	Vact	Φ Vn	Vact	Φ Vn	Vact	Φ Vn	Vact	Φ Vn
	95.69	118.25	95.69	118.25	95.69	118.25	95.69	118.25
R	0.81		0.81		0.81		0.81	
	Σ Mc	Σ Mv	Σ Mc	Σ Mv	Σ Mc	Σ Mv	Σ Mc	Σ Mv
	110.00	44.54	110.00	44.54	110.00	55.87	110.00	55.87
R	2.47		2.47		1.97		1.97	

Elaborado por: Pablo Brichetto

3.1.4 CIMENTACIÓN -ZAPATAS-

Las dimensiones de las zapatas de la cimentación de la edificación de 4 pisos más 1 subsuelo se muestran en la tabla 3.10.

FIGURA 3.24 CIMENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN



Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.10 DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS DE LA EDIFICACIÓN

ZAPATA	ZP	TIPO	B	L	TIPO	B	L	h	d	
INT	1	AISLADA	3.6	3.6	COMBINADA	3.6	7.6	65	59	
INT1	2	AISLADA	3.2	3.2	COMBINADA	3.2	7.2	60	54	
EXT	3	AISLADA	3.0	3.0	COMBINADA	3.0	7.0	55	49	
ESQ	4	AISLADA	2.6	2.6				45	39	

Elaborado por: Pablo Brichetto

Los resultados del diseño de las zapatas para una columna interior (C3), exterior (F5) y esquinera (F6) con cada código considerando la condición de empotramiento y medio flexible se presentan en las tablas 3.11, 3.12 y 3.13 respectivamente. Además se presenta la variación porcentual del área de acero de refuerzo para el diseño con ACI05.

TABLA 3.11 DISEÑO DE ZAPATAS CON ACI 95 Y 05 -CONDICIÓN DE EMPOTRAMIENTO-

	INT1		EXT		ESQ	
	C3		F5		F6	
ACI	95	05	95	05	95	05
hcal	56.58	56.45	51.29	51.10	42.14	41.97
L	3.20	3.20	3.00	3.00	2.60	2.60
h	60	60	55	55	45	45
r	6	6	6	6	6	6
d	54	54	49	49	39	39
Rs	.94	.93	.92	.92	.88	.88
Mu(T-m/m)	27.01	23.73	23.32	20.45	15.39	13.47
ρ	0.0025	0.0022	0.0027	0.0023	0.0028	0.0024
Asflex(cm2/m)	13.64	11.94	13.00	11.35	10.79	9.40
Asmín(cm2/m)	10.80	10.80	9.90	9.90	8.10	8.10
As(cm2/m)	13.64	11.94	13.00	11.35	10.79	9.40
$\Delta As(\%)$	-12.5		-12.7		-12.9	
#var/m	5 ϕ 18@20	5 ϕ 18@20	4 ϕ 20@25	4 ϕ 20@25	4 ϕ 18@25	4 ϕ 18@25
#var	16 ϕ 18@20	16 ϕ 18@20	12 ϕ 20@25	12 ϕ 20@25	11 ϕ 18@25	11 ϕ 18@25

Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.12 DISEÑO DE ZAPATAS CON ACI 95 Y 05 -CONDICIÓN DE MEDIO FLEXIBLE-

	INT1		EXT		ESQ	
	C3		F5		F6	
ACI	95	05	95	05	95	05
L	3.20	3.20	3.00	3.00	2.60	2.60
h	60	60	55	55	45	45
d	54	54	49	49	39	39
Rs	.89	.89	.9	.9	.66	.66
Mu(T-m)	96.75	85.36	78.30	69.15	44.09	39.02
Mu(T-m/m)	30.23	26.68	26.10	23.05	16.96	15.01
ρ	0.0028	0.0025	0.0030	0.0026	0.0031	0.0027
Asflex(cm2/m)	15.32	13.46	14.60	12.84	11.93	10.51
Asmín(cm2/m)	10.80	10.80	9.90	9.90	8.10	8.10
As(cm2/m)	15.32	13.46	14.60	12.84	11.93	10.51
$\Delta As(\%)$	-12.1		-12.1		-11.9	
#var/m	6 ϕ 18@16	5 ϕ 18@20	5 ϕ 20@20	4 ϕ 20@25	5 ϕ 18@20	4 ϕ 18@25
#var	20 ϕ 18@16	16 ϕ 18@20	15 ϕ 20@20	12 ϕ 20@25	13 ϕ 18@20	11 ϕ 18@25

Elaborado por: Pablo Brichetto

**TABLA 3.13 REDISEÑO DE ZAPATA ESQUINERA CON ACI 95 Y 05
-CONDICIÓN DE MEDIO FLEXIBLE-**

	INT1	BRD	ESQ	
	C3	F5	F6	
L			2.60	2.60
h			40	40
d			34	34
Rs			.80	.80
Mu(T-m)			43.67	38.65
Mu(T-m/m)			16.80	14.87
Rn			16.14	14.29
ρ			0.0040	0.0036
Asflex(cm ² /m)			13.72	12.07
Asmín(cm ² /m)			7.20	7.20
As(cm ² /m)			13.72	12.07
Δ As(%)			-12.0	
#var/m			5 ϕ 18@20	5 ϕ 18@20
#var			13 ϕ 18@20	13 ϕ 18@20

Elaborado por: Pablo Brichetto

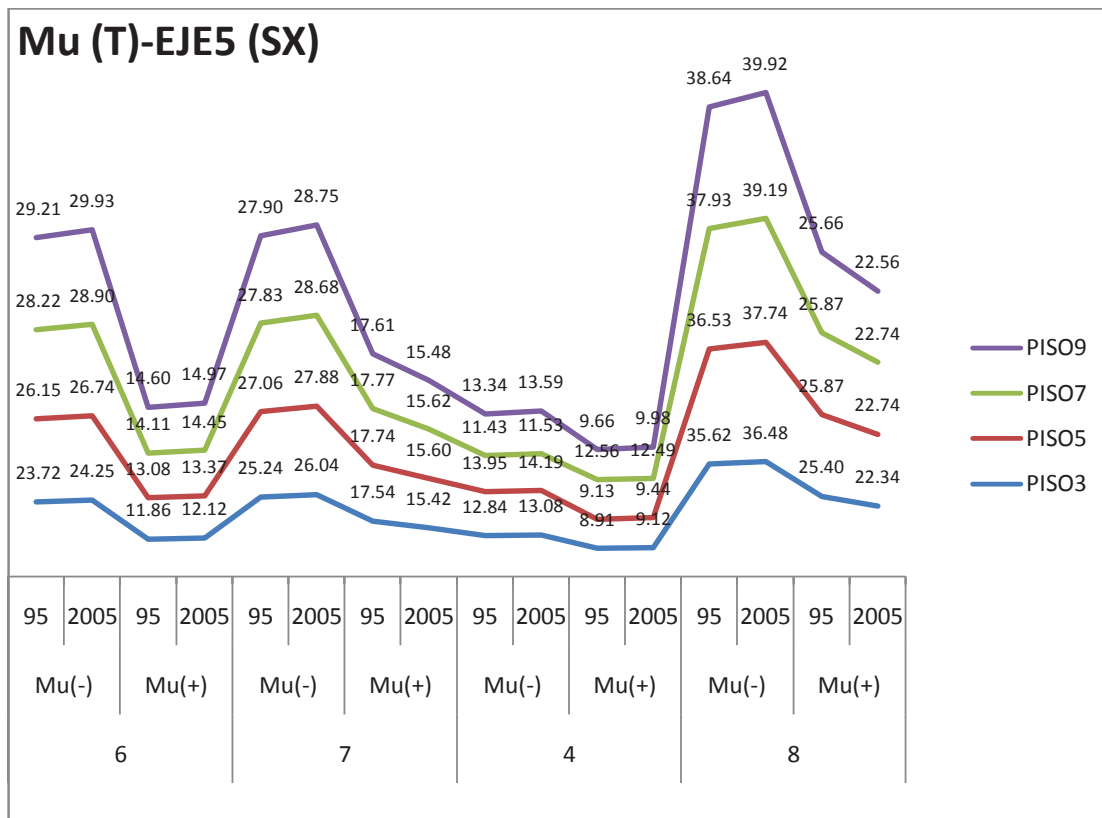
3.3 ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS MÁS MUROS ESTRUCTURALES (SISTEMA DUAL-CASO II)

3.3.1 Vigas

3.3.1.1 Flexión

Para la viga interior (40x60) del eje 5, se tiene:

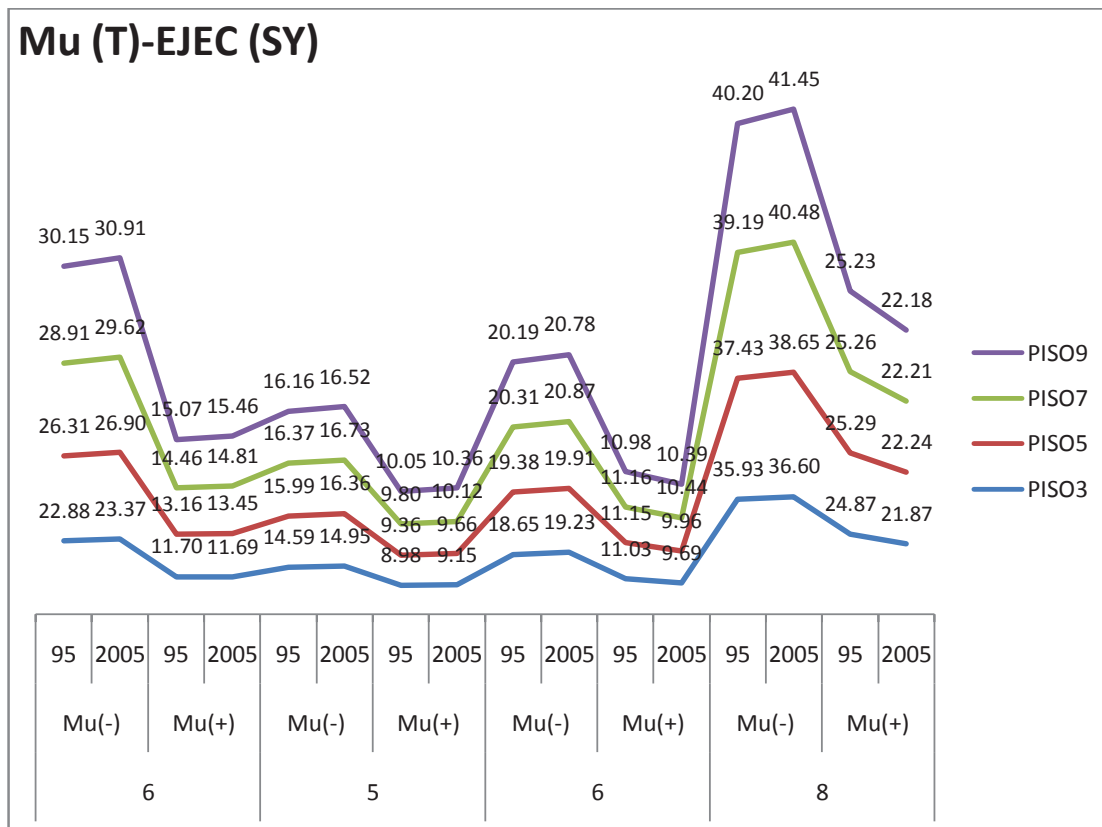
FIGURA 3.25 MU PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05 (CASO II)



								COMB
3[1]	3[1]*	2[2]	1[3]	3[1]	[]*	1[2]	1[3]	PISO3
3[1]	3[1]*	2[2]	1[3]	3[1]	[]*	2[2]	1[3]	PISO5
3[1]	3[1]*	2[2]	1[3]	3[1]	[]*	2[2]	1[3]	PISO7
3[1]	3[1]*	2[2]	1[3]	3[1]	[]*	2[2]	1[3]	PISO9
ACI 05								ΔMu(%)
2.22	2.22	3.19	-12.09	1.89	2.41	2.41	-12.07	PISO3
2.25	2.25	3.05	-12.10	1.75	3.31	3.31	-12.08	PISO5
2.39	2.39	3.03	-12.10	0.88	-0.61	3.31	-12.08	PISO7
2.48	2.48	3.04	-12.10	1.87	3.31	3.31	-12.09	PISO9

Elaborado por: Pablo Brichetto

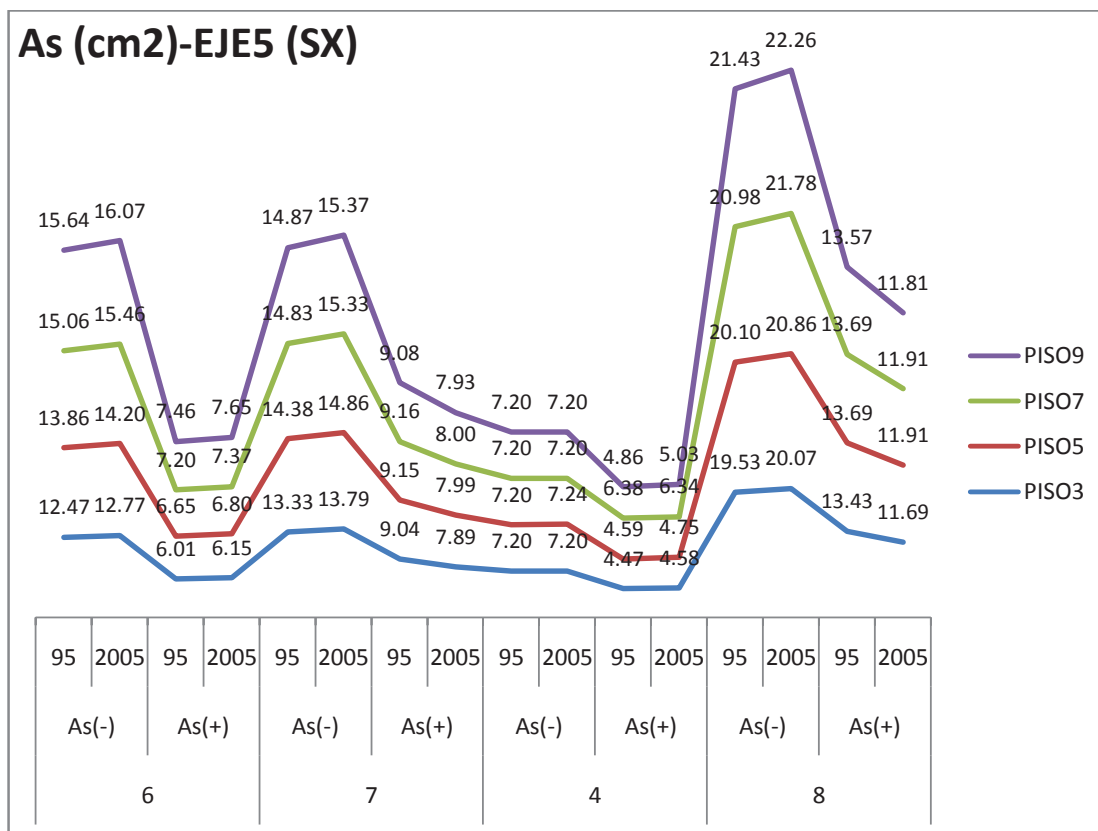
FIGURA 3.26 MU PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05



									COMB	
5[1]	1[3]	5[1]*	4[2]	[]*	5[1]	1[3]	1[2]	4[2]	1[3]	PISO3
5[1]	5[1]*	4[2]	[]*	4[2]	1[3]	4[2]	1[3]			PISO5
5[1]	5[1]*	4[2]	[]*	4[2]	1[3]	4[2]	1[3]			PISO7
5[1]	5[1]*	4[2]	[]*	4[2]	1[3]	1[2]	4[2]	1[3]		PISO9
ACI 05									ΔMu(%)	
2.13	-0.14	2.48	1.88	3.13	-12.12	1.88	-12.07			PISO3
2.25	2.25	2.26	3.27	2.74	-10.68	3.27	-12.08			PISO5
2.44	2.44	2.22	3.28	2.78	-6.50	3.28	-12.09			PISO7
2.55	2.55	2.25	3.12	2.90	-5.42	3.12	-12.08			PISO9

Elaborado por: Pablo Brichetto

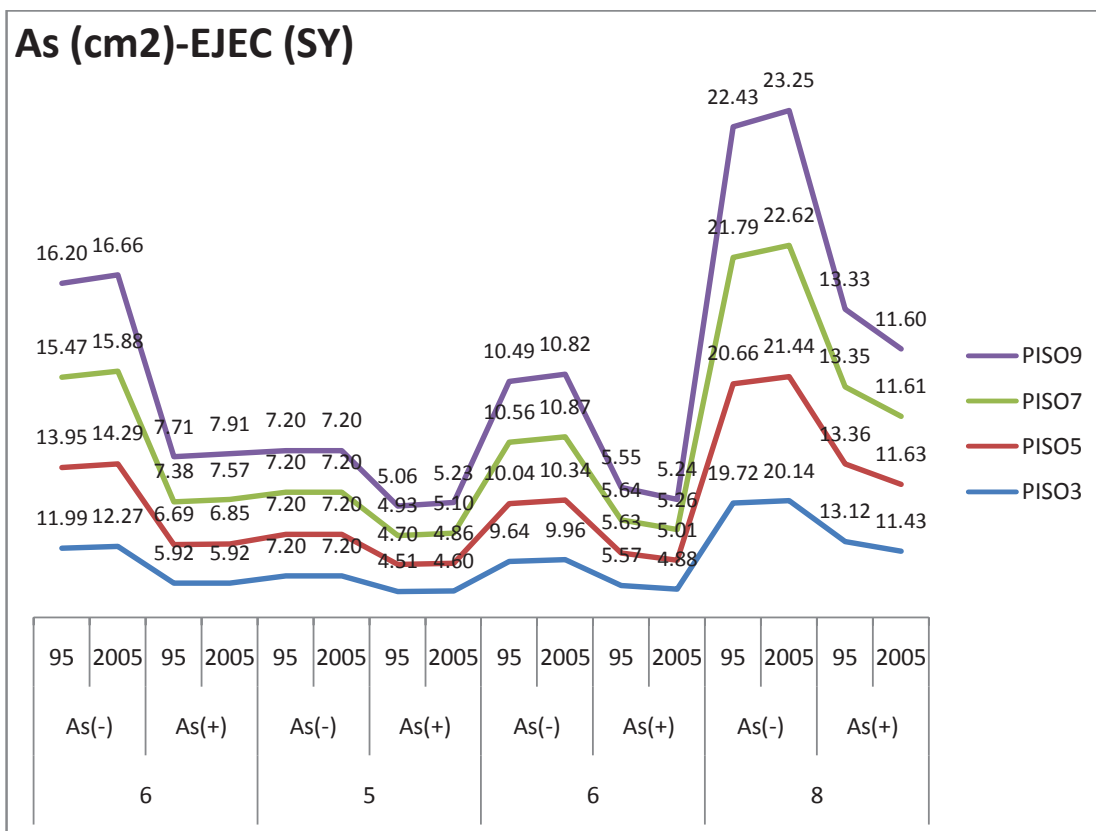
FIGURA 3.27 AS PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05



															ρ (%)	
.58	.59	.28	.28	.62	.64	.42	.37	.33	.33	.21	.21	.90	.93	.62	.54	PISO3
.64	.66	.31	.31	.67	.69	.42	.37	.33	.34	.21	.22	.93	.97	.63	.55	PISO5
.70	.72	.33	.34	.69	.71	.42	.37	.33	.33	.30	.29	.97	1.0	.63	.55	PISO7
.72	.74	.35	.35	.69	.71	.42	.37	.33	.33	.23	.23	.99	1.0	.63	.55	PISO9
ACI 05															ΔAs (%)	
2.39	2.30	3.47	-12.67	0.00	2.47	2.75	-12.96	PISO3								
2.45	2.34	3.35	-12.68	0.54	3.40	3.79	-12.99	PISO5								
2.63	2.50	3.33	-12.68	0.00	-0.63	3.82	-12.99	PISO7								
2.74	2.59	3.34	-12.67	0.00	3.41	3.84	-12.99	PISO9								

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.28 AS PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05

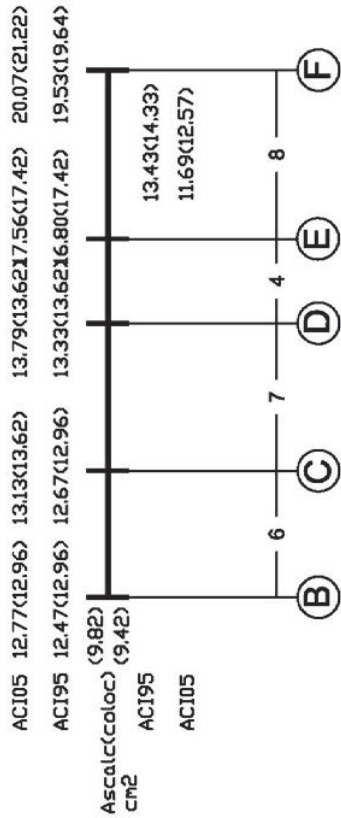


															ρ (%)	
.56	.57	.27	.27	.33	.33	.21	.21	.45	.46	.26	.23	.91	.93	.61	.53	PISO3
.65	.66	.31	.32	.33	.33	.22	.23	.47	.48	.26	.23	.96	.99	.62	.54	PISO5
.72	.74	.34	.35	.33	.33	.23	.24	.49	.50	.26	.24	1.0	1.0	.62	.54	PISO7
.75	.77	.36	.37	.33	.33	.23	.24	.49	.50	.26	.24	1.0	1.0	.62	.54	PISO9
ACI 05															ΔAs (%)	
2.29	-0.14	0.00	1.93	3.32	-12.46	2.15	-12.94									PISO3
2.46	2.34	0.00	3.36	2.92	-10.99	3.76	-12.97									PISO5
2.69	2.55	0.00	3.37	2.96	-6.70	3.81	-12.97									PISO7
2.83	2.67	0.00	3.21	3.09	-5.58	3.65	-12.97									PISO9

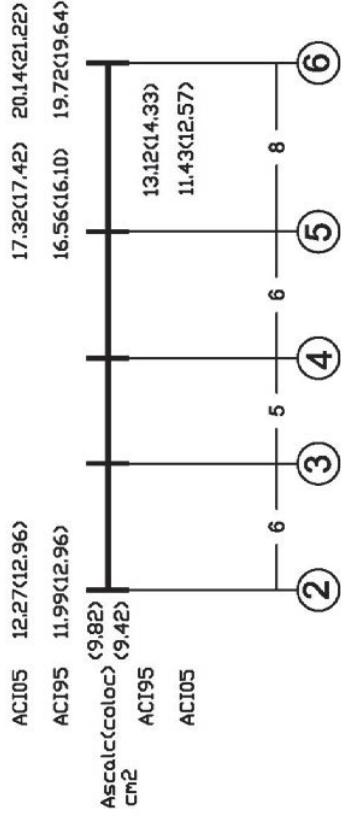
Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.29 ACERO A FLEXIÓN CALCULADO Y COLOCADO EN VIGAS INTERIORES -ACI 95 Y 05-

