

# UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

**Facultad de Ingeniería**  
Departamento de Ingeniería Civil  
Maestría en Ingeniería Estructural



*Excelencia que Trasciende*

“Aplicación de la Norma Recomendada AGIES para el  
Diseño de Ejemplos de Edificaciones en Concreto”

**Antonio José Mendoza Ruano**

Guatemala  
2006



“Aplicación de la Norma Recomendada AGIES para el  
Diseño de Ejemplos de Edificaciones en Concreto”

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

**Facultad de Ingeniería**  
Departamento de Ingeniería Civil  
Maestría en Ingeniería Estructural

“Aplicación de la Norma Recomendada AGIES para el  
Diseño de Ejemplos de Edificaciones en Concreto”

**Antonio José Mendoza Ruano**

Trabajo de Graduación presentado para optar al grado  
académico de Maestría en Ingeniería Estructural

Guatemala  
2006

Vo. Bo.:

(F) \_\_\_\_\_  
Msc. Foscolo Liano

Tribunal examinador

(F) \_\_\_\_\_  
Msc. Foscolo Liano

(F) \_\_\_\_\_  
Msc. Milton Matus

(F) \_\_\_\_\_  
Msc. Franklin Matzdorf

Fecha de aprobación: Guatemala 04 de Diciembre de 2006

## PREFACIO

El propósito que se busca en la realización de este trabajo es proveer una serie de ejemplos que sirvan de guía a la utilización adecuada de un código de diseño práctico y accesible, que tenga también un alcance nacional, por lo cual se eligió las Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas AGIES para la República de Guatemala, haciendo uso de la Norma NR – 7 para Concreto Reforzado. Se reconoce que muchos ingenieros tienen a su alcance códigos de diseño que no siempre se logran utilizar adecuadamente, algunas veces por la orientación o filosofía del código por tener criterios y datos basados en parámetros locales del país que lo realizó; así como la falta, por parte de los usuarios, del conocimiento o entendimiento de algunos de los términos y criterios que a veces se exponen en los mismos.

Dado que dentro de las Normas Recomendadas AGIES se tiene un código de carácter nacional, aplicable con la misma practicidad de otros códigos extranjeros, fue que se eligió para el diseño de los ejemplos de edificaciones en concreto como el código base de este trabajo. La importancia de conocer bien y saber utilizar un código de diseño es de mucha importancia para saber cómo proveer un refuerzo adecuado a estructuras de uso cotidiano así como de mayor importancia para garantizar la calidad, resistencia, seguridad y servicio en las estructuras realizadas en Guatemala, especialmente reconociendo que es un país con un nivel de sismicidad de importancia.

Agradezco a Dios, en especial, quien a través de mi camino me ha brindado su inmenso amor de padre, su fortaleza y luz en el transcurso de mi vida. Agradezco a mi Madre y a mi Padre el esfuerzo y amor que día a día me han dado desde el día que nací. Agradezco la desinteresada ayuda y asesoría de los ingenieros Foscolo Liano & Milton Matus quienes me dieron la guía y el conocimiento para realizar este trabajo y también les agradezco su apoyo y amistad. Agradezco al ingeniero Franklin Matzdorf por la ayuda y enseñanza que me brindó como amigo, profesor y director de departamento. Agradezco al ingeniero Alejandro Maldonado actual director de departamento y a la Universidad del Valle de Guatemala la oportunidad de alcanzar esa excelencia que solo los estudiantes de la Universidad del Valle tenemos gracias a su esfuerzo y trabajo como educadores de los futuros profesionales de Guatemala.

# CONTENIDO

PREFACIO .....	v
LISTADO DE CUADROS .....	viii
LISTA DE GRÁFICOS.....	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xix
RESUMEN.....	xxiv
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. GENERALIDADES (DEFINICIONES).....	3
A. CLASIFICACIÓN DE OBRA, APLICANDO LOS CRITERIOS EN NR-1.....	4
B. CARGAS APLICADAS, APLICANDO LOS CRITERIOS EN NR-2.....	5
C. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	9
1. ESTRUCTURA REDUNDANTE.....	10
a. SOLO MARCOS PORTALES.....	11
b. MARCOS PORTALES CON MUROS.....	13
2. ESTRUCTURA NO REDUNDANTE.....	14
a. MARCO PORTAL, POCOS EJES, MENOR NÚMERO DE NIVELES.....	16
b. MARCO PORTAL, POCOS EJES, MAYOR NÚMERO DE NIVELES.....	18
D. MATERIALES, SEGÚN DEFINIDOS EN NR-7.....	20
III. ANÁLISIS.....	24
A. ESTÁTICO.....	31
1. CARGAS GRAVITACIONALES, APLICANDO CRITERIOS DE NR-2.....	32
2. SISMO ESTÁTICO, APLICANDO CRITERIOS DE NR-3.....	37
B. DINÁMICO.....	40
1. SISMO DINÁMICO.....	42

C. PARÁMETROS DE SISMO RESISTENCIA	
SEGÚN LOS CRITERIOS EN NR-3.....	52
D. COMBINACIÓN DE CARGAS CQC.....	56
IV. DISEÑO; BASADO EN LA NORMA NR-7 .....	59
A. FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD.....	61
B. REVISIÓN DE SUPOSICIONES PARA ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	62
C. DETERMINAR NIVEL DE PROTECCIÓN.....	63
D. REQUERIMIENTOS PARA MARCOS ORDINARIOS	
SEGÚN NR-7,5.1.....	65
1. DISEÑO DE VIGAS SEGÚN NR-7,5.2.....	68
2. DISEÑO DE COLUMNAS SEGÚN NR-7,5.3.....	82
3. DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA SEGÚN NR-7,5.4.....	103
E. REQUERIMIENTOS PARA MARCOS ESPECIALES SEGÚN NR-7,6.1.....	103
1. DISEÑO DE VIGAS SEGÚN NR-7,6.2.....	105
2. DISEÑO DE COLUMNAS SEGÚN NR-7,6.3.....	116
3. DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA SEGÚN NR-7,6.4.....	129
V. CONCLUSIONES & RECOMENDACIONES.....	134
VI. BIBLIOGRAFÍA .....	145
VII. APÉNDICES.....	146
A. APÉNDICE 1: DIAGRAMAS DE VIGAS PARA MARCOS ORDINARIOS.....	146
B. APÉNDICE 2: DIAGRAMAS DE	
COLUMNAS PARA MARCOS ORDINARIOS .....	149
C. APÉNDICE 3: DETALLES PRINCIPALES DE NUDOS VIGA-COLUMNA.....	151
D. APÉNDICE 4: DIAGRAMAS DE VIGAS PARA MARCOS ESPECIALES.....	153
E. APÉNDICE 5: DIAGRAMAS DE	
COLUMNAS PARA MARCOS ESPECIALES.....	156
F. APÉNDICE 6: USO SENCILLO DE ECUACIONES DE DISEÑO.....	158

# LISTADO DE CUADROS

TABLA 1: CUADRO DE CARGAS MUERTAS ADICIONALES A PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA.....	6
TABLA 2: PORCIÓN DE CUADRO 8.1 – CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS EN EDIFICACIONES (NR-2 AGIES).....	7
TABLA 3: PRIMER CUADRO DE RESULTADOS PARA COMPARACIÓN.....	33
TABLA 4: SEGUNDO CUADRO DE RESULTADOS EN COMPARACIÓN.....	34
TABLA 5: CORTANTES & MOMENTOS PARA VIGA B1 BAJO COMPARACIÓN.....	35
TABLA 6: CUADRO DE PRIMEROS 6 MODOS DE VIBRACIÓN PARA ESTRUCTURA REDUNDANTE SIN MUROS.....	45
TABLA 7: CUADRO DE PRIMEROS 6 MODOS DE VIBRACIÓN PARA ESTRUCTURA REDUNDANTE CON MUROS.....	46
TABLA 8: CUADRO COMPARATIVO DE PERIODOS DE VIBRACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS NO REDUNDANTES.....	47
TABLA 9: PORCIÓN DEL CUADRO 3.2 – ACELERACIONES MÁXIMAS EFECTIVAS DE LA NORMA NR-2.....	48
TABLA 10: CUADRO DE COEFICIENTES DE CALIFICACIÓN SISMORRESISTENTE PARA TODAS LAS EDIFICACIONES PROPUESTAS.....	55

TABLA 11: VALORES DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA PARA LAS ESTRUCTURAS PROPUESTAS, EJE X.....	56
TABLA 12: CUADRO DE PORCENTAJES DE ACERO PARA MOMENTO DE VIGA EJE A, CUARTO NIVEL.....	70
TABLA 13: CUADRO DE PORCENTAJES DE ACERO PARA MOMENTO DE VIGA EJE A, QUINTO NIVEL.....	71
TABLA 14: CUADRO DE RESULTADOS DE VIGA EJE A, ESTRUCTURA CON MUROS, CUARTO NIVEL.....	71
TABLA 15: CUADRO DE RESULTADOS DE VIGA EJE A, ESTRUCTURA CON MUROS, QUINTO NIVEL.....	72
TABLA 16: CUADRO DE VIGA EJE 2, ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 5 NIVELES.....	72
TABLA 17: CUADRO DE VIGA EJE 2, VARIAS COMBINACIONES, ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 5 NIVELES.....	73
TABLA 18: RESULTADOS DE VIGA DEL EJE 2, DE LA ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 8 NIVELES.....	74
TABLA 19: VIGAS EJES A, NIVELES 4 Y 5, ESTRUCTURA REDUNDANTE SIN MUROS.....	77
TABLA 20: ESPACIAMIENTOS DE ESTRIBOS PARA TORSIÓN, ESTRUCTURA REDUNDANTE SIN MUROS.....	79

<b>TABLA 21: ESTRIBOS PARA CORTE Y TORSIÓN DE VIGA EJE A, ESTRUCTURA CON MUROS.....</b>	<b>80</b>
<b>TABLA 22: ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS, VIGA EJE 2, ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 5 NIVELES.....</b>	<b>81</b>
<b>TABLA 23: ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS, VIGA EJE 2, ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 8 NIVELES.....</b>	<b>81</b>
<b>TABLA 24: RESISTENCIAS AXIALES MÁXIMAS PARA COLUMNAS DE ESTRUCTURAS REDUNDANTES.....</b>	<b>91</b>
<b>TABLA 25: DATOS DE DISEÑO PARA COLUMNA DE ESQUINA DE ESTRUCTURA REDUNDANTE SIN MUROS.....</b>	<b>92</b>
<b>TABLA 26: RESISTENCIAS AXIALES MÁXIMAS PARA COLUMNAS DE ESTRUCTURAS REDUNDANTES, 2ª ITERACIÓN.....</b>	<b>93</b>
<b>TABLA 27: ESFUERZOS MÁXIMOS PARA COLUMNAS DE BORDE Y ESQUINA ESTRUCTURA CON MUROS.....</b>	<b>96</b>
<b>TABLA 28: VALORES MÁXIMOS PARA COLUMNAS DE ESTRUCTURA CON MUROS.....</b>	<b>96</b>
<b>TABLA 29: CUADRO PARA DISEÑO DE COLUMNA DE ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 5 NIVELES.....</b>	<b>99</b>
<b>TABLA 30: DATOS PARA TRABAJAR COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 8 NIVELES.....</b>	<b>101</b>
<b>TABLA 31: CUADRO DE ANÁLISIS DE GEOMETRÍA PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN.....</b>	<b>105</b>

<b>TABLA 32: CUADRO DE ANCHOS MÁXIMOS PERMITIDOS PARA VIGAS, PARA LAS ESTRUCTURAS PROPUESTAS.....</b>	<b>106</b>
<b>TABLA 33: CUADRO PARA REVISAR INESTABILIDAD LATERAL DE VIGAS POR GEOMETRÍA .....</b>	<b>106</b>
<b>TABLA 34: CUADRO PARA REVISAR ECUACIÓN 6.2 DE LA NORMA NR-7.....</b>	<b>107</b>
<b>TABLA 35: ÁREA DE VARILLAS PARA ESTRIBOS DE SOPORTE LATERAL SEGÚN ECUACIÓN 6.5 NORMA NR-7.....</b>	<b>109</b>
<b>TABLA 36: DISEÑO DE REFUERZO DE CORTE PARA ESTRUCTURA REDUNDANTE SIN MUROS CON <math>V_{DIS}</math>.....</b>	<b>112</b>
<b>TABLA 37: DISEÑO DE REFUERZO DE CORTE PARA ESTRUCTURA REDUNDANTE CON MUROS CON <math>V_{DIS}</math>.....</b>	<b>113</b>
<b>TABLA 38: DISEÑO DE REFUERZO DE CORTE PARA ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 5 NIVELES CON <math>V_{DIS}</math>.....</b>	<b>114</b>
<b>TABLA 39: DISEÑO DE REFUERZO DE CORTE PARA ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 8 NIVELES CON <math>V_{DIS}</math>.....</b>	<b>115</b>
<b>TABLA 40: MOMENTOS DE DISEÑO PARA COLUMNA DE ESTRUCTURA REDUNDANTE SIN MUROS.....</b>	<b>119</b>
<b>TABLA 41: DATOS PARA DISEÑO POR CAPACIDAD DE COLUMNA DE ESTRUCTURA REDUNDANTE CON MUROS.....</b>	<b>121</b>
<b>TABLA 42: MOMENTOS DE DISEÑO Y CARGA AXIAL PARA COLUMNA DE ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 5 NIVELES.....</b>	<b>122</b>

<b>TABLA 43: CARGA AXIAL Y MOMENTOS PARA DISEÑO DE COLUMNA DE ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 8 NIVELES.....</b>	<b>123</b>
<b>TABLA 44: ESPACIAMIENTOS RECOMENDADOS DE ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO PARA COLUMNAS.....</b>	<b>125</b>
<b>TABLA 45: ESPACIAMIENTOS MÍNIMOS DE ESTRIBOS DE COLUMNAS SIN USO DE ECUACIONES.....</b>	<b>126</b>
<b>TABLA 46: ESPACIAMIENTOS DE REFUERZO PARA CORTE DE COLUMNAS DE ESTRUCTURAS REDUNDANTES.....</b>	<b>128</b>
<b>TABLA 47: ESPACIAMIENTOS DE REFUERZO PARA CORTE DE COLUMNAS DE ESTRUCTURAS NO REDUNDANTES.....</b>	<b>129</b>

# LISTA DE GRÁFICOS

<b>GRÁFICO 1: PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS PARA ESTRUCTURAS REDUNDANTES</b> .....	10
<b>GRAFICO 2: VISTA 3D DE LA ESTRUCTURA REDUNDANTE CON SOLO MARCOS PORTALES</b> .....	11
<b>GRÁFICO 3: SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS PARA ESTRUCTURA REDUNDANTE CON SOLO MARCOS PORTALES</b> .....	12
<b>GRÁFICO 4: SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS PARA ESTRUCTURA REDUNDANTE CON MUROS</b> .....	13
<b>GRÁFICO 5: VISTA 3D DE LA ESTRUCTURA REDUNDANTE DE MARCOS PORTALES Y MUROS</b> .....	14
<b>GRÁFICO 6: PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS PARA ESTRUCTURAS NO REDUNDANTES</b> .....	15
<b>GRÁFICO 7: SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS PARA ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE POCOS NIVELES</b> .....	16
<b>GRÁFICO 8: VISTA 3D DE LA ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE POCOS NIVELES</b> .....	17
<b>GRÁFICO 9: SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS PARA ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE MUCHOS NIVELES</b> .....	19
<b>GRÁFICO 10: VISTA 3D DE LA ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE MUCHOS NIVELES</b> .....	20

<b>GRAFICO 11: ESQUEMA GENERAL DE RESPUESTA LINEAL Y NO LINEAL</b> .....	<b>29</b>
<b>GRÁFICO 12: ESQUEMA GENERAL DE RESPUESTA ELÁSTICA E INELÁSTICA</b> .....	<b>30</b>
<b>GRAFICO 13: ESTRUCTURAS REDUNDANTES, AMBAS EN SU EJE 1. AL LADO IZQUIERDO ESTRUCTURA SIN MUROS Y AL LADO DERECHO ESTRUCTURA CON MUROS</b> .....	<b>33</b>
<b>GRÁFICO 14: EFECTO DE MOMENTO NEGATIVO PARA VIGAS QUE CONECTAN A MUROS</b> .....	<b>35</b>
<b>GRÁFICO 15: ESTRUCTURAS NO REDUNDANTES, AMBAS EN SU EJE 1. AL LADO IZQUIERDO ESTRUCTURA DE 5 NIVELES Y AL LADO DERECHO ESTRUCTURA DE 8 NIVELES</b> .....	<b>36</b>
<b>GRÁFICO 16: TIPOS GENERALES DE CARGAS DINÁMICAS</b> .....	<b>40</b>
<b>GRÁFICO 17: PRIMEROS 4 MODOS DE VIBRACIÓN PARA ESTRUCTURA REDUNDANTES SIN MUROS</b> .....	<b>44</b>
<b>GRÁFICO 18: PRIMEROS 4 MODOS DE VIBRACIÓN PARA ESTRUCTURA REDUNDANTE CON MUROS</b> .....	<b>45</b>
<b>GRÁFICO 19: COMPARACIÓN DIRECTA DEL PRIMERO MODO DE VIBRACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS NO REDUNDANTES</b> .....	<b>46</b>
<b>GRÁFICO 20: MAPA DE REGIONES DE GUATEMALA DE AGIES</b> .....	<b>48</b>
<b>GRÁFICO 21: FUNCIÓN DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA, GENERADO DE ACUERDO CON EL CUADRO 3.3 DE LA NORMA NR-2 AGIES</b> .....	<b>50</b>

GRÁFICO 22: ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA BASADO EN EL SISMO BÁSICO DE AGIES.....	50
GRÁFICO 23: ESQUEMAS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA DISEÑAR.....	67
GRÁFICO 24: EJEMPLO PARA PRODUCIR UN DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.....	84
GRÁFICO 25: ESQUEMAS DE UNA SECCION DE COLUMNA PARA ANALISIS DE DIAGRAMA DE INTERACCION.....	85
GRÁFICO 26: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN GENERAL.....	86
GRÁFICO 27: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARTICULAR.....	87
GRÁFICO 28: ESQUEMA ILUSTRATIVO DE ESFUERZOS BIAXIALES EN COLUMNAS.....	87
GRÁFICO 29: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN 3-D.....	90
GRÁFICO 30: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA $\rho=0.02$ PARA COLUMNA DE ESTRUCTURA REDUNDANTE SIN MUROS.....	92
GRÁFICO 31: 2ª ITERACIÓN PARA DISEÑO DE COLUMNA DE ESTRUCTURA REDUNDANTE SIN MUROS.....	93
GRÁFICO 32: ESQUEMAS DE ESFUERZOS EN COLUMNA DE ESQUINA PARA MOMENTOS BIAXIALES.....	94
GRÁFICO 33: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA COLUMNA 1.6 M X1.6 M CON $\rho=4.00\%$ .....	97

<b>GRÁFICO 34: ESFUERZOS EN SECCIÓN DE COLUMNAS DE ESTRUCTURA REDUNDANTE CON MUROS.....</b>	<b>98</b>
<b>GRÁFICO 35: DIAGRAMA REUTILIZADO PARA REVISAR COMPORTAMIENTO DE COLUMNA.....</b>	<b>100</b>
<b>GRÁFICO 36: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA COLUMNA DE 2M X 2M CON <math>\rho</math> MAXIMO.....</b>	<b>101</b>
<b>GRÁFICO 37: ESQUEMA DE ESFUERZOS DE LA COLUMNA DISEÑADA PARA ESTRUCTURA REDUNDANTE SIN MUROS.....</b>	<b>119</b>
<b>GRÁFICO 38: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNA DE ESQUINA DISEÑADA PARA MARCO ESPECIAL.....</b>	<b>120</b>
<b>GRÁFICO 39: DIAGRAMA DE PASOS GENERALES PARA DISEÑO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>135</b>
<b>GRÁFICO 40: ESQUEMA GENERAL DEL PROCESO DE DISEÑO.....</b>	<b>136</b>
<b>GRÁFICO 41: PRIMERA PARTE DEL PROCESO DE DISEÑO DE VIGAS.....</b>	<b>137</b>
<b>GRÁFICO 42: SEGUNDA PARTE DEL PROCESO DE DISEÑO DE VIGAS.....</b>	<b>138</b>
<b>GRÁFICO 43: PRIMERA PARTE DEL PROCESO DE DISEÑO DE COLUMNAS.....</b>	<b>139</b>
<b>GRÁFICO 44: SEGUNDA PARTE DEL PROCESO DE DISEÑO DE COLUMNAS.....</b>	<b>140</b>
<b>GRÁFICO 45: PRIMERA PARTE DEL PROCESO DE DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA.....</b>	<b>141</b>
<b>GRÁFICO 46: SEGUNDA PARTE DEL PROCESO DE</b>	

DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA.....	142
<b>GRÁFICO 1A: DIAGRAMA DE VIGA PARA ESTRUCTURA REDUNDANTE SIN MUROS. PARA MARCOS ORDINARIOS.....</b>	<b>146</b>
<b>GRÁFICO 2A: DIAGRAMA DE VIGA PARA ESTRUCTURA REDUNDANTE CON MUROS. PARA MARCOS ORDINARIOS.....</b>	<b>147</b>
<b>GRÁFICO 3A: DIAGRAMA DE VIGA PARA ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 5 NIVELES. PARA MARCOS ORDINARIOS.....</b>	<b>147</b>
<b>GRÁFICO 4A: DIAGRAMA DE VIGA PARA ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 8 NIVELES. PARA MARCOS ORDINARIOS.....</b>	<b>148</b>
<b>GRÁFICO 1B: DIAGRAMA DE COLUMNA PARA ESTRUCTURA REDUNDANTE SIN MUROS. PARA MARCOS ORDINARIOS.....</b>	<b>149</b>
<b>GRÁFICO 2B: DIAGRAMA DE COLUMNA PARA ESTRUCTURA REDUNDANTE CON MUROS. PARA MARCOS ORDINARIOS.....</b>	<b>149</b>
<b>GRÁFICO 3B: DIAGRAMA DE COLUMNA PARA ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 5 NIVELES. PARA MARCOS ORDINARIOS.....</b>	<b>150</b>
<b>GRÁFICO 4B: DIAGRAMA DE COLUMNA PARA ESTRUCTURA NO REDUNDANTE DE 8 NIVELES. PARA MARCOS ORDINARIOS.....</b>	<b>150</b>
<b>GRÁFICO 1C: DIAGRAMA DE NUDO VIGA-COLUMNA INTERIOR.....</b>	<b>151</b>
<b>GRÁFICO 2C: DIAGRAMA DE NUDO VIGA-COLUMNA EXTERIOR.....</b>	<b>152</b>
<b>GRÁFICO 1D: DIAGRAMA DE VIGA PARA ESTRUCTURA</b>	