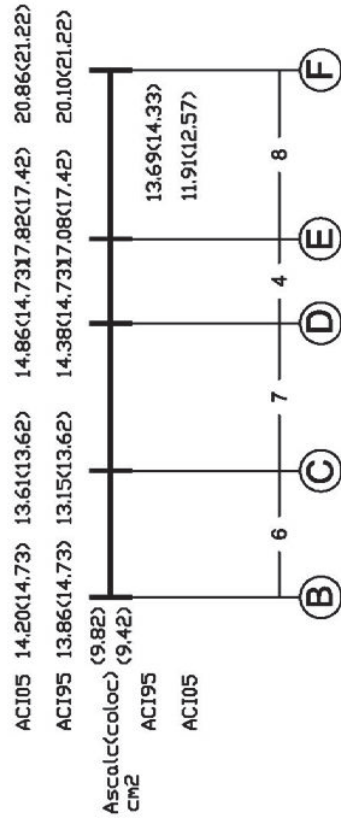
EJES P3



EJEC P3



EJES P5



EJEC P5

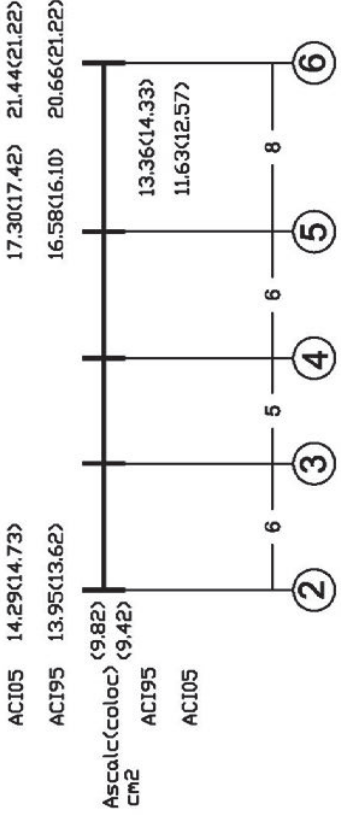
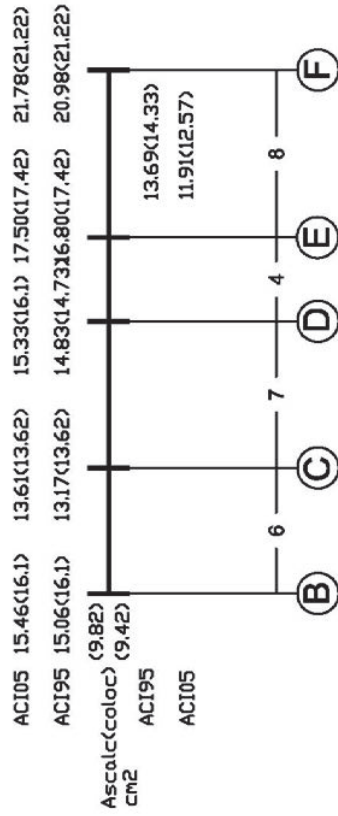
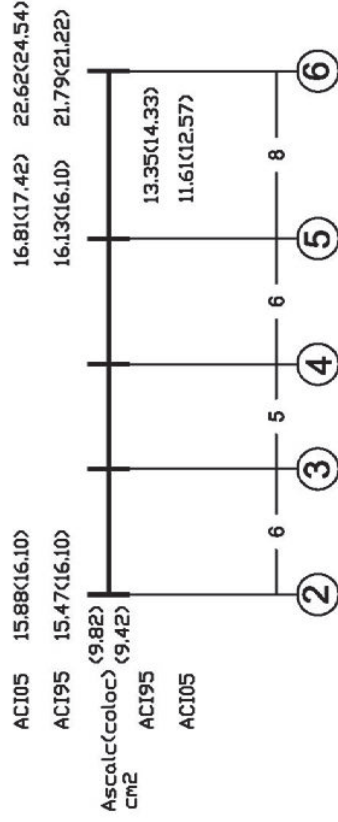


FIGURA 3.29 CONTINUACIÓN

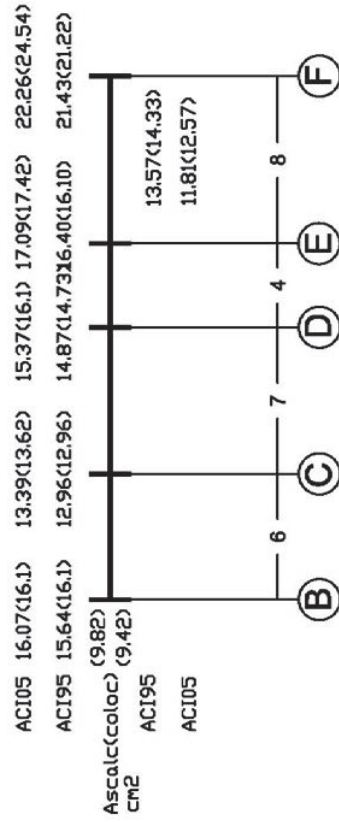
EJES P7



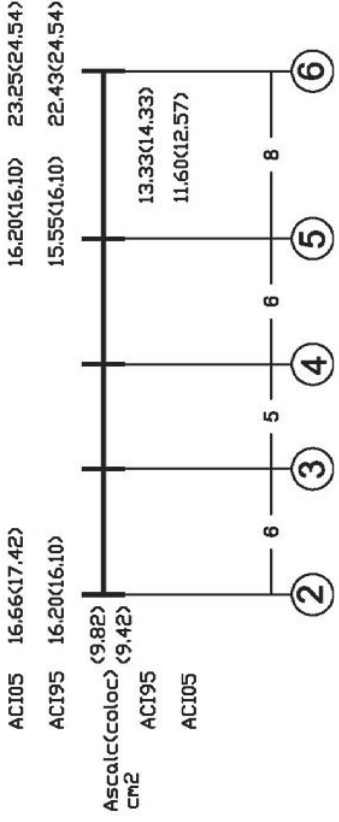
EJEC P7



EJES P9



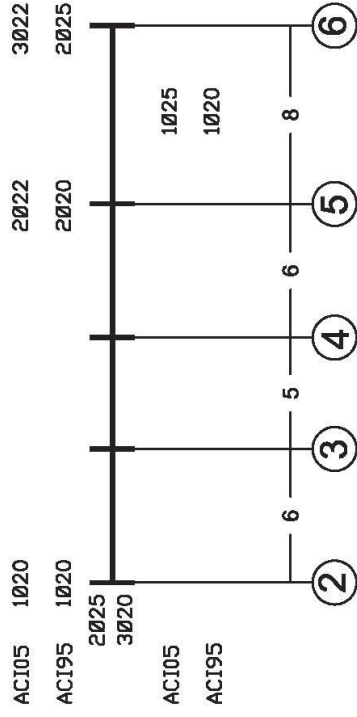
EJEC P9



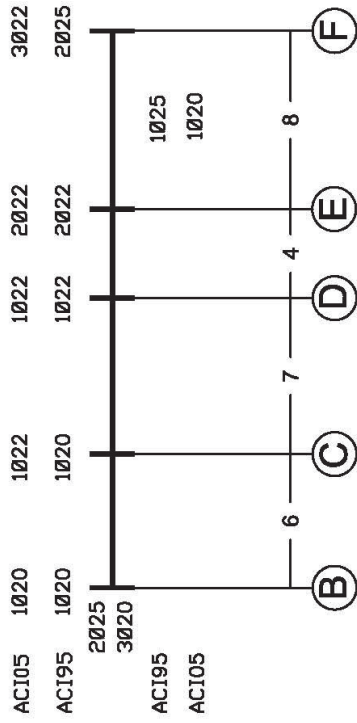
Elaborado por: Pablo Bricchetto

FIGURA 3.30 ARMADO DE VIGAS INTERIORES EN SX Y SY -ACI 95 Y 05-

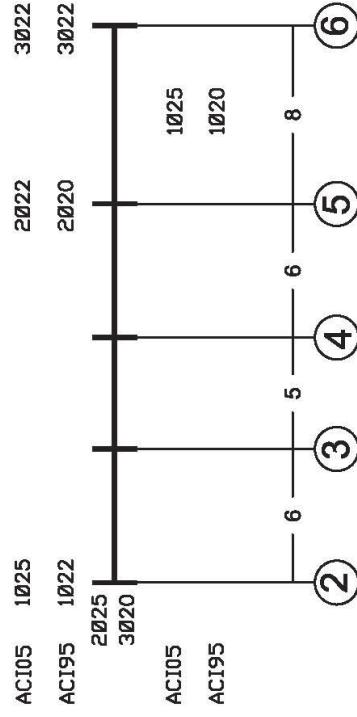
EJEC P3



EJES P3



EJEC P5



EJES P5

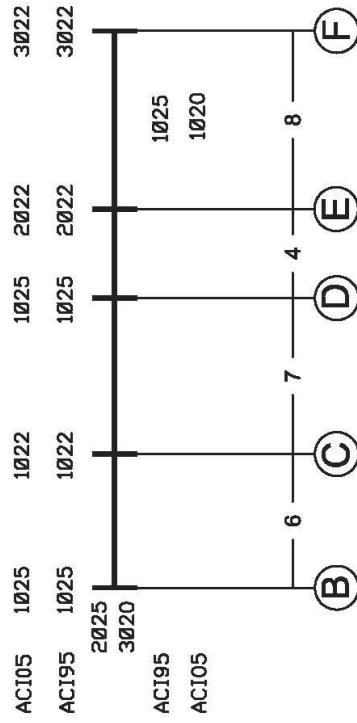
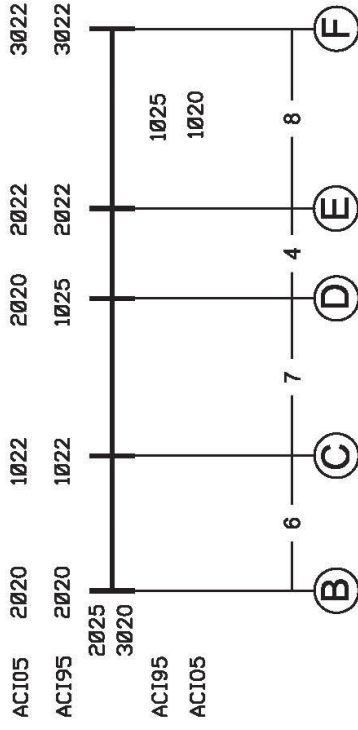
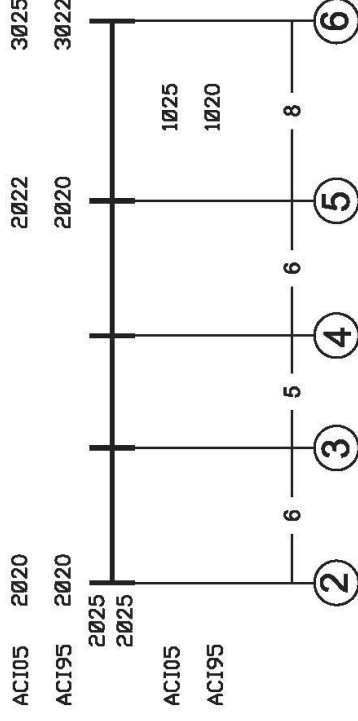


FIGURA 3.30 CONTINUACIÓN

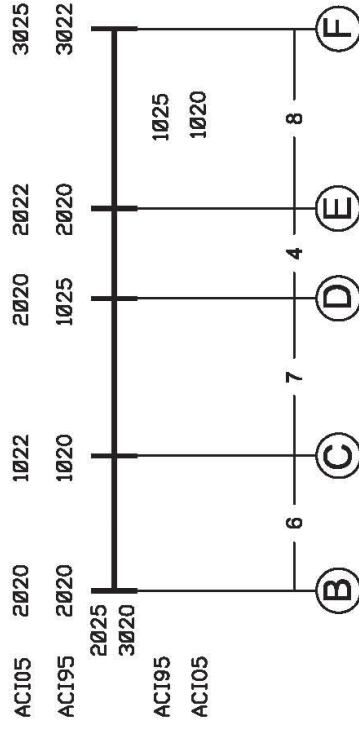
EJES P7



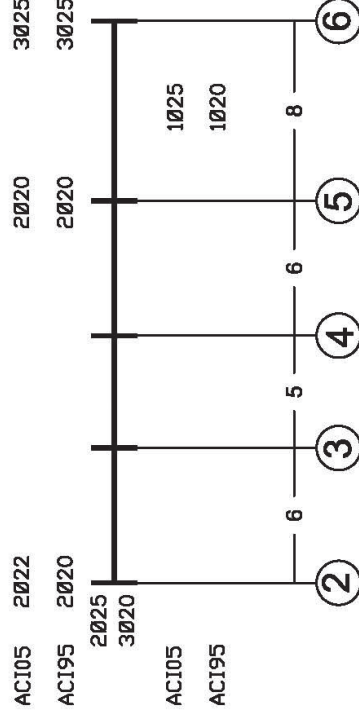
EJEC P7



EJES P9



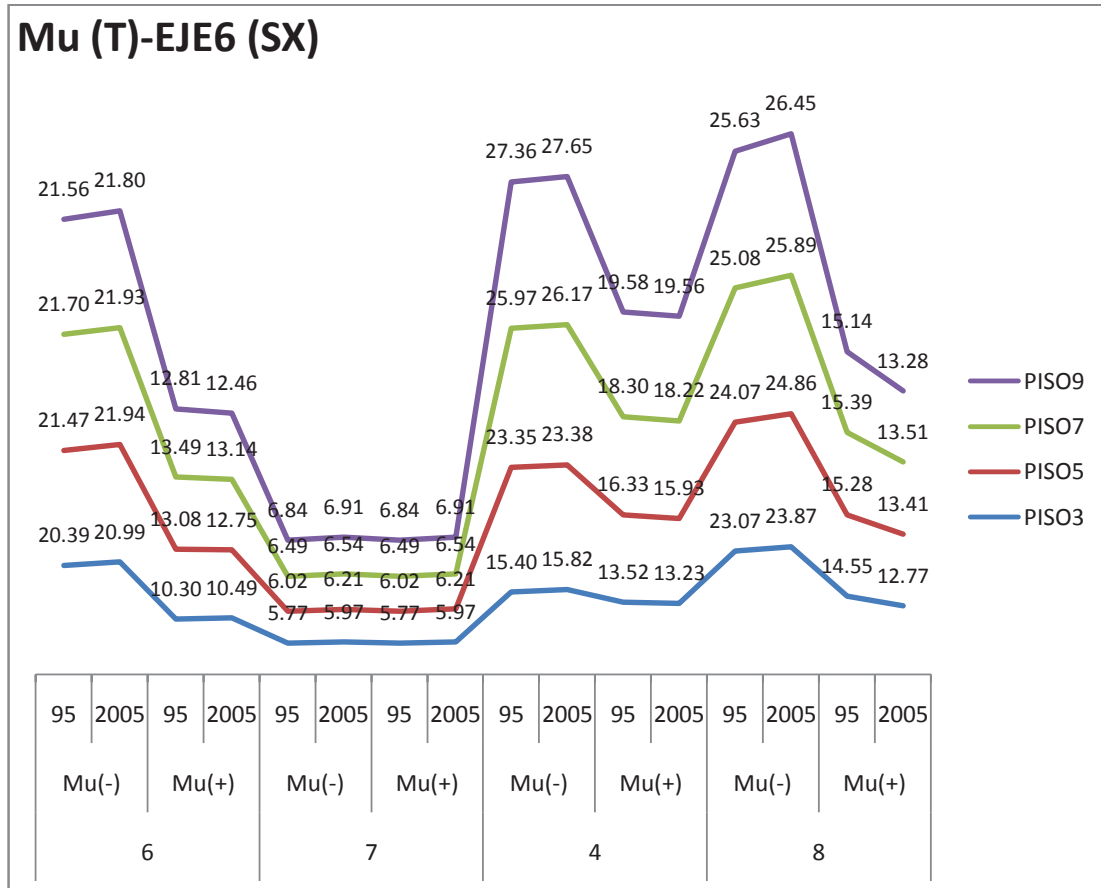
EJEC P9



Elaborado por: Pablo Bricchetto

Para la viga de borde (40x60) del eje 6 se tiene:

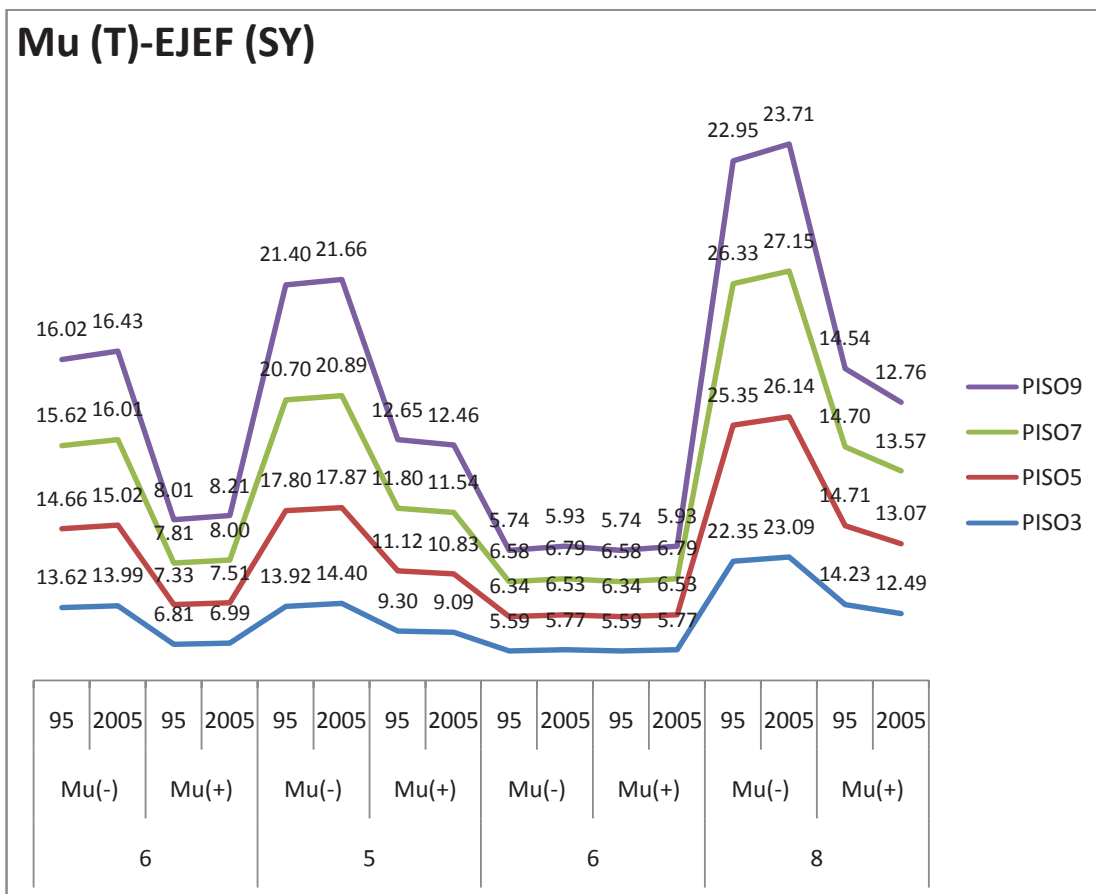
FIGURA 3.31 MU PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05



MURO ESTRUCT.										COMB
3[1]	7[2]	3[1]*	[]*	[]*	2[2]	6[1]	2[2]	1[3]	PISO3	
3[1]	7[2]	[]*	[]*	3[1]	6[1]	2[2]	1[3]	PISO5		
3[1]	3[1]	7[2]	[]*	[]*	3[1]	3[2]	2[2]	1[3]	PISO7	
3[1]	3[1]	7[2]	[]*	[]*	3[1]	3[2]	2[2]	1[3]	PISO9	
ACI 05									ΔMu(%)	
2.92	1.86	3.47	3.47	2.70	-2.14	3.46	-12.22	PISO3		
2.21	-2.55	3.16	3.23	0.15	-2.43	3.25	-12.23	PISO5		
1.05	-2.61	0.77	0.78	0.78	-0.40	3.22	-12.23	PISO7		
1.11	-2.67	1.02	1.06	1.06	-0.14	3.21	-12.25	PISO9		

Elaborado por: Pablo Brichetto

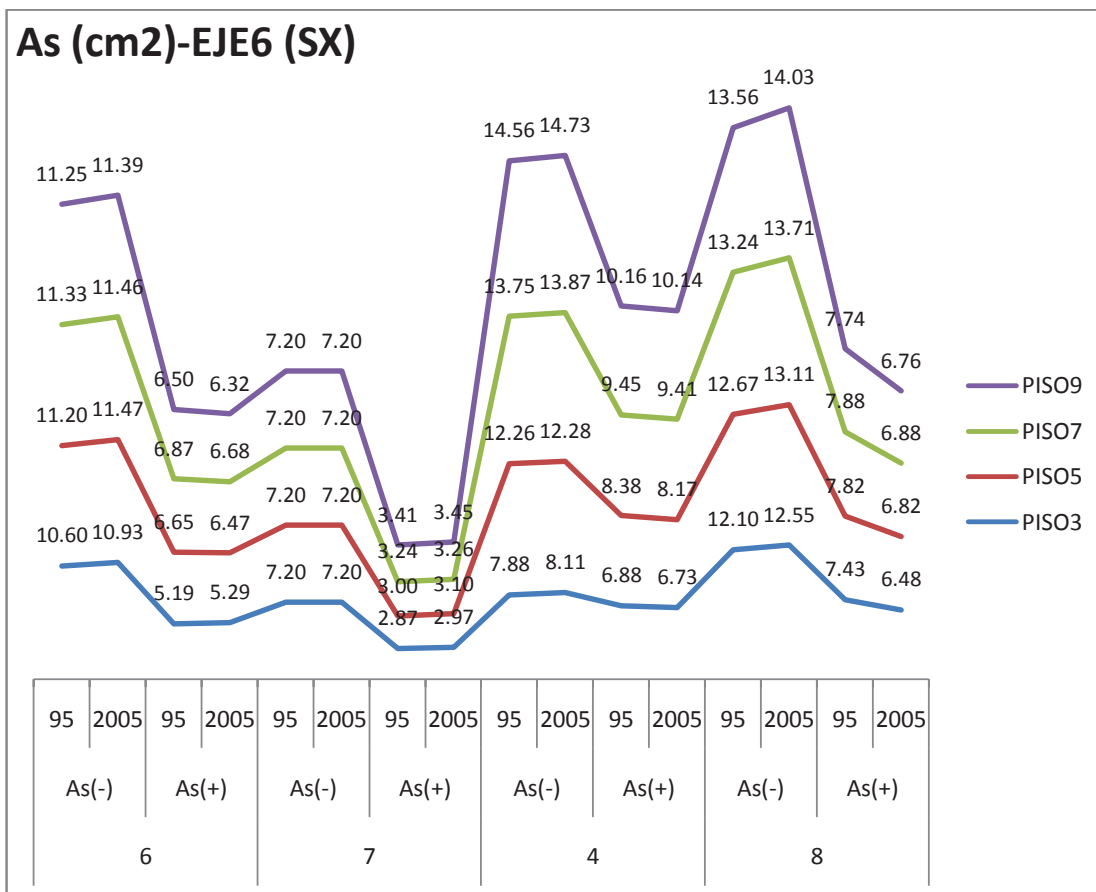
FIGURA 3.32 MU PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05



				MURO ESTRUCT.				COMB
5[1]	5[1]*	5[1]	9[2]	[]*	[]*	5[1]	1[3]	PISO3
5[1]	5[1]*	4[2]	9[2]	[]*	[]*	5[1]	1[3]	PISO5
5[1]	5[1]*	4[2]	8[1]	[]*	[]*	5[1]	^{1[3]} ^{5[1]*}	PISO7
5[1]	5[1]*	4[2]	4[1]	[]*	[]*	4[2]	1[3]	PISO9
ACI 05								ΔMu(%)
2.71	2.71	3.47	-2.25	3.22	3.26	3.32	-12.24	PISO3
2.45	2.45	0.39	-2.57	3.00	3.06	3.11	-11.19	PISO5
2.47	2.47	0.93	-2.26	3.19	3.14	3.09	-7.64	PISO7
2.54	2.54	1.18	-1.53	3.31	3.31	3.32	-12.25	PISO9