<b>REDUNDANTE SIN MUROS. PARA MARCOS ESPECIALES.....</b>	<b>153</b>
<b>GRÁFICO 2D: DIAGRAMA DE VIGA PARA ESTRUCTURA</b>	
<b>REDUNDANTE CON MUROS. PARA MARCOS ESPECIALES.....</b>	<b>154</b>
<b>GRÁFICO 3D: DIAGRAMA DE VIGA PARA ESTRUCTURA</b>	
<b>NO REDUNDANTE DE 5 NIVELES. PARA MARCOS ESPECIALES .....</b>	<b>154</b>
<b>GRÁFICO 4D: DIAGRAMA DE VIGA PARA ESTRUCTURA</b>	
<b>NO REDUNDANTE DE 8 NIVELES. PARA MARCOS ESPECIALES.....</b>	<b>155</b>
<b>GRÁFICO 1E: DIAGRAMA DE COLUMNA PARA ESTRUCTURA</b>	
<b>REDUNDANTE SIN MUROS. PARA MARCOS ESPECIALES.....</b>	<b>156</b>
<b>GRÁFICO 2E: DIAGRAMA DE COLUMNA PARA ESTRUCTURA</b>	
<b>REDUNDANTE CON MUROS. PARA MARCOS ESPECIALES.....</b>	<b>156</b>
<b>GRÁFICO 3E: DIAGRAMA DE COLUMNA PARA ESTRUCTURA</b>	
<b>NO REDUNDANTE DE 5 NIVELES. PARA MARCOS ESPECIALES .....</b>	<b>157</b>
<b>GRÁFICO 4E: DIAGRAMA DE COLUMNA PARA ESTRUCTURA</b>	
<b>NO REDUNDANTE DE 8 NIVELES. PARA MARCOS ESPECIALES.....</b>	<b>157</b>

## LISTA DE SÍMBOLOS

a:	Altura equivalente del bloque compresivo.
$A_c$ :	Área confinada de la sección transversal de concreto.
$A_{cp}$ :	Área de sección transversal de concreto encerrada por el perímetro exterior.
$A_e$ :	Área de varillas para soporte lateral de varillas de refuerzo principal.
$A_f$ :	Aceleración máxima del suelo producida por sismo frecuente.
$A_g$ :	Área bruta de la sección
$A_o$ :	Aceleración máxima efectiva del terreno para sismo básico de diseño (AGIES)
$A_o$ :	Área bruta encerrada por la trayectoria del flujo de cortante. (ACI)
$A_{oh}$ :	Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado mas externo dispuesto para resistir la torsión.
$A_s$ :	Área de Acero longitudinal.
$A_{se}$ :	Área de varillas longitudinales que queden dentro de región de confinamiento.
$A_T$ :	Área Tributaria de losa a elementos ( $m^2$ ) (AGIES)
$A_T$ :	Área de varillas de acero para estribos para resistir torsión.
$A_v$ :	Área transversal de estribos.
$A_{v+T}$ :	Área de estribos para resistir corte y torsión.
b:	Base de la sección de concreto.
bc:	Base de la sección transversal de la columna en esa dirección.
bj:	Ancho del nudo en dirección del análisis.
$b_w$ :	Ancho del alma de una sección I o T de concreto, o base de una sección rectangular de concreto.
$C_s$ :	Coefficiente sísmico de diseño para estado límite de cedencia.
$C_{vi}$ :	Coefficiente de distribución para cortantes por nivel para límite de cedencia con el método de análisis modal espectral.
$C_{vj}$ :	Coefficiente de distribución para cortantes por nivel para límite de cedencia con el método de la carga estática equivalente.

d:	Distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del refuerzo de acero a tensión.
d <sup>''</sup> :	Peralte de sección confinada.
db:	Diámetro de varilla de refuerzo
D(I):	Amplificación dinámica de la respuesta máxima del oscilador elástico de un grado de libertad.
e:	Excentricidad de la carga axial en columnas.
E <sub>C</sub> :	Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm <sup>2</sup> )
E <sub>S</sub> :	Modulo de elasticidad del acero.
f <sub>c</sub> :	Resistencia a compresión del concreto
F <sub>i</sub> :	es el cortante de cedencia en el nivel “i” de la edificación con el método de análisis modal espectral.
F <sub>j</sub> :	es el cortante de cedencia en el nivel “j” de la edificación con el método de la carga estática equivalente.
f <sub>s</sub> :	Esfuerzo en el acero cuando no ha llegado a f <sub>y</sub> .
f <sub>y</sub> :	Resistencia a cedencia del acero de refuerzo, no para preesfuerzo
f <sub>yt</sub> :	Resistencia a cedencia del acero de refuerzo para cortante.
f <sub>yh</sub> :	Resistencia a cedencia del acero de refuerzo para soporte lateral.
h <sup>''</sup> :	Altura de sección confinada.
hb:	Peralte total de la viga.
hc:	Altura de la sección transversal de la columna en esa dirección.
He:	Peralte del elemento cuya longitud de zona rígida se esta estimando.
h <sub>i</sub> :	Altura en metros del nivel “i” sobre la base de la edificación.
h <sub>j</sub> :	Altura en metros del nivel “j” sobre la base de la edificación.
h <sub>m</sub> :	Altura total del muro en un nivel (que en general abarca varios pisos).
I <sub>o</sub> :	Índice de Sismicidad.
I <sub>g</sub> :	Momento de inercia de la sección bruta.
<b><u>K</u></b> :	Matriz de rigideces de la estructura (en negrita)
K <sub>cc</sub> :	Factor de reducción de resistencia a corte.
K <sub>m</sub> :	Factor de magnificación.
K <sub>r</sub> :	Factor de sobre resistencia

$K_v$ :	Factor de Reducción de carga viva uniformemente distribuida
$L_n$ :	Claro libre de un elemento.
$L_o$ :	Longitud de confinamiento en columnas.
<b><math>M</math></b> :	Matriz de masas de la estructura (en negrita)
$M$ :	Carga muerta total aplicable
$M_{cap}$ :	Momento sísmico modificado.
$M_{dis}$ :	Momento de diseño combinado.
$M_{grav}$ :	Momento resultante de cargas gravitacionales.
$M_n$ :	Momento nominal que resiste la sección de concreto
$M_p$ :	Momento plástico de una sección de concreto.
$M_{su}$ :	Momento flector sísmico que considera efecto P- $\Delta$
$M_u$ :	Momento último combinado.
$M_x$ :	Momento aplicado en la dirección X
$M_y$ :	Momento aplicado en la dirección Y.
$M_2$ :	Momento flexionantes en elementos estructurales en su eje 2-2'
$M_3$ :	Momento flexionantes en elementos estructurales en su eje 3-3'
$N_u$ :	Carga axial ultima en presencia de corte.
$P$ :	Carga Axial en elementos estructurales
$P_{cp}$ :	Perímetro exterior se la sección transversal de concreto.
$P_{ij}$ :	Ecuación central de combinación del CQC
$P_{ni}$ :	Resistencia axial nominal biaxial.
$P_{nx}$ :	Resistencia axial nominal en X
$P_{ny}$ :	Resistencia axial nominal en Y
$P_o$ :	Resistencia Axial inicial
$P_v$ :	Carga viva concentrada (Kg)
$Q$ :	Factor específico de calidad sismorresistente.
$q_i$ :	Factores de calidad específicos.
$R$ :	Factor de reduccion de respuesta sismica para el estado limite de cedencia.
$R_i$ :	Respuesta del modo "i", para el CQC
$R_j$ :	Respuesta del modo "j", para el CQC
$R_n$ :	Resistencia nominal de un elemento estructural.

Ro:	Factor generico de reduccion de respuesta.
Ru:	Fuerza última combinada.
S:	Espaciamiento de estribos, usualmente, o refuerzo en general
Sa(I):	Respuesta sísmica máxima de un oscilador elástico de un grado de libertad.
S <sub>T</sub> :	Espaciamiento para estribos de torsión.
S <sub>V</sub> :	Espaciamiento para estribos de corte.
S <sub>V+T</sub> :	Espaciamiento de estribos para torsión y corte.
T:	Torsión en elementos estructurales, aplicada en su sección transversal.
T <sub>A</sub> :	Parámetro de la función D(I), primer periodo de cambio.
T <sub>B</sub> :	Parámetro de la función D(I), segundo periodo de cambio.
T <sub>m</sub> :	Periodos de Vibración para el modo “m”.
T <sub>u</sub> :	Torsión ultima.
V:	Carga viva total aplicable
$\underline{v}$ :	Vector de amplitudes de modos de vibración.
V <sub>B</sub> :	Corte basal estático para estado limite de cedencia.
V <sub>c</sub> :	Resistencia a cortante provista por el concreto.
V <sub>cap</sub> :	Corte sísmico modificado.
V <sub>dis</sub> :	Corte de diseño para secciones a flexión.
V <sub>grav</sub> :	Corte basado solamente en cargas gravitacionales.
V <sub>n</sub> :	Resistencia nominal de una sección de concreto a cortante.
V <sub>p</sub> :	Cortante plástico de la sección de concreto.
V <sub>s</sub> :	Resistencia a cortante provista por el acero.
V <sub>su</sub> :	Corte sísmico combinado con su propio efecto P-Δ
V <sub>u</sub> :	Cortante ultimo.
V <sub>2</sub> :	Cortante en elementos estructurales a lo largo del eje 2-2'
V <sub>3</sub> :	Cortante en elementos estructurales a lo largo del eje 3-3'
$\underline{w}$ :	Frecuencias radiales o velocidades angulares.
W <sub>i</sub> :	Peso asignado al nivel “i” de la edificación.
W <sub>j</sub> :	Peso asignado al nivel “j” de la edificación.
W <sub>m</sub> :	Carga muerta uniformemente distribuida (Kg/m <sup>2</sup> )

$W_s$ :	Peso de las masas que pueden generar fuerzas inerciales que contribuyan al corte basal.
$W_v$ :	Carga viva uniformemente distribuida ( $\text{Kg}/\text{m}^2$ )
$W\beta_m$ :	Peso efectivo que participa en el modo “m”
$Z_n$ :	Porción del elemento estructural que queda dentro del nudo.
$Z_r$ :	Zona rígida de un elemento estructural antes de unirse al nudo.
$\beta_i$ :	Amortiguamiento del modo “i”, para el CQC
$\beta_j$ :	Amortiguamiento del modo “j”, para el CQC
$\delta_c$ :	Peso específico del concreto ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
$\gamma$ :	Factor de distancias entre refuerzos opuestos en columnas y peralte.
$\phi$ :	Factor de reducción de capacidad.
$\varphi$ :	Amplitudes relativas de cada modo de vibración.
$\sigma$ :	Esfuerzos Actuantes en algún punto de un elemento estructural.
$\varepsilon$ :	Deformaciones unitarias en algún punto de un elemento estructural.
$\rho$ :	Porcentaje de acero en función de área de concreto.
$\omega_i$ :	Frecuencia circular del modo “i”, para el CQC
$\omega_j$ :	Frecuencia circular del modo “j”, para el CQC

## RESUMEN

Este trabajo plantea y muestra un método correcto del uso de la norma recomendada AGIES, la edición del año 2000, para diseño de estructuras de concreto reforzado. Se basará principalmente en la aplicación de la norma NR-7 para tal fin. El trabajo se presenta en tres capítulos que abarcan el proceso necesario para realizar un diseño adecuado.

El capítulo I, la introducción, explica en forma general las tres etapas principales que llevan al proceso de diseño. El proceso explicado es bastante general y usualmente utilizado para fines de analizar y diseñar estructuras bajo cualquier criterio deseado. Se reconocen como etapas principales la de definir las propiedades generales de la estructura, el proceso del análisis estructural y finalmente la etapa del diseño estructural. Además de simplemente narrar las etapas necesarias para llegar al proceso de diseño, en este capítulo se expone la necesidad y relevancia de realizar un trabajo que exponga el proceso de diseño utilizando los criterios planteados por AGIES y la importancia que las normas recomendadas pueden llegar a tener en el diseño de una edificación.

El capítulo II, generalidades, tal y como se explica desde la introducción trabaja todos los pasos que preceden al proceso de análisis. Se reconocen como generalidades a todos los parámetros que definen la estructura, las dimensiones de los elementos, los materiales a utilizar, etc. Todos los parámetros que están involucrados alrededor de una estructura y son útiles para el proceso de análisis estructural.

La importancia de la etapa de las «generalidades» esta en tomar todos los coeficientes y parámetros que son necesarios y a veces obligatorios para los procesos posteriores. Se deben tomar algunos que, por la filosofía de la norma, sólo pueden tomarse de las normas recomendadas AGIES que están fundamentados en investigaciones locales y proveen datos de carácter nacional. También hay que reconocer que los procesos mostrados posteriormente tienen el mismo fundamento y los chequeos necesarios, para llegar al diseño, deben tener la concordancia que se plantea en normas anteriores a la NR-7. Hay también capítulos orientados a cálculo de cargas que son útiles al momento

en que el analista o ingeniero no tenga una idea clara de las cargas estimables para la edificación que tenga que trabajar.

Se habla en el capítulo III, Análisis, de los diferentes procesos que hay para analizar estructuras. Se comenta la variedad de criterios que hay que cumplir para que los procesos de análisis electos sean aplicables. Se definen algunos procesos basados en algunos datos definidos en el capítulo anterior. El propósito de este capítulo es plantear la variedad de procesos que existen y los procesos que deben aplicarse. Las normas AGIES dan cierta libertad respecto del proceso a tomar pero propone límites a estas libertades. Propone procedimientos mínimos y criterios que estiman si las estructuras pueden ser analizadas por procesos simplificados o requieren procesos más complejos que sean aptos para la estructura propuesta.

Se plantea varias veces el uso de un programa de análisis estructural de computadora para esta etapa. Por lo cual no se hace necesario mostrar el proceso como tal. Se sabe que no es el fundamento de este trabajo el análisis sino el diseño y por ello se permite esta libertad. Para mostrar que requisitos deben cumplirse si se habla paso a paso de algunos criterios que surgen dentro de las normas recomendadas para garantizar resultados adecuados.

La división principal de este capítulo III se fundamenta en los tipos de cargas. Primero se explica un poco la necesidad de las cargas estáticas. Luego se comenta la complejidad de aplicar cargas dinámicas, la importancia de estas y los modelos que deben realizarse para trabajarlas. Estos bloques de información ayudan a entender, ya sea que se realice un análisis manual o uno computarizado, que es necesario conocer como mínimo el modelo matemático a utilizar y que parámetros se deben poder controlar para que el proceso de análisis provea resultados adecuados.

El capítulo IV concluye el proceso de trabajo. Esta etapa; el diseño, el propósito principal y fundamento de este trabajo, muestra paso a paso los chequeos y los datos a revisar de los principales elementos estructurales que la norma NR-7 propone. La forma de cálculo, aunque mostrada digitalmente, no se realiza en un programa de computadora. Los pasos se muestran de tal forma que los refuerzos electos para las secciones de concreto puedan comprenderse y se pueda entender el proceso y los criterios que llevan a realizar esta elección.

Al final se lograra plantear un esquema de los pasos necesarios previamente al diseño para lograr un diseño adecuado. Una vez garantizado que los datos son útiles para el diseño se puede entonces hablar de un esquema que muestre los pasos necesarios para que el proceso de diseño este completo y el cual cumpla con todos los requisitos que las normas recomendadas AGIES plantea.

El último capítulo, el capítulo V Conclusiones & Recomendaciones, servirá de resumen para poder ver que se logra con el diseño planteado en AGIES para estructuras de concreto reforzado. También como una propuesta adicional a meramente hablar del diseño estructural, se comentará las ventajas o desventajas que tiene utilizar ciertas configuraciones estructurales según se podrá ver en ese punto, entre los diferentes ejemplos de edificaciones en concreto reforzado planteadas desde un principio.

# I. INTRODUCCIÓN

El siguiente trabajo es una serie de ejemplos que servirán como guía del modo de uso de la Norma Recomendada AGIES para el diseño de edificaciones en Concreto Reforzado haciendo uso específico de la Norma NR-7, la cual tiene por fin proveer los criterios básicos para el diseño de edificaciones en concreto reforzado y garantizar la resistencia de sus elementos estructurales. Se reconoce la utilidad del conocer y saber aplicar los criterios de una norma para diseño de estructuras.

Se reconoce que muchas veces las mismas no son utilizadas o bien mal empleadas por falta de claridad en alguno de los procesos de diseño o bien por falta de entendimiento de los términos expuestos dentro de las normas. La propuesta principal está en ejemplificar el uso de la norma AGIES para el diseño de concreto tanto por la relevancia que tiene el concreto como material de construcción a nivel nacional así como el carácter de la norma, su filosofía y origen que también son de origen nacional. Se reconoce que muchos de sus parámetros pueden tener origen dentro de códigos de origen extranjero, pero tienen una adaptación a la realidad de nuestro entorno y por eso es adecuada como una guía de diseño de estructuras locales.

Se trabajarán los datos en tres etapas principales. La primera constituye una serie de parámetros generales como son determinar los materiales, cargas a aplicar para diseño así como la configuración estructural a utilizar; como base para los ejemplos de edificaciones. Con base a su uso y nivel de importancia también se determinarán otros parámetros. Se reconoce que estos deben ser compatibles y congruentes con la filosofía de la norma así como cumplir con las especificaciones necesarias en la norma de diseño NR-7.

La segunda etapa abarca el proceso de análisis de la estructura, habiendo definido varios parámetros generales esta etapa se apoyara en un programa de computadora para análisis avanzado de elemento finito y estructuras en tres dimensiones; este programa es ETABS versión 9 “Extended 3D analysis for building systems”. Este proceso nos ayudará a determinar los esfuerzos y reacciones que los elementos estructurales sufrirán al momento de ser sometidos bajo las cargas estimadas.

La tercera etapa es la que contiene el proceso de diseño, el propósito principal de este trabajo, que mostrará de forma ordenada y concisa el proceso general de diseño. El modo de diseño, la aplicación de la norma AGIES NR-7, muestra los chequeos necesarios para garantizar la resistencia de los elementos, muestra las condiciones bajo las cuales son aplicables y en general el procedimiento

adecuado para revisar que las dimensiones de los elementos sean los correctos y proporcionales al refuerzo que se les debe proveer.

Al final del proceso se tendrá entonces una serie de pasos definidos para el uso correcto de la norma de diseño así como una idea clara de que factores pueden ayudar dentro del proceso de diseño o bien invalidar el uso del mismo.

## II. GENERALIDADES (DEFINICIONES)

El proceso de diseño como tal requiere que una estructura esté definida tanto en su forma como en su uso. Ambas cualidades definen varios parámetros que tienen como fin aplicar las cargas adecuadas a la estructura. Teniendo entonces las cargas adecuadas y conociendo la configuración estructural entonces se puede proceder a realizar un análisis de la estructura misma. Este análisis puede tener variaciones dependiendo de las cargas y resultados que se desean obtener, al final lo que se desea es obtener los esfuerzos y fuerzas que afectan a los elementos estructurales. Estos elementos son aquellos que resistirán de forma eficiente las cargas, para evitar que la estructura colapse. El proceso de chequeo, revisión de resistencia y provisión de refuerzo como lo es el caso del concreto reforzado se conoce como el proceso de diseño.

Las normas AGIES tienen por objetivo proveer los requisitos mínimos, tanto para el diseño de obras y edificaciones nuevas y provee lineamientos para el proceso de remodelación y reparación de obras existentes. También incluye capítulos para la evaluación de la vulnerabilidad potencial de una estructura. Las normas están separadas por su uso y obras a las cuales aplican, las primeras normas rigen parámetros generales mientras que las últimas muestran los procesos de remodelación o diseño de los varios tipos de edificaciones y sus materiales de construcción. Pero siempre se debe perseguir el fundamento de las normas: Proteger la vida e integridad física de las personas que ocupen las obras, proveer un mínimo de calidad estructural e integridad a las obras mismas y que también sirvan de protección contra los agentes naturales previsible.

La norma también dice que toda edificación puede llegar a sufrir cierto daño en «mayor o menor grado» pero garantizando cero probabilidad de colapso. Se reconoce que el nivel de daño permisible está determinado por el nivel de importancia de la estructura misma.

Los ejemplos de edificaciones a revisar tienen ciertos cambios entre ellos, pero los datos más generales antes de llegar a detalles en su configuración y geometría esta en que tienen varios niveles, entre unos 4 a 8 niveles, con una ocupación de residencia, oficina u otros parecidos. No se busca una ocupación especial dado que el propósito es revisar el proceso de diseño y no las variantes dentro de los factores de importancia u ocupación.

## ***A. Clasificación de obra, aplicando los criterios en NR-1***

Dentro de los propósitos de clasificar una obra está determinar la magnitud de la obra, su esencialidad o qué tan necesaria es para cuando sucedan eventos naturales devastadores. También tiene impacto sobre la cantidad de personas que dependen de ésta o que vivan dentro de ella. Se desea hacer una breve aplicación de la sección 1.3 de la norma NR-1 de AGIES para determinar tanto el nivel de importancia como para otros factores que dependen del coeficiente de importancia. Dependiente de esta clasificación están los factores que definen cargas como las sísmicas y otras formulas que pueden tener impacto dentro del diseño. Por la filosofía de la norma no se recomienda combinar criterios de varias fuentes sin tener un total entendimiento de su implicación y consecuencias dentro de los procesos y saber cuales cambios deben realizarse para mantener la compatibilidad de los resultados.

La sección 1.3 define varios grupos de obras, estos pueden resumirse en los siguientes: Obras críticas (sección 1.3.1) reconocidas como obras de gran importancia por su impacto social y económico en caso de colapso; o bien, por poner en riesgo a un gran numero de personas. Obras esenciales (sección 1.3.2) relevantes por su importancia durante desastres o eventos adversos de importancia; que brindan servicios básicos y de primera necesidad. Obras importantes (sección 1.3.3) definidas por ser de tal amplitud que afecten a un número grande de personas, que estén de cierta forma limitadas a desplazarse dentro de la misma; también se consideran importantes aquellas obras que alberguen elementos de importancia cultural o que tengan un costo económico adicional por equipos u otros motivos. Obras ordinarias (sección 1.3.4) son todas aquellas obras que no se encuentren definidas dentro de ningún inciso previo ni en el inciso 1.3.5. Obras utilitarias (sección 1.3.5) son aquellas que dentro de su uso cotidiano tienen de manera esporádica o poco común la presencia de personas, usualmente utilizadas como medios de almacenaje y otros similares.

Para la correcta clasificación de una obra se tiene que seguir inciso por inciso todas las secciones de la “Clasificación de la obra” para asegurarse que ningún aspecto de la misma quede fuera de consideración. Se reconoce que en algunos casos se puede elegir un nivel superior al definido por estos criterios, pero debe haber criterios validos para poder asumirlo. Nunca debe, bajo ninguna circunstancia, elegir un nivel inferior de obra al especificado bajo estos criterios.

Los ejemplos de edificaciones que se proponen dentro de este trabajo están orientados a dos usos principalmente, oficinas o vivienda. Dado que en algunos casos puede combinarse ambos usos

dentro de los varios niveles de la misma edificación debe considerarse un posible uso múltiple y las obras para tener el impacto necesario tendrán usualmente un número de niveles mayor o igual a 5.

La clasificación para las obras propuestas no chequean los criterios de obra crítica o esencial dado que los servicios que proveen no son básicos para la relevancia de una región o una gran porción de los pobladores de una región. Dentro de la sección 1.3.3 de obras importantes se reconoce que las edificaciones de ejemplo pueden albergar una cantidad considerable de personas con desplazamiento limitado y según el inciso ( c ) indica que toda obra de cinco niveles o más tiene que ser definida como obra importante. Dado que están los ejemplos definidos como obras importantes no aplica la sección 1.3.4 y tampoco la sección 1.3.5 ya que la presencia de personas se considera común y no algo incidental. Entonces se clasifican las obras como «Obras Importantes», esto se tomara en cuenta para los parámetros que lo requieran dentro de las normas AGIES.

### ***B. Cargas aplicadas, aplicando los criterios en NR-2***

Para el adecuado diseño de las edificaciones ejemplo deben aplicarse cargas adecuadas al uso propuesto y que sean compatibles con la filosofía de diseño de la norma de revisión propuesta; por esto se propone aplicar las cargas de la Norma Recomendada AGIES para cargas NR-2 Capítulo 8.

Se define que las cargas a aplicar deben ser resistidas en forma combinada de acuerdo a los conjuntos definidos para cargas permanentes y cargas frecuentes. No se debe olvidar considerar los casos donde se apliquen cargas de eventos poco frecuentes como cargas de sismo, vientos y otras de naturaleza similar.

La definición de carga muerta, según lo expuesto en la sección 8.2 de la norma NR-2 se definen las cargas muertas como toda carga provista por medio de los elementos permanentes que sean parte de la estructura misma o elementos adheridos a esta de forma perenne. Equipos anclados u otros similares también se consideran como cargas muertas. Aunque en estos ejemplos no se aplican, los esfuerzos de preesfuerzo se consideran una carga muerta.

La carga muerta para los casos a aplicar se definirá primero en función del peso propio de los elementos una vez dimensionados. Luego se considera una carga adicional por pisos cerámicos, tabiques y particiones, mueblería, ventanearía y cielos falsos en donde sea aplicable. Las magnitudes de estos se indicaran junto a cada ejemplo propuesto una vez definidos. Los elementos definidos

como tales para carga muerta en la sección 8.2 son: los pesos de los materiales, los tabiques y las particiones, los cerramientos y vidrieras, los equipos fijos y los equipos pesados.

Las cargas muertas estimables que no dependen de las dimensiones de los elementos aplicables para peso propio estructural son:

Tabla 1: Cuadro de cargas muertas adicionales a peso propio de la estructura

Descripción de materiales	Wm (Kg/m <sup>2</sup> )
Piso cerámico	49
Tabiques divisionales	14
Mueblería en general	98
Ventanearía (vidrio y marcos)	39
Cielos falsos	25

La definición de carga viva, según lo definido en la sección 8.3 de la norma NR-2 se reconoce como las cargas resultado del uso y la ocupación de la edificación. Y los elementos que producen estas cargas no están sujetos a la estructura de forma rígida. Definidos de forma general se pueden mencionar a las personas, el mobiliario y otro tipo de equipo no fijo.

La norma especifica cargas definidas como «intensidades locales máximas de carga» que están supuestas a suceder dentro de un área definida, cuando el área sea de una superficie considerablemente grande puede reducirse con cierto criterio. También hay cargas concentradas propuestas con el fin de revisar puntos críticos; si se conoce el punto real de aplicación de la misma, sino se propone de acuerdo al inciso 8.3.2 que se distribuya la carga concentrada dentro de un área donde esta sea desfavorable.

El inciso 8.3.3 especifica varios tipos de cargas vivas: Cargas vivas distribuidas (inciso a) propuestas para diseñar los entrepisos y se aplican las cargas mostradas en el cuadro 8.1 de la norma NR-2. Cargas Concentradas (inciso b) estas definidas para los chequeos locales de los entrepisos y en caso no se tenga certidumbre sobre su ubicación exacta distribuirla en un área de 75cm x 75 cm. Se aclara que en ningún caso de aplique simultáneamente las cargas vivas concentradas y distribuidas. Se define adicionalmente cargas para estacionamientos e impacto (incisos c & e), escaleras (inciso d) y para cubiertas (incisos f & g). Estas últimas no serán aplicadas dentro de los ejemplos pero deben considerarse cuando sean aplicables.

Para la aplicación de las cargas vivas adecuadas se consideran las siguientes cargas:

Tabla 2: Porción de Cuadro 8.1 – Cargas vivas en edificaciones (NR-2 AGIES)

Tipo de ocupación o uso	W <sub>v</sub> (Kg/m <sup>2</sup> )	P <sub>v</sub> (Kg)
Vivienda	200	0
Oficina	250	800

El cuadro anterior muestra los valores de utilidad para el diseño de los entresijos y en el círculo se muestra los valores básicos para cargas distribuidas aplicables para vivienda y oficina.

La sección 8.3.4 define el factor de reducción de carga viva por área tributaria uniformemente distribuida según especificada en la sección 8.3.3, tal como fueron considerados, aplicables a los incisos ( a ) & ( f ). Teniendo en uso el inciso ( a ) para carga viva, entonces tomamos bajo consideración el factor de reducción. Se define K<sub>v</sub> como el factor de reducción que se ha de multiplicar directamente a las cargas vivas aplicables. Primero se define K<sub>v</sub> como:

$$K_v = [1 - 0.008 * (A_T - 15)] \quad \text{Ecuación 8.1 de la Norma NR-2}$$

Pero K<sub>v</sub> se limita a un mínimo especificado por:

$$K_v \geq 0.77 - 0.23 \frac{M}{V} \quad \text{Ecuación 8.2 de la Norma NR-2}$$

Para la ecuación 8.1 de la Norma NR-2 se define que A<sub>T</sub> esta limitado a un mínimo de 15m<sup>2</sup>, si el área tributaria es menor de dicho valor entonces no debe aplicarse esta reducción. El factor K<sub>v</sub> no será menor a 0.6 cuando los elementos tengan que soportar cargas provistas por un solo nivel. Cuando existan varios niveles aplicando cargas el factor no será menor a 0.4. Esto esta definido dentro de la sección 8.3.4. Finalmente se limita K<sub>v</sub> a no ser menor a 1.0 cuando las áreas estén destinadas para reuniones públicas o en caso que las cargas vivas sean mayores o iguales a 500 Kg/m<sup>2</sup>.

Las cargas; tanto muerta, viva como cualquier otra aplicable, debe ser correctamente combinada para un mayoreo según la filosofía de diseño que se aplique, de tal manera que el diseñar por medio de la Norma NR-7 AGIES demanda una combinación establecida. La combinación de cargas que se utilizará será la propuesta en la Sección 8.5 de la Norma NR-2 de AGIES para diseñar adecuadamente bajo los criterios de la norma NR-7.

La combinación es propuesta primero por el tipo de cargas a utilizar y el método de diseño deseado; la sección 8.5.1 “Método de Diseño” hace una referencia a que cargas aplicar. Primero hace énfasis que si solo se aplicaran cargas muertas, vivas, de viento y empujes laterales NO sísmicos se pueden aplicar las combinaciones tanto del método de diseño por “Esfuerzos de servicio” así como el método de “Resistencia última”, según lo establecido en el inciso ( a ). Pero el inciso ( b ) establece que al aplicar cargas sísmicas solamente puede aplicarse las combinaciones respectivas a chequeos de resistencia última y son aplicables para las normas NR-7, NR-8 y NR-9. Por lo tanto como deseamos realizar un diseño de una edificación en Guatemala como zona sísmica tenemos que aplicar las combinaciones de Resistencia Última y que son compatibles con la Norma NR-7.

Como trabajaremos con cargas para el método de resistencia última la sección 8.5.2 de “Combinaciones de carga para diseño por el método de esfuerzo de servicio” no será aplicable. La combinación propuesta dentro de la sección 8.5.3 Combinación de carga para sismo de servicio, según lo expuesto dentro de dicha sección, sólo tiene por fin revisar las condiciones de servicio de la estructura y no tiene impacto directo dentro del proceso de diseño.

La sección de combinaciones de carga para el método por medio de Resistencia última estima las siguientes combinaciones:

Para cargas de gravedad:

$$1.4M+1.7V$$

Ecuación 8.10 de la Norma NR-2

Para cargas de viento:

$$0.75(1.4M+1.7V\pm W)$$

Ecuación 8.11 de la Norma NR-2

$$0.9M\pm 1.3W$$

Ecuación 8.12 de la Norma NR-2

Para empuje de fluidos y suelos se utilizarían las ecuaciones 8.13 & 8.14, pero dentro de las edificaciones a diseñar no son aplicables estas cargas por su configuración. Tampoco se considera el efecto de la temperatura dentro del proceso de análisis o dentro del proceso de diseño.

Las combinaciones sísmicas se trabajan con base a la sección 8.5.5 de “Combinaciones de carga para diseño sismorresistente” que describen las combinaciones en conjunto con cargas sísmicas, éstas son:

$$1.2M+V\pm S$$

Ecuación 8.17 de la Norma NR-2

$$0.8M\pm S$$

Ecuación 8.18 de la Norma NR-2

Las combinaciones previas no son necesariamente aplicables para diseño de muros y columnas, se dice que puede simplificarse la ecuación a:

$M \pm S$

Ecuación 8.19 de la Norma NR-2

Estas combinaciones sísmicas se dicen son validas para sistemas constructivos de concreto, acero y madera. Entonces al momento de realizar el análisis se aplicarán las cargas previamente estimadas a las losas y se combinan de forma necesaria; luego se distribuyen de forma adecuada a los elementos de acuerdo a la configuración del sistema.

Se hace ver que las cargas individualmente aplicadas a la estructura puede analizarse por separado pero muchas veces las combinaciones se realizar para buscar cual es el caso critico o que genere la mayor demanda de resistencia de la estructura, por eso en algunas combinaciones se trabaja con un cambio de signo en caso de reversión de esfuerzo o bien se elimina el efecto de las cargas vivas en caso no sean criticas en conjunto con las cargas sísmicas.

### ***C. Configuración estructural***

Dentro de esta sección expondremos las edificaciones a diseñar. Como son principalmente para ejemplificar el proceso de diseño y plantear un proceso ordenado se trabajaran configuraciones que; en general, resalten las necesidades de una estructura para ciertos aspectos del diseño. También las diferentes configuraciones demandan diferentes refuerzos o detalles.

El primer lineamiento que se trabajará será la redundancia estructural, un cambio dentro de la redundancia de las estructuras pueden proveer una menor demanda por elemento en su resistencia, individualmente, además se considera que previene de modo eficiente los colapsos totales de una estructura. En contraste una estructura con poca redundancia se considera que requerirá mayor refuerzo, cada elemento estará bajo mayor demanda de resistencia y sobre todo la falla de elementos individuales comprometen la estabilidad en general de la estructura.

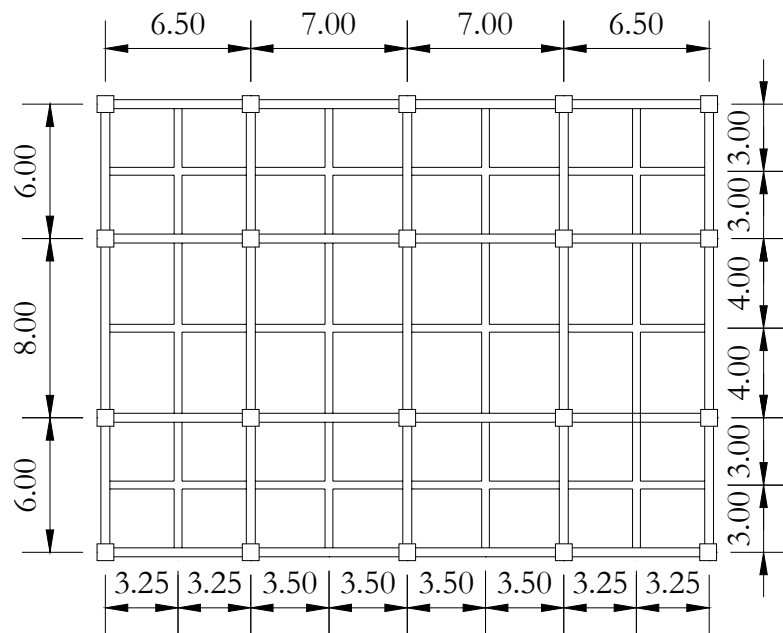
Luego, el cambio o adición de elementos puede tener un impacto diferente, por ejemplo el agregar elementos tipo muro o bien aumentar el número de niveles puede tener efectos diferentes; tanto a favor como en contra, respecto del comportamiento general de la estructura. Todos estos

aspectos se desean revisar dentro de un análisis completo así como revisar en que manera afectan los chequeos y revisiones del diseño y la demanda propuesta por el código de AGIES.

Ahora se especificarán las dimensiones y distribución de los elementos de acuerdo a como se encuentre necesario para cada estructura a diseñar.

**1. Estructura redundante.** Reconociendo el concepto de una estructura redundante se reconoce que ésta debe tener varios elementos del mismo tipo que puedan no sólo resistir las cargas aplicables a la estructura misma sino que puedan de similar forma transmitir dichas cargas. Adicionalmente debe reconocerse que estos elementos adicionales deben proveer una ruta alternativa de soporte de las cargas en caso exista colapso de alguno los elementos estructurales colindantes. Por ejemplo, hablamos de un sistema de varias columnas en varios ejes donde la falla o bien el colapso de una de estas columnas no cause el colapso total de la estructura. También podemos definir losas soportadas por columnas de borde así como columnas internas o secundarias. Todos estos son ejemplos de posibles configuraciones de sistemas redundantes. A continuación se mostrará una vista de planta de la distribución de columnas, vigas principales y vigas secundarias a usar como estructura redundante.

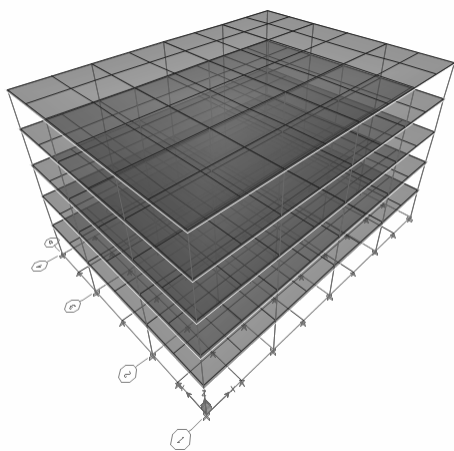
Gráfico 1: Plano de distribución de vigas y columnas para estructuras redundantes.



Reconociendo el uso de un sistema de marcos portales resistentes a momento que además tenga redundancia, podemos decir que el comportamiento del sistema deberá presentar pocos problemas de comportamiento. Pero como hasta no haber realizado un análisis que refleje cuál es el comportamiento debemos pensar en utilizar dos sistemas estructurales diferentes que puedan colaborar con el comportamiento de la estructura. Como se dijo al momento de clasificar la obra, estas edificaciones serán de cinco niveles, las alturas de los niveles no son iguales, la altura del primer nivel se propone será de 3.50 metros mientras que la altura de los niveles segundo al quinto será de 3.20 metros. Conociendo las alturas y la distribución en planta empezaremos a comentar los sistemas estructurales que aplicaremos a las dos diferentes configuraciones de sistemas estructurales redundantes.

**a. Sólo marcos portales.** El primer ejemplo de edificación en concreto a trabajar será una estructura de marcos portales resistentes a momento sin ninguna otra estructura o elementos estructurales que colaboren dentro del edificio. Se manejará tal y como se ha indicado un sistema de 4 ejes por 5 ejes con columnas cuya sección inicialmente estimaremos en 150 x 150 centímetros con vigas principales de sección 40 x 75 centímetros. Las vigas secundarias tendrán una sección estimada de 30 x 60 centímetros. Estas secciones nos servirán de punto de partida para estudiar y analizar cual es el comportamiento general de la estructura así como para conocer los esfuerzos actuantes. Dentro del proceso de análisis o bien hasta el proceso de diseño se podrá corroborar que estas secciones son adecuadas o no y pueden llegar a ser alteradas según se encuentre necesario.

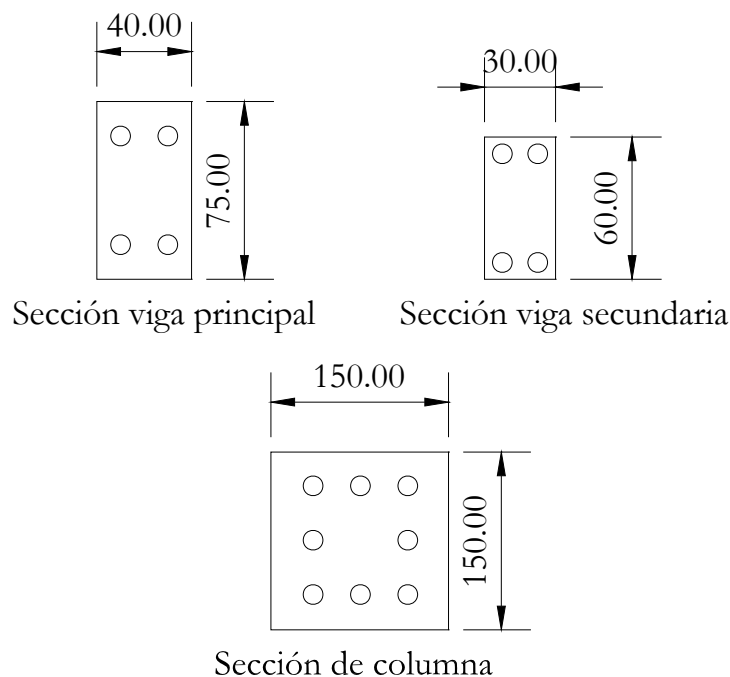
Gráfico 2: Vista 3D de la estructura redundante con sólo marcos portales.



Vista 3-D de la estructura redundante con sólo marcos portales teniendo las dimensiones mostradas anteriormente. Dentro de la estructura misma se espera encontrar estabilidad y un comportamiento regular aunque se tienen luces amplias dentro de las columnas y estas no son iguales. El sistema de marcos deberá resistir tanto las cargas verticales o gravitacionales así como las horizontales, principalmente las sísmicas.

Ahora se mostrarán las secciones de vigas y columnas a utilizar en el análisis y cuyas secciones serán el punto de partida dentro del proceso de diseño.

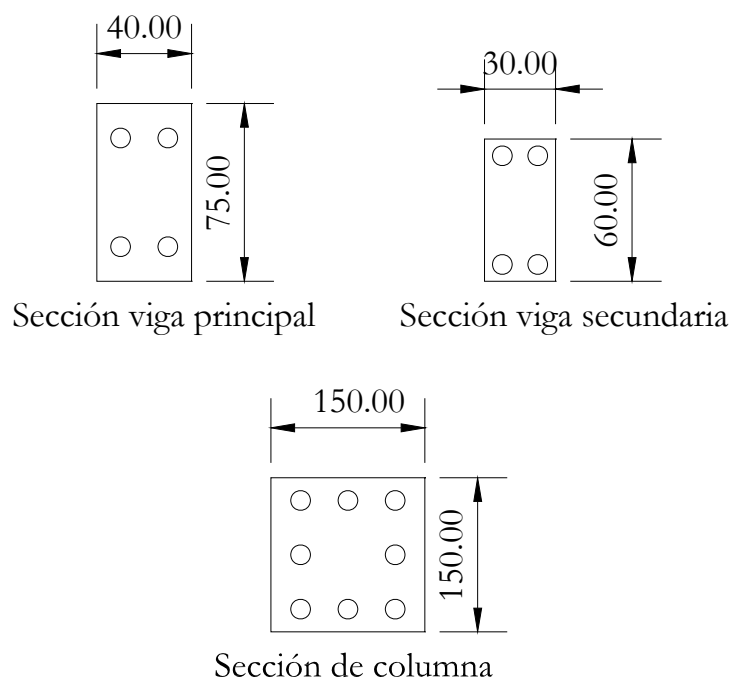
Gráfico 3: Secciones de vigas y columnas para estructura redundante con sólo marcos portales.



La losa que se manejará será esencialmente una losa en dos direcciones con vigas en los extremos, continuidad y vigas secundarias para reducir los claros libres. El espesor mínimo de la losa está definido dentro de la norma NR-7 en la sección 7.8.1. El espesor mínimo será de 9 centímetros según está definido en la norma AGIES. Otra fuente, como lo es el ACI, provee una fórmula que indica el espesor mínimo según la sección ACI 9.5.3.2 del ACI 318S-05, o bien de la tabla de espesores mínimos de losas con refuerzo de acero con  $f_y=40,000$  psi y vigas en los bordes dice que debe tener un espesor mínimo de  $L_n/40$ . El código ACI permite el uso de dicha fórmula para losas sin vigas intermedias. Como utilizamos vigas intermedias no aplica estrictamente la fórmula  $L_n/40$ , pero como guía, con la luz mayor de 8.00 metros tenemos:  $8/40=0.20$  centímetros. Dentro de los espesores mínimos que se deben chequear del ACI se especifica también que las losas en dos direcciones no deben ser menores a 125 mm cuando no hay ábacos y que el espesor mínimo puede reducirse si se tiene controlada la deflexión, esto puede realizarse con la aplicación de la viga secundaria intermedia. Entonces elegiremos unos 15 centímetros de espesor de losa. En un diseño completo asumir este espesor demanda que se controlen las deflexiones bajo todas las posibles combinaciones de carga aplicables a la estructura.

**b. Marcos portales con muros.** Para esta segunda estructura se utilizara como base la estructura redundante con solamente marcos portales resistentes a momento. Los cambios que se realizarán será agregar muros de concreto a manera de muros de cortante a la estructura lo cual se espera que mejore el comportamiento y proveer un punto de comparación en el comportamiento general de la estructura tanto, en presencia como en ausencia de muros estructurales dentro del sistema estructural. Al principio se utilizarán secciones de vigas similares a la primer estructura, las columnas pueden cambiarse a secciones más pequeñas si el sistema lo permite. Las secciones de vigas principales para esta estructura será de 40 x 75 centímetros, las vigas secundarias tendrán sección de 30 x 60 centímetros y las columnas se manejaran de 150 x 150 centímetros de lado.

Gráfico 4: Secciones de vigas y columnas para estructura redundante con muros.

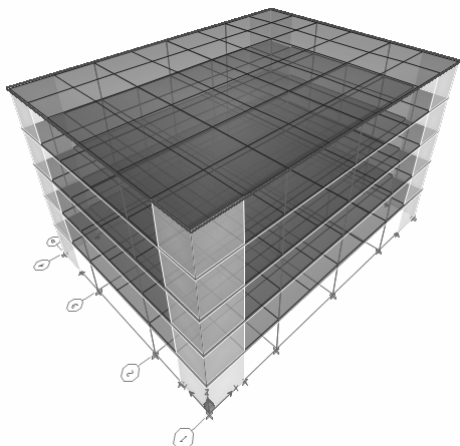


Las alturas de los niveles también se mantendrán como: 3.50 metros para el primer nivel, 3.20 metros para los niveles restantes. Esto se especifica una vez más para una estructura de cinco niveles con la misma clasificación de obra que la estructura anterior.

Los muros se trabajaran dentro del sistema estructural como elementos rigidizantes que provean una ayuda a los ejes menos resistentes que tengan luces grandes. Los espesores mínimos de muros que no sean parte de un sistema de cajón están limitados en la sección 7.2 a 15 centímetros. Otro chequeo es de  $h_m/25$  que aplicado a los 16.30 metros de altura del muro total tenemos:

$16.30/25=0.65$  metros. Como el mínimo estipulado es de 15 centímetros, los muros a estudiar tendrán la dimensión de 65 centímetros de espesor.

Gráfico 5: Vista 3D de la estructura redundante de marcos portales y muros.



Vista 3-D de la estructura redundante con muros, el concepto de la ubicación de los muros esta en mejorar la rigidez de los ejes extremos y proveer una mejora en la rigidez contra torsión de la estructura, ubicando los muros en los extremos o bordes de la edificación.