Elaborado por: Pablo Brichetto

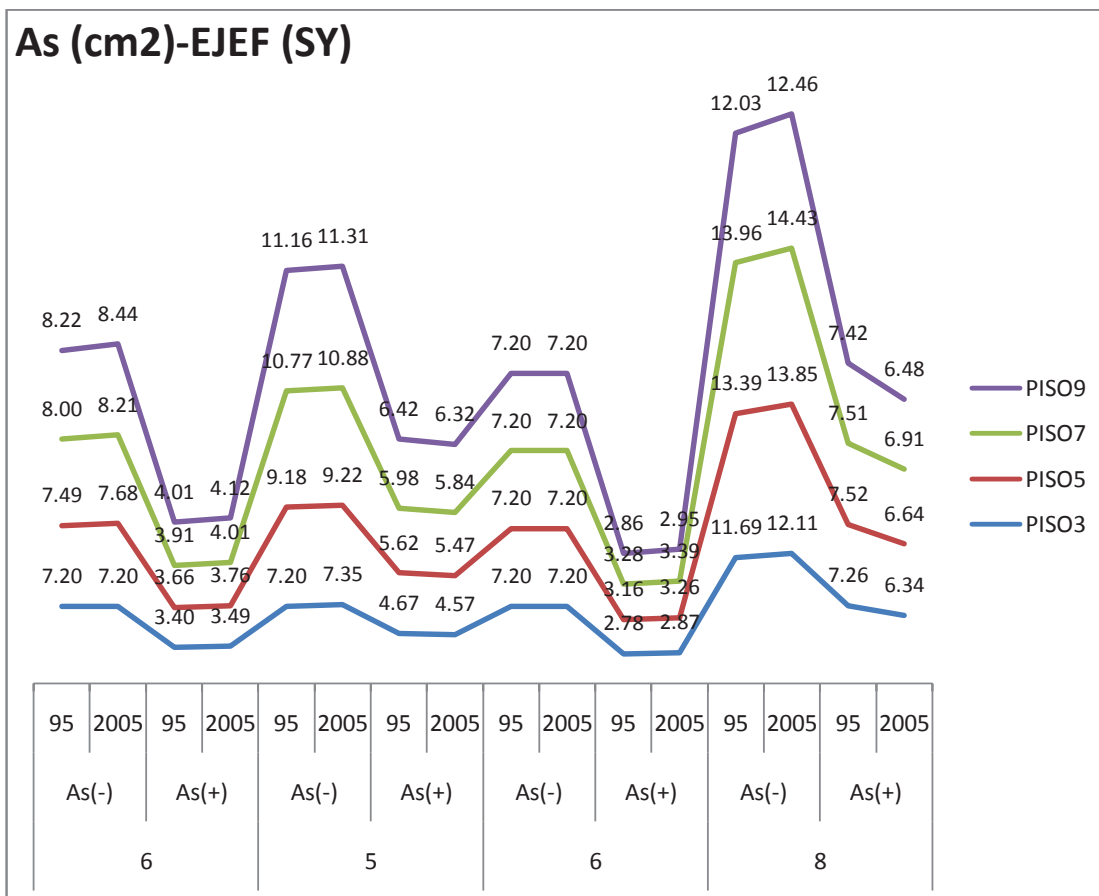
FIGURA 3.33 AS PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05



MURO ESTRUCT.															ρ (%)	
.49	.51	.24	.25	.33	.33	.13	.14	.37	.38	.32	.31	.56	.58	.34	.30	PISO3
.52	.53	.31	.30	.33	.33	.14	.14	.57	.57	.39	.38	.59	.61	.36	.32	PISO5
.52	.53	.32	.31	.33	.33	.15	.15	.64	.64	.44	.44	.61	.63	.36	.32	PISO7
.52	.53	.30	.29	.33	.33	.16	.16	.67	.68	.47	.47	.63	.65	.36	.31	PISO9
ACI 05															ΔAs (%)	
3.12	1.92	0.00	3.52	2.83	-2.22	3.74	-12.69									PISO3
2.37	-2.64	0.00	3.29	0.16	-2.55	3.52	-12.72									PISO5
1.12	-2.71	0.00	0.80	0.85	-0.42	3.50	-12.73									PISO7
1.19	-2.77	0.00	1.08	1.16	-0.15	3.50	-12.74									PISO9

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.34 AS PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05

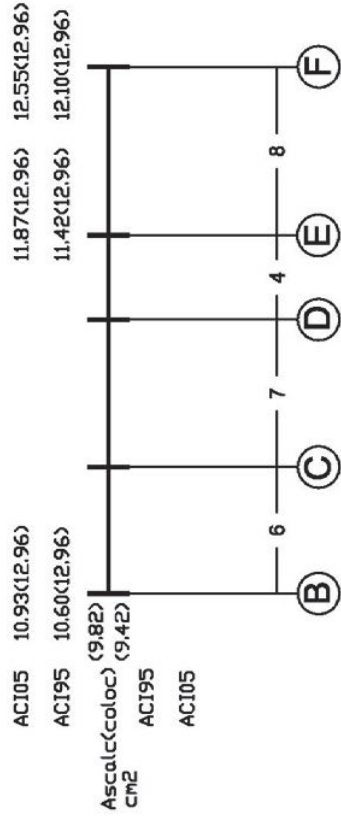


MURO ESTRUCT.															ρ (%)	
.33	.33	.16	.16	.33	0.3	.22	.21	.33	.33	.13	.13	.54	.56	.34	.29	PISO3
.35	.36	.17	.17	.42	.43	.26	.25	.33	.33	.15	.15	.62	.64	.35	.31	PISO5
.37	.38	.18	.19	.50	.50	.28	.27	.33	.33	.15	.16	.65	.67	.35	.32	PISO7
.38	.39	.19	.19	.52	.52	.30	.29	.33	.33	.13	.14	.56	.58	.34	.30	PISO9
ACI 05															ΔAs (%)	
0.00	2.76	2.08	-2.31	0.00	3.32	3.57	-12.69	PISO3								
2.56	2.50	0.42	-2.65	0.00	3.12	3.39	-11.63	PISO5								
2.59	2.53	0.99	-2.34	0.00	3.20	3.38	-7.95	PISO7								
2.66	2.60	1.26	-1.59	0.00	3.37	3.58	-12.72	PISO9								

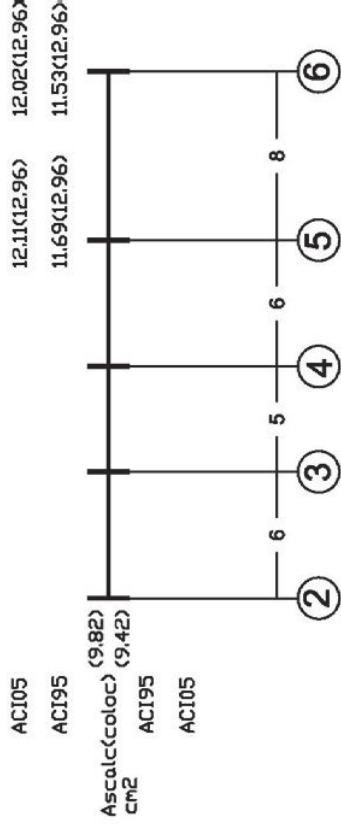
Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.35 ACERO A FLEXIÓN CALCULADO Y COLOCADO EN VIGAS DE BORDE -ACI 95 Y 05-

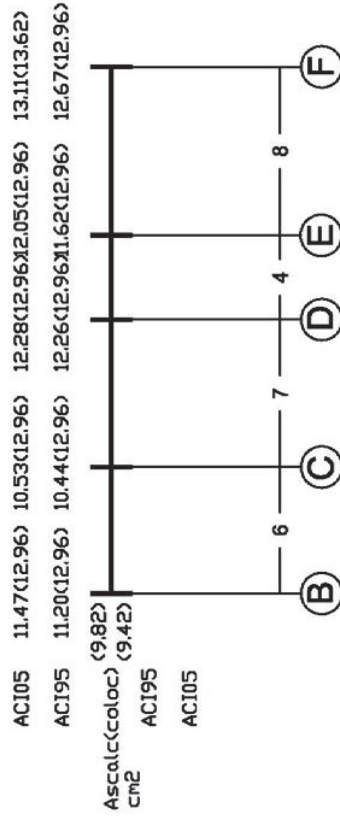
EJE6 P3



EJE6 P3



EJE6 P5



EJE6 P5

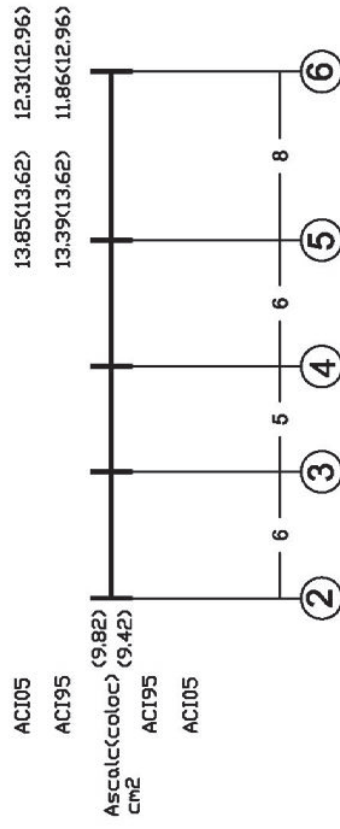
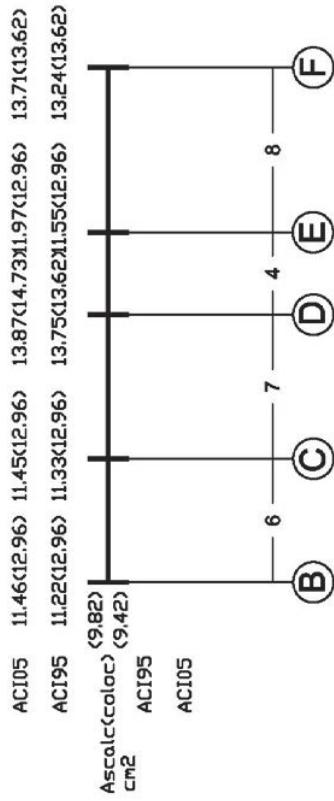
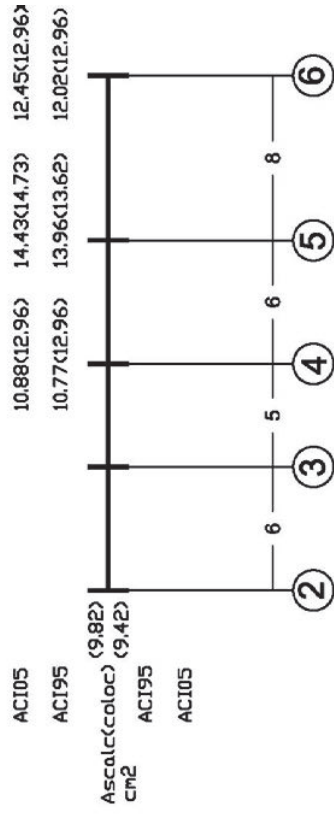


FIGURA 3.35 CONTINUACIÓN

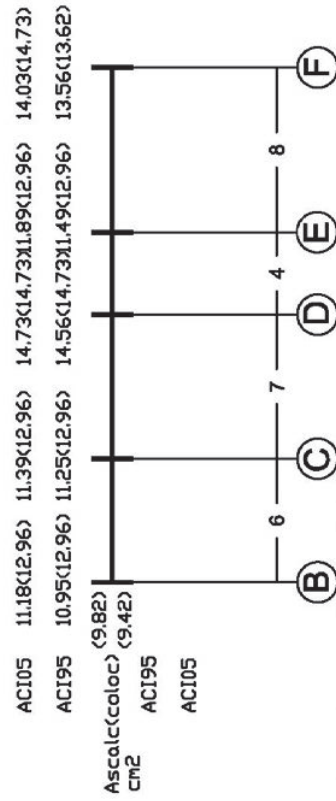
EJE6 P7



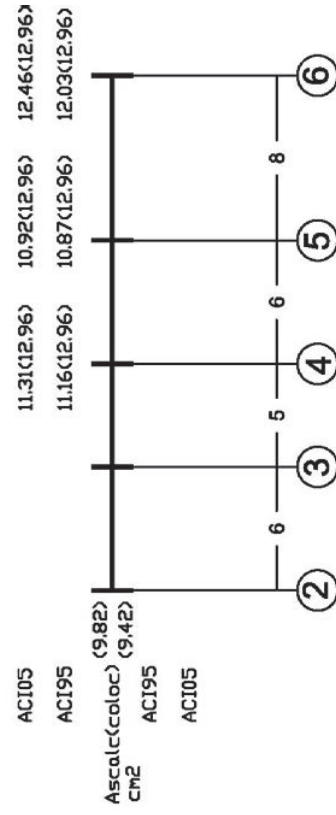
EJE6 P7



EJE6 P9



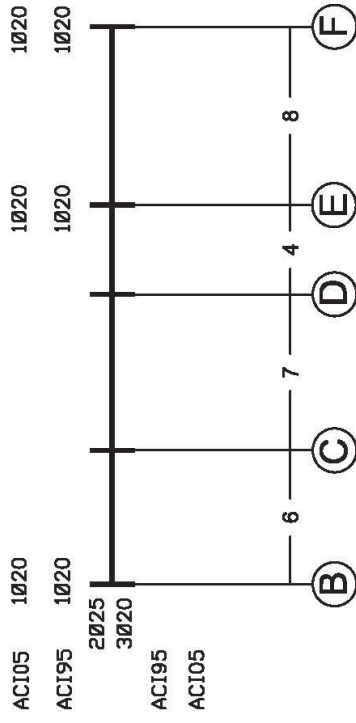
EJE6 P9



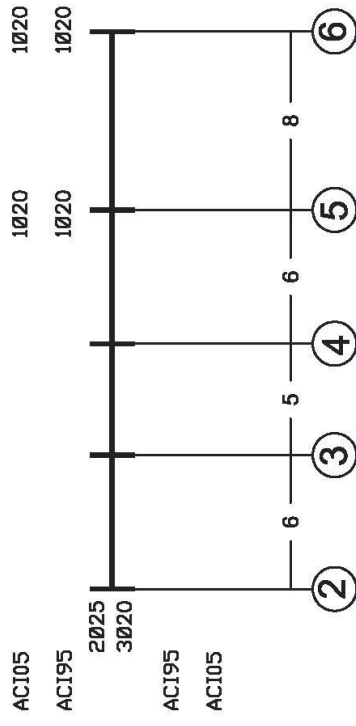
Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.36 ARMADO DE VIGAS DE BORDE EN SX Y SY -ACI 95 Y 05-

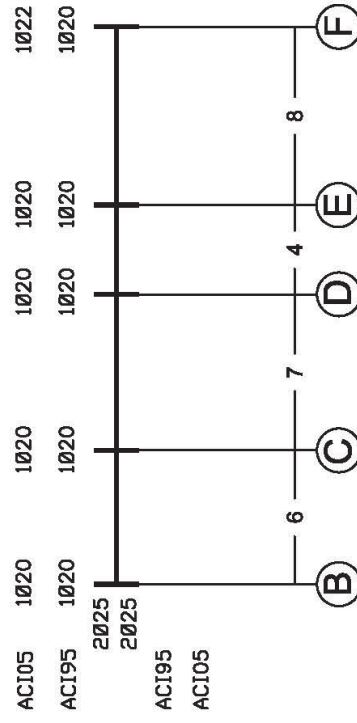
EJE6 P3



EJE6 P3



EJE6 P5



EJE6 P5

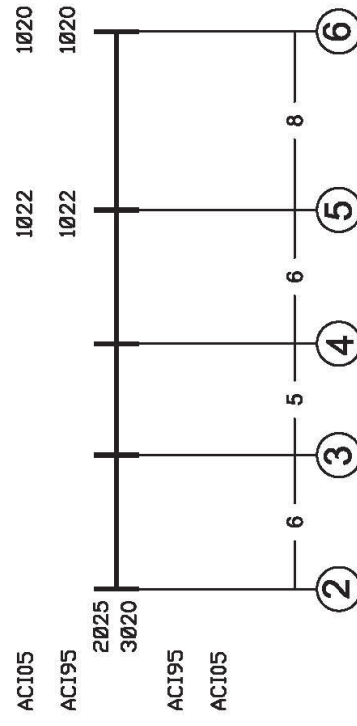
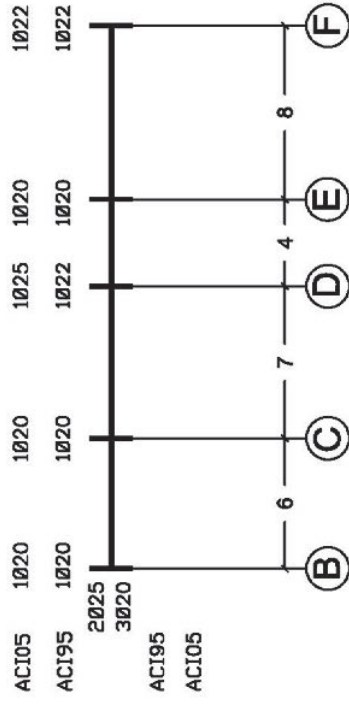
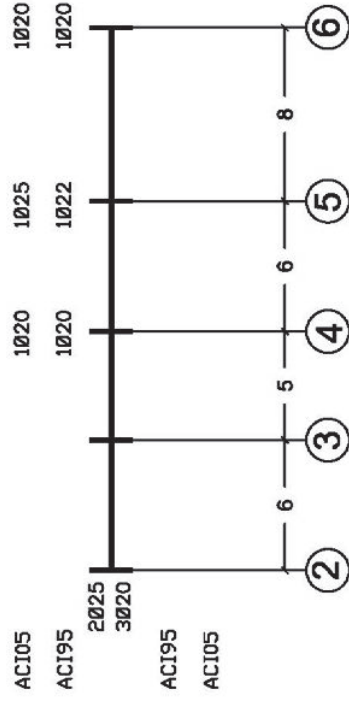


FIGURA 3.36 CONTINUACIÓN

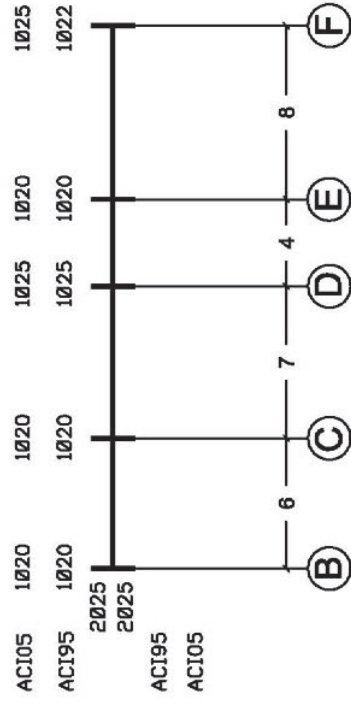
EJE6 P7



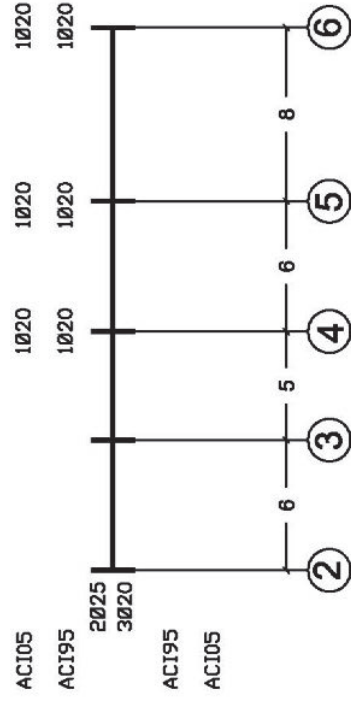
EJE6 P5



EJE6 P9



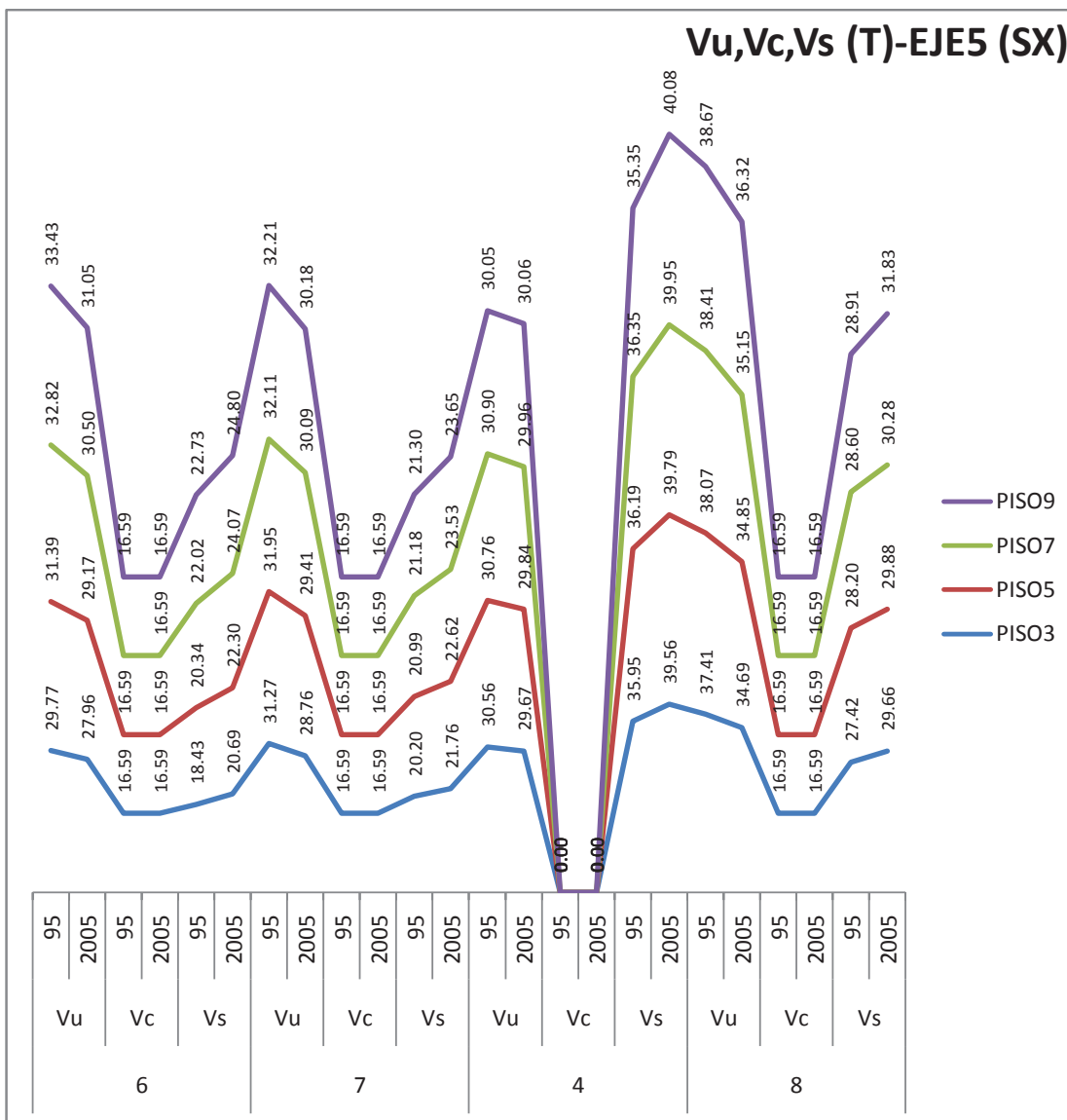
EJE6 P7



Elaborado por: Pablo Bricchetto

3.3.1.2 Corte

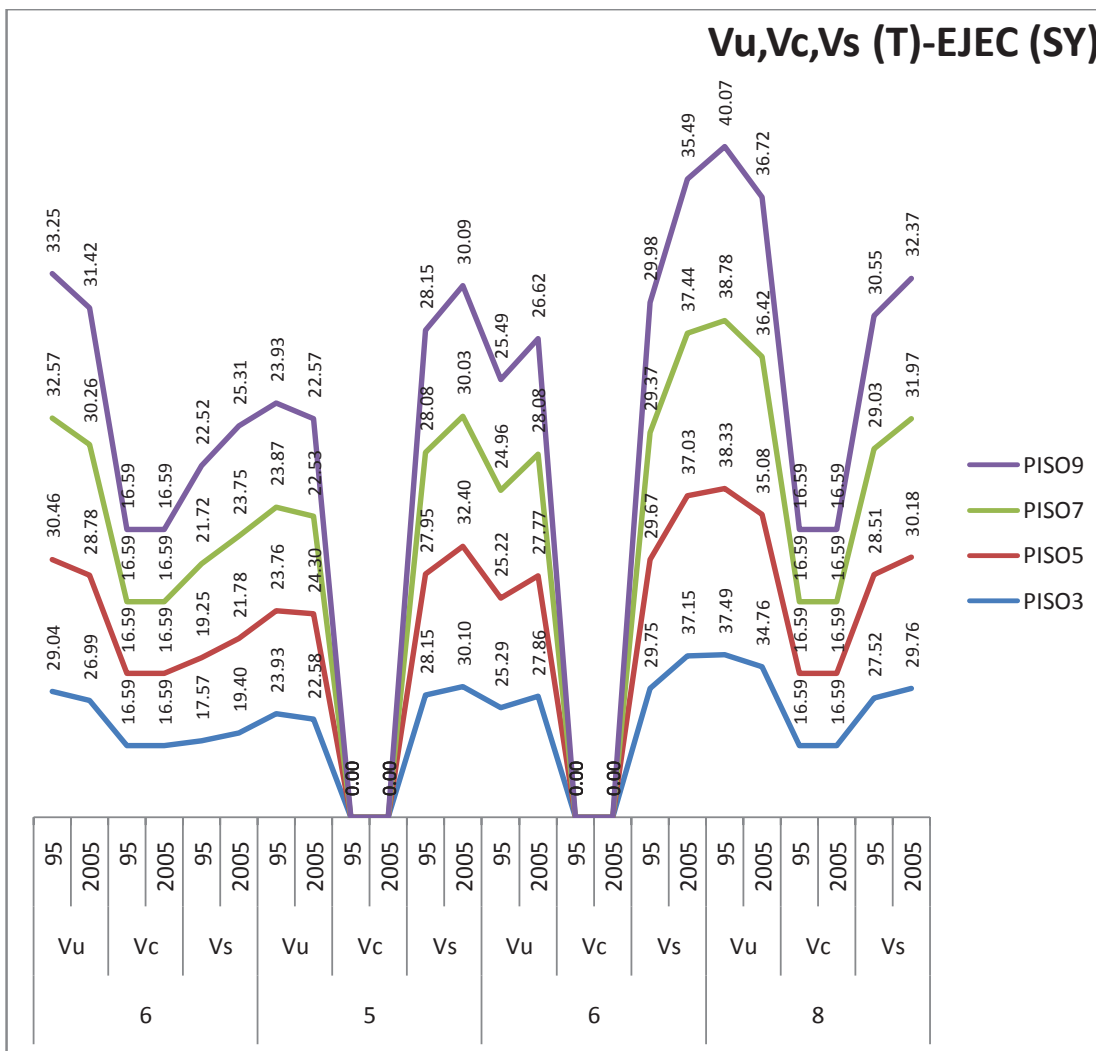
FIGURA 3.37 VU, VC, VS PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05



ACI 05											ΔV (%)	
-6.07		12.2	-8.03		7.72	-2.91		10.0	-7.27		8.18	PISO3
-7.07		9.66	-7.95		7.74	-2.99		9.94	-8.46		5.95	PISO5
-7.07		9.33	-6.28		11.0	-3.04		9.89	-8.49		5.87	PISO7
-7.12		9.10	-6.30		11.0	0.03		13.3	-6.08		10.1	PISO9

Elaborado por: Pablo Brichetto

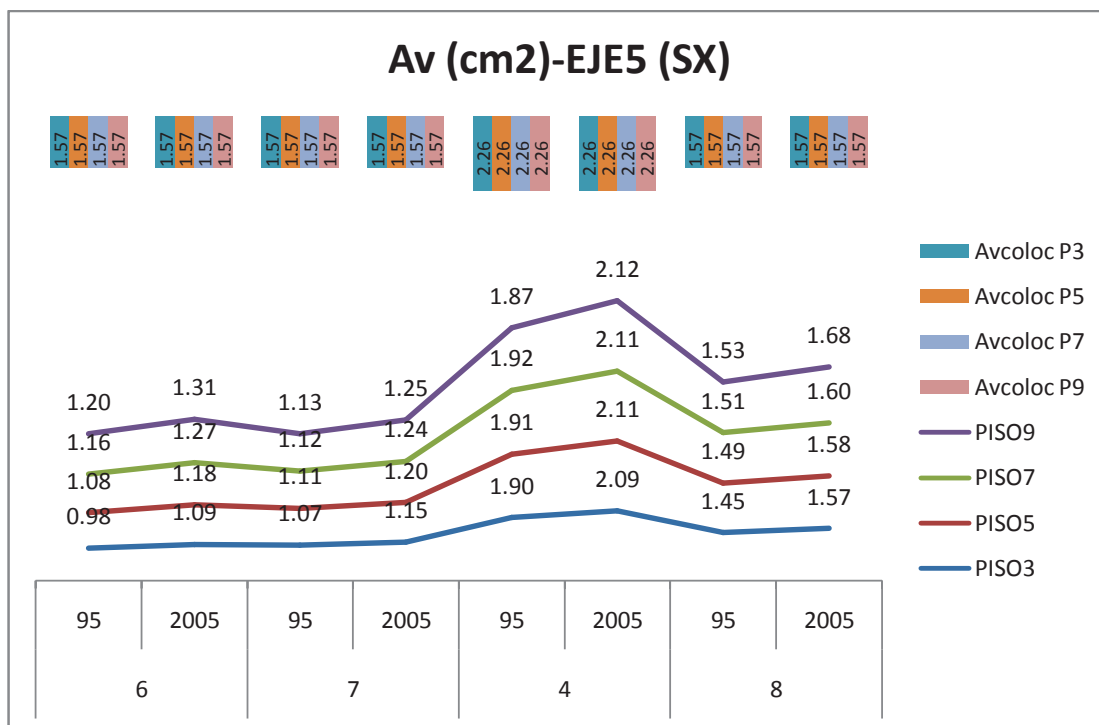
FIGURA 3.38 VU, VC, VS PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05



ACI 05											ΔV (%)	
-7.06		10.3	-5.64		6.94	10.2		24.8	-7.3		8.15	PISO3
-5.52		13.1	2.28		15.9	10.1		24.8	-8.48		5.89	PISO5
-7.09		9.34	-5.61		6.97	12.5		27.5	-6.09		10.1	PISO7
-5.48		12.3	-5.68		6.89	4.43		18.3	-8.36		5.95	PISO9

Elaborado por: Pablo Brichetto

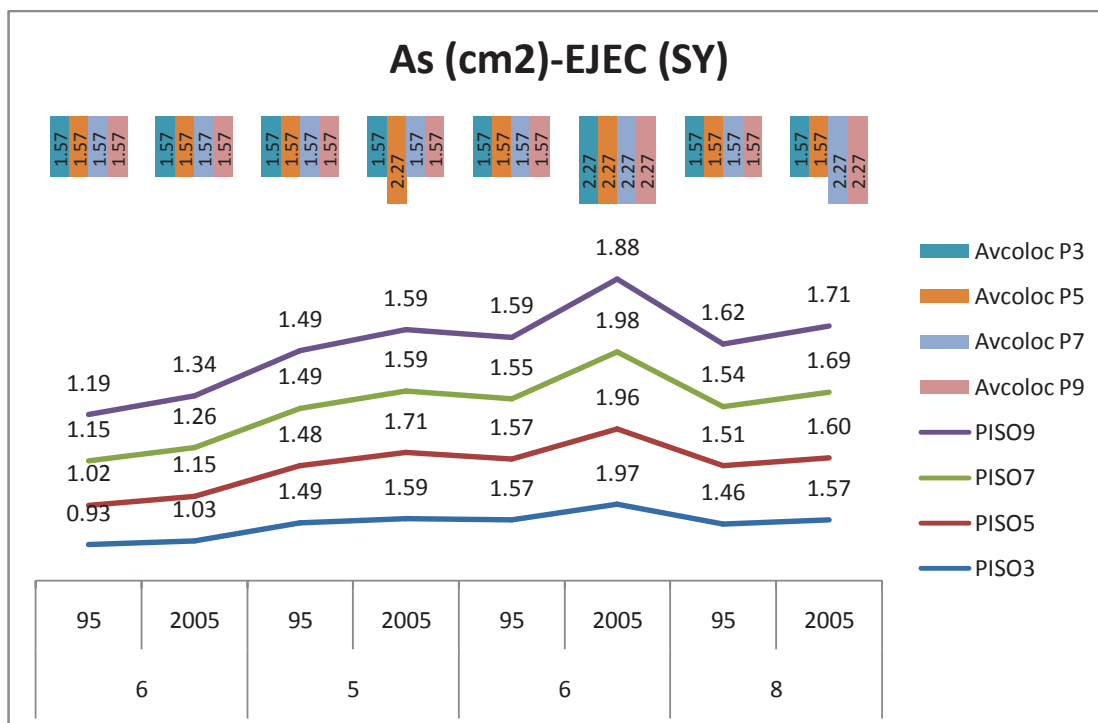
FIGURA 3.39 AV PARA EJE 5 (SX) CON ACI 95 Y 05



ACI 05								ΔAv (%)
12.27		7.72		10.03		8.18		PISO3
9.66		7.74		9.94		5.95		PISO5
9.33		11.08		9.89		5.87		PISO7
9.10		11.03		13.37		10.13		PISO9
s=12 cm				lo=1.20 m				φ (mm)
10	10	10	10	12	12	10	10	PISO3
10	10	10	10	12	12	10	10	PISO5
10	10	10	10	12	12	10	10	PISO7
10	10	10	10	12	12	10	10	PISO9

Elaborado por: Pablo Brichetto

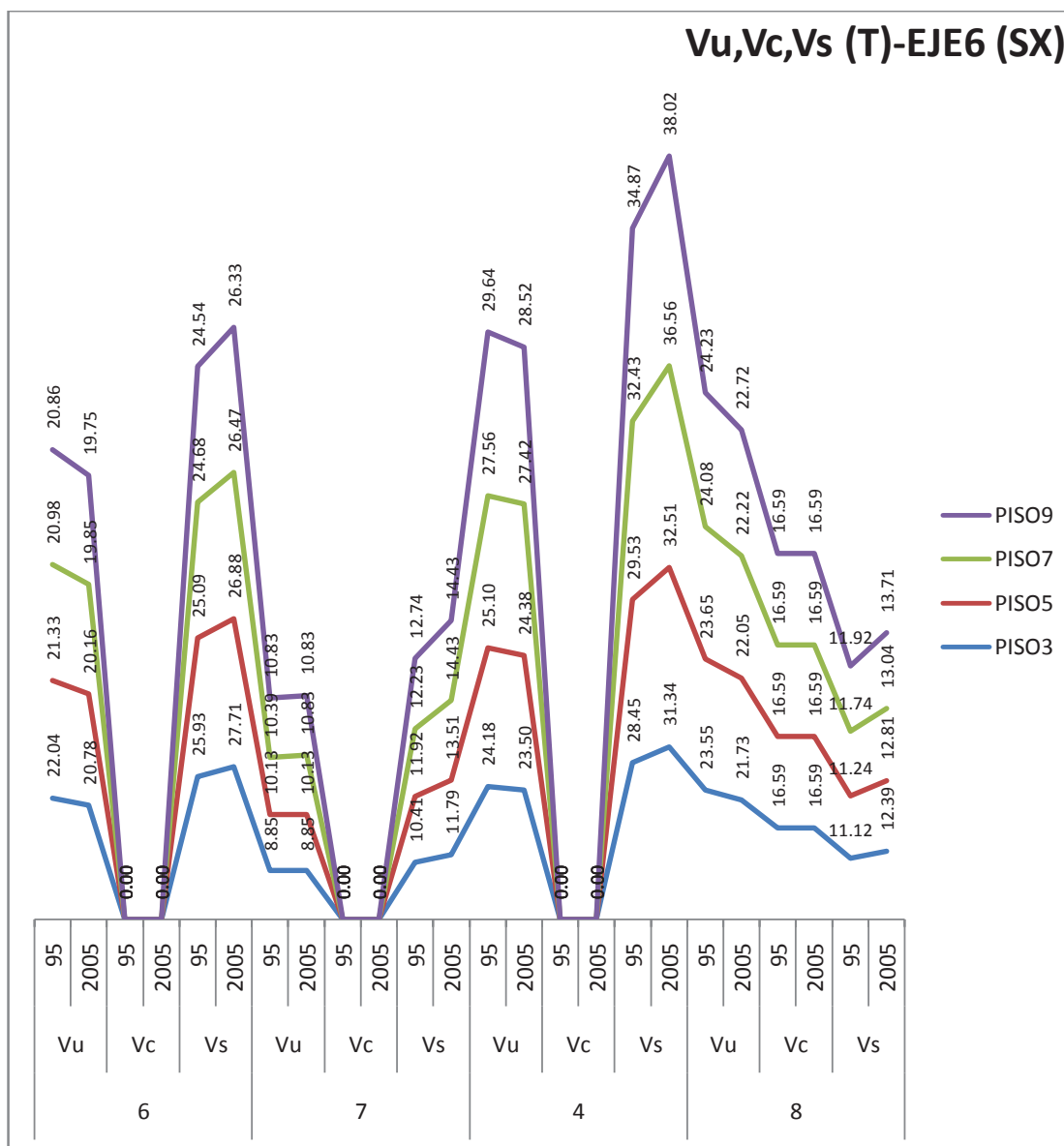
FIGURA 3.40 AV PARA EJE C (SY) CON ACI 95 Y 05



ACI 05		MURO ESTRUCT.						ΔV (T)
10.37	6.94			24.85			8.15	PISO3
13.17	15.92			24.82			5.89	PISO5
9.34	6.97			27.50			10.10	PISO7
12.37	6.89			18.36			5.95	PISO9
s=12 cm				lo=1.20 m				ϕ (mm)
10	10	10	10	10	12	10	10	PISO3
10	10	10	12	10	12	10	10	PISO5
10	10	10	10	10	12	10	12	PISO7
10	10	10	10	10	12	10	12	PISO9

Elaborado por: Pablo Brichetto

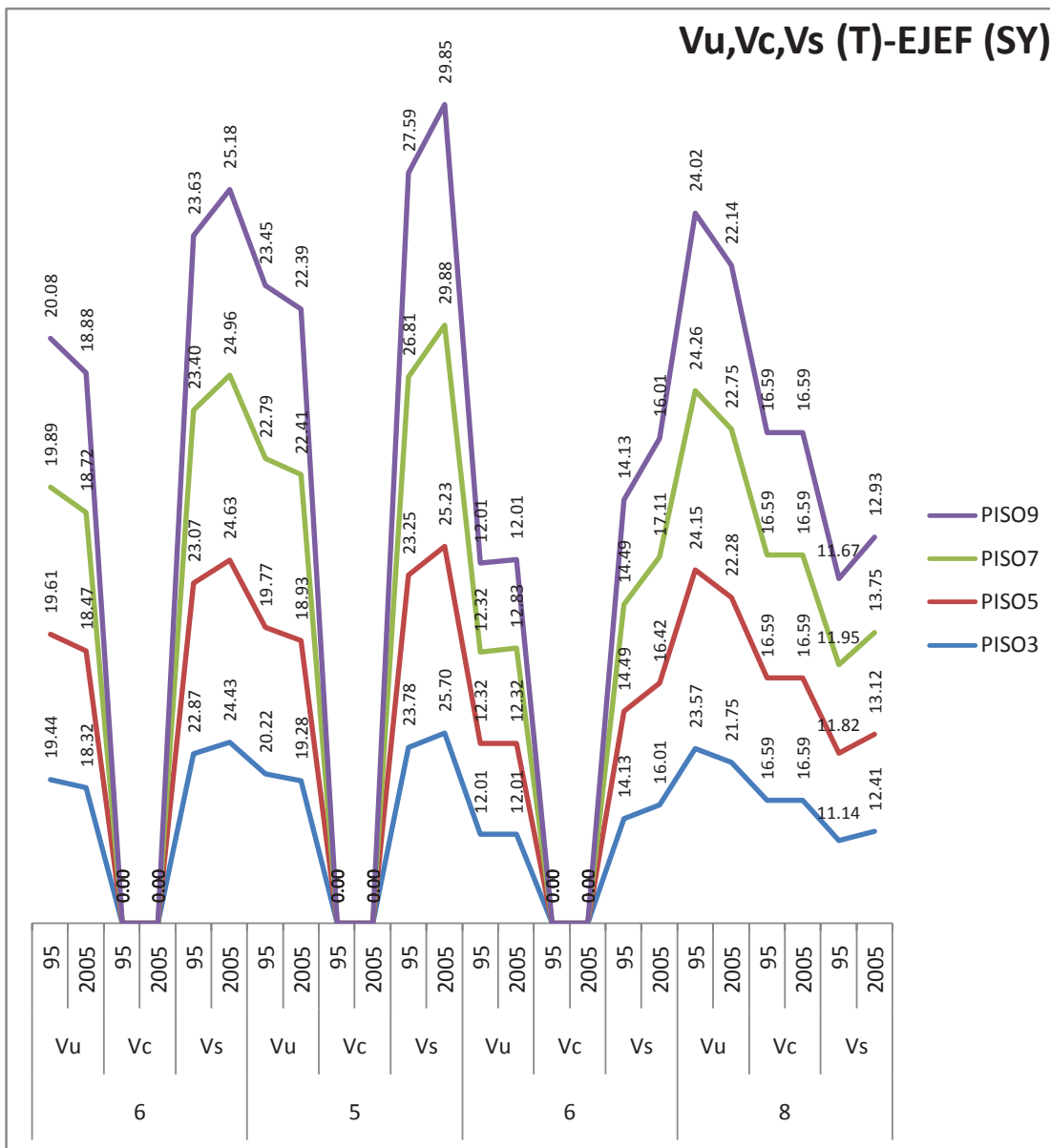
FIGURA 3.41 VU, VC, VS PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05



ACI 05		MURO ESTRUCT.								ΔV (%)	
-5.72		6.85	0.00		13.3	-2.81		10.1	-7.73	11.4	PISO3
-5.49		7.12	0.00		13.3	-2.87		10.0	-6.78	13.9	PISO5
-5.39		7.23	4.15		18.0	-0.53		12.7	-7.72	11.0	PISO7
-5.32		7.30	0.00		13.3	-3.78		9.05	-6.22	15.0	PISO9

Elaborado por: Pablo Brichetto

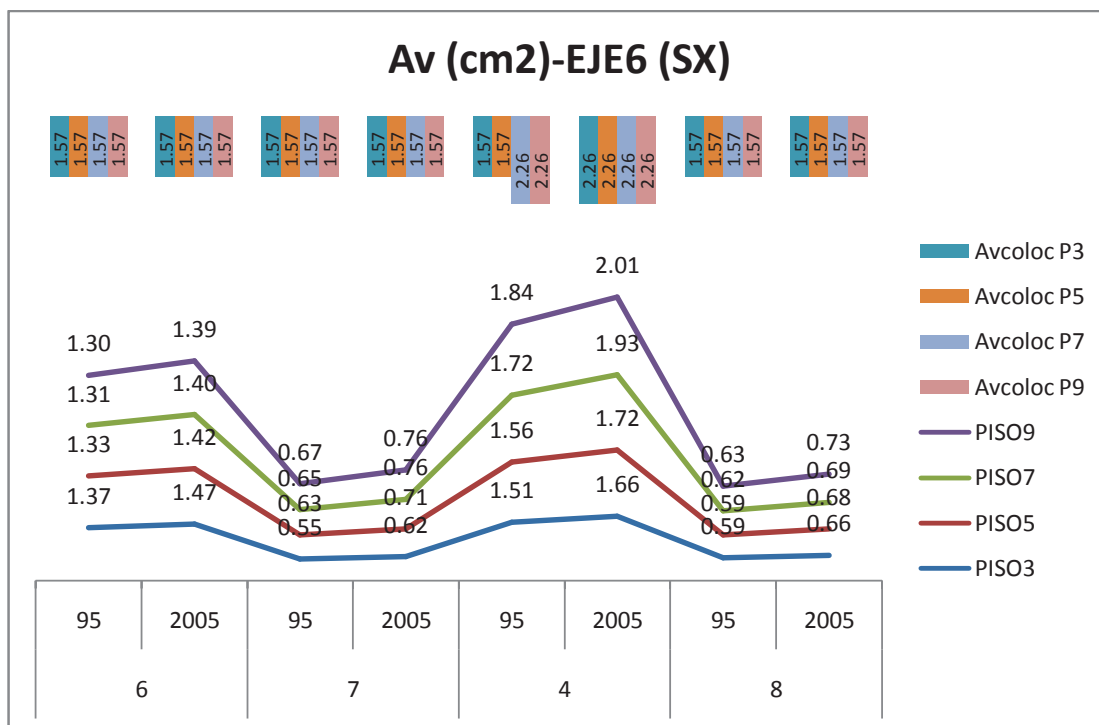
FIGURA 3.42 VU, VC, VS PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05



ACI 05		MURO ESTRUCT.									ΔV (%)
-5.76	6.80	-4.65	PISO	8.06	0.00	13.3	-7.72	11.4	PISO3		
-5.81	6.75	-4.25	PISO	8.52	0.00	13.3	-7.74	10.9	PISO5		
-5.88	6.67	-1.67	PISO	11.4	4.15	18.0	-6.21	15.0	PISO7		
-5.98	6.56	-4.52	PISO	8.21	0.00	13.3	-7.83	10.8	PISO9		

Elaborado por: Pablo Brichetto

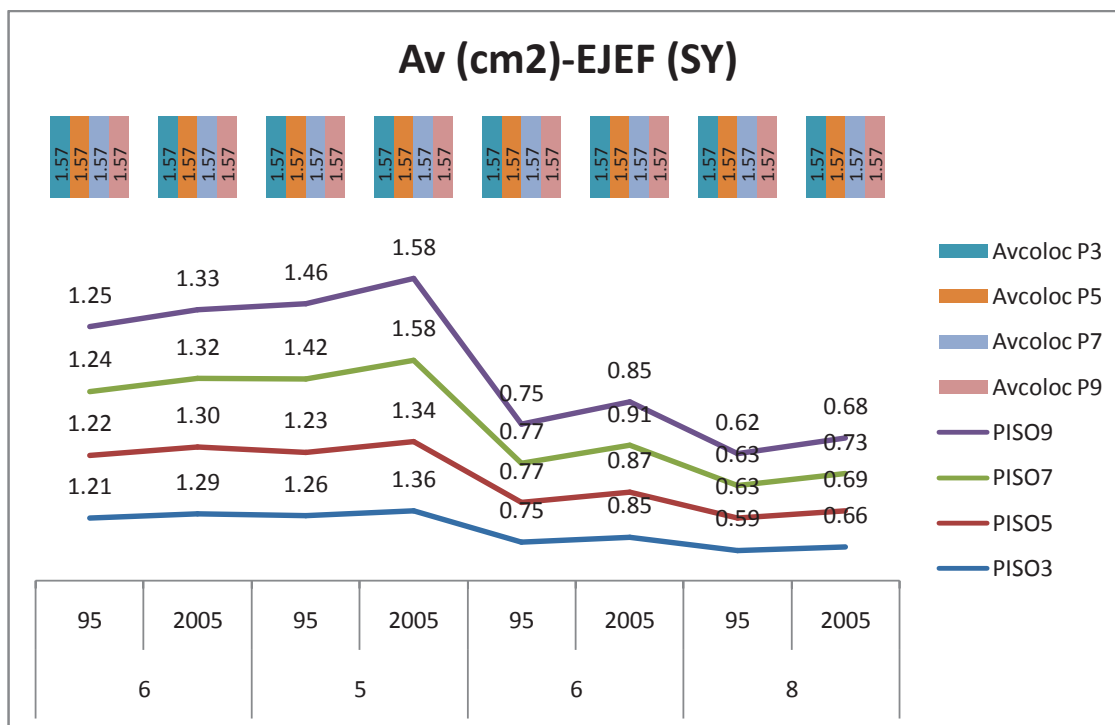
FIGURA 3.43 AV PARA EJE 6 (SX) CON ACI 95 Y 05



ACI 05	MURO ESTRUCT.								ΔAv (%)	
6.85	13.33				10.15				11.40	PISO3
7.12	13.33				10.08				13.98	PISO5
7.23	18.04				12.73				11.05	PISO7
7.30	13.33				9.05				15.04	PISO9
s=12 cm				lo=1.20 m				φ (mm)		
10	10	10	10	10	12	10	10	PISO3		
10	10	10	10	10	12	10	10	PISO5		
10	10	10	10	12	12	10	10	PISO7		
10	10	10	10	12	12	10	10	PISO9		

Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.44 AV PARA EJE F (SY) CON ACI 95 Y 05



ACI 05		MURO ESTRUCT.				ΔAv (%)		
6.80	8.06	13.33	13.33	13.33	13.33	PISO3		
6.75	8.52	13.33	13.33	13.33	13.33	PISO5		
6.67	11.44	18.04	18.04	18.04	18.04	PISO7		
6.56	8.21	13.33	13.33	13.33	13.33	PISO9		
s=12 cm				lo=1.20 m				φ (mm)
10	10	10	10	10	10	10	10	PISO3
10	10	10	10	10	10	10	10	PISO5
10	10	10	10	10	10	10	10	PISO7
10	10	10	10	10	10	10	10	PISO9

Elaborado por: Pablo Brichetto

3.3.2 COLUMNAS

3.3.2.1 Flexo compresión (biaxial)

Para este análisis comparativo se seleccionaron las columnas más cargadas de la estructura de 8 pisos más 2 subsuelos, para el caso de una columna interior, exterior y esquinera.