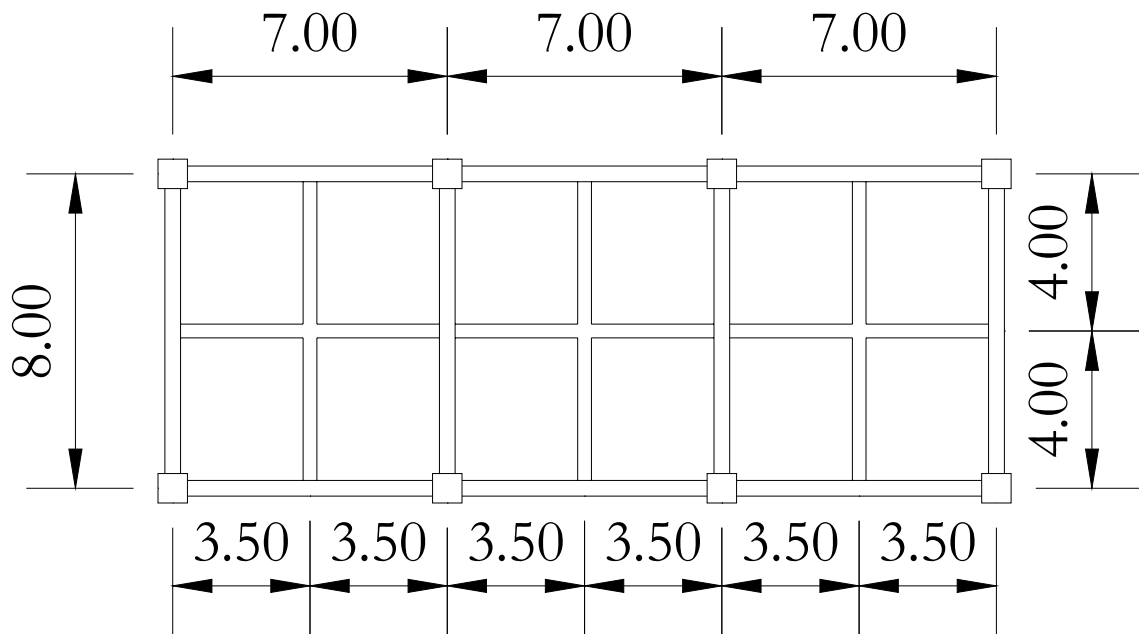
Los espesores de las losas de esta estructura mostrada también tienen la misma limitación mostrada para la estructura con solamente marcos portales anteriormente expuesta. Siguiendo los lineamientos de la norma recomendada AGIES en la sección 7.8.1 el espesor mínimo debe ser mayor o igual a 9 centímetros. De nuevo una revisión del ACI aplicando la misma distribución en planta de vigas y dejando los mismos claros para la losa nos provee de un mínimo espesor de 20 centímetros cuando no hay vigas intermedias. Basándonos en que aplica la misma excepción en la cual el espesor mínimo puede reducirse mientras se controle las deflexiones mínimas aplicamos un espesor de losa de 15 centímetros.

**2. Estructura no redundante.** El segundo grupo de ejemplos de edificaciones abarca el tipo de estructuras no redundantes. Estas estructuras, en general, no son recomendables desde un punto de vista estructural por su falta de elementos resistentes y la gran importancia que cada elemento individual tiene dentro del desempeño de la estructura. Al mismo tiempo se reconoce que la falla de uno o varios elementos estructurales comprometerá la estabilidad global de la estructura requiriendo que cada uno de los elementos tenga demandas mayores no solo por las cargas aplicadas sino por los márgenes de seguridad y niveles de protección aplicables.

Los dos ejemplos de edificaciones se basarán en estructuras altas y esbeltas que comprometan el rendimiento de la estructura en unos pocos ejes de marcos estructurales de concreto resistentes a momento. Estas estructuras ejemplificarán la mayor demanda de refuerzo y dimensiones de cada

elemento cuando sean comparados contra los mismos elementos o alguno similar dentro de las estructuras redundantes. Así mismo se estudiará el efecto de añadir unos cuantos niveles a la estructura no redundante básica. Esta modificación proveerá las necesidades que puede requerir una edificación según se agregan niveles y cómo afecta el comportamiento general de la misma. Se espera que los elementos más críticos sean las columnas que son en ambos casos se tendrán a disposición el mismo número de columnas para sostener dos estructuras de diferentes alturas. Ambas estructuras tienen una clasificación de obra similar. Se manejarán alturas por encima de los cinco niveles para mostrar las provisiones necesarias en estructuras de carácter importante.

Gráfico 6: Plano de distribución de vigas y columnas para estructuras no redundantes.

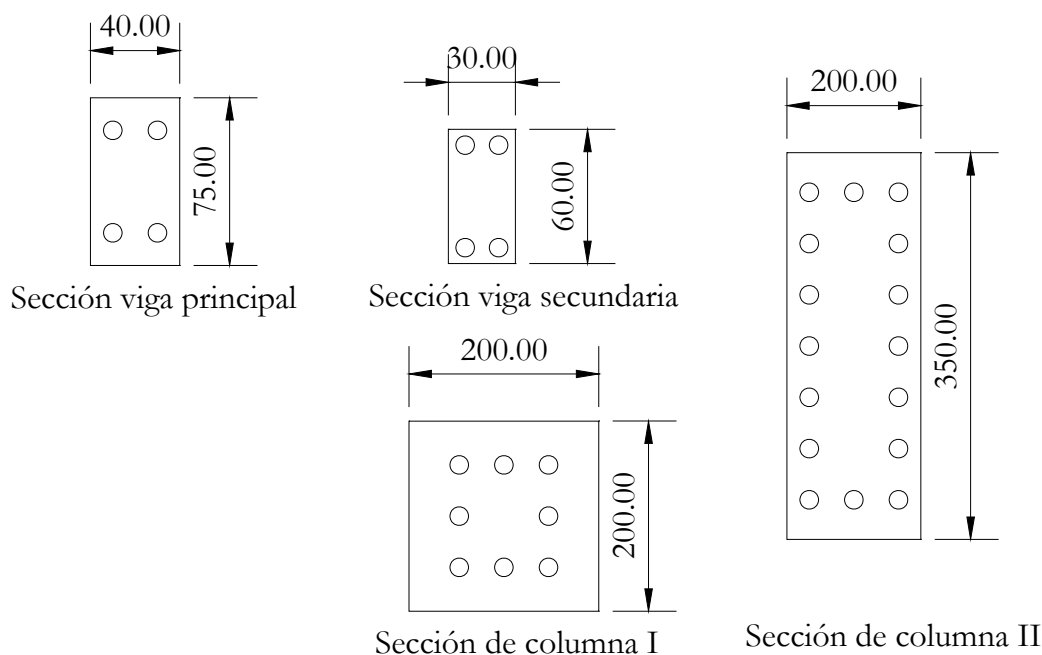


El gráfico anterior muestra un plano de la distribución de las vigas y las columnas, porque las luces tienden a ser grandes se colocaron vigas secundarias. Pero todo el sistema está solamente sostenido por ocho columnas, que son mucho menos que las veinte columnas que sostienen las estructuras redundantes de estos ejemplos. Esta diferencia en columnas muestra que no sólo las columnas que están en este esquema tendrán que proveer resistencia suficiente sino mostrar poca tendencia a la falla porque cada columna tiene un peso mayor dentro del sistema estructural respecto a estabilidad global de la misma. Se reconoce que la superficie total de este sistema también es menor que el mostrado en los ejemplos de edificaciones redundantes, pero eso no compensa totalmente la necesidad de redundancia y tampoco colabora en caso se requiera un área total de losa disponible en caso sea requerida por el dueño o los arquitectos involucrados en un proyecto dado.

**a. Marco portal, pocos ejes, menor número de niveles.** El primer sistema de una estructura no redundante a ejemplificar es una de pocos ejes y pocos niveles comparativamente contra el segundo ejemplo de muchos niveles de una estructura no redundante. Igual que con los ejemplos anteriores, la estructura tendrá una aceptable regularidad. Pero en este caso la planta, mostrada en el gráfico 6, tiene ejes con grandes luces y pocas columnas. Las alturas de los niveles se mantendrán en 3.50 metros para el primer nivel y para los niveles restantes 3.20 metros. Mantener las alturas de los niveles nos ayuda a tener parámetros iguales entre edificaciones diferentes y poder comparar cómo afectan cambios singulares entre estructuras. De esta cuenta los resultados de esta estructura pueden compararse con algunos elementos de la primera estructura, la estructura redundante con marcos portales solamente. Las secciones de las vigas primarias y secundarias se proponen que se mantengan iguales a los casos anteriores para propósitos de un análisis inicial.

Pero las columnas se deberán ampliar en alguno de los dos casos siguientes. Las dimensiones son las siguientes:

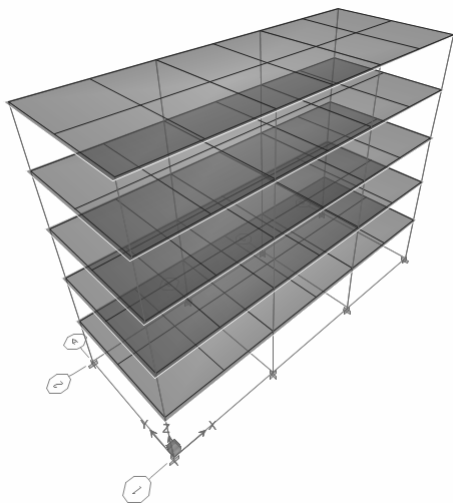
Gráfico 7: Secciones de vigas y columnas para estructura no redundante de pocos niveles.



De las secciones anteriores se muestran dos tipos de columnas, éstas pueden ser utilizadas en cualquier caso. Las dimensiones, como se expresan de momento, son tentativas hasta que se demuestren sean utilizables al momento de revisarse en el proceso de diseño. De inicio se trabaja con la idea de una sección I para columnas que mantiene la forma cuadrada pero de mayores dimensiones o bien una sección II para las esquinas y proveer una rigidez mayor a lo largo de los ejes cortos con solamente dos columnas. El ancho de 200.00 centímetros se trabaará así, como mínimo, el elemento de esquina siempre es crítico en toda estructura. La longitud mayor de la columna efectivamente refleja en algún modo un tipo de muro corto que es en si la columna misma pero que se tratara de trabajar como una columna de borde.

Las dimensiones generales entre columnas no varían mucho comparadas con la losa de las estructuras redundantes. Las disposiciones generales y revisiones se mantienen igual, de tal suerte que de nuevo los chequeos de AGIES y ACI resultaran dando valores muy cercanos sino iguales a los ya calculados. Entonces se trabajará un espesor de losa inicial de 15 centímetros. Los espesores de losa y muros se podrán reducir o aumentar en cuanto sea necesario una vez se tenga en análisis que apoye dicha decisión y muestre las necesidades de la estructura.

Grafico 8: Vista 3D de la estructura no redundante de pocos niveles.



Esta vista 3-D muestra una panorámica de cómo se ve el ejemplo de edificación de la estructura no redundante, los ejes cortos muestran como solamente dos columnas sin sistemas resistentes a fuerzas laterales deben soportar fuerzas laterales como lo son las sísmicas o bien las de viento.

Como se comenta estos ejemplos de estructuras no redundantes no tienen sistemas específicos para resistencia a fuerzas laterales, estos son usualmente utilizados dentro de estos sistemas dado que proveen redundancia y al mismo tiempo otro sistema de apoyo para resistir cargas y disminuir los esfuerzos en los elementos estructurales principales. Para fines de los ejemplos, estos sistemas no serán aplicados en estos ejemplos no redundantes activamente. Las provisiones resistentes que se puedan aplicar son las columnas alargadas que pueden dar una rigidez mayor sin

agregar gran cuantía de elementos estructurales a la edificación y sin eliminar o utilizar los claros entre los apoyos para mantener la arquitectura provista inicialmente.

Para mantener la filosofía de estudiar los esfuerzos en las columnas y vigas de los sistemas poco redundantes no se estudiaran muros entre columnas, por ello se expresó el interés de estudiar, si necesario, columnas largas.

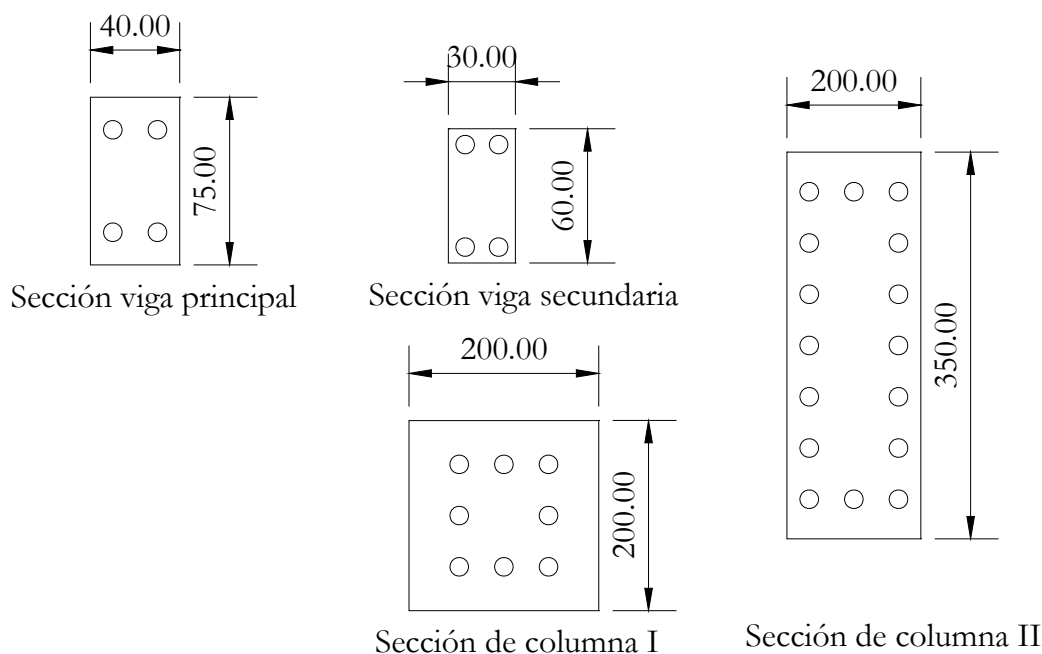
**b. Marco portal, pocos ejes, mayor número de niveles.** Para continuar con el estudio de efectos secundarios en las estructuras comunes e inclusive regulares se trabajará esta modificación del ejemplo anterior. El análisis deberá mostrar los efectos de agregar niveles a una estructura básica. Teniendo en cuenta que la edificación cuenta con poca redundancia, el efecto esperado debería ser mas crítico. Se espera que la estructura tenga mayor demanda en las columnas tanto por acumulación de cargas, como por momentos flexionantes y por esbeltez. Todos estos efectos combinados pueden durante un proceso de diseño tradicional pedir que las columnas sean mucho mayores a lo estimadas para una estructura baja.

No se cree que se necesiten cambios dramáticos o una demanda mucho mayor de las vigas al aumentar niveles a la estructura dado que estos no sirven como elementos colectores o no llevan las cargas a los cimientos. Su función principal sigue siendo la de transmitir las cargas de la losa a las columnas.

Ésta es la única de las cuatro edificaciones a ejemplificar que tiene ocho niveles. El primer nivel de 3.50 metros de alto, los demás tiene 3.20 metros de alto. Como todas las estructuras anteriores, se mantiene la altura de los niveles. De forma similar todas tienen la misma ocupación. Pero en cambio ésta tendrá una sección de columnas mayor a todos los casos anteriores. Dentro de la idea de la altura de los niveles esta el tener espacio para cielos falsos y otros posibles sistemas eléctricos o tuberías necesarios que irán sobre cielos falsos. Esto aplica para todas las edificaciones a ejemplificar. Las secciones de vigas principales y secundarias deberían tener una demanda similar, pero por necesidad estructural se puede tratar de utilizar secciones menores para reducir la carga muerta que se acumule en las columnas. Esta reducción en la sección de las vigas será aceptable mientras no se comprometa la serviciabilidad de la estructura y la losa. El control de deflexiones será crítico tanto en las vigas como la deflexión lateral de la estructura.

Las secciones para vigas y columnas estimadas son:

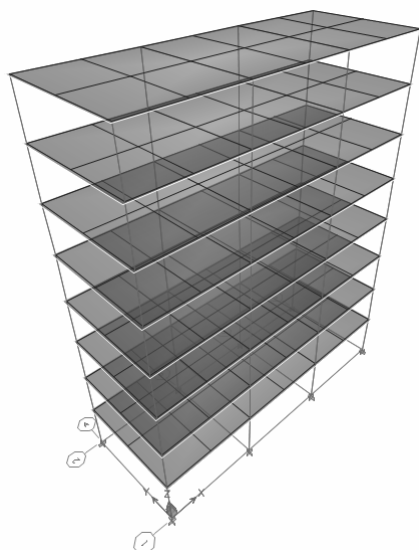
Gráfico 9: Secciones de vigas y columnas para estructura no redundante de muchos niveles



Es importante notar que algunos criterios pueden aplicarse para predimensionar las vigas, pero siempre se deben dimensionar respecto a un análisis adecuado o bien contra los chequeos de diseño correspondientes, ya sean por resistencia o por nivel de esfuerzos admisibles, al momento de definir una sección final. En el caso de estos ejemplos, todos los ejemplos expuestos, se corregirá las dimensiones de las columnas y las vigas en cuanto algún chequeo muestre que deben aumentarse dichas dimensiones o que muestren un margen de seguridad adecuado para optimizar las secciones; siempre y cuando estas sean siempre mayores a los mínimos planteados.

La losa de nuevo se puede revisar contra los criterios comunes de predimensionamiento, los mínimos establecidos en ejemplo anteriores siguen siendo aplicables y se utilizara el espesor de 15 centímetros de losa que esta encima de los 9 centímetros establecidos por AGIES y poco menor a lo estimado en el capítulo 9 de ACI, válido mientras se revisen que las deflexiones chequeen según se estipula en el mismo capítulo 9.

Gráfico 10: Vista 3D de la estructura no redundante de muchos niveles.



Esta vista 3-D muestra como la estructura se puede ver cuan esbelta es en al menos un sentido, esto ayudara a ejemplificar la necesidad de reforzar las columnas en dicho sentido y revisar que no sean columnas muy esbeltez para evitar pandeo, deflexión lateral y resistir las fuerzas sísmicas de forma adecuada y segura.

Es importante ver que muchos códigos controlan las derivas tanto globales de un edificio como las derivas locales entre niveles.

#### ***D. Materiales, según definidos en NR-7***

Las propiedades de los materiales están definidos dentro de la norma NR-7 para concreto reforzado, en la sección 1.4 se podrá ver los requisitos aplicables que se deben cumplir no sólo al momento de realizar un proceso de diseño, sino que deben cumplirse en campo al momento de la construcción y garantizar que los parámetros definidos dentro de esta norma se cumplan una vez la estructurase haya diseñado con base a los mismos criterios expuestos en esta norma recomendada. Se hace ver que cada código puede definir que parámetros o exigencias estructurales demanda de los materiales a usar y con base a ellos las fórmulas que apliquen en cada diseño. Por lo tanto, se definirán los materiales tanto para que sea válido el proceso de diseño basado en esta norma; como para validar el modelo analítico que se realizará de cada una de las estructuras con anterioridad descritas.

Los materiales, en general, que se deben definir tanto por lo estipulado dentro de la norma AGIES como lo es en general para una estructura de concreto reforzado son el concreto y el acero para refuerzo que no será de preesfuerzo.

### ■ Criterios para el concreto:

Se tiene los criterios generales de propiedades del concreto en la sección 1.4.1, ésta controlará qué se pide del concreto para que sea útil y resistente para ser utilizado dentro de una edificación de concreto reforzado.

Dentro de los criterios de mezcla no hay un criterio directamente establecido por AGIES sino hacer mención de seguir lo estipulado en la referencia 1 citada al final de los comentarios de la norma NR-7 de AGIES. Se pueden encontrar criterios validos dentro de las normas ASTM o bien las del ACI. Por ejemplo el ACI en su capítulo 5 en la sección 5.8 de Mezclado de Concreto del código ACI 318S-05 muestra criterios básicos como el que una mezcla de concreto debe mezclarse hasta que sea uniforme en su composición. Posee criterios para revisar concreto premezclado bajo las normas ASTM.

Para el mezclado según el ACI 318S-05 en los incisos ( a ) al ( e ) en la sección 5.8.3 para mezclado de concreto en obra pide que se utilice una mezcladora de tipo aprobada, que la velocidad de la mezcladora sea controlada y cuya velocidad sea aquella recomendada por el fabricante de la misma; finalmente pide que el proceso de mezclado dure un tiempo mínimo de 90 segundos una vez todos los materiales y agregados estén dentro del tambor. Los tiempos menores son válidos sólo si se cumple con lo establecido en la norma ASTM C 94M.

Adicionalmente el ACI especifica que la dosificación del concreto también esta controlada por la norma ASTM C 94M e indica en su último inciso cuáles son los controles que deben llevarse de las batchadas realizadas, como lo son el número de tandas, dosificación, localización del depósito, etc.

Cumplir con estas especificaciones es parte de cumplir con lo estipulado en la norma AGIES, pero al momento de la construcción de las obras de concreto reforzado.

El inciso 1.4.1.2 hace referencia al módulo de elasticidad del concreto el cual no deberá ser mayor en una estimación a la ecuación 1.1 del inciso 1.4.1.2 o bien a la ecuación 1.2 del mismo inciso; mientras no haya datos pertinentes en Guatemala para estimarlos. Se puede decir entonces que al momento de no tener datos pertinentes, una estimación aceptable será calcular el módulo de elasticidad del concreto como un máximo de lo resultante de aplicar la siguiente ecuación:

$$E_c \leq 12000\sqrt{f'_c} \text{ (en kg/cm}^2\text{)}$$

Ecuación 1.1 de la norma NR-7

Se hace ver que la fórmula anterior está dada para un peso normal de concreto de peso específico  $\delta_c=2300 \text{ kg/m}^3$ . En cuanto el peso del concreto sea diferente a éste se debe aplicar la fórmula siguiente:

$$E_c \leq 0.11\delta_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \text{ (en kg/cm}^2\text{)}$$

Ecuación 1.2 de la norma NR-7

De las ecuaciones propuestas se utilizará un concreto de peso normal ( $2300 \text{ kg/m}^3$ ) con una resistencia de 4000 psi, esta resistencia se utilizará tanto para vigas como para columnas; muchas veces es común utilizar concreto de mayor resistencia para columnas y a veces de menor resistencia para losas. El módulo de elasticidad del concreto entonces se calcula:

$$E_c \leq 12000\sqrt{280} = 200800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se recuerda que la deformación unitaria límite del concreto es de 0.003 bajo compresión. La resistencia elegida para el concreto será de  $280 \text{ kg/cm}^2$  & el modulo de elasticidad será de  $200700 \text{ kg/cm}^2$  que es poco menor a lo obtenido en el uso de la ecuación 1.1 de la norma NR-7.

#### ■ Criterios para el acero de refuerzo:

Los criterios generales de acero para refuerzo de concreto esta descrito en la sección 1.4.2 de la norma NR-7 de AGIES para propiedades del acero de refuerzo. La norma describe que se debe revisar el refuerzo de acero para soporte principal y sistemas sismorresistentes con el uso de varillas de refuerzo que chequen los criterios de las normas ASTM A703 & ASTM A615 o bien sus equivalentes de COGUANOR. Se especifica adicionalmente dentro de las normas AGIES que de utilizarse acero ASTM A615 deben revisarse que existan márgenes adecuados entre el punto de fluencia real y el nominal. Adicionalmente que exista un margen entre el punto de esfuerzo máximo post-elástico y el punto real de fluencia nominal. Se especifica que no deberá excederse los  $4200 \text{ kg/cm}^2$  de resistencia máxima post-elástica para la estructura primaria. Se limita también que si se usara acero ASTM A615 este no puede ser soldado en elementos sismorresistentes.