Dadas las propiedades de cada columna se presentan los diagramas de interacción biaxial con cada código para el piso 3 -P3-.

Además se calcula el porcentaje de acero, la carga máxima que puede resistir la columna, y finalmente se determina el radio de capacidad para flexo compresión y compresión (subsuelo 2).

En el caso de que el radio de capacidad sea mayor que 1, se presenta el rediseño de la columna.

Para los siguientes dos niveles seleccionados -P7 y P9- para la columna interior, de borde y esquinera los resultados del diseño se resumen en las tablas 3.14/15/16.

Finalmente se presenta la variación porcentual de las solicitaciones de diseño en los niveles considerados para los 3 tipos de columnas en la tabla 3.17.

En lo que se refiere al corte los resultados del diseño para estas columnas en el piso 3 se presentan en la tabla 3.18.

FIGURA 3.45 CURVAS DE INTERACCIÓN DE UNA COLUMNA INTERIOR CON ACI 95 Y 05



ΦM_n (ton-m)

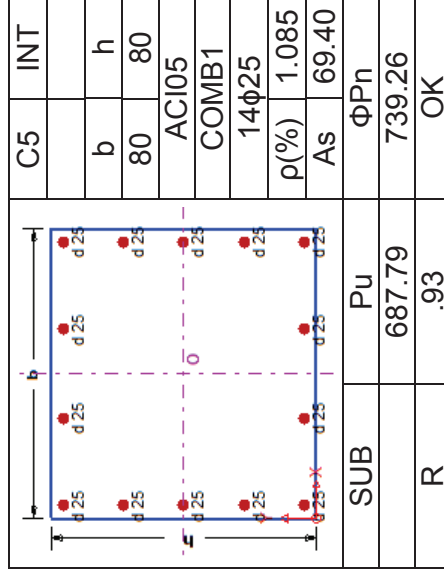
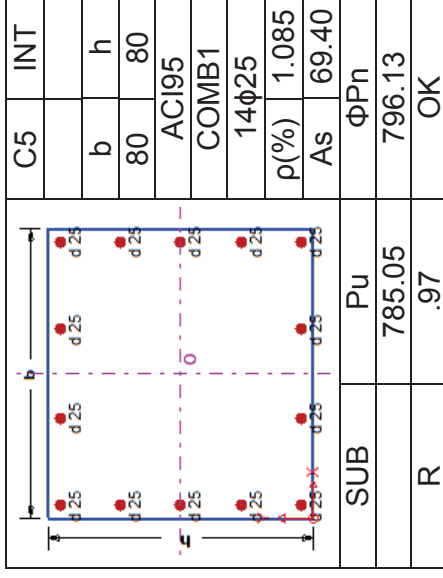
ACI	(71-99)	(02-11)
	Capacity Ratio 0.82	Capacity Ratio 0.78

Pu	Mux	Muy
573.4	10.3	13.3
SUB		
Pu		
785.05		
R		
1.13		
ΦPn		
694.9		
RED		

Pu	Mux	Muy
502.3	9	11.7
SUB		
Pu		
687.79		
R		
1.07		
ΦPn		
645.3		
RED		

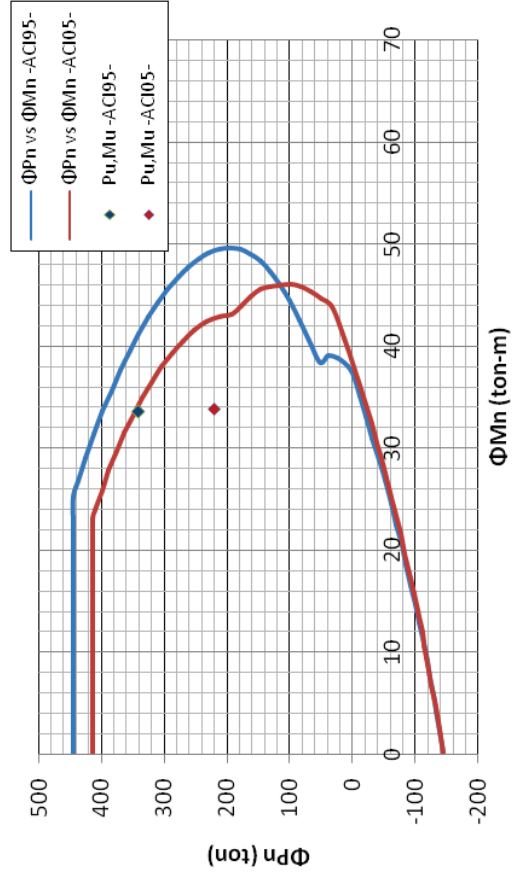
Elaborado por: Pablo Bricchetto

FIGURA 3.46 REDISEÑO DE COLUMNA INTERIOR CON ACI 95 Y 05



Elaborado por: Pablo Bricchetto

FIGURA 3.47 CURVAS DE INTERACCIÓN DE UNA COLUMNA EXTERIOR CON ACI 95 Y 05



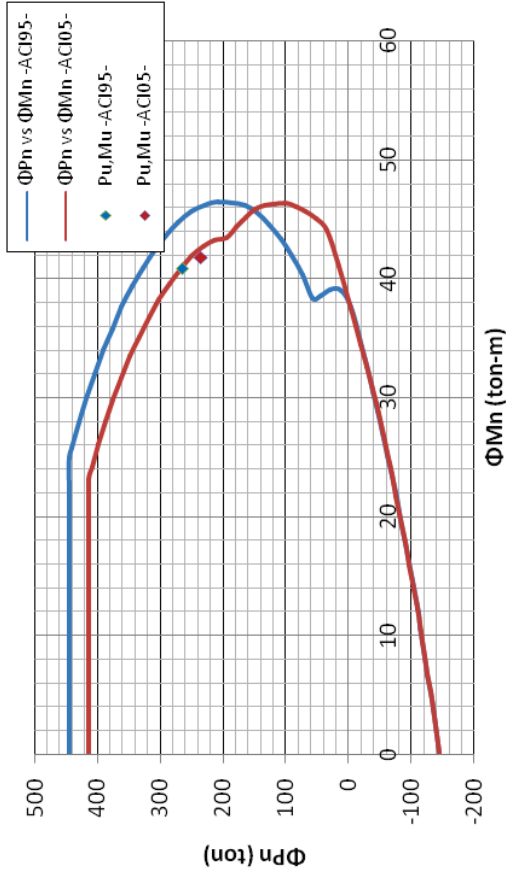
ACI	(71-99)	(02-11)
	Capacity Ratio	Capacity Ratio
	0.91	0.83

P_u	M_{ux}	M_{uy}
341.7	31.8	10.9
	E6	EXT
	PISO	3
	b	h
	60	60
	ACI95	
	COMB1	
	12 ϕ 20	
	ρ (%)	1.06
	As	38.2
SUB	P_u	ΦP_n
	436.93	444.8
R		OK

P_u	M_{ux}	M_{uy}
221	24.6	23.1
	E6	EXT
	PISO	3
	b	h
	60	60
	ACI05	
	COMB3	
	12 ϕ 20	
	ρ (%)	1.06
	As	38.2
SUB	P_u	ΦP_n
	397.48	413
R		OK

Elaborado por: Pablo Bricchetto

FIGURA 3.48 CURVAS DE INTERACCIÓN DE UNA COLUMNA ESQUINERA CON ACI 95 Y 05



ACI	(71-99)	(02-11)
	Capacity Ratio	Capacity Ratio
	0.93	0.99

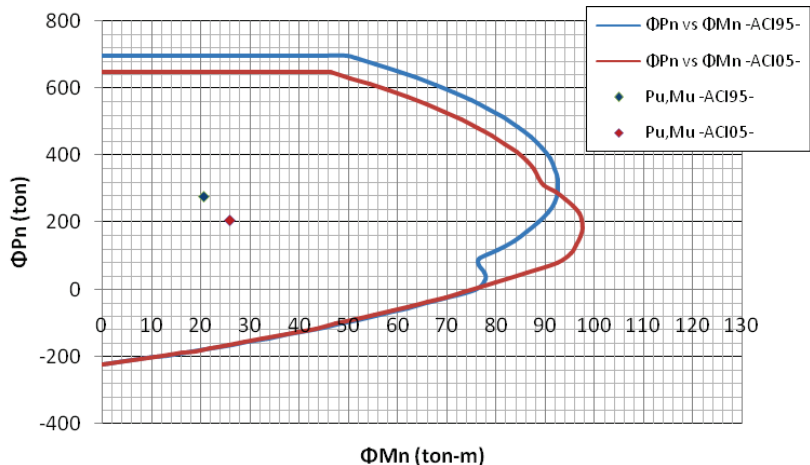
Pu	Mux	Muy
265.1	28.9	28.8
F6 ESQ		
PISO 3		
b h		
60 60		
ACI95		
COMB1		
12φ20		
ρ(%) 1.06		
As 38.2		
ΦPn		
444.8		
OK		
SUB Pu		
302.46		
R		
.68		
OK		

Pu	Mux	Muy
235	33.6	24.8
F6 ESQ		
PISO 3		
b h		
60 60		
ACI05		
COMB4		
12φ20		
ρ(%) 1.06		
As 38.2		
ΦPn		
413		
OK		
SUB Pu		
264.66		
R		
.64		
OK		

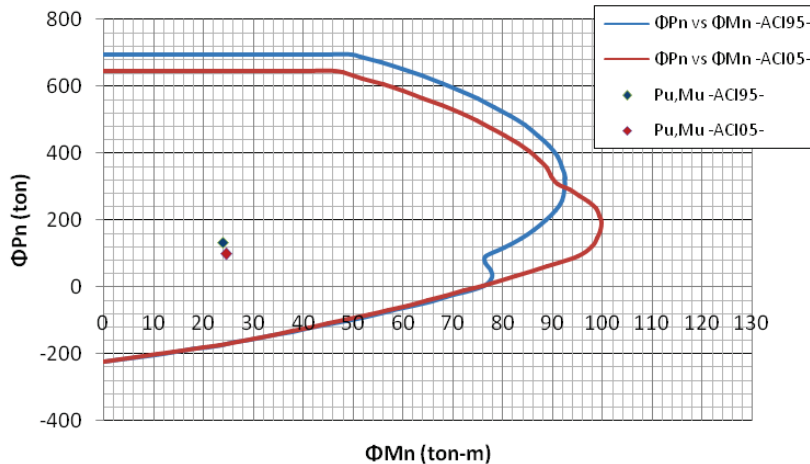
Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.14 DISEÑO DE UNA COL. INTERIOR EN LOS PISOS 7 Y 9 (CASO II)

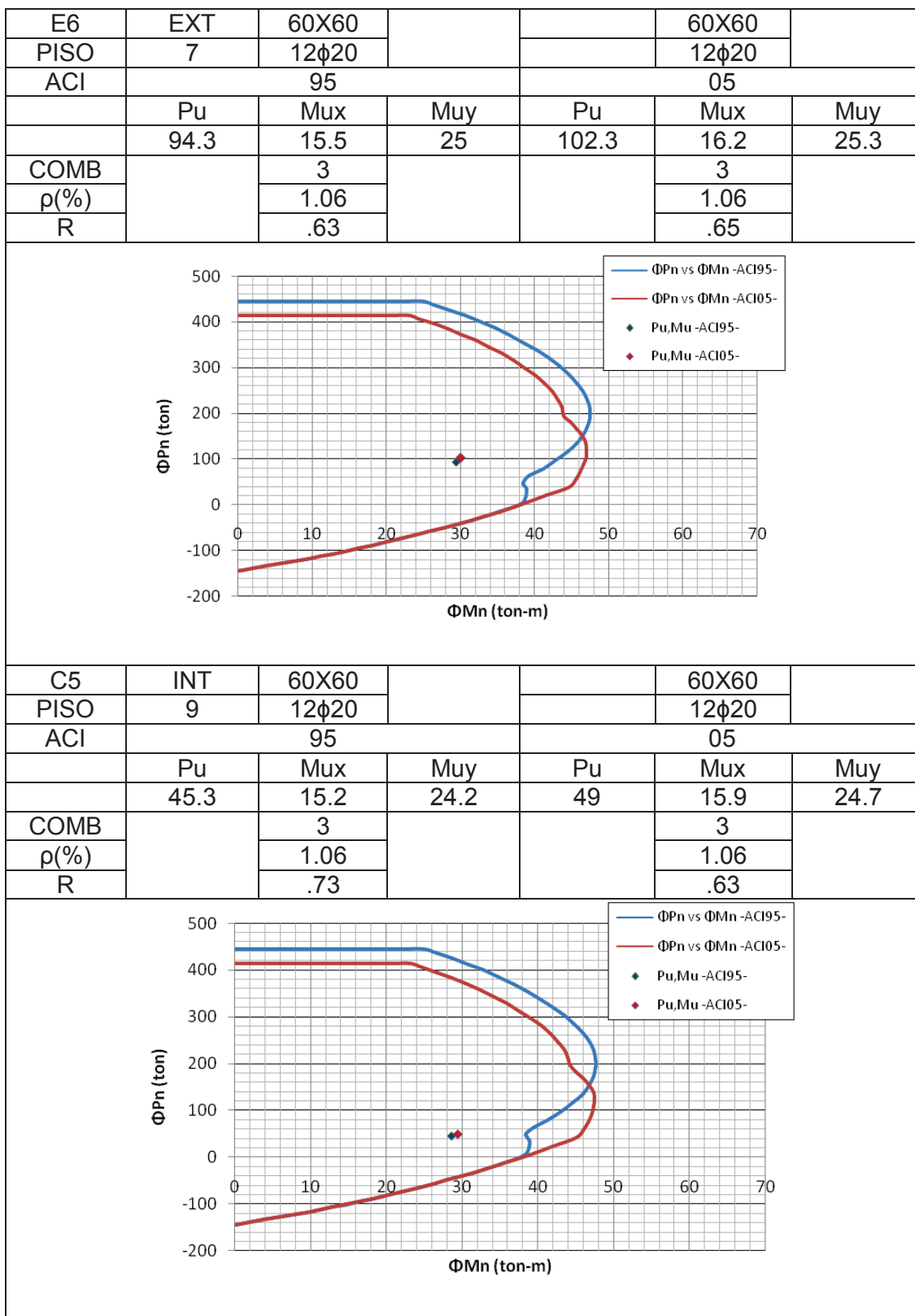
	INT	75X75			75X75	
PISO	7	12φ25			12φ25	
ACI	95			05		
	Pu	Mux	Muy	Pu	Mux	Muy
	277.1	13.9	15.3	206.6	23.4	11.11
COMB		1			5	
ρ(%)		1.058			1.058	
R		.40			.38	



C5	INT	75X75			75X75	
PISO	9	12φ25			12φ25	
ACI	95			05		
	Pu	Mux	Muy	Pu	Mux	Muy
	132.3	14	9.8	98.2	22.3	10.4
COMB		1			5	
ρ(%)		1.058			1.058	
R		.25			.28	



Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.15 DISEÑO DE UNA COLUMNA EXTERIOR EN LOS PISOS 7 Y 9


Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.16 DISEÑO DE UNA COLUMNA ESQUINERA EN LOS PISOS 7 Y 9

F6	ESQ	60X60			60X60	
PISO	7	12 ϕ 20			12 ϕ 20	
ACI	95			05		
	Pu	Mux	Muy	Pu	Mux	Muy
	130.2	10.7	12.3	115.8	14.3	10.1
COMB		1			4	
ρ (%)		1.06			1.06	
R		.40			.43	
F6	ESQ	60X60			60X60	
PISO	9	12 ϕ 20			12 ϕ 20	
ACI	95			05		
	Pu	Mux	Muy	Pu	Mux	Muy
	62.6	10.2	12.1	55.6	13.3	9.8
COMB		1			4	
ρ (%)		1.054			1.054	
R		.34			.36	

Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.17 VARIACIÓN PORCENTUAL DE PU, MUX, MUY EN SUBSUELO, PLANTA BAJA Y PISOS ALTOS

	Pu		Mux		Muy	
ACI	95	05	95	05	95	05
SUB						
INT	785.05	687.79				
$\Delta(\%)$	-12.39					
EXT	436.13	397.48				
$\Delta(\%)$	-8.86					
ESQ	302.46	264.66				
$\Delta(\%)$	-12.50					
P3						
INT	573.4	502.3	10.3	9	13.3	11.7
$\Delta(\%)$	-12.40		-12.62		-12.03	
EXT	341.7	221	31.8	24.6	10.9	23.1
$\Delta(\%)$	-35.32		-22.64		111.93	
ESQ	265.1	235	28.9	33.6	28.8	24.8
$\Delta(\%)$	-11.35		16.26		-13.89	
P7						
INT	277.1	206.6	13.9	23.4	15.3	11.1
$\Delta(\%)$	-25.44		68.35		-27.45	
EXT	94.3	102.3	15.5	16.2	25	25.3
$\Delta(\%)$	8.48		4.52		1.20	
ESQ	130.2	115.8	10.7	14.3	12.3	10.1
$\Delta(\%)$	-11.06		33.64		-17.89	
P9						
INT	132.3	98.2	14	22.3	9.8	10.4
$\Delta(\%)$	-25.77		59.29		6.12	
EXT	45.3	49	15.2	15.9	24.2	24.7
$\Delta(\%)$	8.17		4.61		2.07	
ESQ	62.6	55.6	10.2	13.3	12.1	9.8
$\Delta(\%)$	-11.18		30.39		-19.01	

Elaborado por: Pablo Brichetto

3.3.2.2 Corte

TABLA 3.18 DISEÑO A CORTE DE COLUMNAS

PISO	3		Mb (T-m)				Hc (m)	Vu (T)				ΔVu(%)	
			95		05			95		05		05	
ACI			x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	
INT	C5	75X75	153	153	153	153	3.15	97.1	97.1	97.1	97.1	0.00	0.00
EXT	F5	60X60	78	78	78	78	3.15	49.5	49.5	49.5	49.5	0.00	0.00
ESQ	F6	60X60	78	78	78	78	3.15	49.5	49.5	49.5	49.5	0.00	0.00
							Av(cm2)				ΔAv(%)		
INT	C5	75X75					2.45	2.45	2.95	2.95	20.60	20.60	
EXT	F5	60X60					1.38	1.38	1.70	1.70	23.60	23.60	
ESQ	F6	60X60					1.38	1.38	1.70	1.70	23.60	23.60	
							Ash(cm2)				ΔAsh(%)		
INT	C5	75X75					3.06	3.06	3.06	3.06	0.00	0.00	
EXT	F5	60X60					2.39	2.39	2.39	2.39	0.00	0.00	
ESQ	F6	60X60					2.39	2.39	2.39	2.39	0.00	0.00	
							Av _{DIS} (cm2)				ΔV _{DIS} (%)		
INT	C5	75X75					3.06	3.06	3.06	3.06	0.00	0.00	
EXT	F5	60X60					2.39	2.39	2.39	2.39	0.00	0.00	
ESQ	F6	60X60					2.39	2.39	2.39	2.39	0.00	0.00	

Elaborado por: Pablo Brichetto

3.3.3 UNIÓN VIGA-COLUMNA

TABLA 3.19 DISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. INTERIOR CON ACI 95 Y 05

E5	INT	75X75	Φ	.85		75X75	Φ	.85
PISO	3	12φ25				12φ25		
ACI	95				05			
	Sx		Sy		Sx		Sy	
	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn
	130.77	245.35	124.34	245.35	130.77	245.35	124.34	245.35
R	0.53		0.51		0.53		0.51	
	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv
	278.00	60.87	278.00	60.87	278.00	83.54	278.00	83.54
ΣMc/ΣMv	4.57		4.57		3.33		3.33	

Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.20 DISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. EXTERIOR CON ACI 95 Y 05

E6	EXT	60X60	Φ	.85		60X60	Φ	.85
PISO	3	12φ20				12φ20		
ACI	95				05			
	Sx		Sy		Sx		Sy	
	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn
	109.04	118.25	95.69	118.25	109.04	118.25	103.39	118.25
R	0.92		0.81		0.92		0.87	
	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv
	136.00	50.75	136.00	50.75	136.00	62.09	136.00	62.09
ΣMc/ΣMv	2.68		2.68		2.19		2.19	

Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.21 DISEÑO DE UNA UNIÓN VIG/COL. ESQUINERA CON ACI 95 Y 05

F6	ESQ	60X60	Φ	.85		60X60	Φ	.85
PISO	3	12φ20				12φ20		
ACI	95				05			
	Sx		Sy		Sx		Sy	
	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn	Vact	ΦVn
	63.14	118.25	63.14	118.25	63.14	118.25	63.14	118.25
R	0.53		0.53		0.53		0.53	
	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv	ΣMc	ΣMv
	130.00	29.39	130.00	29.39	130.00	40.73	130.00	40.73
ΣMc/ΣMv	4.42		4.42		3.19		3.19	

Elaborado por: Pablo Brichetto

3.3.4 MUROS ESTRUCTURALES

Para los muros estructurales del Eje 6 y C, en la tabla 3.22 se presenta la variación porcentual de las fuerzas de diseño a flexo compresión P_u y M_u , y corte calculado V_u con ACI 95 y 05. Además en la tabla 3.23 se presentan los cortes de diseño $V_{udisñ}$ y los radios de capacidad para el diseño a corte en el alma y flexo compresión en los cabezales con los dos códigos.

TABLA 3.22 P_u , M_u Y V_u EN MUROS ESTRUCTURALES CON ACI 95 Y 05

EJE	ACI	P_u (T)		M_u (T)		V_u (T)	
		95	05	95	05	95	05
	COMB	6	6				
6	SX	338.30	338.91	2778.09	2720.43	221.38	216.79
	Δ (%)	0.18		-2.08		-2.07	
	COMB	7	7				
F	SY	314.06	314.53	1619.46	1585.46	-137.45	-134.67
	Δ (%)	0.15		-2.10		-2.02	

Elaborado por: Pablo Brichetto

TABLA 3.23 $V_{udisñ}$ EN MUROS ESTRUCTURALES CON ACI 95 Y 05

EJE	ACI	$V_{udisñ}$	ΦV_n	R	P_u	M_u	P_{ucbzl}	$.56P_o$	R
6	95	314.36	460.48	0.683	505.86	2749.6	256.86	449.61	0.571
	05	321.26	406.30	0.791	544.39	2739.9	276.11	449.61	0.614
F	95	240.71	339.75	0.708	513.51	1596	259.41	449.61	0.577
	05	248.59	299.78	0.829	547.99	1588.7	276.64	449.61	0.615

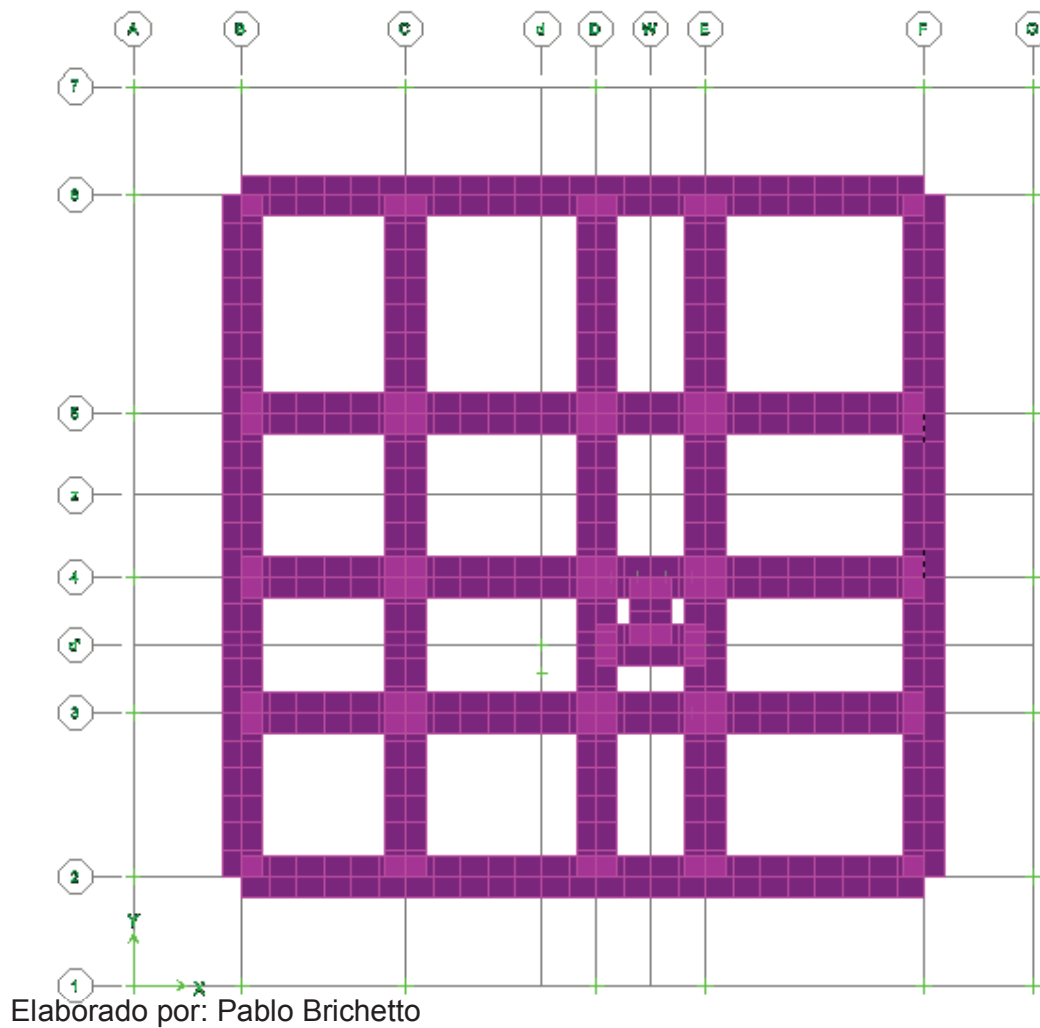
Elaborado por: Pablo Brichetto

3.3.4 CIMENTACIÓN -VIGAS DE CIMENTACIÓN-

En las tablas 3.24/25 se presenta el diseño a flexión y corte de las vigas de cimentación de los ejes 5 y F con los dos códigos.

Se presenta un esquema del armado a flexión y corte en la figura 3.50 y 3.51 respectivamente, con la finalidad de observar en términos prácticos cuál es el resultado del diseño con cada código y en qué casos la variación es más crítica.

FIGURA 3.49 CIMENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN



3.3.4.1 Flexión

TABLA 3.24 DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGA DE CIMENTACIÓN CON ACI 95 Y 05

EJE	6		7		4		8	
	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)
5	95	05	95	05	95	05	95	05
ACI	198.1	174.2	121.9	106.7	199.0	175.0	188.4	165.4
Mu(T)	198.1	174.2	121.9	106.7	199.0	175.0	188.4	165.4
ΔMu(%)	-12.02	-12.52	-12.06	-12.27	-12.21	-12.21	-12.20	-12.44
ρ(%)	0.55	0.48	0.55	0.48	0.48	0.42	0.52	0.45
As(cm2)	38.78	33.90	38.97	34.05	34.06	29.73	36.80	32.11
ΔAs(%)	-12.58	-12.58	-12.62	-12.33	-12.70	-12.70	-12.74	-12.54
EJE	MURO ESTRUCT.							
F	6		5		6		8	
	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(+)
ACI	95	05	95	05	95	05	95	05
Mu(T)	87.74	77.12	147.8	129.3	193.1	161.1	286.9	250.9
ΔMu(%)	-12.10	-12.48	-16.58	-12.61	-12.52	-12.52	-12.54	-12.41
ρ(%)	0.24	0.21	0.08	0.07	0.53	0.44	0.81	0.70
As(cm2)	16.69	14.63	27.73	24.25	37.76	31.24	57.58	49.84
ΔAs(%)	-12.33	-12.56	-17.28	-12.63	-12.65	-12.65	-13.44	-12.52

Elaborado por: Pablo Brichetto

3.3.4.2 Corte

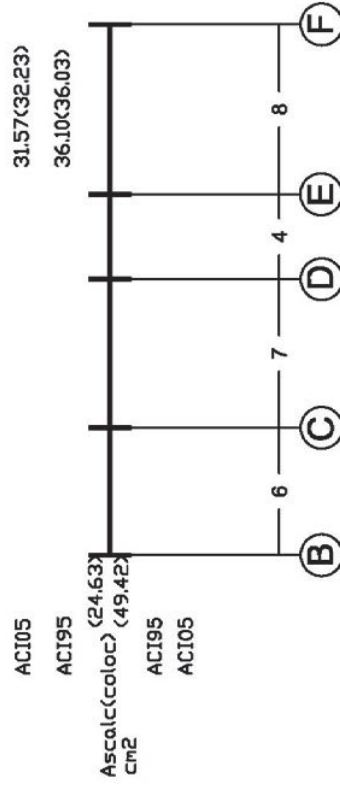
TABLA 3.25 DISEÑO A CORTE DE VIGA DE CIMENTACIÓN CON ACI 95 Y 05

EJE	6			7			4			8		
	Vu	95	Vs	Vu	95	Vs	Vu	95	Vs	Vu	95	Vs
ACI	95	05	15	95	05	15	95	05	15	95	05	15
V(T)	158.4	139.0	123.4	122.3	154.6	135.7	118.9	118.0	101.8	89.3	56.8	56.19
$\Delta V(\%)$	-12.28		-0.88		-12.21		-0.77		-12.27		-1.21	
S(cm)			15	15			15	15			15	15
Av(cm2)			3.11	3.08			2.99	2.97			1.43	1.41
$\Delta Av(\%)$			-0.88				-0.77				-1.21	
EJE												
F												
ACI	95	05	15	95	05	15	95	05	15	95	05	15
V(T)	126.1	110.5	85.43	84.36	143.1	125.0	105.4	103.7	1.42	1.97	-61.3	-60.3
$\Delta V(\%)$	-12.40		-1.25		-12.63		-1.56		38.73		-1.56	
S(cm)			15	15			15	15			15	15
Av(cm2)			2.15	2.12			2.65	2.61			1.21	1.21
$\Delta Av(\%)$			-1.25				-1.56				<i>Asmín</i>	

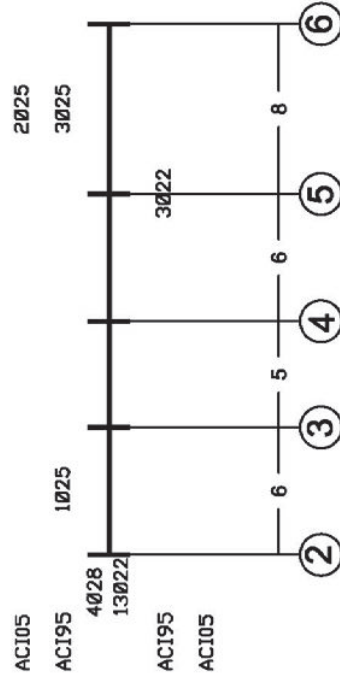
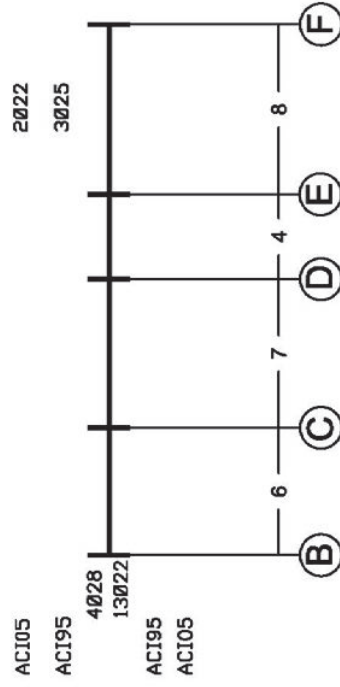
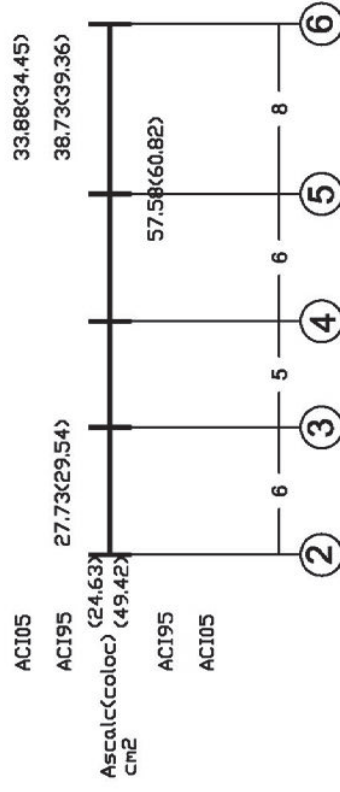
Elaborado por: Pablo Brichetto

FIGURA 3.50 ACERO A FLEXIÓN CALCULADO Y COLOCADO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN -ACI 95 Y 05-

EJES V.C.flexión



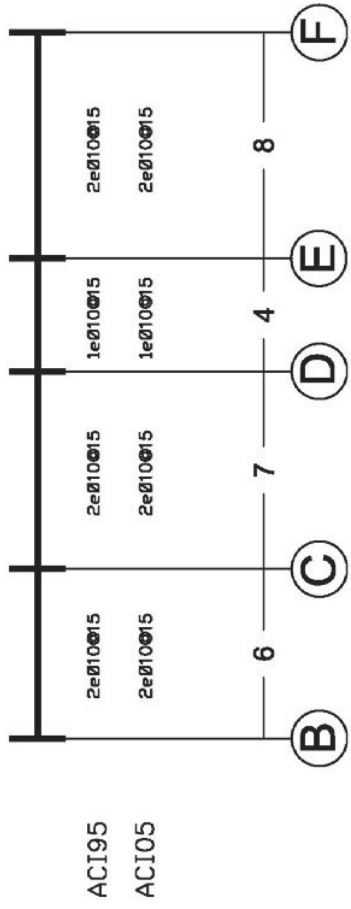
EJEF V.C.flexión



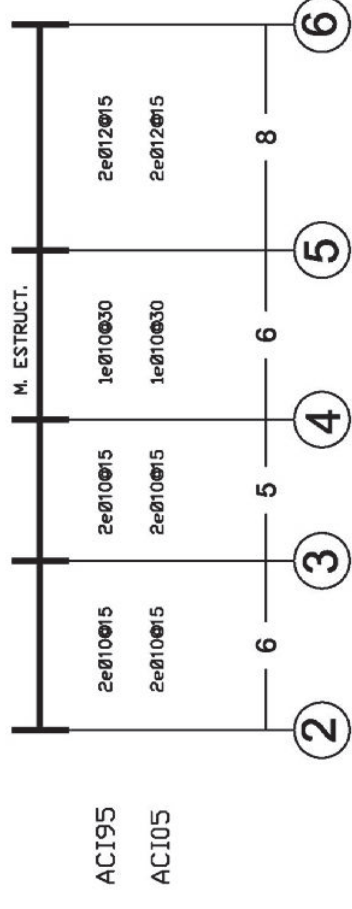
Elaborado por: Pablo Bricchetto

FIGURA 3.51 ARMADO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN EN SX Y SY -ACI 95 Y 05-

EJES V.C.corte



EJE F V.C.corte



Elaborado por: Pablo Bricchetto

CAPÍTULO 4

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES

4.1.1 GENERALIDADES

Las conclusiones basadas en el análisis comparativo de resultados del capítulo III se presentan a continuación para cada elemento estructural en cada caso.

Al final existe una tabla de resumen donde se muestra con que código el diseño resulta MÁS CRÍTICO (mayor radio de capacidad o menor reserva) en vigas, columnas, cimentaciones y muros estructurales (sólo caso II).

4.1.2 ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS (CASO I)

4.1.2.1 Vigas

4.1.2.1.1 Flexión

Para las vigas interiores de esta estructura sólo aporticada de 4 pisos más un subsuelo, en general los momentos negativos son mayores para ACI05 en todos los vanos; el caso crítico se produce en las luces largas de 7 y 8 m.

Se muestra en la tabla 4.1 la variación del momento negativo de diseño expresada en porcentaje para estas luces en cada piso.

TABLA 4.1 VARIACIÓN DE M_u^- (%) EN VIGA INTERIOR (CASO I)

ACI05	ΔM_u^- (%)	
L (m)	7	8
PISO2	2.33	2.88
PISO3	2.39	3.00
PISO4	2.82	3.39

Elaborado por: Pablo Brichetto

Este incremento de los momentos negativos para el ACI05, tanto en luces cortas y medias, en las que la carga sísmica es mayor que la carga muerta, como en luces largas, en las que la carga muerta es mayor que la carga sísmica, se debe a que en general son las combinaciones 2 y 3 para S_x y 4 y 5 para S_y las que gobiernan el diseño, en las que la carga muerta se aumentó en 14% y la carga viva se redujo en 22 a partir del 2002 según lo expuesto en la tabla 1.1; por lo que al disminuir en un mayor porcentaje una carga que es aproximadamente la tercera parte de la carga muerta y al disminuir en un porcentaje tan bajo la carga sísmica, la reducción en el efecto de diseño debido a estas cargas (carga viva y sísmica) no es considerable; es por esto que el aumento de la carga muerta tiende a incrementar ligeramente el efecto combinado de estas cargas mayoradas.

Por consiguiente para momento negativo, el área de acero a flexión calculado $A_{s_{CALC}}$ es mayor con ACI05 en todos los vanos, y puede superar al área de acero colocado $A_{s_{COLOC}}$ para ACI95, por lo que el armado de la viga puede cambiar; para este caso en general en vanos largos. En las luces para las que el armado de la viga es igual con los dos códigos la relación entre $A_{s_{CALC}}/A_{s_{COLOC}}$ es mayor con ACI05, es decir que la reserva es menor con este código³¹.

En lo que se refiere a los momentos positivos para ACI05; en el apoyo, éstos se reducen en las luces cortas, mientras que se incrementan en las luces medias y largas, pero no varían significativamente; en el centro de luz se produce el caso inverso, se incrementan en la luz de 4m y se reducen en las luces medias y largas, siendo esta variación crítica en la luz de 8m.

Se muestra en la tabla 4.2 la variación del momento positivo de diseño en el centro de luz expresada en porcentaje para esta luz.

³¹ Véase CAPÍTULO3, figura 3.5 y 3.6, págs.162, 163/Véase ANEXO3, plano estructural E1.

TABLA 4.2 VARIACIÓN DE M_u^+ (%) EN EL CENTRO DE LUZ EN VIGA INTERIOR

ACI05	ΔM_u^+ (%)
L (m)	8
PISO2	-12.09
PISO3	-12.08
PISO4	-12.10

Elaborado por: Pablo Brichetto

Para este caso crítico el decremento de los momentos positivos en el centro de luz para el ACI05 se debe a que en general es la combinación 1 la que gobierna el diseño, en la que se redujo la carga muerta y viva en 14 y 6% respectivamente a partir del 2002, según lo expuesto en la tabla 1.1; entonces es la reducción de estas dos cargas la que produce la disminución en el efecto de diseño.

Por consiguiente para momento positivo en el centro de luz, el área de acero a flexión calculado es mayor con ACI95 en vanos largos, por lo que el armado de la viga puede cambiar en estas luces³².

Como se observa, para este caso particular, en luces largas y en todos los pisos, esta variación en términos absolutos es significativamente mayor que en el caso de los momentos negativos con una relación de aproximadamente 4:1, es decir que el momento positivo en el centro de luz decrece 4 veces más de lo que se incrementa el momento negativo.

Para las vigas de borde, en lo que se refiere a los momentos negativos para ACI05, en general se presenta la misma situación que para el caso de las vigas interiores³³.

³² Véase CAPÍTULO3, figura 3.5 y 3.6, págs.162, 163/Véase ANEXO3, plano estructural E1-I.

³³ Véase CAPÍTULO3, figura 3.11 y 3.12, págs.168-171/Véase ANEXO3, plano estructural E2-I.

Se muestra en la tabla 4.3 la variación del momento negativo de diseño expresada en porcentaje para las luces largas en cada piso.

TABLA 4.3 VARIACIÓN DE M_u^- (%) EN VIGA DE BORDE

ACI05	ΔM_u^- (%)	
L (m)	7	8
PISO2	1.90	2.32
PISO3	1.95	2.53
PISO4	2.44	3.00

Elaborado por: Pablo Brichetto

En lo que se refiere a los momentos positivos para ACI05; en el apoyo, éstos aumentan sólo en luces largas (>7m); en el centro de luz se produce el caso inverso, se reducen sólo en éstas luces; pero esta variación creciente y decreciente no es significativa.

4.1.2.1.2 Corte

Para las vigas interiores el valor del corte de diseño V_{uDIS} calculado según lo descrito en 2.2.4.1.5 disminuye en las luces de 4, 5, 7 y 8m y aumenta en la luz de 6m para ACI05.

En general en luces largas (> 7m) el concreto resiste corte, mientras que en luces cortas (4m) y medias (5,6m) no resiste esta fuerza; esto se debe a que el corte que proviene de las cargas gravitacionales en luces largas de vigas interiores es significativamente mayor, por lo que el corte inducido por el sismo no supera el 50% del corte de diseño; el caso contrario sucede en luces cortas y medias.

	LUZ ACI (95,05)	V_{uDIS}				
		CORTA		MEDIA		LARGA
		$V_c = 0$			$V_c \neq 0$	
		4	5	6	7	8
1 ^{er} CASO	95	X	X		X	X
2 ^{do} CASO	05			X		

Entonces a partir de la Ecuación 11-12 del ACI la fuerza de corte resistida por el acero V_s para ACI05 se incrementa en estos dos casos debido a que en el primer caso al dividir un V_u relativamente mayor (entre 2 y 8%) para un Φ de .85 el resultado es menor que al dividir un V_u menor para un Φ de .75, y en el segundo caso al dividir un V_u relativamente mayor (entre 3 y 10%) para un Φ de .75 el resultado es mayor que al dividir un V_u menor para un Φ de .85.

1 ^{er} CASO	LUZ (m)	4,5,7,8	$\frac{Vu_{95}^+}{.85} < \frac{Vu_{05}}{.75}$	$V_{s05} > V_{s95}$	$Vu_{95}^+(2 - 8\%)$
2 ^{do} CASO		6	$\frac{Vu_{05}^+}{.75} > \frac{Vu_{95}}{.85}$	$V_{s05} > V_{s95}$	$Vu_{05}^+(3 - 10\%)$

En general, el caso crítico se presenta en las luces de 6m ($V_c = 0$).

El incremento de V_s y por ende de A_v en porcentaje, y los diámetros del estribo en milímetros para el caso crítico se presentan en la tabla 4.4.

TABLA 4.4 VARIACIÓN DE VS(%), AV(%) Y $\Delta\Phi$ (MM) EN VIGA INTERIOR

$V_c = 0$	Vs (%)		Av (%)		$\Delta\phi$ (mm)	
L (m)	6		6		6	
PISO2	21.7	24.9	21.72	24.98	12-12	10-12
PISO3	21.7	17.0	21.77	17.05	12-12	10-12
PISO4	17.4	10.9	17.42	10.96	10-12	10-10

Elaborado por: Pablo Bricchetto

El diámetro del estribo puede aumentar en pisos bajos y altos para este caso crítico (en general puede aumentar en todas las luces). En las luces para las que el diámetro del estribo es igual con los dos códigos la relación entre AV_{CALC}/AV_{COLOC} es mayor con ACI05, es decir que la reserva es menor con este código³⁴.

³⁴ Véase CAPÍTULO3, figura 3.15 y 3.16, págs.175, 176/Véase ANEXO3, plano estructural E1-I.

Para las vigas de borde el valor del corte de diseño V_{uDIS} calculado según lo descrito en 2.2.4.1.5 disminuye en las luces de 5,6 y 8m, mientras que aumenta en las luces de 4 y 7m para ACI05.

En lo que se refiere al corte resistido por el concreto, sólo en la luz de 8m se cumple esta condición, debido a que al localizarse la viga en el borde el corte aportado por las cargas gravitacionales es relativamente menor que en el caso de que la viga se localizara en el interior, por lo que el corte inducido por el sismo supera la mitad del corte de diseño aún en el vano de 7m.

	LUZ	V_{uDIS}				
		CORTA		MEDIA		LARGA
		$V_c = 0$				$V_c \neq 0$
	ACI (95,05)	4	5	6	7	8
1 ^{er} CASO	95		X	X		X
2 ^{do} CASO	05	X			X	

1 ^{er} CASO	LUZ (m)	5,6,8	$\frac{Vu_{95}^+}{.85} < \frac{Vu_{05}}{.75}$	$V_{S05} > V_{S95}$	$Vu_{95}^+(3 - 7.5\%)$
2 ^{do} CASO		4,7	$\frac{Vu_{05}^+}{.75} > \frac{Vu_{95}}{.85}$	$V_{S05} > V_{S95}$	$Vu_{05}^+(11 - 22\%)$

En general, los casos críticos se presentan en las luces largas de 7m ($V_c = 0$) y 8m ($V_c \neq 0$).

El incremento de V_s y por ende de A_v en porcentaje, y los diámetros del estribo en milímetros para los casos críticos se presentan en la tabla 4.5.

TABLA 4.5 VARIACIÓN DE V_s (%), A_v (%) Y $\Delta\phi$ (MM) EN VIGA DE BORDE

$V_c = 0$	V_s (%)		A_v (%)		$\Delta\phi$ (mm)	
	7	8	7	8	7	8
L (m)						
PISO2	21.50	11.6	21.56	11.66		
PISO3	21.80	18.5	21.85	18.51		
PISO4	193.20	16.3	193.28	16.32		

Elaborado por: Pablo Brichetto

El aumento de V_s de aproximadamente 195% para el piso 4 se debe a que el concreto resiste corte para ACI95 en este nivel, pero la diferencia entre V_{pr} y

$.5V_{UDIS}$ es mínima (.115) por lo que este resultado es muy sensible y V_c podría ser igual a cero con facilidad.

4.1.2.2 Columnas

4.1.2.2.1 Flexo-compresión y compresión.

En general, la carga de diseño P_u en el piso 2 (piso 1: subsuelo) para las columnas (interior, exterior y esquinera) de estructuras sólo aperticadas de poca altura es mayor para el diseño con ACI05 (entre 5.5 y 6.5% para este caso), al igual que los valores de momentos M_{ux} , M_{uy} que son muy comparables. Este incremento de las solicitaciones de diseño se debe a que la carga muerta es mayor para ACI05 (según lo expuesto en la tabla 1.1) en las combinaciones con sismo que son las que en este caso gobiernan el diseño.

Entonces para esta condición determinada para este sistema estructural y según lo expuesto en 2.2.4.2.4, si la carga se encuentra por encima de la condición balanceada la columna diseñada con ACI05 tendrá un radio de capacidad mayor o posiblemente fallará según el nivel de carga, mientras que si la carga se encuentra por debajo de la condición balanceada la columna diseñada con ACI95 será la que posiblemente según el nivel de carga tendrá un radio de capacidad mayor o fallará; esto se evidencia en el análisis siguiente para una columna interior, exterior y esquinera en el nivel -P2-.

Para la columna interior P_u con ACI 95 y 05 se encuentra por encima de la carga balanceada, la columna diseñada con ACI05 tiene un mayor radio de capacidad.

Para la columna exterior P_u con ACI 95 y 05 se encuentra por debajo de la condición balanceada y para este nivel de carga la columna diseñada con ACI95 tiene un radio de capacidad algo menor pero los dos valores son muy comparables.