La norma como tal de AGIES en su inciso 1.4.2 no tiene limitantes para el acero ASTM A703.

Como un buen punto de comparación está revisar momentáneamente el código ACI para analizar las varillas que considera válidas en su versión ACI 318S-05. Dentro del capítulo 3 en su inciso 3.5 de acero de refuerzo establece que para concreto reforzado solamente se utilicen barras o varillas corrugadas. Que éstas cumplan con, al menos, una de las siguientes normas ASTM: ASTM A 615M, ASTM A706M y ASTM A 996M. Se define que las barras con un  $f_y$  mayor a los 420MPa se revise su resistencia a la fluencia cuando la deformación unitaria llegue al 0.35%.

En general, el comentario del inciso 3.5.3 del ACI indica que las barras que cumplen con la norma ASTM A615M son corrugadas de acero al carbón, que se consideran las más utilizadas y empleadas principalmente en el concreto reforzado. Estas barras están, según la norma, marcadas con una letra S.

Las barras de acero a utilizar serán varillas corrugadas según la especificación ASTM A615 con una resistencia de 40,000.00 psi. Los diámetros a utilizar o números de varillas correspondientes serán los más comunes en Guatemala y que serán especificados al momento de realizar el diseño de los elementos estructurales selectos.

### III. ANÁLISIS

La etapa del análisis estructural constituye la segunda fase obligatoria dentro del proceso general del diseño de una edificación. El proceso de diseño, como tal, de los elementos estructurales sólo es una etapa dentro de la concepción de una estructura completa; pero depende de un análisis adecuado que provea resultados útiles y aplicables al método de diseño a utilizar. Los chequeos usualmente realizados durante el proceso de diseño, al igual que el proceso planteado en AGIES en su norma recomendada NR-7 para concreto reforzado, requiere conocer todos los esfuerzos y reacciones que cada elemento estructural debe resistir. Para proveer los resultados adecuados la norma recomendada AGIES provee una serie de suposiciones o condiciones que el proceso de análisis estructural debe cumplir para que los resultados sean adecuados. Estas condiciones deberán cumplirse al momento de utilizar cualquier programa automatizado o proceso de análisis estructural cuyos resultados sean sometidos para un diseño bajo las normas AGIES.

Para la realización de un análisis adecuado se plantea la necesidad de un modelo de la estructura, este modelo se considera un constructo idealizado de la estructura cuyo comportamiento y propiedades reflejan aquellas propiedades inherentes de la estructura. Este modelo debe tener la capacidad de ser dimensionado y analizado de forma tal que cuando la estructura virtual se someta bajo las cargas estimadas se comporte de la forma en que la estructura real se comportaría bajo las cargas reales derivadas de su uso y ocupación.

El modelo analítico según planteado en la norma recomendada AGIES NR-7 estipula que serán marcos de elementos elásticos unidos por nudos rígidos cuyo análisis estructural deberá cumplir con las condiciones planteadas dentro de la norma NR-7 y el inciso 1.8 de la norma NR-3. Dentro de lo planteado en el inciso 1.8 de la norma NR-3 podemos encontrar que se especifican los procedimientos mínimos a aplicar como métodos de análisis estructurales mínimos basados en el nivel de protección de la estructura; pero pueden ser reemplazados por procesos mas rigurosos de análisis mientras sean aceptables desde un punto de vista objetivo y técnico.

Se requiere que los elementos viga, columna, dintel y muro de la estructura real sean tomados en cuenta dentro del modelo analítico. Además el modelo debe poder proveer o considerar las deformaciones propias de todos y cada uno de sus elementos modelados cuando éstos se vean deformados bajo esfuerzos flexionantes, cortantes o bien axiales. Pero, en general, el modelo queda

bajo la responsabilidad del analista al momento de decidir cuáles efectos son relevantes para la estructura y cómo considerarlos.

Como se planteó al inicio, el proceso de análisis será realizado utilizando un programa de computadora orientado al análisis de edificaciones. Este programa trabaja con base a modelos de malla y elemento finito. Ambos son aceptados por la norma AGIES. Primero se estipula el modelo de marcos con nudos rígidos que representa las vigas y columnas como elementos lineales los cuales pueden ser modelados como tales dentro del programa a aplicar. También debe revisarse en cualquier programa automatizado de análisis el poder alterar o cambiar los factores de rigidez de los nudos y coeficientes de los elementos para adaptar mejor el proceso de análisis al que se propone en la norma recomendada.

En algunas situaciones se indica que el modelo de los dinteles y muros pueden representarse por elementos lineales, pero en este caso se pueden modelar, al menos los muros, como elementos planos o placas a los cuales se les atribuyen las propiedades y condiciones de borde adecuadas para un muro al momento de su análisis. De forma similar se puede modelar la losa de cada nivel como elementos planos de superficie los cuales tienen las limitantes adecuadas para un análisis correcto. Se hace ver que siempre el usuario de un programa o bien el analista es totalmente responsable de revisar que el comportamiento y las condiciones en que los programas realicen el proceso de análisis sea adecuado, correcto y que los factores utilizados puedan ser cambiados para adaptarlos a las estructuras o códigos que puedan llegar a usarse y que conozca las limitantes del proceso de análisis a utilizar.

También se especifica en la norma NR-7 que los elementos lineales deben estar ubicados o bien representados por los elementos línea del modelo virtual en una posición donde el eje centroidal de su sección transversal, o sea su centro geométrico, sea el punto donde en el modelo este la línea que represente el elemento estructural. Esto se especifica por varias razones y para varios casos donde las dimensiones de los elementos puedan generar efectos que el modelo no pueda representar por ser una sola línea; ya que sean demasiado grandes, de forma no regular, que deban restringirse alguna distancia definida de elementos estructurales unidos a este por geometría o nudos muy anchos, etc. En general siempre se recomienda que el centroide de los elementos estructurales vistos en su sección transversal tenga la línea central del elemento virtual en el modelo. También queda en manos y bajo responsabilidad del analista el ver cuales uniones y como arma el modelo estructural de la edificación; esto también puede verse en casos donde los centroides de elementos continuos no coincidan y deba que decidir si hace un elemento lineal continuo con propiedades variadas o

simplemente genera dos elementos lineales que no concuerdan en un nudo virtual del modelo pero garantizando que el comportamiento se mantenga. Ejemplo de lo anterior sería que en una columna entre dos vigas en el mismo eje, pero de peraltes muy distintos.

Se pide como mínimo que las deformaciones y los efectos secundarios de las deformaciones sean considerados dentro del análisis. Esto se reconoce que no siempre puede estar presente dentro de los programas de análisis. Los procesos de estudio de deflexiones pueden no estar presentes por considerarse procesos de segundo orden o bien procesos que sólo pueden estudiarse luego de un análisis inicial. Se reconoce que el proceso a utilizar en nuestro análisis sí posee la capacidad de realizar el estudio adecuado de deformaciones por efectos de cargas axiales, por cortante y flexión. Adicionalmente se pueden realizar procesos secundarios progresivos que analicen deformaciones o momentos generados por la deformación misma de la estructura.

El inciso 2.2.3 de la norma NR-7 indica que sólo en algunas situaciones puede omitirse la deformación axial de los muros y las columnas; así como las deformaciones por cortante de las vigas y las columnas. En los procesos que realizaremos se tomarán en cuenta todas las deformaciones y sus efectos secundarios, siendo uno de los motivos por los cuales se optó por realizar un análisis con un programa de computadora que permitiera realizar estos chequeos. Se reconoce que otros procesos manuales de análisis estructural no son prácticos para revisar en una edificación completa con todas las deformaciones involucradas y además los modelos numéricos y los cálculos son extensos. Por lo cual algunos de los modelos de análisis estructural tienen simplificaciones que ignoran algunas deformaciones que en algunos casos puedan no ser importantes y por ello la excepción planteada en el inciso 2.2.3. Siempre que se sospeche que un efecto pueda tener impacto en el comportamiento de la estructura debe ser revisado a fondo.

Aunque en los ejemplos de edificaciones a plantear en este trabajo no se proponen elementos no prismáticos se mencionará que el inciso 2.2.4 de la norma NR-7 indica que los modelos no prismáticos pueden modelarse como series de elementos prismáticos en series con su debida continuidad.

Otro aspecto importante del modelo, según lo planteado en los incisos 2.2.5 al 2.2.8 son las rigideces del sistema. Especialmente se hace énfasis en las rigideces de los nudos. Los nudos suelen considerarse siempre rígidos, mientras que no siempre se considera la rigidez de los elementos unidos a estos o en una distancia dentro de estos. El programa de análisis a emplear puede ser controlado en una serie de coeficientes a considerar la rigidez del nudo o no, así como a tomar solamente la

distancia neta de los elementos fuera de los nudos y no la distancia a ejes. Esto es cuando los elementos son muy grandes y los nudos que forman toman una porción considerable de la luz libre a ejes de un elemento. Adicionalmente se propone que no es necesario considerar una región del elemento estructural como rígida fuera del nudo, según el inciso 2.2.5 de la norma NR-7, mientras este sea pequeño en comparación, sino se especifica una fórmula de zona rígida.

También se encuentra que hay una limitante a la zona rígida de un elemento fuera del nudo según se estipula en 2.2.6. Los límites planteados son un mínimo y un máximo según planteados respectivamente en los incisos 2.2.5 y 2.2.6 los cuales para fines de este trabajo no se consideraran ya que los nudos modelados con el programa pueden ser modelados como rígidos y que se revise su longitud total con base a la teoría de anchos finitos y que las dimensiones en general planteadas para cada edificación son grandes comparadas con otras tradicionales.

Las fórmulas para revisar la zona rígida son:

$$Z_r = Z_n - 0.67 H_e \geq 0$$

Ecuación 2.1 de la norma NR-7

$$Z_r = Z_n - 0.33 H_e \geq 0$$

Ecuación 2.2 de la norma NR-7

Nótese que la ecuación 2.1 indica que la zona de rigidez debe ser al menos mayor al resultado de esa ecuación; mientras que la ecuación 2.2 indica que la zona de rigidez debe ser no mayor al resultado de esa ecuación. Entonces  $Z_r$  debe quedar entre los valores de las ecuaciones 2.1 y 2.2. Si se realizara el proceso de revisar las zonas de rigidez de los nudos en caso el proceso de análisis no lo pueda realizar, se deberá realizar esta comprobación en todos y cada uno de los elementos estructurales para los cuales no chequeen que el nudo sean representativamente pequeño comparados contra los elementos.

El inciso 2.2.7 y el inciso 2.2.8 muestran una simplificación del proceso de estudiar la rigidez en flexión y en flexo compresión cuando se trabaje con rigideces basadas solamente en la inercia del elemento cuando no se pueda calcular la degradación del elemento o agrietamiento del concreto. En nuestro caso se puede estimar el nivel de degradación y se puede simplemente ingresar el coeficiente planteado por AGIES. Se estipula que elementos sin carga axial y solo sometidos a flexión se trabajen con una sección agrietada de  $0.5 I_g$ ; mientras que elementos bajo flexo compresión con carga axial mayor de  $0.10 A_g f_c$  se planteen con rigidez a flexión de  $0.8 I_g$  y rigidez axial de  $1.1 A_g$ .

No debe perderse de vista que cuando se hace una determinación burda inicial de las dimensiones de los diferentes elementos estructurales, sea como punto de partida para el análisis más formal. Debe conocerse desde las primeras etapas las características esenciales de la estructura. Aun el ingeniero experimentado necesita con frecuencia recurrir a un análisis aproximado para proponer dimensiones preliminares que sean suficientemente cercanas a las que resultarán satisfactorias de un proceso de diseño, de manera que no sea necesario un gran número de iteraciones entre el proceso de análisis y diseño sólo para redimensionar los elementos estructurales.

También en la comprobación de los resultados de métodos refinados. La posibilidad de errores en los métodos de análisis no es nada remota. Tanto mediante un programa de cómputo, por la gran cantidad de datos y valores ingresados así como la gran cantidad de datos resultantes para interpretar, se cometen errores. Se recomienda, cuando sea posible y conveniente, tener de forma paralela métodos aproximados sencillos y fácilmente verificables que, aunque poco precisos, puedan corroborar los resultados en cierto grado y ver discrepancias significativas.

Dentro de las diferentes consideraciones que podemos realizar al momento del análisis y los tipos de análisis estructural podemos definir dos grupos principales de análisis, un análisis estático y un análisis dinámico. Estos se describirán en su momento con detalle. Pero ambos pueden tener dos variaciones. Ambos pueden ser estudiados desde un punto de vista en que los materiales se vean de forma funcional y sin llevarlos a falla y otra es cuando la estructura se somete a grandes cargas y se logra la fluencia o falla de algunos elementos estructurales. Se habla de un análisis elástico o bien uno inelástico. También se puede hablar de un análisis lineal o no lineal.

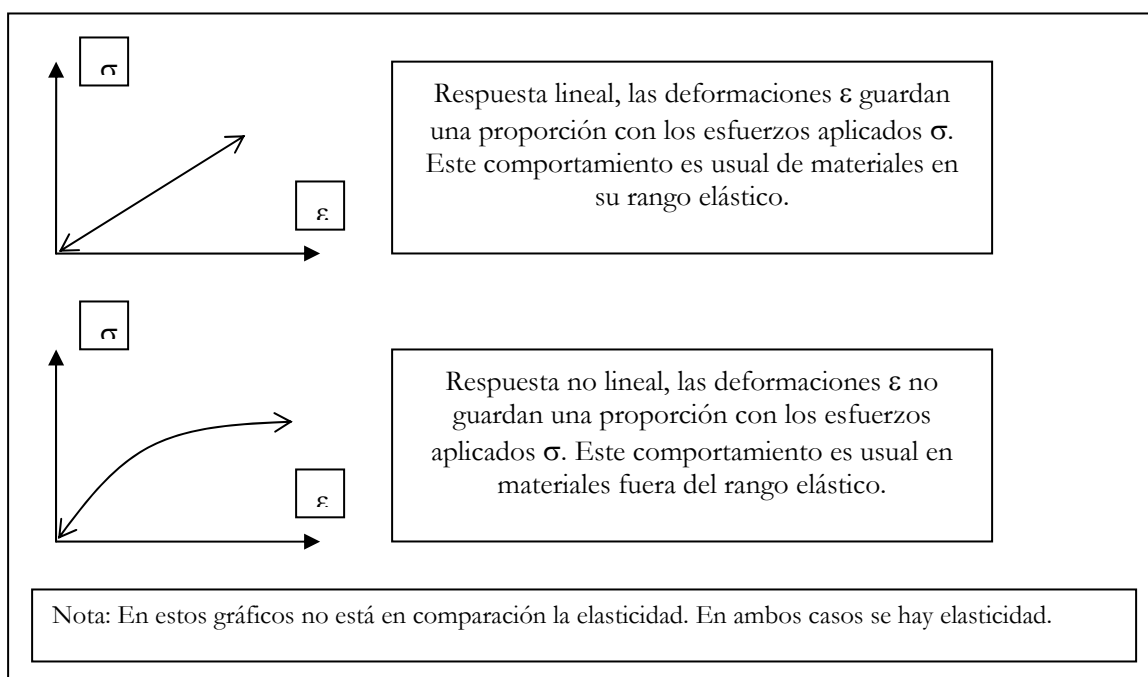
El análisis lineal de una estructura se refiere a que se plantea un modelo que se deforma y transmite las cargas de forma proporcional y continua. Que los elementos y sus materiales pueden deformarse todo lo que las cargas los deformen y que los materiales de los elementos estructurales “resisten” esas cargas. Adicionalmente las transmiten de forma segura según la configuración estructural y de acuerdo a la mecánica clásica. Este tipo de análisis es válido en todo proceso de diseño para tener una idea inicial de los esfuerzos y reacciones que la estructura tendrá bajo las cargas propuestas, ya sean de servicio o combinaciones de diseño. El punto de este análisis es que las cargas se logran transmitir de un elemento a otro y el análisis no revisa de inicio si los elementos estructurales resisten o no los esfuerzos. Esto permite que dentro del proceso de diseño se proporcione el refuerzo adecuado, a los elementos estructurales de concreto, o bien que se demuestre que la sección o secciones de los elementos estructurales no son adecuadas y se repita el proceso de análisis con secciones diferentes más adecuadas que puedan ser adecuadamente reforzadas. Por lo

tanto, se muestra que las combinaciones de cargas sirven para dar de inicio un esfuerzo poco mayor a cada elemento en caso que existan aumentos o variaciones inesperadas en las cargas estimadas y así lograr un diseño adecuado.

En realidad este tipo de procedimientos no es totalmente una aplicación del análisis lineal o del análisis elástico, ambos comportamientos están orientados a la forma de respuesta de la estructura. Por ello la revisión de resistencia no esta directamente involucrada dentro del primer proceso de análisis.

El procedimiento de un análisis no lineal es parecido, pero tiene asociado un comportamiento donde no existe proporcionalidad entre las cargas y las deformaciones que produce. Usualmente se asocia al comportamiento inelástico de los materiales porque tienden a estar unidos cuando la resistencia a cedencia de los materiales de construcción se supera. El comportamiento no lineal no suele involucrarse dentro de un análisis estructural para diseño de estructuras y tampoco es frecuente en estructuras regulares con elementos que no se esperan lleguen a un punto de inelasticidad. La inelasticidad puede o no ser lineal, pero por la naturaleza de los materiales, usualmente describe una proporción de deformaciones contra esfuerzos no lineales. Entonces se podrá exponer mejor las diferencias entre las respuestas o análisis lineales o no lineales por medio del siguiente grafico:

Gráfico 11: Esquema general de respuesta lineal y no lineal.

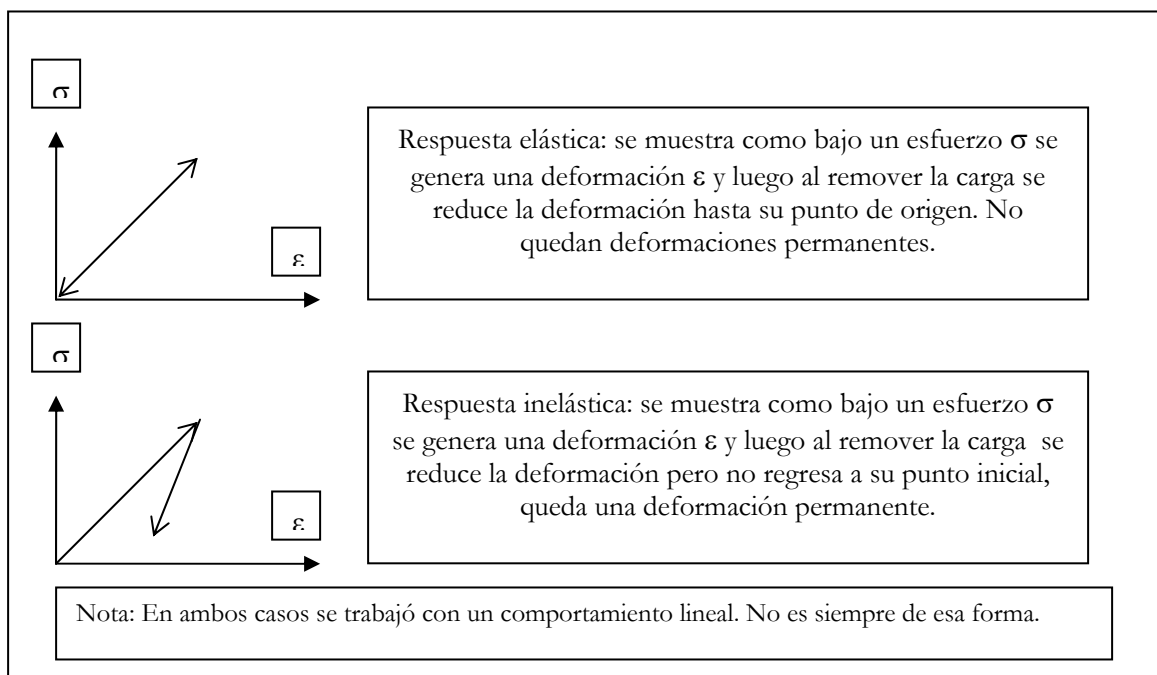


Hablando del comportamiento de los materiales, normalmente el análisis se realiza con procedimientos que implican siempre se cumpla la hipótesis que dicta que la estructura es lineal y se adopta que los materiales son elásticos. Esta hipótesis es aceptable y conveniente en casi todos los casos, sin embargo es bueno entender claramente en que grado difiere el comportamiento real de la estructura del lineal elástico. Aunque la mayoría de los materiales y elementos estructurales tienen un comportamiento que no se desapega mucho del lineal, existen muchas fuentes de no linealidad. Suelen haber no linealidades por efectos geométricos, propiedades del material, etc.

También hay que ver que son diferentes los efectos de elasticidad contra los de linealidad. En general la elasticidad hace ver que las deformaciones producidas por una carga no afectan a la estructura o material de forma permanente una vez esta carga sea retirada. Pero cuando un material llega a ser inelástico, las cargas dejan en los elementos con estos materiales deformaciones permanentes. Estas deformaciones pueden ser o no de igual magnitud a las deformaciones producidas por la carga aplicada. Debe conocerse el material y la geometría para poder predecir la forma de comportamiento.

A continuación se mostrara un grafico ilustrativo del comportamiento elástico junto a uno inelástico. Recuérdese que la forma o relación entre deformación y carga se refiere a linealidad no a elasticidad.

Gráfico 12: Esquema general de respuesta elástica e inelástica.



## ***A. Estático***

Los dos tipos más generales de análisis dependientes del tipo de carga son el análisis estático y el análisis dinámico. Se hace ver que estos procesos son dependientes de la carga, dado que por la naturaleza de la carga se puede reconocer la naturaleza del movimiento que sufrirá. El análisis estático tal y como su propio nombre lo describe puede ser resultado de cargas que en algún momento se asumen o se conocen serán permanentes o fijas. Los efectos de las mismas es producir deformaciones y esfuerzos que poca variación tienen a lo largo de periodos de tiempo considerables. Dentro de estas variadas cargas están las cargas muertas o fijas; representadas por elementos fijos a la estructura desde tuberías, pisos, cielos falsos y otros hasta el peso propio de la estructura misma. Como puede verse ese tipo de cargas no es variable ni móvil. Se reconoce un segundo tipo de cargas estáticas en cierta forma, las cargas vivas, aunque móviles, se consideran como estáticas porque no alteran su orientación y su efecto de movilidad varía muy poco. Por ejemplo mueblería móvil, gente o bien las cargas derivadas del uso de un edificio son cargas vivas, siempre de naturaleza gravitacional que cargará losas y vigas en el mismo sentido y luego se transmitirá a columnas. Formalmente las cargas vivas no se consideran como móviles pero en algunos casos pueden cambiarse su punto de aplicación para estudiar casos críticos, por ejemplo salones de clase continuos donde por periodos de tiempo los estudiantes pueden ocupar por buen tiempo un solo salón y el efecto de no tener carga un salón vecino puede generar momentos contrarios en la losa o vigas de dicho salón. También puede considerarse tener gente en pasillos entre módulos de oficina que luego se cambien a una posición menos favorable. Todos esos módulos móviles pueden considerarse cargas estáticas.