Para la columna esquinera Pu con ACI 95 y 05 se encuentra por debajo de la condición balanceada y para este nivel de carga la columna diseñada con ACI95 tiene un radio de capacidad mayor.

TABLA 4.6 RADIO DE CAPACIDAD DE COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA EN PLANTA BAJA PARA ACI 95 Y 05

	INT				EXT				ESQ			
P2	65X65				60X60				60X60			
ACI	95		05		95		05		95		05	
	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$
	.71	1.054	.78	1.054	.87	1.06	.90	1.06	.84	1.06	.79	1.06

Elaborado por: Pablo Brichetto

En los siguientes dos niveles -P3 y P4- el valor del radio de capacidad para estos niveles de carga en general es relativamente mayor con ACI05 debido a que la sollicitación de diseño calculada con este código es mayor (entre 5 y 6%), al igual que los momentos de diseño.

TABLA 4.7 RADIO DE CAPACIDAD DE COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA EN PISOS SUPERIORES PARA ACI 95 Y 05

	INT				EXT				ESQ			
P3	65X65				60X60				60X60			
ACI	95		05		95		05		95		05	
	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$
P3	.51	1.054	.56	1.054	.68	1.06	.71	1.06	.42	1.06	.46	1.06
P4	.34		.38		.54		.54		.36		.36	

Elaborado por: Pablo Brichetto

En el subsuelo, donde se considera únicamente compresión en el diseño, en general el radio de capacidad es mayor con ACI95 debido a que la carga de diseño calculada con la combinación 1, que es la que rige el diseño, es mayor con este código (entre 12 y 12.5%).

TABLA 4.8 RADIO DE CAPACIDAD DE COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA EN SUBSUELO PARA ACI 95 Y 05

	INT				EXT				ESQ			
SUB	65X65				60X60				60X60			
ACI	95		05		95		05		95		05	
	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$
	.77	1.054	.73	1.054	.65	1.06	.61	1.06	.46	1.06	.43	1.06

Elaborado por: Pablo Brichetto

Por consiguiente, las secciones de concreto y el área de acero de refuerzo longitudinal para estos 3 tipos de columnas no varían para el diseño con ACI05³⁵.

4.1.2.2.2 Corte

En el nivel -P2-, en general se produce un incremento de Av_{CALC} para ACI05 de aproximadamente 25% debido a la reducción del factor Φ de corte de .85 a .75, pero para este caso Av_{DIS} es igual a Ash , y considerando las limitaciones de espaciamiento del ACI el área de acero de refuerzo por corte colocado Av_{COLC} es la misma para los 3 tipos de columnas con los dos códigos³⁶.

En la tabla 4.9 se presenta la variación porcentual del acero de refuerzo transversal de diseño y del colocado.

TABLA 4.9 VARIACIÓN DE AV_{DIS} (%) Y AV_{COLC} (%) EN COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y DE ESQUINA

ACI05	INT		EXT		ESQ	
P2	65X65		60X60		60X60	
ACI	95	05	95	05	95	05
Av_{DIS} (cm ²)	2.61	2.61	2.39	2.39	2.39	2.39
Δ (%)	3.4		0.0		0.0	
Av_{COLC} (cm ²)	3.14	3.14	2.36	2.36	2.36	2.36
Δ (%)	0.0		0.0		0.0	

Elaborado por: Pablo Brichetto

³⁵ Véase ANEXO3, plano estructural E3-I.

³⁶ Véase ANEXO3, plano estructural E3-I.

Para los siguientes niveles -P2 y P3-, se considera también que V_u se determina según lo expuesto en 2.2.4.2.8, por lo que el refuerzo por corte colocado es el mismo que para el nivel 2.

4.1.2.3 Unión viga columna

Para la unión viga columna el corte de diseño no se obtiene de las combinaciones de carga, sino que a su vez se calcula a partir de la capacidad a momento provista por el acero colocado en vigas, y además el factor Φ de corte es .85 con los dos códigos. Por consiguiente, en general el corte actuante calculado según lo descrito en 2.2.4.3 puede ser igual o mayor para ACI05 debido a que el acero colocado a flexión en vigas puede ser igual o mayor con este código, y considerando que las secciones de vigas y columnas se mantienen, la relación entre el corte actuante y el resistente $V_u/\Phi V_n$ puede ser más crítica para ACI05.

Para esta estructura en el nivel P2 para las uniones analizadas en vanos largos (mayores áreas de acero) el valor del radio $V_u/\Phi V_n$ es igual con los dos códigos debido a que $A_{S_{COLOC}}$ no varía para ACI05.

TABLA 4.10 VARIACIÓN DEL RADIO DE CAPACIDAD DE CORTE ACTUANTE A CORTE RESISTENTE DE UNIÓN VIGA/COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA

$V_u/\Phi V_c$				ACI95		ACI05		ΔRV (%)	
COL			γ	X[=]	Y[⊥]	X[=]	Y[⊥]	ACI05	
INTERIOR	E5	65X65	4	0.93	0.93	0.93	0.93	0.0	0.0
	E3	65X55	5.3	0.81	0.93	0.81	0.93	0.0	0.0
EXTERIOR	E6	60X60	3.2	1.11	1.01	1.11	1.01	0.0	0.0
ESQUINERA	F6	60X60	3.2	0.81	0.81	0.81	0.81	0.0	0.0

Elaborado por: Pablo Brichetto

Como se observa para la unión exterior el valor del radio $V_u/\Phi V_n$ es mayor a 1 en las 2 direcciones por lo que se produce una falla a corte en esta junta; entonces se debe aumentar las dimensiones de las columna para aumentar el corte resistente en la unión. Para este caso como el valor del radio es muy cercano a 1 se cambia la sección de la columna a 65X65.

Vu/φVc				ACI95		ACI05		ΔRV (%)	
COL			γ	X[=]	Y[⊥]	X[=]	Y[⊥]	ACI05	
INTERIOR									
EXTERIOR	E6	65X65	3.2	0.97	0.89	0.97	0.89	0.0	0.0
ESQUINERA									

Elaborado por: Pablo Brichetto

En lo que tiene que ver con la condición de viga débil columna fuerte dada por el ACI 21.4.2.2, esta relación expresada como $\sum M_{nc} / \sum M_{nv}$ disminuye en un porcentaje relativamente considerable en todas las uniones para ACI05 debido a la contribución del acero de la losa a la sumatoria de las capacidades a momento de las vigas que se debe tomar en cuenta con este código; por consiguiente esta condición es más crítica para el diseño con ACI05.

Para esta estructura en el nivel P2 para las uniones analizadas en vanos largos (mayores áreas de acero) el valor de este radio disminuye entre un 15 y 30% aproximadamente.

TABLA 4.11 VARIACIÓN DEL RADIO DE CAPACIDAD DE MOMENTOS DE COLUMNAS A MOMENTOS DE VIGAS DE UNIÓN INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA

ΣMc/ΣMv		ACI95		ACI05		ΔRM (%)	
COL		X[=]	Y[⊥]	X[=]	Y[⊥]	ACI05	
INTERIOR	E5	1.90	1.90	1.50	1.50	-21.22	-21.22
	E3	1.69	2.30	1.33	1.63	-21.22	-28.94
EXTERIOR	E6	1.87	2.08	1.58	1.48	-15.70	-28.95
ESQUINERA	F6	2.47	2.47	1.97	1.97	-20.29	-20.29

Elaborado por: Pablo Brichetto

4.1.2.4 Cimentaciones

Comparando el radio de capacidad a corte por punzonamiento (R_s) se observa que este valor es muy parecido para el diseño con los dos códigos bajo la condición de empotramiento y medio flexible, por lo que el peralte efectivo (d) necesario para que el hormigón resista esta fuerza es prácticamente igual; esto se debe a que al haberse disminuido las cargas gravitacionales para el diseño con

ACI05 (entre 12 y 13%) se disminuyó también el factor Φ para corte a .75, de modo que los resultados con los dos códigos son muy comparables para elementos donde la combinación 1 que incluye sólo cargas verticales es la que gobierna.

TABLA 4.12 RADIO DE CAPACIDAD A CORTE POR PUNZONAMIENTO DE ZAPATA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA PARA ACI 95 Y 05

CONDICIÓN A: EMPOTRAMIENTO						
	INT1		EXT		ESQ	
ACI	95	05	95	05	95	05
h	60	60	55	55	45	45
d	54	54	49	49	39	39
Rs	.94	.93	.92	.92	.88	.88
CONDICIÓN B: MEDIO FLEXIBLE						
h	60	60	55	55	45	45
d	54	54	49	49	39	39
Rs	.89	.89	.90	.90	.66	.66

Elaborado por: Pablo Brichetto

Además, este radio de capacidad es muy comparable bajo las dos condiciones de borde, a excepción del caso de zapatas aisladas que soportan la carga de una columna esquinera, para el que se presenta una reducción considerable de este valor, por lo que se puede disminuir el peralte de la zapata.

TABLA 4.13 RADIO DE CAPACIDAD A CORTE POR PUNZONAMIENTO DE ZAPATA DE COLUMNA ESQUINERA PARA ACI 95 Y 05 -REDISEÑO-

CONDICIÓN B: MEDIO FLEXIBLE						
	INT1		EXT		ESQ	
ACI	95	05	95	05	95	05
h					40	40
d					34	34
Rs					.80	.80

Elaborado por: Pablo Brichetto

Para las zapatas aisladas de esta estructura sólo aportada de 4 pisos más un subsuelo, en general el área de acero de refuerzo por flexión tiende a disminuir para ACI05, aproximadamente en un 13 y 12% en todos los casos con la condición de empotramiento y de medio flexible respectivamente.

Esto en general puede representar una menor cantidad de varillas para el armado con ACI05³⁷.

TABLA 4.14 VARIACIÓN DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO DE ZAPATA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA

ACI05	CONDICIÓN A: EMPOTRAMIENTO					
	INT1		EXT		ESQ	
ACI	95	05	95	ACI	95	05
h	60	60	55	55	45	45
d	54	54	49	49	39	39
Rs	.94	.93	.92	.92	.88	.88
As(cm2/m)	13.64	11.94	13.00	11.35	10.79	9.40
Δ As(%)	-12.5		-12.7		-12.9	
#var/m	5 ϕ 18@20	5 ϕ 18@20	4 ϕ 20@25	4 ϕ 20@25	4 ϕ 18@25	4 ϕ 18@25
	CONDICIÓN B: MEDIO FLEXIBLE					
h	60	60	55	55	40	40
d	54	54	49	49	34	34
Rs	.89	.89	.90	.90	.8	.8
As(cm2/m)	15.32	13.46	14.60	12.84	13.72	12.07
Δ As(%)	-12.1		-12.1		-12.0	
#var/m	6 ϕ 18@16	5 ϕ 18@20	5 ϕ 20@20	4 ϕ 20@25	5 ϕ 18@20	5 ϕ 18@20

Elaborado por: Pablo Brichetto

4.1.3 ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS MÁS MUROS ESTRUCTURALES (SISTEMA DUAL-CASO II)

4.1.3.1 Vigas

4.1.3.1.1 Flexión

Para las vigas interiores de este sistema dual de 8 pisos con 2 subsuelos, en general los momentos negativos son mayores para ACI05 en todos los vanos; el caso crítico se produce en las luces largas de 7 y 8 m.

Se muestra en la tabla 4.15 la variación del momento negativo de diseño expresada en porcentaje para estas luces en cada piso.

³⁷ Véase ANEXO3, plano estructural E4-I.

TABLA 4.15 VARIACIÓN DE M_u^- (%) EN VIGA INTERIOR (CASO II)

ACI05	ΔM_u^- (%)	
	7	8
L (m)	7	8
PISO3	3.19	2.41
PISO5	3.05	3.31
PISO7	3.03	3.31
PISO7	3.04	3.31

Elaborado por: Pablo Brichetto

Este incremento de los momentos negativos para el ACI05, tanto en luces cortas y medias, en las que la carga sísmica es mayor que la carga muerta, como en luces largas, en las que la carga muerta es mayor que la carga sísmica, se debe a las razones ya expuestas en las conclusiones para las vigas interiores de la estructura del CASOI.

Por consiguiente para momento negativo, el área de acero a flexión calculado A_{SCALC} es mayor con ACI05 en todos los vanos, y puede superar al área de acero colocado A_{SCOLOC} para ACI95, por lo que el armado de la viga puede cambiar; para este caso en general en vanos largos. En las luces para las que el armado de la viga es igual con los dos códigos la relación entre A_{SCALC}/A_{SCOLOC} es mayor con ACI05, es decir que la reserva es menor con este código³⁸.

En lo que se refiere a los momentos positivos para ACI05; en el apoyo, éstos pueden reducirse en las luces cortas (para el caso en el que las combinaciones que incluyen la carga muerta reducida y la carga sísmica gobiernan el diseño, y para las que ésta última carga es menor en aproximadamente 2% para ACI05), o incrementarse al igual que en las luces medias y largas, pero no varían significativamente; en el centro de luz se produce el caso inverso, se incrementan en la luz de 4m y se reducen en las luces medias y largas, siendo esta variación crítica en las luces largas de 7 y 8m.

³⁸ Véase CAPÍTULO3, figura 3.29 y 3.30, pág.199-201/Véase ANEXO3, plano estructural E1-II.

Se muestra en la tabla 4.16 la variación del momento positivo de diseño en el centro de luz expresada en porcentaje para estas luces en cada piso.

TABLA 4.16 VARIACIÓN DE M_u^+ (%) EN EL CENTRO DE LUZ EN VIGA INTERIOR

ACI05	ΔM_u^+ (%)	
	7	8
L (m)		
PISO3	-12.09	-12.07
PISO5	-12.10	-12.08
PISO7	-12.10	-12.08
PISO9	-12.10	-12.09

Elaborado por: Pablo Brichetto

Para este caso crítico esta reducción de los momentos positivos para el ACI05 se debe a que en general es la combinación 1 la que gobierna el diseño, siendo este efecto menor por las razones ya expuestas en las conclusiones para las vigas interiores de la estructura del CASOI.

Por consiguiente para momento positivo en el centro de luz, el área de acero a flexión calculado es mayor con ACI95 en vanos largos, por lo que el armado de la viga puede cambiar en estas luces³⁹.

Como se observa, para este caso particular, en luces largas y en todos los pisos, esta variación en términos absolutos es significativamente mayor que en el caso de los momentos negativos con una relación de aproximadamente 4:1, es decir que el momento positivo en el centro de luz decrece 4 veces más de lo que se incrementa el momento negativo.

Para las vigas de borde en lo que se refiere a los momentos negativos, en general se presenta la misma situación que para el caso de las vigas interiores⁴⁰.

³⁹ Véase CAPÍTULO3, figura 3.29 y 3.30, págs. 199-201/Véase ANEXO3, plano estructural E1-II.

⁴⁰ Véase CAPÍTULO3, figura 3.35 y 3.36, págs. 207-210/Véase ANEXO3, plano estructural E2-II.

Se muestra en la tabla 4.17 la variación del momento negativo de diseño expresada en porcentaje para esta luz en cada piso.

TABLA 4.17 VARIACIÓN DE M_u^- (%) EN VIGA DE BORDE

ACI05	ΔM_u^- (%)
L (m)	8
PISO3	3.46
PISO5	3.25
PISO7	3.22
PISO9	3.21

Elaborado por: Pablo Brichetto

En lo que se refiere a los momentos positivos para ACI05; en el apoyo, éstos aumentan sólo en luces largas (>7m); mientras que en el centro de luz aumentan sólo en luces cortas.

El caso crítico se presenta en el centro de luz de 8m⁴¹.

Se muestra en la tabla 4.18 la variación del momento de diseño en el centro de luz expresada en porcentaje para esta luz en cada piso.

TABLA 4.18 VARIACIÓN DE M_u^+ (%) EN EL CENTRO DE LUZ EN VIGA DE BORDE

ACI 05	ΔM_u^+ (%)
L (m)	8
PISO3	-12.23
PISO5	-12.23
PISO7	-12.33
PISO9	-12.25

Elaborado por: Pablo Brichetto

La relación de la variación en términos absolutos de los momentos positivos y negativos es de 4:1, como en el caso de las vigas interiores.

⁴¹ Véase CAPÍTULO3, figura 3.35 y 3.36, págs. 207-210/Véase ANEXO3, plano estructural E2-II.

4.1.3.1.2 Corte

Para las vigas interiores el valor del corte de diseño V_{uDIS} calculado según lo descrito en 2.2.4.1.5 disminuye en todas las luces para ACI05.

En general en luces iguales o mayores a 6m el concreto resiste corte, mientras que en luces menores a 5m no resiste esta fuerza, esto se debe a que el corte que proviene de las cargas gravitacionales en luces largas de vigas interiores es significativamente mayor, por lo que el corte inducido por el sismo no supera el 50% del corte de diseño, el caso contrario sucede en luces cortas y medias.

No obstante se presenta un caso especial en el que para una luz de 6m V_{uDIS} aumenta para ACI05 y el concreto no resiste corte con los dos códigos; pero en general, exceptuando este caso especial, el caso crítico se presenta en las otras luces de 6 m ($V_c \neq 0$)

	LUZ	V_{uDIS}				
		$V_c = 0$		$V_c \neq 0$		
	ACI (95,05)	4	5	6	7	8
1 ^{er} CASO	95	X	X	X	X	X
	05					
C.ESP.	ACI (95,05)			$V_c = 0$		
	95					
	05			X		

1 ^{er} CASO	LUZ (m)	4-8	$\frac{Vu_{95}^+}{.85} < \frac{Vu_{05}}{.75}$	$V_{S05} > V_{S95}$	$Vu_{95}^+(3 - 8.5\%)$
C. ESP.		6	$\frac{Vu_{05}^+}{.75} - V_c < \frac{Vu_{95}}{.85} - V_c$	$V_{S05} > V_{S95}$	$Vu_{05}^+(6 - 7.5\%)$

El incremento de V_s y por ende de A_v en porcentaje, y los diámetros del estribo en milímetros para el caso crítico y el caso especial antes descritos se presentan en la tabla 4.19.

TABLA 4.19 VARIACIÓN DE VS(%), AV(%) Y $\Delta\Phi$ (MM) EN VIGA INTERIOR

	Vs (%)	Av (%)	$\Delta\phi$ (mm)
L (m)	6	6	6
PISO3	12.2	12.27	
PISO5	9.66	9.66	
PISO7	9.33	9.33	
PISO9	9.10	9.10	
$V_c = 0$	Vs (%)	Av (%)	$\Delta\phi$ (mm)
L (m)	6		
PISO3	24.8	24.85	10-12
PISO5	24.8	24.82	10-12
PISO7	27.5	27.50	10-12
PISO9	18.3	18.36	10-12

Elaborado por: Pablo Brichetto

El diámetro del estribo puede aumentar para este caso especial en pisos bajos y altos en luces medias. En las luces para las que el diámetro del estribo es igual con los dos códigos la relación entre $AV_{\text{CALC}}/AV_{\text{COLOC}}$ es mayor con ACI05, es decir que la reserva es menor con este código⁴².

Para las vigas de borde el valor del corte de diseño $V_{u\text{DIS}}$ calculado según lo descrito en 2.2.4.1.5 disminuye en todas las luces para ACI05, al igual que en el caso de vigas interiores. No obstante, para el caso de los vanos con muros estructurales $V_{u\text{DIS}}$ puede ser igual o mayor con ACI05 debido a que este valor es igual a V_{pr} (V_{vert} es igual a cero porque la viga no se flexiona por la restricción del muro), es decir que $V_{u\text{DIS}}$ depende únicamente de $A_{s\text{COLOC}}$ en los extremos de las vigas, y como el armado de la viga puede ser mayor con este código (como ya se analizó en la parte de flexión), el corte de diseño por consiguiente puede ser mayor. En lo que se refiere al corte resistido por el concreto, sólo en la luz de 8m se cumple esta condición.

⁴² Véase CAPÍTULO3, figura 3.40, pág.214/Véase ANEXO3, plano estructural E1-II.

	LUZ	Vu _{DIS}				
		CORTA	MEDIA		LARGA	
	ACI (95,05)	V _c = 0				V _c ≠ 0
		4	5	6	7	8
1 ^{er} CASO	95	X	X	X	X	X
	05					

1 ^{er} CASO		LUZ (m)	4,5,6,8	$\frac{Vu_{95}^+}{.85} < \frac{Vu_{05}}{.75}$	$V_{S05} > V_{S95}$	$Vu_{95}^+ (2 - 8\%)$
2 ^{do} CASO	muros	LUZ (m)	6,7	$\frac{Vu_{05}^+}{.75} > \frac{Vu_{95}}{.85}$	$V_{S05} > V_{S95}$	$Vu_{05}^+ (0 - 4.5\%)$

Exceptuando los vanos con muros estructurales (caso especial) los casos críticos se producen en las luces de 4m ($V_c = 0$) y 8m ($V_c \neq 0$).

El incremento de Vs y por ende de Av en porcentaje, y los diámetros del estribo en milímetros para el caso especial y los casos críticos se presentan en la tabla 4.20.

TABLA 4.20 VARIACIÓN DE VS(%), AV(%) Y ΔΦ(MM) EN VIGA DE BORDE

L (m)	Vs (%)		Av (%)		Δφ (mm)	
	4	8	4	8	4	8
PISO3	10.1	11.4	10.15	11.41	10-12	
PISO5	10.0	13.9	10.08	10.95	10-12	
PISO7	12.7	11.0	12.73	15.03	12-12	
PISO9	9.05	15.0	9.05	10.81	12-12	

MUR. ESTR.	Vs (%)	Av (%)	Δφ (mm)
L (m)	6		
PISO3	13.33	13.33	
PISO5	13.33	13.33	
PISO7	18.00	18.04	
PISO9	13.33	13.33	

Elaborado por: Pablo Brichetto

El diámetro del estribo puede aumentar en pisos bajos y altos en luces de 4m⁴³.

4.1.3.2 Columnas

4.1.2.2.1 Flexo-compresión y compresión

En general, la carga de diseño P_u en el piso 3 (piso 1 y 2: subsuelos) para las columnas (interior, exterior y esquinera) de estructuras aporticadas de 8 pisos con muros estructurales es mayor para el diseño con ACI95 (para este caso se reduce entre 12 y 35% para ACI05), mientras que los valores de los momentos M_{ux} , M_{uy} son dispersos sin presentar tendencia alguna. Este incremento de P_u se debe a que es la combinación 1 la que gobierna el diseño para ACI95, en cambio para ACI05 es una combinación con sismo en la que los factores de mayoración de las cargas muerta y viva son mucho menores que los de la combinación 1 del ACI95.

Entonces para esta condición determinada para este sistema dual se evidencia en el análisis en el nivel -P3- que:

Para la columna interior la carga axial de diseño P_u es significativamente alta por lo que esta columna trabaja prácticamente a compresión, el radio de capacidad es mayor con ACI95.

Para la columna exterior el nivel de carga es menor, por lo que esta columna trabaja prácticamente a flexo compresión, el radio de capacidad es mayor con ACI95.

Para la columna esquinera el nivel de carga es menor aún, el radio de capacidad es mayor con ACI05.

⁴³ Véase CAPÍTULO3, figura 3.43, pág.217/Véase ANEXO3, plano estructural E2-II.

Es de suma importancia en edificios altos revisar la carga última que puede soportar la columna en el último subsuelo, donde se considera únicamente compresión para el diseño.

TABLA 4.21 RADIO DE CAPACIDAD DE COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA EN PLANTA BAJA Y SUBSUELO PARA ACI 95 Y 05

	INT				EXT				ESQ			
P3	75X75				60X60				60X60			
ACI	95		05		95		05		95		05	
	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$
	.82	1.058	.78	1.058	.91	1.06	.83	1.06	.93	1.06	.99	1.06
SUB2												
ACI	95		05		95		05		95		05	
	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$
	1.13	1.058	1.07	1.058	.98	1.06	.96	1.06	.68	1.06	.64	1.06

Elaborado por: Pablo Bricchetto

Como se observa, en el subsuelo donde se considera únicamente compresión en el diseño, en general el radio de capacidad es mayor con ACI95 debido a que la carga de diseño calculada con la combinación 1, que es la que rige el diseño, es mayor con este código (para este caso entre 8 y 12.5%); la columna interior falla a compresión con los dos códigos por lo que es necesario aumentar las dimensiones de la sección en este nivel.

TABLA 4.22 RADIO DE CAPACIDAD DE COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA EN SUBSUELO, REDISEÑO PARA ACI 95 Y 05

	INT			
P3	75X75		75X75	
ACI	95		05	
	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$
	.82	1.058	.78	1.058
SUB2	80X80		80X80	
	R	$\rho(\%)$	R	$\rho(\%)$
RED	.97	1.085	.93	1.085

Elaborado por: Pablo Bricchetto

En los dos niveles superiores seleccionados -P7 y P9- para la columna interior, exterior y esquinera en general, el radio de capacidad es mayor con ACI05.

TABLA 4.23 RADIO DE CAPACIDAD DE COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA EN PISOS SUPERIORES PARA ACI 95 Y 05

	INT				EXT				ESQ			
	80X80		80X80		60X60		60X60		60X60		60X60	
ACI	95		05		95		05		95		05	
	R	ρ (%)	R	ρ (%)	R	ρ (%)	R	ρ (%)	R	ρ (%)	R	ρ (%)
P7	.40	1.085	.38	1.085	.63	1.06	.65	1.06	.40	1.06	.43	1.06
P9	.25		.28		.73		.63		.34		.36	

Elaborado por: Pablo Brichetto

Por consiguiente, las secciones de concreto y el área de acero de refuerzo longitudinal para estos 3 tipos de columnas no varían para el diseño con ACI05⁴⁴.

4.1.3.2.2 Corte

En el nivel -P3-, en general se produce un incremento de AV_{CALC} para ACI05 de aproximadamente 25% debido a la reducción del factor Φ de corte de .85 a .75, pero para este caso AV_{DIS} es igual a A_{sh} (ACI 21.4.4.1), y considerando las limitaciones de espaciamiento del ACI el área de acero de refuerzo por corte colocado AV_{COLC} es la misma para los 3 tipos de columnas con los dos códigos⁴⁵.

TABLA 4.24 VARIACIÓN DE AV_{DIS} (%) Y AV_{COLC} (%) EN COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y DE ESQUINA

ACI05	INT		EXT		ESQ	
P3	75X75		60X60		60X60	
ACI	95	05	95	05	95	05
AV_{DIS} (cm ²)	3.06	3.06	2.39	2.39	2.39	2.39
Δ (%)	0.0		0.0		0.0	
AV_{COLC} (cm ²)	3.14	3.14	2.36	2.36	2.36	2.36
Δ (%)	0.0		0.0		0.0	

Elaborado por: Pablo Brichetto

Para los siguientes niveles, se considera también que V_u se determina según lo expuesto en 2.2.4.2.8, por lo que el refuerzo por corte colocado es el mismo que para el nivel 3.

⁴⁴ Véase ANEXO3, plano estructural E3-II.

⁴⁵ Véase ANEXO3, plano estructural E3-II.

4.1.3.3 Unión viga columna

En general el corte actuante calculado según lo descrito en 2.2.4.3 puede ser igual o mayor para ACI05 debido a que el acero colocado a flexión en vigas interiores puede ser igual o mayor con este código, y considerando que las secciones de vigas y columnas se mantienen la relación entre el corte actuante y el resistente $V_u/\Phi V_n$ puede ser más crítica para ACI05.

Para esta estructura en el nivel P3 para las uniones analizadas en vanos largos (mayores áreas de acero) este caso se presenta en la unión exterior en el sentido Y.

TABLA 4.25 VARIACIÓN DEL RADIO DE CAPACIDAD DE CORTE ACTUANTE A CORTE RESISTENTE DE UNIÓN VIGA/COLUMNA INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA

$V_u/\Phi V_c$				ACI95		ACI05		ΔRV (%)	
COL			γ	X[=]	Y[⊥]	X[=]	Y[⊥]	ACI05	
INTERIOR	E5	75X75	4	0.53	0.51	0.53	0.51	0.0	0.0
	E3	55X55	5.3	0.78	0.55	0.78	0.55	0.0	0.0
EXTERIOR	E6	60X60	3.2	0.92	0.81	0.92	0.87	0.0	6.5
ESQUINERA	F6	60X60	3.2	0.53	0.53	0.53	0.53	0.0	0.0

Elaborado por: Pablo Bricchetto

En lo que tiene que ver con la condición de viga débil columna fuerte dada por el ACI 21.4.2.2, esta relación expresada como $\sum M_{nc} / \sum M_{nv}$ disminuye en un porcentaje relativamente considerable en todas las uniones para ACI05 debido a la contribución del acero de la losa a la sumatoria de las capacidades a momento de las vigas que se debe tomar en cuenta con este código; por consiguiente esta condición es más crítica para el diseño con ACI05.

Para esta estructura en el nivel P3 para las uniones analizadas en vanos largos (mayores áreas de acero) el valor de este radio disminuye entre un 25 y 35% aproximadamente.

TABLA 4.26 VARIACIÓN DEL RADIO DE CAPACIDAD DE MOMENTOS DE COLUMNAS A MOMENTOS DE VIGAS DE UNIÓN INTERIOR, EXTERIOR Y ESQUINERA

$\Sigma M_c / \Sigma M_v$		ACI95		ACI05		ΔRM (%)	
COL		X[=]	Y[⊥]	X[=]	Y[⊥]	ACI05	
INTERIOR	E5	4.57	4.84	3.33	3.48	-27.14	-28.15
	E3	2.30	2.93	1.68	1.93	-26.85	-34.20
EXTERIOR	E6	2.68	3.14	2.19	1.98	-18.26	-37.09
ESQUINERA	F6	4.42	4.36	3.19	3.14	-27.84	-27.84

Elaborado por: Pablo Brichetto

4.1.3.4 Muros Estructurales

En general para ACI05, la carga axial de diseño aumenta en un porcentaje muy pequeño, en tanto que el momento disminuye y el corte de diseño aumenta en un mayor porcentaje.

TABLA 4.27 VARIACIÓN PORCENTUAL DE P_u , M_u Y $V_{udisñ}$ EN MURO ESTRUCTURAL

ACI05	P_u	M_u	$V_{udisñ}$
EJE	Δ (%)		
6	0.18	-2.08	2.20
F	0.15	-2.10	3.28

Elaborado por: Pablo Brichetto

El diseño a flexo compresión es más crítico con ACI95 debido a que el diagrama de interacción $\Phi P_n - \Phi M_n$ con este código provee una menor capacidad a flexo compresión por debajo de la condición balanceada, que es la parte de la curva en la que se ubican por lo general y como en este caso las solicitaciones de diseño.

En la tabla 4.28 se muestran los radios de capacidad a flexión compresión para los muros estructurales analizados en los 2 sentidos.

TABLA 4.28 CR PARA LOS MUROS ESTRUCTURALES ANALIZADOS

EJE		Cr	
		ACI 318 (71-99)	ACI 318 (02-11)
6 (SX)	COMB		
	2	.87	.68
	6	1.0	.81
F (SY)	COMB		
	2	.63	.53
	7	.78	.66

Elaborado por: Pablo Brichetto

En lo que se refiere al diseño a corte este es más crítico con ACI05 debido a que el corte de diseño V_{uDIS} es mayor con este código mientras que la capacidad utilizable a corte ΦV_n es mucho menor como resultado de la reducción del factor Φ de corte de .85 a .75.

En la tabla 4.29 se presenta la variación porcentual del corte de diseño y de la capacidad utilizable a corte, además de la relación entre estos dos valores expresada como el radio de capacidad a corte R.

TABLA 4.29 VARIACIÓN PORCENTUAL DE V_{uDIS} , ΦV_n Y VALOR R ($V_{uDIS}/\Phi V_n$)

EJE	ACI	V_{uDIS}	ΦV_n	R
6	95	314.36	460.48	0.683
	05	321.26	406.30	0.791
$\Delta(\%)$	05	2.20	-11.77	
F	95	240.71	339.75	0.708
	05	248.59	299.78	0.829
$\Delta(\%)$	05	3.28	-11.76	

Elaborado por: Pablo Brichetto

Por consiguiente, para este caso particular, debido a que el valor de R para el diseño a flexo compresión y corte es menor a 1 en los muros estructurales analizados, la cuantía de acero de refuerzo vertical es igual con los dos códigos.⁴⁶

⁴⁶ Véase ANEXO3, plano estructural E4-II.

La carga axial de diseño para el cabezal es mayor con ACI05 debido al incremento del factor de mayoración de carga muerta de 1.05 a 1.2 en las combinaciones de carga que para esta caso rigen el diseño.

En la tabla 4.30 se presenta la variación porcentual de la carga de diseño para el cabezal y el radio de capacidad a flexo compresión R para este elemento.

TABLA 4.30 VARIACIÓN PORCENTUAL DE PUCBZL Y VALOR R (PUCBZL/.56PO)

EJE	ACI	Pucbzl	.56Po	R
6	95	256.86	449.61	0.571
	05	276.11	449.61	0.614
$\Delta(\%)$	05	7.5		
F	95	259.41	449.61	0.577
	05	276.64	449.61	0.615
$\Delta(\%)$	05	6.64		

Elaborado por: Pablo Brichetto

4.1.3.5 Cimentaciones

Para las vigas de cimentación de este sistema dual de 8 pisos más 2 subsuelos, en lo concerniente a la flexión, en general se produce una disminución considerable en los momentos negativos y positivos en todos los vanos para ACI05, a excepción de los vanos en los que se localizan los muros estructurales.

Esto se debe a que es la combinación 1 la que gobierna el diseño, en la que se redujo la carga muerta y viva en 14 y 6% respectivamente a partir del 2002 según lo expuesto en la tabla 1.1; por consiguiente es la reducción de estas dos cargas la que produce la disminución del efecto de diseño.

La mayor variación se presenta en las luces largas de 7 y 8 m, no obstante el diámetro y/o el número de varillas del refuerzo adicional a flexión para momento negativo y positivo puede disminuir en todos los vanos⁴⁷.

Se muestra en la tabla 4.31 la variación expresada en porcentaje para estas luces en cada piso.

TABLA 4.31 VARIACIÓN DE M_u^- (%) Y M_u^+ (%) EN VIGA DE CIMENTACIÓN

ACI05	ΔM_u^- (%)		ΔM_u^+ (%)	
L (m)	7	8	7	8
CIMENT	-12.62	-12.74	-12.33	-12.54

Elaborado por: Pablo Brichetto

En lo que se refiere al corte de diseño V_u , en general disminuye para ACI05 debido a que proviene únicamente de las cargas gravitacionales factorizadas que son menores con este código.

Por consiguiente la fuerza de corte resistida por el acero V_s también disminuye, y por ende el área de acero de refuerzo por cortante para este código; pero esta variación no es significativa, es decir que en términos prácticos, para este caso particular, el diámetro del estribo no varía⁴⁸.

La mayor variación se presenta en las luces de 5 y 6 m.

Se muestra en la tabla 4.32 la variación expresada en porcentaje para estas luces en cada piso.

⁴⁷ Véase CAPÍTULO3, figura 3.50, pág.234/Véase ANEXO3, plano estructural E5-II.

⁴⁸ Véase CAPÍTULO3 figura 3.51, pág.235/Véase ANEXO3, plano estructural E5-II.

TABLA 4.32 VARIACIÓN DE VS(%), AV(%) Y $\Delta\Phi$ (MM) EN VIGA DE CIMENTACIÓN

$V_c = 0$	Vs (%)		Av (%)		$\Delta\Phi$ (mm)	
L (m)	5	6	5	6	5	6
CIMENT	-1.56	-1.25	-1.56	-1.25		

Elaborado por: Pablo Brichetto

4.1.4 TABLA DE RESUMEN PARA EL DISEÑO CON ACI 318 (71-99) Y ACI 318 (02-11) DE LA ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS (CASO I)

				CASOI	+CRÍT.			
					ACI 318 (71-99)		ACI 318 (02-11)	
VIGAS	FLEX.	CORTE			As_{CL}^+		As^-	Av
				INT	ÿ		X	X
				BRD	ÿ		X	X
COLUMNAS	COMPR.		SUB	INT	ÿ			
				EXT	ÿ			
				ESQ	ÿ			
	FLEX. COMPR.		PB	INT				X
				EXT				X
				ESQ	ÿ			
	PA	INT					X	
		EXT					X	
		ESQ	ÿ					
VG/COL			$V_j/\phi V_n^{49}$ $\Sigma M_c/\Sigma M_v$	INT			X	X
				EXT			X	X
				ESQ			X	X
ZAPATAS	CORTE	FLEXIÓN	COND:A EMPOTR.	INT		ÿ		
				EXT		ÿ		
				ESQ		ÿ		
	COND:B M. FLEX.	INT		ÿ				
		EXT		ÿ				
		ESQ		ÿ				

NOTA: ÿ=COMB. DE DISEÑO SÓLO CARGA VERTICAL; X=COMB. DE DISEÑO CON SISMO

Elaborado por: Pablo Brichetto

CONCLUSIÓN GENERAL: Si gobierna carga vertical, el diseño de un elemento determinado es más crítico con ACI95 y si gobierna sismo con ACI05 (excepto para VG/COL), no obstante los resultados son muy comparables. En este caso las secciones de vigas, columnas y zapatas son iguales; el acero de refuerzo colocado a flexión y/o corte varía en vigas y zapatas, pero esta diferencia no es significativa, es decir que existe una mínima economía entre los dos diseños.

⁴⁹ X marcado en rojo para esta relación indica que podría ser más crítico en otro caso.

4.1.5 TABLA DE RESUMEN PARA EL DISEÑO CON ACI 318 (71-99) Y ACI 318 (02-11) DE LA ESTRUCTURA CONFORMADA POR PÓRTICOS MÁS MUROS ESTRUCTURALES (CASO II)

				CASOII	+CRÍT.					
					ACI 318 (71-99)		ACI 318 (02-11)			
					As_{CL}^+		As^-	Av		
VIGAS	FLEX.	CORTE		INT	☒		X	X		
				BRD	☒		X	X		
COLUMNAS	COMPR		SUB	INT		☒				
				EXT		☒				
				ESQ		☒				
	FLEX. COMPR.		PB	INT		☒				
				EXT		☒				
				ESQ				X		
			PA	INT				X		
				EXT				X		
				ESQ				X		
VG/COL			$V_j/\phi V_n^{50}$	$\Sigma M_c/\Sigma M_v$	INT			X	X	
					EXT			X	X	
					ESQ			X	X	
MUR. ESTR. con CAB.			FLEXO-COMPR.	CORTE	COMPR. CAB.	☒			X	X
V.CIMENT. M. FLEX.	FLEXIÓN	CORTE				As_+^-	Av			
						☒	☒			

Elaborado por: Pablo Brichetto.

CONCLUSIÓN GENERAL: Si gobierna carga vertical, el diseño de un elemento determinado es más crítico con ACI95 y si gobierna sismo con ACI05 (excepto para VG/COL), no obstante los resultados son muy comparables. En este caso las secciones de vigas, columnas y muros estructurales son iguales; el acero de refuerzo colocado a flexión y/o corte varía en vigas, pero esta diferencia no es significativa, es decir que existe una mínima economía entre los dos diseños.

⁵⁰ X marcado en rojo para esta relación indica que podría ser más crítico en otro caso.

4.2 RECOMENDACIONES

A pesar de que los programas computacionales utilizados en este estudio son una herramienta de gran utilidad para cálculo y diseño estructural, se recomienda realizar comprobaciones manuales en base a la teoría de resistencia de materiales para verificar la validez de los resultados generados por los programas.

Basado en la conclusión general de las tablas de resumen 4.1.4 y 4.1.5 de las 2 estructuras presentadas en este estudio, se puede utilizar para el diseño cualquiera de los dos conjuntos de combinaciones de carga y factores de reducción de resistencia, pues este cambio no representa ningún problema relacionado con la seguridad y economía de la estructura; sin embargo, con la finalidad de que se considere las actualizaciones en las normas de diseño del ACI (especialmente en lo que se refiere a flexo-compresión) y, en el caso de las estructuras de concreto que incluyan elementos de otros materiales como acero se emplee un único conjunto de combinaciones de carga, se recomienda la aplicación de los requisitos de resistencia y servicio anotados en el CAPÍTULO 9 del código a partir del 2002.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1995). REQUISITOS Y REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIOS, Florida, Estados Unidos.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2015). REQUISITOS Y REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIOS, Florida, Estados Unidos.

Calavera, J. (2000). CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN, Madrid, ESPAÑA.

Díaz, S. Apuntes de clase de “APLICACIONES COMPUTACIONALES EN ESTRUCTURAS”, Quito, ECUADOR, EPN.

Gachet, P. Apuntes de clase de “PROYECTOS ESTRUCTURALES”, Quito, ECUADOR, EPN.

INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACION (2002), CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION, Quito, Ecuador.

McCormack, J Y Brown, R. DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO, CUARTA EDICIÓN.

Nilson, A. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, DUODÉCIMA EDICIÓN.

Placencia, P. Apuntes de clase de “HORMIGÓN ARMADO III”, Quito, ECUADOR, EPN.

Ramos, P. Apuntes de clase de “HORMIGÓN ARMADO II”, Quito, ECUADOR, EPN.

ANEXOS

ANEXOS

ANEXO 1: PREDISEÑO DE COLUMNAS

MATERIALES

f_y	4200	Kg/cm ²
f'_c	210	Kg/cm ²
ρ	1	%
CARGAS		
D		
Losa		
h_{asum}	30	cm
pp	0.34	
mampost	0.26	
acab+enluc	0.11	
D_{TOTAL}	0.71	T/m ²
L		
oficinas	0.25	T/m ²

Para la columna C3 -interior- del edificio (figura 1.7) se tiene:

s	6 (mt)
L	7 (mt)
m	K_T B (cm) B_{ASUM} (cm)
0.86	1.24 39.98 40.00

COLUMNA	Atrib (m ²)	F.c.		P_U (T)	A_g (cm ²)	B_{MIN} (cm) B_{ASUM} (cm)	H (cm)	H_{ASUM} (cm)	Φ ΦP_n (T)
		P_D (T)	P_L (T)						
INTERIOR	35.75	25.75	8.94	243.09	1984.69	40.00	49.6	50.00	308.70

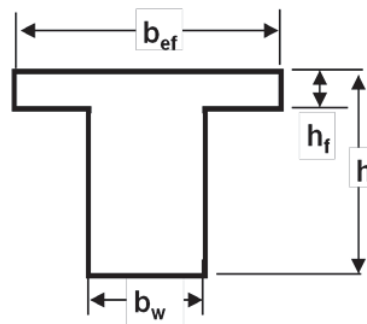
Nótese que la carga axial factorizada P_u se calcula con la combinación de carga $1.4D+1.7L$, y que el factor Φ es igual a .7 (ACI 95).

ANEXOS

ANEXO 2: REVISIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA

Viga T

$b_{eff} =$	50	cm
$b_w =$	10	cm
$h =$	25	cm
$h_f =$	5	cm
$y_t =$	8.06	cm
$I =$	24549	cm ⁴
$heq =$	50	cm

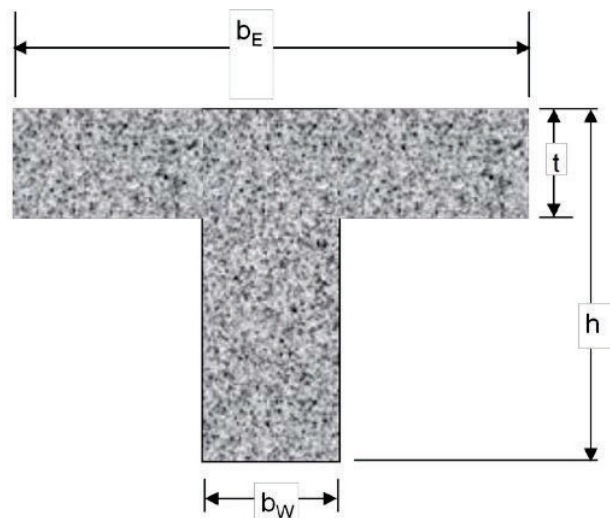


Viga Interior (patín en ambos lados)

1	$b_E =$	80	cm
	$b_w =$	40	cm
	$t =$	5	cm
	$h =$	60	cm
	$l_2 =$	7	m
	$k =$	1.19	
	$I_b =$	860032	cm ⁴
	$I_s =$	343680.5556	cm ⁴
	$af_1 =$	2.50	
5	$l_2 =$	6	m
	$I_s =$	294583.3333	cm ⁴
	$af_5 =$	2.92	
6	$l_2 =$	5.5	m
	$I_s =$	270034.7222	cm ⁴
	$af_6 =$	3.18	

$$b_E/b_w = 2$$

$$t/h = 0.083333$$

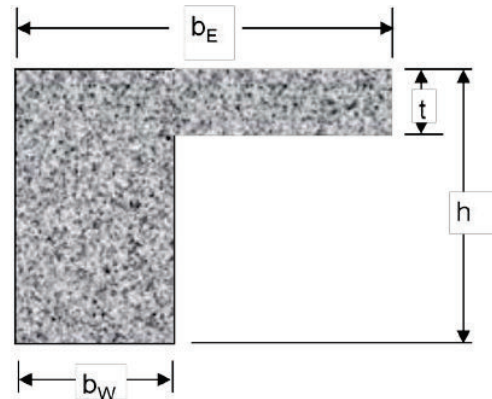


Viga de Borde

7	$b_E =$	60	cm
	$b_W =$	40	cm
	$t =$	5	cm
	$h =$	60	cm
	$l_2 =$	4	m
	$k =$	1.10	
	$I_b =$	792808	cm ⁴
	$I_s =$	108013.8889	cm ⁴
	$af_7 =$	7.34	

$$b_E/b_W = 1.5$$

$$t/h = 0.083333$$



3	$l_2 =$	4	m
	$I_s =$	108013.8889	cm ⁴
	$af_3 =$	7.34	

Revisión del espesor de la losa para un tablero de esquina y de borde con las secciones de diseño de vigas y columnas.

ESQ		b_{vl}	b_{vs}	l_l	I_s
		40	40	8	8
	αf	β	has	heq	hmín
V1	2.50				
V2	2.92				
V3	7.34				
V4	7.34				
αf_m	5.03	1.00	25.00	18.06	18.58

BRD		b_{vl}	b_{vs}	l_l	I_s
		40	40	8	6
	αf	β	has	heq	hmín
V1	2.50				
V2	2.92				
V3	3.18				
V4	7.34				
αf_m	3.99	1.36	25.00	18.06	17.34

ANEXOS

ANEXO 3: PLANOS ESTRUCTURALES

En este anexo se presentan de manera comparativa para el diseño con ACI 95 y 05 las secciones de concreto y el área de acero de refuerzo y sus detalles para los elementos estructurales más críticos en toda la estructura en cada caso: sólo pórticos y pórticos más muros con una altura de 4 y 8 pisos respectivamente.

En la tabla siguiente se muestra el plano estructural que corresponde a cada elemento estructural en cada caso.

CASOI	LÁMINA
VIGA INTERIOR	E1-I
VIGA DE BORDE	E2-I
COLUMNAS(INTERIOR, EXTERIOR, ESQUINERA)	E3-I
ZAPATAS (CONDICIÓN B)	E4-I
CASOII	
VIGA INTERIOR	E1-II
VIGA DE BORDE	E2-II
COLUMNAS(INTERIOR, EXTERIOR, ESQUINERA)	E3-II
MUROS ESTRUCTURALES	E4-II
VIGA DE CIMENTACIÓN	E5-II

Las longitudes de desarrollo y los traslapes se calcularon con las siguientes expresiones:

	Ec. ACI		
VARILLAS EN TENSIÓN	12-1	$l_d = \frac{fy}{3.5\sqrt{f'c}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s\lambda}{\left(\frac{cb+Ktr}{db}\right)} db$	$Ktr = 0$ $l_{dSUP} = 45db$ $l_{dINF} = 35db$
	Sec. 12.5.2	$l_{dh} = \frac{.075 * 4200}{\sqrt{210}} db$	$l_{dh} = 22db$
		$Traslpl = 1.3l_d$	