Aparte de las ya mencionadas hay cargas que pueden ser estáticas por su lentitud en cambio de magnitud o efecto que ejercen. Algunas presiones laterales de tierra son poco variables. Presiones de agua o nieve depositada en techos. Inclusive la presión del aire lateralmente puede tomarse como cargas estáticas que no varían en algún tiempo razonable.

Se reconoce que estas cargas pueden fácilmente resistirse por sistemas estructurales sin necesidad de ductilidad o provisiones especiales a la estructura. Esto es debido a que no alteran su magnitud o dirección de aplicación con rapidez o brusquedad.

Todas las cargas estáticas, tal vez con excepción del viento si se considerara estático, no son motivo de falla estructural o colapso. Usualmente las cargas estáticas siempre tienen al menos un sentido conocido de aplicarse, una dirección en la cual afectarán a la estructura y un punto de acción

conocido. Primero las cargas gravitacionales que siempre cargaran verticalmente el sistema estructural, las presiones de suelos y caídas de agua cuyo sentido pueden ser estudiados y manipulados, entonces si al menos se pueden conocer la dirección de las cargas y estimar su magnitud se puede proveer un sistema totalmente eficiente.

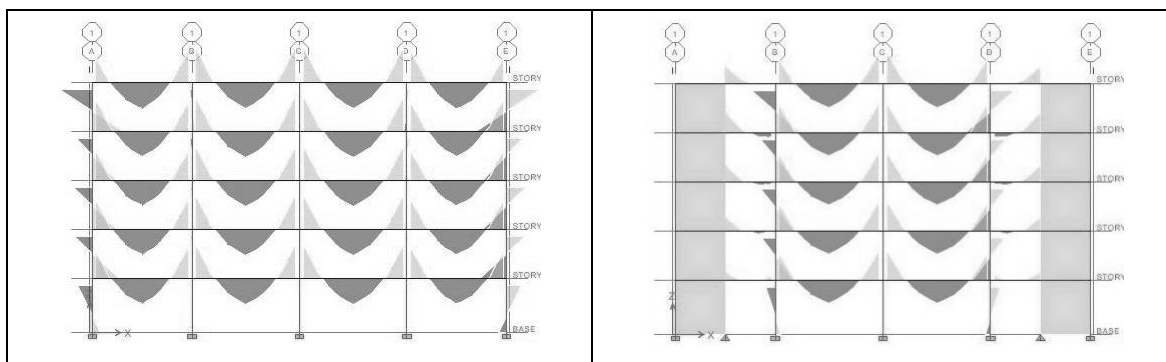
Reconociendo que las estructuras son tridimensionales y que las cargas no siempre tienen por qué estar en su lugar es por lo cual a veces se manipula la ubicación de las mismas para encontrar condiciones desfavorables. Pero aun así se pueden predecir, las cargas que suelen ser críticas serán las dinámicas, tanto por los efectos que producen así como por no tener una dirección o sentido conocido de cargas la estructura.

**1. Cargas gravitacionales, aplicando criterios de NR-2.** Las cargas gravitacionales que se aplicaran a los ejemplos de edificaciones en concreto serán las establecidas con anterioridad, la carga muerta y la carga viva. Las cargas estarán aplicadas al sistema de losa de cada edificación. Este sistema transmitirá las cargas resultantes a las vigas y luego las vigas distribuirán los esfuerzos resultantes a las columnas. El camino de las cargas es bastante conocido, dado que se maneja un sistema de losa con vigas. Se reconoce que el sistema estructural es bastante común y sencillo. Se manejan los criterios de configuración estructural - redundancia, altura, rigidez, etc. - para observar como las cargas más comunes y similares posibles producen diferentes esfuerzos y efectos estructurales variados en estructuras similares con ciertas variaciones que puedan no parecer importantes.

Por el momento no se manejarán cantidades numéricas, se mostrarán gráficos de los resultados de las estructuras bajo las cargas estáticas y algunas combinaciones. Se comparará también los resultados de éstas y verificar cómo se comportan.

En principio se compararán las estructuras redundantes con y sin muros bajo las cargas combinadas según la ecuación 8.10 de la norma NR-2. Se realizará una comparación de los momentos actuantes, se observará cómo estos varían entre las estructuras, si existe alguna variación.

Grafico 13: Estructuras redundantes, ambas en su eje 1. Al lado izquierdo estructura sin muros y al lado derecho estructura con muros.



Al comparar ambos esquemas se logra ver que las cargas gravitacionales no ofrecen una variación visible. Las magnitudes pueden variar un poco; pero en general, se puede decir que un análisis simple en cualquier tramo puede ser representativo para el resto de los elementos. Se puede ver que los muros sí logran reducir los esfuerzos de las vigas y columnas de borde. Se espera que sea mayor la contribución de los muros cuando se analicen los efectos dinámicos de aplicar cargas sísmicas a la estructura. Entonces probablemente algunos elementos de la estructura sin muros pueda sufrir esfuerzos demasiado grandes.

A continuación se mostrarán las reacciones de las vigas en el extremo superior izquierdo de ambas estructuras para ver numéricamente el efecto de los muros.

Tabla 3: Primer cuadro de resultados para comparación.

Estructura redundante sin muros, viga superior izquierda del eje 1									
Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Label	type	m	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
STORY5	B1	COMB1	0.23	0.00	-6994.12	0.00	-1725.06	0.00	-6143.00
STORY5	B1	COMB1	0.66	0.00	-6793.80	0.00	-1725.06	0.00	-3196.75
STORY5	B1	COMB1	1.08	0.00	-6593.47	0.00	-1725.06	0.00	-336.12
STORY5	B1	COMB1	1.08	0.00	-4617.75	0.00	-905.59	0.00	-191.19
STORY5	B1	COMB1	1.50	0.00	-4422.44	0.00	-905.59	0.00	1692.18
STORY5	B1	COMB1	1.50	0.00	-4185.51	0.00	-969.39	0.00	1681.58
STORY5	B1	COMB1	1.83	0.00	-4029.27	0.00	-969.39	0.00	3050.71
STORY5	B1	COMB1	2.17	0.00	-3873.02	0.00	-969.39	0.00	4367.76
STORY5	B1	COMB1	2.17	0.00	-2223.49	0.00	-561.39	0.00	4439.23
STORY5	B1	COMB1	2.58	0.00	-2028.18	0.00	-561.39	0.00	5324.99
STORY5	B1	COMB1	3.00	0.00	-1832.88	0.00	-561.39	0.00	6129.38
STORY5	B1	COMB1	3.00	0.00	-1656.02	0.00	-616.76	0.00	6111.77
STORY5	B1	COMB1	3.25	0.00	-1538.83	0.00	-616.76	0.00	6511.13
STORY5	B1	COMB1	3.25	0.00	2466.88	0.00	-63.69	0.00	6743.97
STORY5	B1	COMB1	3.61	0.00	2636.15	0.00	-63.69	0.00	5822.59
STORY5	B1	COMB1	3.97	0.00	2805.42	0.00	-63.69	0.00	4840.09

Continuación Tabla 3.

STORY5	B1	COMB1	4.33	0.00	2974.69	0.00	-63.69	0.00	3796.46
STORY5	B1	COMB1	4.33	0.00	4492.48	0.00	362.22	0.00	3709.19
STORY5	B1	COMB1	4.50	0.00	4570.61	0.00	362.22	0.00	2953.93
STORY5	B1	COMB1	4.50	0.00	4781.87	0.00	296.32	0.00	2933.20
STORY5	B1	COMB1	4.96	0.00	4996.71	0.00	296.32	0.00	692.28
STORY5	B1	COMB1	5.42	0.00	5211.55	0.00	296.32	0.00	-1647.12
STORY5	B1	COMB1	5.42	0.00	7001.33	0.00	1364.51	0.00	-1817.05
STORY5	B1	COMB1	5.71	0.00	7138.05	0.00	1364.51	0.00	-3879.04
STORY5	B1	COMB1	6.00	0.00	7274.76	0.00	1364.51	0.00	-5980.91
STORY5	B1	COMB1	6.00	0.00	7727.67	0.00	1409.15	0.00	-5932.92
STORY5	B1	COMB1	6.27	0.00	7854.88	0.00	1409.15	0.00	-8047.47

Tabla 4: Segundo cuadro de resultados en comparación.

Estructura redundante con muros, viga superior izquierda del eje 1									
Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Label	type	m	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
STORY5	B1	COMB1	0.23	0.00	-377.04	0.00	-1117.87	0.00	-135.03
STORY5	B1	COMB1	0.66	0.00	-176.71	0.00	-1117.87	0.00	-16.70
STORY5	B1	COMB1	1.08	0.00	23.61	0.00	-1117.87	0.00	16.01
STORY5	B1	COMB1	1.08	0.00	-96.84	0.00	-1100.42	0.00	-6.58
STORY5	B1	COMB1	1.50	0.00	98.47	0.00	-1100.42	0.00	-6.92
STORY5	B1	COMB1	1.50	0.00	-156.93	0.00	-1125.55	0.00	-17.55
STORY5	B1	COMB1	1.83	0.00	-0.68	0.00	-1125.55	0.00	8.71
STORY5	B1	COMB1	2.17	0.00	155.57	0.00	-1125.55	0.00	-17.10
STORY5	B1	COMB1	2.17	0.00	-194.84	0.00	-1102.71	0.00	-26.97
STORY5	B1	COMB1	2.58	0.00	0.47	0.00	-1102.71	0.00	13.53
STORY5	B1	COMB1	3.00	0.00	195.78	0.00	-1102.71	0.00	-27.36
STORY5	B1	COMB1	3.00	0.00	652.60	0.00	-1113.38	0.00	-228.61
STORY5	B1	COMB1	3.25	0.00	769.79	0.00	-1113.38	0.00	-406.41
STORY5	B1	COMB1	3.25	0.00	-4062.90	0.00	-875.45	0.00	-5204.54
STORY5	B1	COMB1	3.61	0.00	-3893.64	0.00	-875.45	0.00	-3767.94
STORY5	B1	COMB1	3.97	0.00	-3724.37	0.00	-875.45	0.00	-2392.46
STORY5	B1	COMB1	4.33	0.00	-3555.10	0.00	-875.45	0.00	-1078.12
STORY5	B1	COMB1	4.33	0.00	-1684.26	0.00	124.58	0.00	-1000.30
STORY5	B1	COMB1	4.50	0.00	-1606.13	0.00	124.58	0.00	-726.10
STORY5	B1	COMB1	4.50	0.00	-1322.31	0.00	22.49	0.00	-746.88
STORY5	B1	COMB1	4.96	0.00	-1107.47	0.00	22.49	0.00	-190.06
STORY5	B1	COMB1	5.42	0.00	-892.63	0.00	22.49	0.00	268.30
STORY5	B1	COMB1	5.42	0.00	723.36	0.00	1122.95	0.00	260.73
STORY5	B1	COMB1	5.71	0.00	860.07	0.00	1122.95	0.00	29.81
STORY5	B1	COMB1	6.00	0.00	996.79	0.00	1122.95	0.00	-240.98
STORY5	B1	COMB1	6.00	0.00	1235.99	0.00	1176.13	0.00	-189.91
STORY5	B1	COMB1	6.27	0.00	1363.20	0.00	1176.13	0.00	-542.62

Como se puede apreciar, los datos resultantes solo para una combinación son bastantes, sin mencionar el total de las combinaciones y la cantidad de elementos de cada estructura. Por ello se elegirán algunos elementos para realizar el diseño y para las comparaciones. Así mismo se tomarán algunos datos relevantes y no todos los valores a lo largo de los elementos. Siempre se compararán los datos a la misma altura o distancia del nudo.

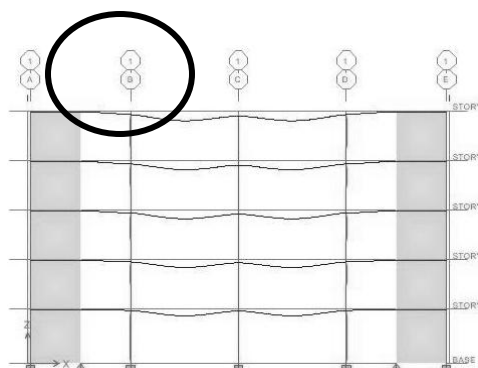
De las tablas anteriores extraemos los cortantes y momentos cerca de los nudos así como al centro de la viga y encontramos que:

Tabla 5: Cortantes & momentos para viga B1 bajo comparación.

Sin muros			Con muros		
Loc	V2	M3	Loc	V2	M3
m	Kg	Kg-m	m	Kg	Kg-m
0.23	-6994.12	-6143.00	0.23	-377.04	-135.03
3.25	2466.88	6743.97	3.25	-4062.90	-5204.54
6.27	7854.88	-8047.47	6.27	1363.20	-542.62

El primer caso que deseamos comparar es el efecto de los muros, se puede ver que los cortantes son menores cuando hay presencia de muros. Pero el cortante al centro de la viga, cuando hay muro, es mayor porque allí termina el muro. Aunque la mejor contribución del muro para las vigas no es la reducción de corte sino la de momento. La demanda es mucho menor por flexión.

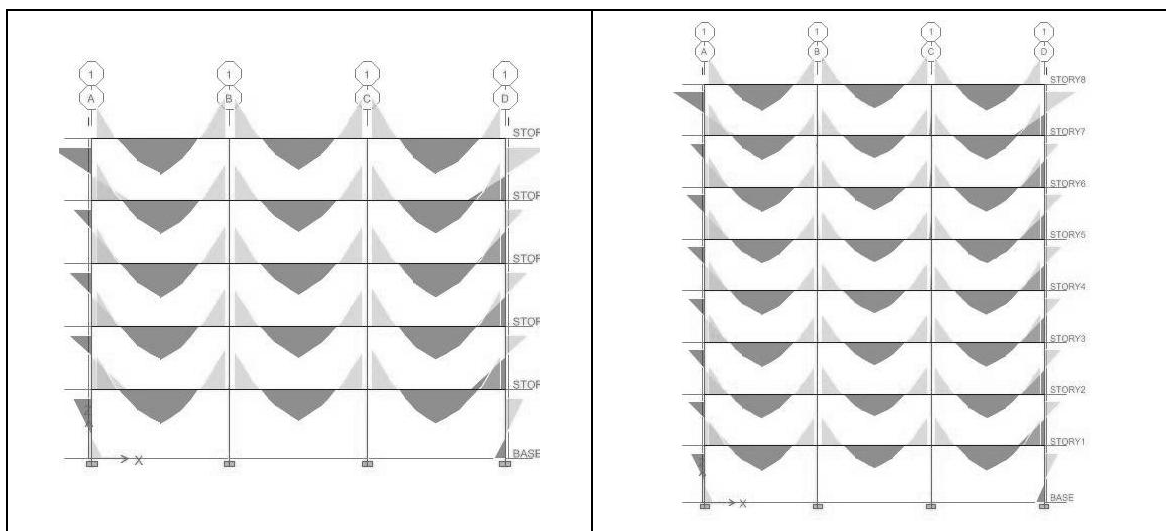
Gráfico 14: Efecto de momento negativo para vigas que conectan a muros.



Hay que ver que el momento es negativo al centro de la viga en presencia del muro. Este efecto sucede cuando el resto de la estructura se defleca por las cargas y el muro provee demasiada rigidez a la estructura en los bordes. Esto obliga a que la viga sufra una flexión inversa para ajustarse a los ejes sin muros.

Ahora bien se estudiará el comportamiento de las edificaciones no redundantes, comparando los gráficos de momentos en sus ejes longitudinales. Se hace ver que para este tipo de estructura, los esfuerzos son iguales en ambos ejes dada la simetría y la falta de disparidad en elementos. Solo las cargas dinámicas pueden generar efectos no simétricos en estructuras tan regulares y poco redundantes.

Gráfico 15: Estructuras no redundantes, ambas en su eje 1. Al lado izquierdo estructura de 5 niveles y al lado derecho estructura de 8 niveles.



Como se puede apreciar, no hay cambios en los efectos generales de momento, y por lo tanto cortante de las estructuras. Solamente la carga acumulada de compresión axial aumenta en este tipo de estructuras. Se considera que, por la altura y masa, tendrá un efecto mayor las cargas dinámicas que la poca diferencia que muestran las cargas estáticas. Adicionalmente proveer refuerzo sismorresistente a este tipo de estructuras puede ser bastante difícil por las demandas estructurales.

Una vez más se comparan los momentos y cortantes de las vigas del extremo superior izquierdo:

Tabla 6: Esfuerzos de cortante & momento para viga B1 de estructuras no redundantes.

Edificio de 5 niveles				Edificio de 8 niveles			
Story	Beam	V2	M3	Story	Beam	V2	M3
STORY5	B1	-9575.72	-9474.76	STORY8	B1	-10077.07	-10791.36
STORY5	B1	-2787.30	10353.55	STORY8	B1	-3156.17	10425.65
STORY5	B1	3990.46	10859.43	STORY8	B1	3639.96	10882.75
STORY5	B1	4224.83	8805.60	STORY8	B1	3874.33	9004.19
STORY5	B1	10474.42	-12393.91	STORY8	B1	10023.31	-11101.91

Los datos se presentan siempre en Kg-m para momentos y Kg para corte. Se puede observar que existen pequeñas variaciones en la demanda que en general resultan ser muy parecidas. Se hace ver que las pequeñas variaciones vienen de que las estructuras tienen tres niveles de diferencia entre ellas y apenas hay una diferencia numérica en los resultados. Parte de la incertidumbre siempre está en los redondeos del programa de análisis. Otras fuentes de variación, no necesariamente error, está en los efectos acumulados de P-delta de columnas, deformaciones acumuladas y efectos que

usualmente no se consideran dentro de procesos de análisis estructural simplificado. También puede haber errores humanos al momento de utilizar programas automatizados.

**2. Sismo estático, aplicando criterios de NR-3.** El sismo estático puede considerarse una simplificación aplicable en toda estructura regular de pequeño considerablemente pequeño y que no tenga irregularidades de importancia así como cumplir con los requisitos para ser trabajada bajo este método. En realidad el sismo “estático” es una aproximación de las cargas sísmicas aplicadas a una estructura por cortante basal derivado del primer modo de vibración, según se estudia en un análisis dinámico modal. El método por su sencillez tiene muchas limitantes, no sólo porque no contempla un análisis o estudio de la estructura y no revisa todos los aspectos del sistema estructural. La aproximación a veces se complementa con una fuerza adicional simulando la participación de un segundo modo de vibración. Por lo cual puede decirse que solamente estructuras cuyos primeros dos modos de vibración sean importantes o que solo tengan dos modos de vibración pueden de forma segura ser trabajados con este método.

En general, este método no será utilizado para trabajar los ejemplos de edificaciones en concreto. Se menciona porque muchas estructuras sencillas sí pueden ser analizadas con este tipo de método o bien puede utilizarse para complementar un análisis modal y revisar que las cargas o esfuerzos encontrados sean congruentes con los resultantes de esta simplificación estática.

Se reconoce como una carga estática dado que su nombre formal tal como lo expone el capítulo 2 de la norma recomendada AGIES NR-3 es «Método de la carga estática equivalente» donde el sismo se aproxima a una carga de cortante en la base que luego se distribuye en toda la altura de la estructura misma. Los factores por los cuales este método no sería apropiado para la mayoría de estructuras grandes son: la importancia de la estructura, el nivel de protección estructural, los efectos secundarios que no se contemplan, los modos de vibración que tienen participación que no se contemplan y la falta de la dinámica o reversión de esfuerzos que los sismos dinámicos ofrecen.

Como se ha dicho, es importante mencionar este método, pero hay que reconocer que como el mismo análisis, todos los procesos son complicados a manera que son refinados. Los datos que requieren métodos más avanzados también generan muchos resultados cuyo cálculo puede estar errado o bien la estructura se vuelve demasiado compleja en analizar. Hay que saber qué método aplicar a una estructura y que tan simplificado se puede permitir sea el método de análisis y cuántas idealizaciones puede tener el modelo de análisis.

Aunque todavía no se presentará el método para determinar el nivel de protección de una estructura, se trabajará con el nivel de protección C. Este nivel de protección tiene muchas condiciones que serán discutidas en su momento, posteriormente. Por el momento interesa que el nivel de protección C aplica a los ejemplos de edificaciones. En general, los niveles de protección A & B proponen solamente el uso del «método de la carga estática equivalente» pero el nivel de protección C si requiere un estudio de las irregularidades estructurales para ver que sea aplicable el método en cuestión. Dado que siempre es aplicable un método más refinado, que se realizara en un programa automatizado de computadora y que a pesar que las estructuras se realizaron regulares tienen dimensiones y propiedades que necesitan un análisis modal. Por ello este método no se aplicará.

El método como tal se basa en obtener un coeficiente que represente un porcentaje del peso de la estructura, reconociendo que los sismos son aceleraciones que afectan a la masa de las edificaciones en forma de fuerzas inerciales. Por lo tanto se propuso la ecuación 2.1 para el estado de límite de servicio y la ecuación 2.2 para el estado limite de cedencia. Esta segunda ecuación es la que aplicaríamos para el método de diseño propuesto por resistencia última.

$$V_B = C_s W_s$$

Ecuación 2.2 de la norma NR-3

La ecuación parece bastante sencilla, luego se define el coeficiente  $C_s$ , este tiene la aceleración resultante del espectro sísmico y el cual se explicara cuando se hable del sismo dinámico que será aplicado a los ejemplos de edificaciones.

$$C_s = S_a(I) / R$$

Ecuación 2.3 de la norma NR-3

El coeficiente  $C_s$  propuesto en el inciso 2.1.5 proporciona o reduce la aceleración sísmica ya determinada entre la redundancia de la estructura. Este factor de redundancia también se explicará durante el proceso dinámico, pero tiene gran importancia y peso dado que el método de determinar  $R$  en las normas AGIES proviene de una calificación de la estructura. Este proceso puede ayudar a revisar la estructura antes de tener que realizar cualquier proceso de análisis y diseño y tener que realizar posteriormente procesos correctivos acordes.

El periodo a utilizar durante la determinación de  $S_a(T)$  puede ser obtenido por medio de los criterios expuestos en los incisos 2.1.6.1 o bien 2.1.6.2, la única diferencia es que cuando el periodo encontrado en el inciso 2.1.6.2 sea 1.2 veces mayor al encontrado en el inciso 2.1.6.1. Nótese que para encontrar el periodo por el inciso 2.1.6.1 «Cálculo del periodo de vibración mediante formula analítica» requiere que se aplique el método de Rayleigh.

Una vez determinado el periodo se debe realizar una distribución de las fuerzas en forma vertical, el proceso demanda que se proporcionen las fuerzas en función del peso de cada nivel por su altura dividido entre la sumatoria de los pesos por sus alturas. Esto genera un coeficiente de proporción para que las fuerzas generen un aproximado del primer modo de vibración. La ecuación 2.8 del inciso 2.2 de la norma NR-3 sería la adecuada para estimar las fuerzas para límite de cedencia.

$$F_j = C_{vj} * VB \quad \text{Ecuación 2.8 de la norma NR-3}$$

Donde

$$C_{vj} = \frac{W_j h_j^k}{\sum (W_i h_i^k)} \quad \text{Ecuación 2.9 de la norma NR-3}$$

Donde:  $k = \{1 \text{ para } T \leq 0.5 \text{ segundos}, 0.75 + 0.5T \text{ para } T > 0.5 \text{ segundos}\}$

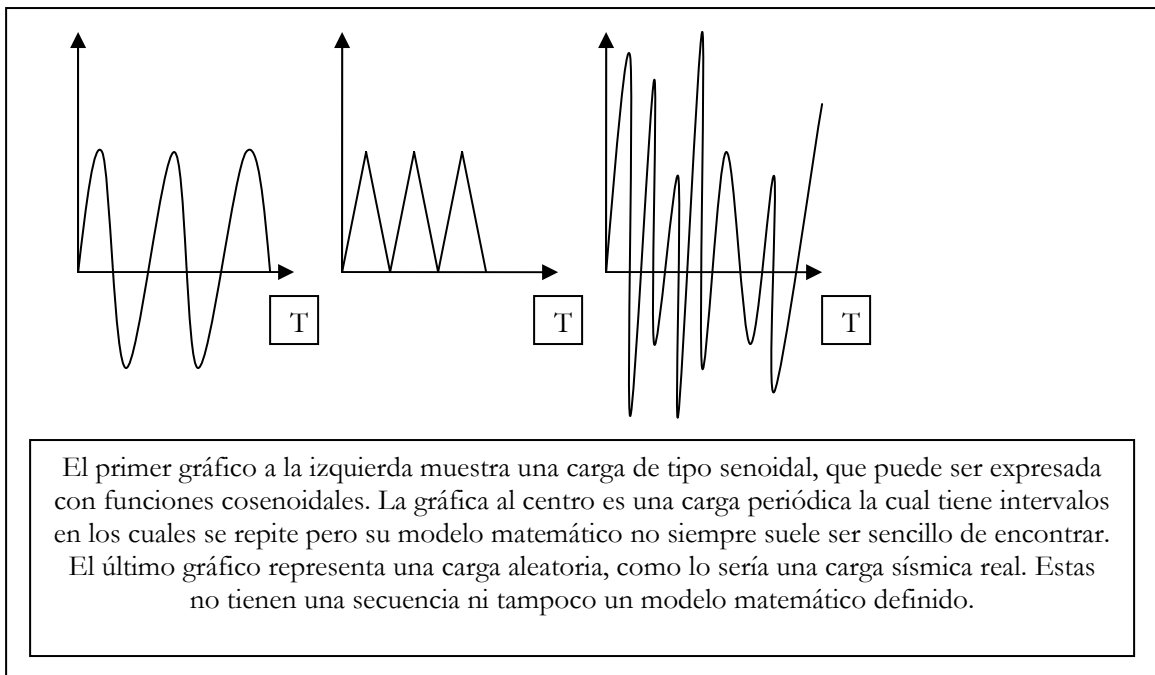
Luego, según el inciso 2.3 de la norma NR-3, se puede realizar una distribución horizontal de las fuerzas aplicadas por medio de las rigideces de los ejes. Se debe, por parte del analista, considerar cuan rígido es el diafragma o losa utilizado para determinar si es aplicable la distribución horizontal de fuerzas tomando en cuenta una rigidez finita y no solamente asumiendo que la losa o diafragma es infinitamente rígido. Si se demuestra que la rigidez de la losa comparada con aquellas de los marcos es superior de forma representativa entonces puede procederse a hacer tal consideración.

Consideraciones adicionales se toman en incisos posteriores para refinar el proceso de análisis. Primero en el inciso 2.3.1 se habla de excentricidades accidentales y como aplicarlas. Hay un factor de amplificación dinámica con base a las excentricidades encontradas en el inciso 2.3.1 y las direcciones en las cuales se deben aplicar las cargas cuando se consideran modelos en tres dimensiones y no solamente planos.

## B. Dinámico

El otro tipo de cargas aplicables a una estructura son las dinámicas. Estas son complejas de trabajar empezando porque tienen variación de magnitud y sentido en el tiempo. Suelen modelarse por medio de modelos matemáticos que puedan ser manipulados con cierta facilidad pero suelen ser demasiado ideales. Por ejemplo, se tienen cargas armónicas o que tienen la forma de una función senoidal. También hay cargas de tipo periódicas que forman secuencias repetitivas y cuyo modelo matemático es mucho más complejo. Finalmente las cargas sísmicas reales que no tienen un modelo matemático porque son totalmente aleatorias.

Gráfico 16: Tipos generales de cargas dinámicas.



El efecto más importante de este tipo de cargas es comprender que afectan a la estructura de formas que también varían con el tiempo y ejercen efectos de desgaste en la estructura. Producen el efecto de fatiga en los materiales y muchas veces, cuando alteran su sentido de aplicación, hacen que la estructura dependa de su ductilidad.

Definiendo los términos mencionados anteriormente; el desgaste o degradación se menciona cuando las cargas producen grietas que debilitan progresivamente la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales. Un ejemplo de elementos cuya resistencia y rigidez se ve afectada por

desgaste con cargas dinámicas son los muros. La fatiga es un efecto durante el cual los materiales pierden por ciclos de carga alternada, la resistencia. Parecido al desgaste, pero se manejan ciclos de carga y descarga. Esto produce que existan deformaciones permanentes que no se logren aliviar cuando los materiales pasan del rango elástico. Esto puede verse fácilmente en aceros o metales sometidos a dobleces repetitivos. Finalmente la ductilidad es el rango o margen que existe entre el límite de cedencia y el límite de ruptura de un material. Esto provee un margen de “reserva energética” durante el cual un material o elemento estructural puede absorber energía por medio de deformaciones sin llegar a la falla total, sufriendo deformaciones permanentes.

Ahora bien, analizar una estructura bajo cargas dinámicas requiere que se analice la estructura con ecuaciones de dinámica y no solamente estática. Esto representa trabajar el “equilibrio” dinámico, un balance entre las fuerzas inerciales, fuerzas de amortiguamiento y fuerzas elásticas. Otro método puede ser trabajar un procedimiento paso a paso donde la estructura poco a poco se somete a la carga, encontrando a intervalos de tiempo la magnitud y sentido de la misma, encontrando las reacciones de la estructura; siendo estas las condiciones iniciales de la estructura para el siguiente intervalo de tiempo. El método aplicable más sencillo es un sistema parecido al modo en que responde la estructura, pero donde se encuentran las propiedades dinámicas de vibración de la estructura, sus modos de vibración modales, y se combinan las reacciones de someter cada caso de respuesta bajo las cargas sísmicas involucradas.

Se habló de las fuerzas del “equilibrio” dinámico, esto se basa en que las aceleraciones de un sismo producen fuerzas inerciales en las masas, esto genera deformaciones proporcionales a la rigidez del sistema y se atenúan respecto del amortiguamiento global de la estructura. Idealmente si no hay fallos, la estructura no se mueve de su sitio y tiene deformaciones derivadas de las cargas, que si no fueran variables, llegarían al reposo. Dicho de otra manera, si se analizara paso a paso, cada etapa es un caso estático de carga, en un intervalo de tiempo, donde la estructura tiene el siguiente balance:

$$[\text{Masa} \times \text{aceleración}] + [\text{amortiguamiento} \times \text{velocidad}] + [\text{rigidez} \times \text{desplazamiento}] = \text{carga}.$$

Los intervalos de tiempo cortos son lo que permiten asumir que cada etapa es “estática”, pero realmente no habría una respuesta inercial ni un amortiguamiento si no hubiera dinámica. El caso estático se fundamenta sólo en el término de  $[\text{rigidez} \times \text{desplazamiento}] = \text{carga}$ . Esta es la diferencia; cuando no hay variación en la carga no hay variación en las deformaciones. Si la deformación es constante entonces sus derivadas, la velocidad y aceleración no existen y por ende es un sistema estático. De nuevo se llega a que el caso dinámico y el estático dependen de las cargas.

**1. Sismo dinámico.** El sismo dinámico se considera aquel que afecta la estructura en su respuesta de modo que responde oscilando dinámicamente o bien que genera oscilaciones en vez de una respuesta única proporcional a la rigidez. El procedimiento de análisis dinámico puede involucrar ecuaciones complejas. Pero en este caso se trabajará con el «Método de Análisis Modal Espectral» que considera los modos dinámicos de vibración de la estructura. Con esto, cada forma de vibración puede “aislarse”, analizarse de forma más simple y luego combinarse según sea prudente. Adicionalmente utiliza un espectro de respuesta sísmico para aplicar las cargas sísmicas correspondientes a cada modo de vibración y luego estas se combinan de acuerdo a la participación que cada caso tenga. Los resultados pueden parecer estáticos, pero se están analizando varios tipos de reacción estructural de forma simplificada, por separado, que luego se agrupan en un comportamiento más cercano al real considerando formas de deformación modal y no estáticas solamente. La carga también tiende a ser aplicada en una sola dirección. Esto se compensa bajo algunos criterios que fomentan el uso de una carga perpendicular menor a la que es aplicada.

Como se ha expuesto, el inciso 1.8.3 de la norma NR-3 que determina que para estructuras regulares con nivel de protección C puede aplicarse solamente el método de la carga estática equivalente, también permite el uso del método de análisis modal espectral.

Entrando a definir la carga sísmica por el método de análisis modal espectral, se encuentra en el capítulo 3 de la norma NR-3. El inciso 3.2 indica que el método es aplicable para estructuras que requieren métodos dinámicos de análisis según lo estipulado en el capítulo 1 de la norma NR-3 y puede utilizarse en vez del método de la carga estática equivalente.

El modelo analítico propuesto en el inciso 3.4 de la norma NR-3 puede ser realizado con sistemas planos, ortogonales que vibren sin acoplamiento. O bien sistemas donde existan dos grados de libertad, uno para desplazamiento y otro para rotación. Finalmente si no se cumpliera con las limitantes de los modelos planares y no planares puede optarse por un modelo complejo en tres dimensiones. Gracias al uso de un programa automatizado podemos utilizar el modelo en tres dimensiones y ver las interacciones de los ejes ortogonales. Se pide que se encuentren modos de vibración que al menos acumulen un 90% de participación de la masa. También se pide que todo modo de vibración con periodo mayor a 0.4 segundos sea considerado.

El análisis modal tiene sus resultados de la determinante de la matriz de rigidez menos la masa por sus frecuencias radiales al cuadrado resultantes del “equilibrio” dinámico para un sistema en vibración libre no amortiguado, su ecuación es tal y como sigue:

$$\underline{\mathbf{K}} - w^2 \underline{\mathbf{M}} = 0 \quad \text{Ecuación 2 producto de un despeje dinámico.}$$

Donde  $w = 2\pi / T_m$ .

El resultado de esa ecuación es un vector  $\underline{w}$  de valores que representan las frecuencias radiales del sistema. Obtenidos de resolver el polinomio  $n$  resultante de la determinante de la ecuación 2 mostrada. De estos  $w$  pueden obtenerse los periodos de cada modo de vibración que serán necesarios para calcular la aceleración sísmica aplicable resultante del espectro de respuesta propuesto en AGIES.

No hay que olvidar que la ecuación del despeje dinámico mostrada le faltaba las amplitudes en forma de vector:

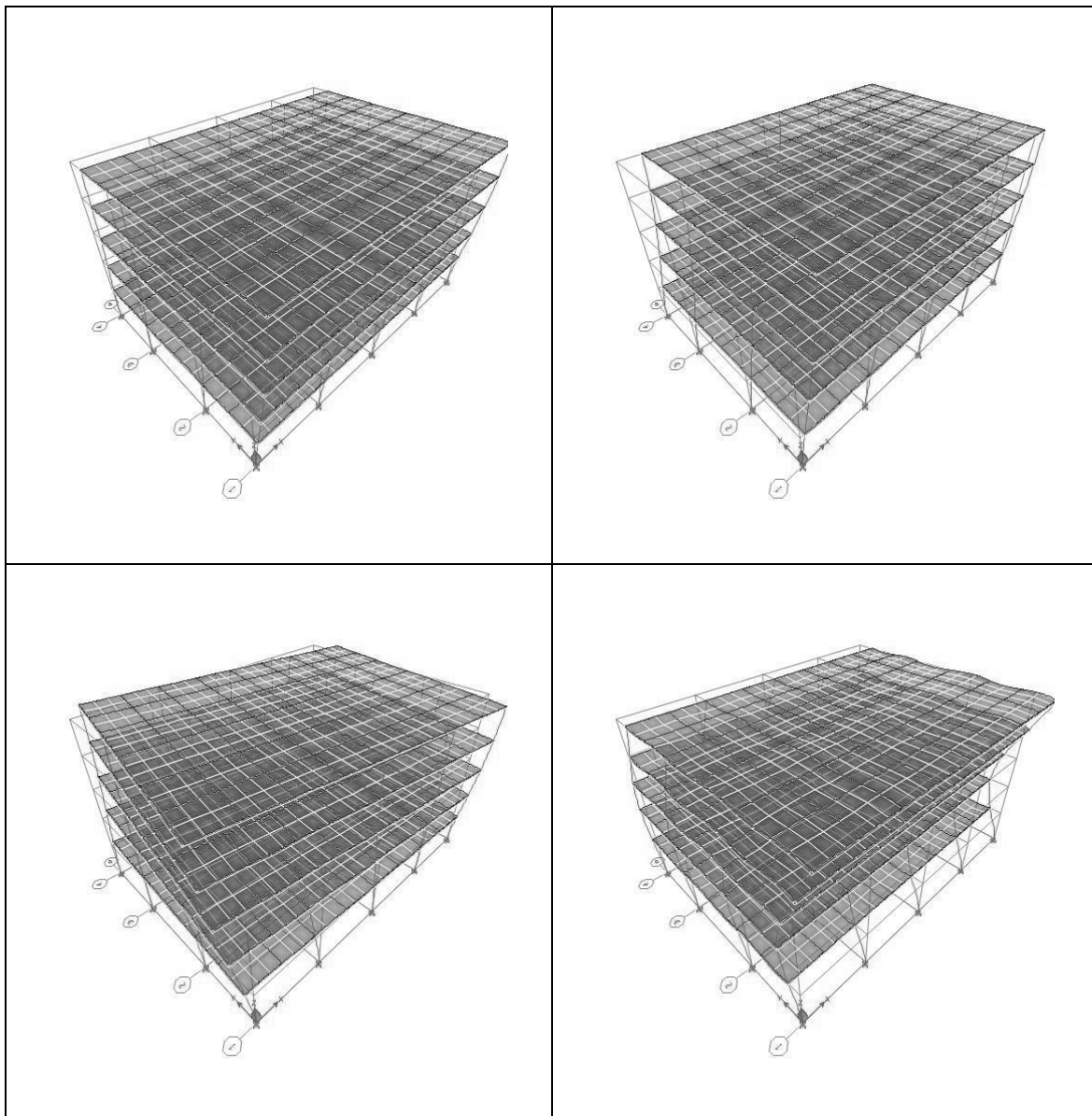
$$(\underline{\mathbf{K}} - w^2 \underline{\mathbf{M}}) \underline{y} = 0 \quad \text{Ecuación 1 producto de un despeje dinámico.}$$

Este vector puede ser encontrado, y no todos sus valores son cero, utilizando solamente un  $w$  a la vez del vector  $\underline{w}$  podemos encontrar, realizando algunas simplificaciones y particiones dentro de la matriz, los valores  $\phi$  o amplitudes relativas para cada modo de vibración.

Una vez con los modos de vibración podemos empezar a calcular los cortantes básicos. Primero veamos los resultados obtenidos por medio del programa de análisis estructural utilizado para los ejemplos de las edificaciones propuestas. Este programa tiene la capacidad de realizar el análisis modal y en base a un espectro que se puede definir, calcular las aceleraciones aplicables a las masas de la estructura. Cuando este proceso se realiza manualmente se deben encontrar esas aceleraciones y convertirlas en fuerzas para poder aplicar las fuerzas a la estructura. Este proceso lo lleva a cabo internamente el programa de análisis propuesto, ETABS, pero en caso que se aplique un sistema automatizado habrá que ver qué procedimiento utiliza y si cumple con el procedimiento de distribución de fuerzas de la norma AGIES.

Primero vamos a comparar los resultados de las estructuras redundantes, éstas reflejan mucho los beneficios dinámicos de tener muros en los bordes de la estructura.

Gráfico 17: Primeros 4 modos de vibración para estructura redundantes sin muros.



A primera vista los modos de vibración de la estructura redundante sin muros parecen bien, pero viendo los periodos de oscilación, que son para una edificación de sólo cinco niveles, podremos decir que es regular y a la vez tiene suficiente rigidez, hay que hacer ver que tiene columnas anchas.

Tabla 6: Cuadro de primeros 6 modos de vibración para estructura redundante sin muros

Estructura redundante sin muros			
Modo de vibración	Dirección principal	Periodo (segundos)	Forma de modo
1	Y	0.3122	1er modo
2	X	0.3111	1er modo
3	Rotacional	0.2507	1er modo
4	Y	0.0587	2do modo

Gráfico 18: Primeros 4 modos de vibración para estructura redundante con muros

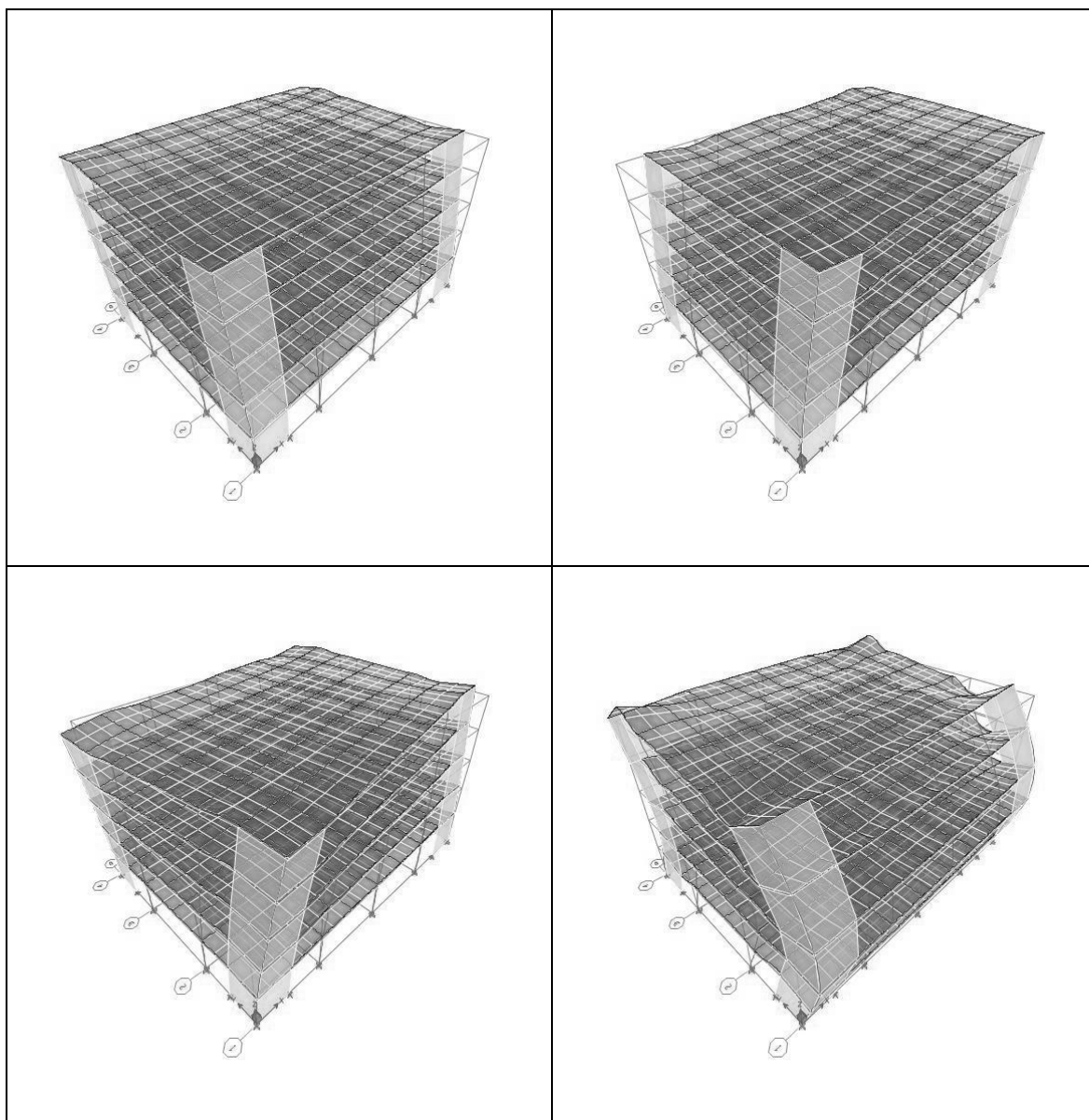
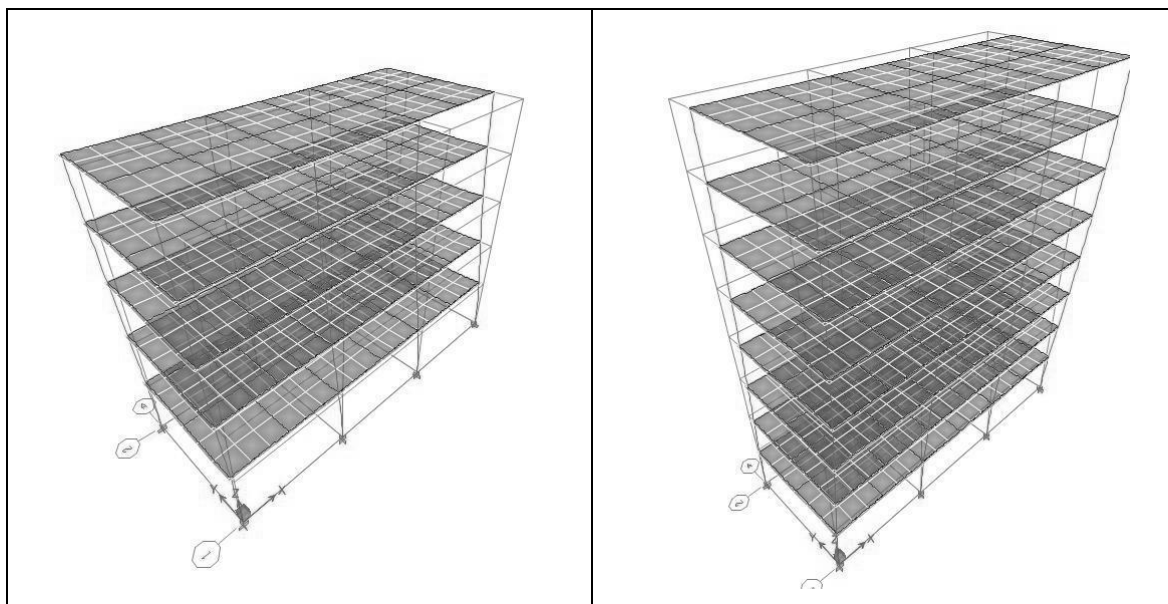


Tabla 7: Cuadro de primeros 6 modos de vibración para estructura redundante con muros

Estructura redundante con muros			
Modo de vibración	Dirección principal	Periodo (segundos)	Forma de modo
1	Y	0.2603	1er modo
2	X	0.2561	1er modo
3	Rotacional	0.1967	1er modo
4	Y	0.0534	2do modo

Trabajar con muros demuestra, sólo viendo los modos de vibración, que la rigidez mejora por mucho en una estructura, también se reduce el efecto de torsión si ubicados correctamente. La simetría de las edificaciones permite que los resultados se vean ordenados en cierta manera. Para lo cual se puede ver que por cada modo en ambas direcciones principales, hay un modo con rotación. Este modo es el que provee torsión y que muestra que los ejes ortogonales no trabajan siempre desacoplados. Ahora veamos los primeros dos casos modales de las estructuras no redundantes.

Gráfico 19: comparación directa del primero modo de vibración de las estructuras no redundantes.



De forma parecida a las estructuras redundantes, se encuentra que las estructuras no redundantes por su regularidad y simetría tienen un orden en sus modos de vibración. Pero la magnitud de estos es aceptable. Ambos tienen poca rigidez y el periodo de vibración de la estructura no redundante de 8 niveles es grande. Aunque las aceleraciones sísmicas aplicables por espectro de respuesta sísmico puedan ser pequeñas comparadas con estructuras muy rígidas, las deflexiones de

esta estructura pueda que no cumplan con los límites establecidos por la mayoría de códigos y normas aplicables.

A continuación se mostrara un cuadro comparativo entre los periodos de vibración de las estructuras no redundantes.

Tabla 8: Cuadro comparativo de periodos de vibración entre estructuras no redundantes.

Modo de vibración	Estructura no redundante de 5 niveles	Estructura no redundante de 8 niveles
1	0.3124	0.7007
2	0.3021	0.6577
3	0.2193	0.4164
4	0.0568	0.1304

Se puede apreciar lo dicho en el cuadro anterior, los periodos de las estructuras son altos. Usualmente se recomienda como idea general y control que el primer modo de vibración tenga un periodo de 0.1 veces el numero de niveles. Siguiendo ese parámetro las estructuras no redundantes tienen poco menos del valor recomendado, pero columnas enormes. Esto indica la necesidad de sistemas secundarios de resistencia estructural o bien mejorar la configuración estructural de los mismos. La propuesta diría que el periodo de los edificios debería estar debajo o cerca de 0.5 segundos. Solamente la estructura redundante con muros cumpliría ese parámetro sin la necesidad de elementos excesivos eso sin mencionar las derivas de las estructuras. Hay que ver que las dimensiones de las columnas son muy grandes, pero los únicos elementos que en la mayoría de los ejemplos propuestos proveen rigidez.

Ahora bien, luego de analizar un poco los resultados modales podemos entrar a calcular las fuerzas aplicables. En el inciso 3.9.1 encontramos la ecuación 3.2 de la norma NR-3. Esta es bastante parecida a la encontrada para el método de la carga estática equivalente. La diferencia radica en que se busca un cortante basal para cada modo de vibración y no sólo uno total. Por eso el subíndice “m”.

$$V_B = C_s W_s$$

Ecuación 3.2 de la norma NR-3

Aunque no se colocó el subíndice, esta fórmula debe aplicarse a cada modo de vibración. De forma similar se calcula el factor  $C_s$  pero de nuevo hay que obtener uno para cada modo de vibración.

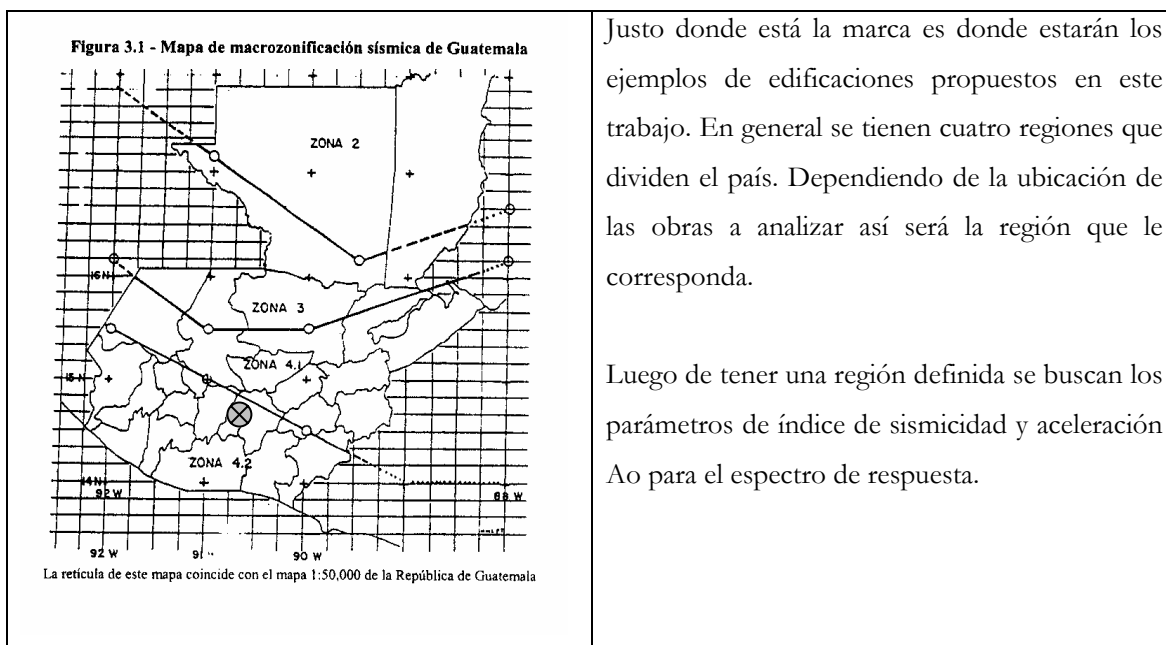
$$C_s = S_a(I) / R$$

Ecuación 3.4 de la norma NR-3

Una vez más el factor R es de gran importancia, pero será explicado posteriormente. Por el momento veamos cómo se calcula  $S_a(I)$ , para ello se utilizan los criterios de la norma NR-2.

En el capítulo 3 “Aspectos Sísmicos” de la norma NR-2 podemos encontrar de inicio los criterios para determinar el nivel de protección de las obras en el cuadro 3.1. Para esto primero se debe definir en qué zona de la región de Guatemala se encuentra la obra por realizar. Para nuestros ejemplos de edificaciones proponemos la región 4.2 tal y como se muestra en la figura 3.1 de la norma NR-2.

Gráfico 20: Mapa de Regiones de Guatemala de AGIES.



Del cuadro 3.2 extraemos los siguientes valores para la región 4.2.

Tabla 9: Porción del cuadro 3.2 – Aceleraciones máximas efectivas de la norma NR-2

Zona	$I_o$	$A_o$	$A_f$
4.2	4	0.40 g	0.20 g

Teniendo el valor de  $I_o$  o índice de sismicidad, podemos utilizar el cuadro 3.1 y determinar el nivel de protección. Una vez determinado el nivel de protección encontramos en el inciso 3.3 de la norma NR-2 el sismo básico. Definen al sismo básico como el sismo aplicable para el proceso de

límite de cedencia. El sismo tiene esta proporcionado de forma tal que tenga una probabilidad del 90% de no ser excedido en un periodo de 50 años. Estos datos son la estadística o frecuencia del sismo, en caso el nivel de importancia o los criterios del código a utilizar requieren un sismo con mayor periodo de retorno o mayor probabilidad de no ser exigido deberá realizarse el análisis correspondiente para determinar el sismo que cumpla con dichas condiciones. Dado que la misma norma AGIES requiere este sismo es totalmente aplicable.

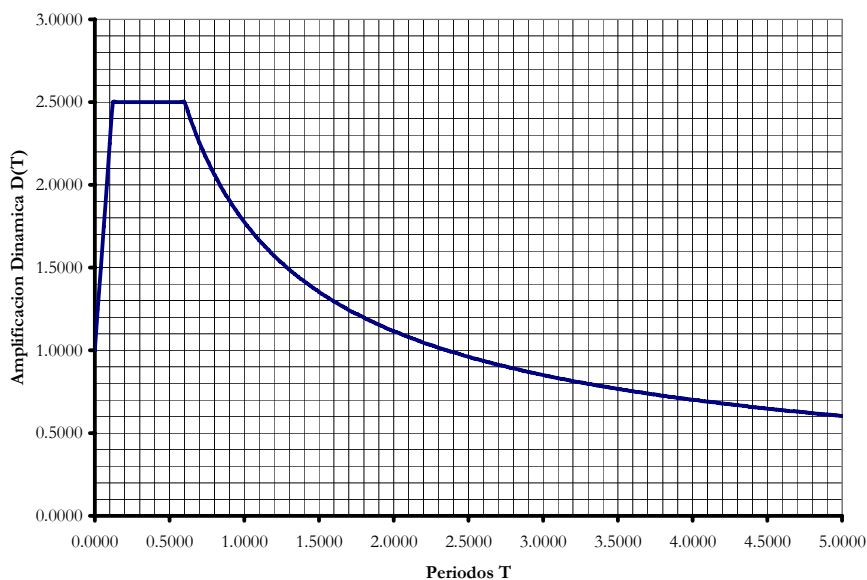
Primero se define  $S_a(T) = A_o D(T)$ , como ya tenemos  $A_o$ , tenemos que definir  $D(T)$ . Como  $D(T)$  es un valor de amplificación dinámica de la respuesta de un oscilador, este esta en función del tipo de suelo sobre el cual está la estructura. Los tipos de suelo están definidos en el inciso 3.3.3 de perfiles de suelo. Como sigue siendo el propósito de este trabajo el diseño estructural vamos a considerar un suelo tradicional tipo S2 con buenas propiedades mecánicas para todas las edificaciones. Aunque es importante entender el tipo de suelo y las implicaciones que estos tienen sólo se dirá que suelos blandos tienden a ser malos apoyos para estructuras y tienden a amplificar los efectos sísmicos al nivel rocoso.

Definiendo un suelo S2 podemos entonces encontrar en el cuadro 3.4 de la norma NR-2 los valores de los parámetros  $T_A$  y  $T_B$  de la función  $D(T)$ . Los valores encontrados son para  $T_A=0.12$  y  $T_B=0.60$ . Luego dentro del cuadro 3.3 para determinar la función de amplificación dinámica encontramos las siguientes fórmulas que definen la curva de  $D(T)$ :

$$\begin{array}{ll} \text{Cuando } T < T_A & \rightarrow D(T) = 1.0 + 1.5 T / T_A \\ \text{Cuando } T_A < T < T_B & \rightarrow D(T) = 2.5 \\ \text{Cuando } T_B < T & \rightarrow D(T) = 2.5 (T_B / T)^{0.67} \end{array}$$

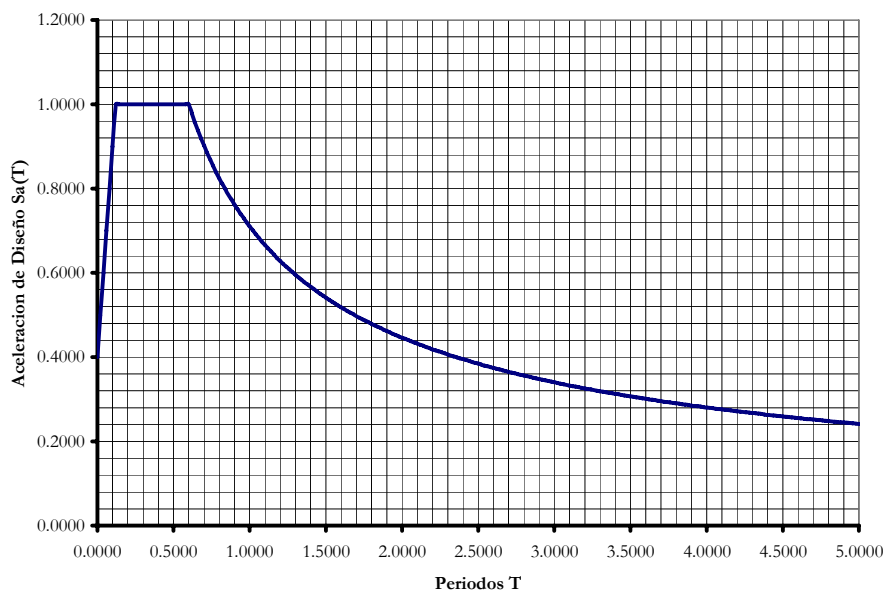
Si tabulamos o graficamos estas fórmulas obtenemos la figura 3.3 de la norma NR-2 para suelo S2 con 5% de amortiguamiento crítico. Para fines de análisis realizamos nuestra propia tabulación con base al cuadro 3.3 de la norma NR-2 y generamos el gráfico siguiente. Dicho gráfico servirá para determinar  $S_a(T)$ . Adicionalmente se mencionará que el programa a utilizar para análisis estructural tiene la capacidad de tomar un espectro de respuesta definido por el usuario y aplicarlo a la estructura aplicando el análisis modal previamente expuesto.

Gráfico 21: Función de amplificación dinámica, generado de acuerdo con el cuadro 3.3 de la norma NR-2 AGIES.



El gráfico anterior está propuesto para ser multiplicado por  $A_0$ , la aceleración máxima efectiva del suelo y proveer un espectro de respuesta adecuado. Conociendo  $A_0$  entonces obtenemos:

Gráfico 22: Espectro de respuesta sísmica basado en el sismo básico de AGIES.



Entonces teniendo los valores correspondientes a  $S_a(I)$  de la norma NR-2 podemos regresar a la norma NR-3 al inciso 3.9.1.2 dentro del capítulo 3. Teniendo  $S_a(I)$  y conociendo  $R$  podemos encontrar  $C_s$ .  $R$  como se ha dicho será explicado en el siguiente inciso. Con el valor de  $C_s$  se puede entonces encontrar los valores de la ecuación 3.2 de la norma NR-3. Pero para obtener el factor de participación modal y el peso efectivo que participa en el modo “m” se expone en el inciso 3.9.1.3 la fórmula 3.5 que es la fórmula general utilizada en un análisis dinámico de estructuras tradicional para determinar la participación de masa en cada modo. La fórmula involucra las amplitudes relativas de los modos de vibración ( $\phi$ ) y los pesos de cada piso o nivel ( $W_i$ ) de forma similar a los pesos por nivel del método de la carga estática equivalente.

$$W\beta_m = \frac{(\sum W_i\phi)^2}{\sum W_i(\phi)^2} \quad \text{Ecuación 3.5 de la norma NR-3}$$

Ahora ya tenemos los datos suficientes para encontrar los cortantes en la base de cada modo de vibración. Sólo queda de forma similar al método de la carga estática equivalente, distribuir las fuerzas entre los niveles. Se utilizará la siguiente fórmula para hacerlo:

$$F_i = C_{vi} * V_B \quad \text{Ecuación 3.7 de la norma NR-3}$$

La fórmula anterior es igual a la del capítulo 2 de la norma NR-3 cuando se distribuyen las fuerzas de la carga estática equivalente. La diferencia está en que el valor de  $C_{vi}$  se aplica de forma diferente, cuya fórmula es:

$$C_{vi} = \frac{W_i\phi}{\sum (W_i\phi)} \quad \text{Ecuación 3.8 de la norma NR-3}$$

Como se puede ver en vez de las alturas de cada nivel se utilizan las amplitudes relativas de cada nivel de cada modo para encontrar las fuerzas por nivel por modo. Finalmente tenemos entonces un gran número de fuerzas sísmicas aplicadas a varios modos de vibración. Entonces se debe proceder a combinarlas. Pero primero se explicará el factor  $R$  propuesto por AGIES.

### ***C. Parámetros de sismo resistencia según los criterios en NR-3***

El previamente mencionado factor R tiene mucha importancia dentro del análisis estructural así como el fin que tiene. La filosofía del uso del factor R dentro de la norma AGIES es que este denominado factor de reducción de respuesta sísmica depende principalmente del sistema estructural de la edificación. Se sabe que algunos sistemas estructurales tienen mejor rendimiento o dicho de otra manera se comportan mejor bajo las solicitudes sísmicas. Se dice que algunos sistemas estructurales son más confiables o tiene mayor capacidad post-elástica. Estos sistemas con mejor desempeño se les atribuyen mayores valores de R como factor reductor. Este factor permite diseñar con menores solicitudes sísmicas dada la confiabilidad que provee el sistema estructural propuesto.

Los valores de R se determinan así:

$$R = 1.2 R_o Q$$

Ecuación 1.1 de la norma NR-3

El factor R entonces se reconoce como un coeficiente empírico que permite utilizar métodos tradicionales de análisis lineal elástico para evaluar un fenómeno que no es lineal ni tampoco elástico como lo es la respuesta sísmica de una estructura. Los valores propuestos generalmente para R dependiendo del tipo de estructuras provienen de la experiencia adquirida y de los conocimientos tecnológicos que ayudan a calibrar el valor del mismo. Usualmente parece extremo solamente utilizar un valor R constante el cual redundante en su sencillez. Pero muchas veces dada la incertidumbre y la falta de disponer de información da cierta validez a utilizar el procedimiento más sencillo posible. AGIES plantea que el factor de 1.2 encontrado en la fórmula de R representa una sobre resistencia propia de las estructuras con fallos secuenciales. Se propone que puede con el tiempo cambiarse dicho valor a uno que se adapte más a cada estructura.

Este factor R está compuesto por el denominado factor genérico de reducción de respuesta sísmica  $R_o$ , que es algo más parecido al típico coeficiente de ductilidad R de los códigos usualmente utilizados. Q por otro lado como factor de calidad evalúa el comportamiento de la edificación como resultado de las dimensiones y configuración estructural propuesta por el diseñador para la edificación. Este valor se calculará para cada dirección de la estructura tal y como se indica:

$$Q = 1.00 + 0.01 \sum q_i$$

Ecuación 1.2 de la norma NR-3

Se dice que una vez  $Q$  sea menor a 0.80 en cualquier dirección será mejor redefinir el sistema estructural o su configuración para mejorar el proyecto y su comportamiento.

Dado que tenemos 4 diferentes ejemplos de edificaciones podremos comparar la calidad de los mismos por medio del coeficiente  $Q$  y ver cuánto permite la norma reducir para cada uno su respuesta sísmica por medio de  $R$  que en general puede considerarse un coeficiente de confianza estructural.

Para obtener  $R_o$  se utilizara el cuadro 1.1 de la norma NR-3. Para la estructura redundante sin muros y para las dos estructuras no redundantes se elige el sistema E2 de sistemas de marcos, para marcos ordinarios (E2.1) se elegiría 1.7 y para marcos especiales (E2.2) 5.0. Por el momento tendremos ambos factores  $R$  porque se realizara una comparación entre ambos. También es necesario para el momento de diseñar la estructura que su coeficiente sea congruente para que los esfuerzos de la estructura no sean excesivos. Para la estructura redundante con muros se elegirá el sistema combinado de muros y marcos E3 y aplica el sistema de muros de concreto reforzado con coeficiente de 4.5. En el inciso 1.5 de la norma NR-3 se da una descripción de los sistemas estructurales definidos por AGIES.

Para determinar el factor de calidad  $Q$  tenemos que revisar primero todos los coeficientes  $q_i$ , en ambos sentidos de cada estructura. La sección 1.6 de la norma NR-3 ofrece varios criterios para ir determinando los valores de  $q_i$ . El cuadro 1.2 de la norma NR-3 puede servir de plantilla para llevar notas de los resultados obtenidos. Iremos paso a paso con cada coeficiente y cada ejemplo de edificación propuesta.

Según el inciso 1.6.1.1 para  $q_1$ , se estudian en planta el número de tramos de las estructuras, al haber electo plantas iguales para las edificaciones sólo tenemos que evaluar los dos tipos generales:

Las estructuras redundantes en X cumplen con tener 4 tramos y los tramos menores son mayores al 75% de los tramos mayores,  $q_{1x} = +2.5$ . En Y cumplen con tener 3 tramos y los tramos menores son mayores al 75% de los tramos mayores,  $q_{1y} = +1.5$ .

Las estructuras no redundantes en X cumplen con tener 3 tramos y los tramos son iguales por lo cual califica para  $q_{1x} = +1.5$ . Pero en Y sólo tienen un tramo por lo cual  $q_{1y} = -3.0$ .

Según el inciso 1.6.1.2 para  $q_2$ , se estudian en planta los sistemas verticales de número de ejes estructurales que tiene la estructura y los espaciamientos que los separa. Ahora bien, de nuevo las plantas de los casos generales son las mismas.

Para las estructuras redundantes propuestas  $q_{2x} = 0.0$  cuando cumple con 3 ejes y cuyos espaciamientos mínimos son mayores al 70% de los máximos. Ahora  $q_{2y} = +2.5$  cuando cumple con cuatro ejes y cuyos espaciamientos mínimos son mayores al 70% de los espaciamientos máximos.

Para las estructuras no redundantes propuestas  $q_{2x} = -3.0$  por solamente tener dos ejes. En Y se califican como  $q_{2y} = 0.0$  por tener tres ejes iguales.

Según el inciso 1.6.1.3 para la presencia de muros o riostras, solo puede calificar la estructura redundante con muros, que tiene dos o más muros estructurales por sentido y que cumplen con  $L/hm > 0.65$ , pero nótese que en esta sección  $hm$  especifica la altura de entrepisos y no la altura total del muro como lo hace en la norma NR-7. Entonces para la estructura con muros  $q_{3x} = q_{3y} = +2.5$ , para el resto de estructuras  $q_{3x} = q_{3y} = 0.0$ .

Según el inciso 1.6.2.1 se calificará  $q_4$  a partir del enunciado (a) del inciso 1.6.2 siempre de la norma NR-3. Se habla de regularidad en planta. Como todas las plantas de las edificaciones se propusieron totalmente regulares y sin salientes se puede asegurar que  $q_4 = +2.5$  en ambos sentidos para los cuatro ejemplos de edificaciones.

Según el inciso 1.6.2.2 se calificará  $q_5$  con base a los enunciados propuestos en (b) del inciso 1.6.2. Solamente uno de los dos tiene que cumplir, revisando el enunciado (b)-i se reconoce que no hay ninguna excentricidad entre todas las plantas o niveles dado que se realizó totalmente similares todos los niveles. Entonces de nuevo todos los coeficientes  $q_5$  para las cuatro edificaciones tienen valor de  $q_5 = +5.0$ . El hecho que todas cumplan con falta de excentricidad responde porque todos los modos de vibración en los cuatro ejemplos respondieron tan similares en los modos de vibración. Algunas veces las excentricidades generan en un sentido varios modos de vibraciones antes que sean representativos en el otro. O bien generan muchos mas modos rotacionales.

El coeficiente  $q_6$  puede ser de los mas críticos, la regularidad vertical solamente califica como  $+0.00$  o como  $-12.0$ . En el inciso 1.6.3.1 se indica que tampoco habrá interpolación y que debe ser verdaderas las aseveraciones del inciso 1.6.3, todas las aseveraciones. La primera dice que las deformaciones de los niveles tienen que ser proporcionales a la altura, esto se cumple

razonablemente en los cuatro ejemplos de edificaciones. La rigidez de los entrepisos será mayor o igual a la rigidez de los entrepisos superiores, sabemos que son iguales para todos los casos propuestos. Se dice de último que los elementos no estructurales o bien tabiques, sillares y otros elementos secundarios no contribuyen a la rigidez lateral del entrepiso, esto puede ser un problema constructivo y que no esté totalmente bajo el control del diseñador. De todas formas consideramos que estos elementos en nuestros ejemplos propuestos no tendrán esa contribución. Entonces para todas las edificaciones en ambos ejes se calificara  $q_6 = 0.00$ .

Ahora el resumen de los coeficientes obtenidos:

Tabla 10: Cuadro de coeficientes de calificación sismorresistente para todas las edificaciones propuestas.

Estructura	q1	q2	q3	q4	q5	q6	$\Sigma q_i$	Q
Valores para eje X								
E. Redundante sin muros	+2.5	0.0	0.0	+2.5	+5.0	0.0	+10.0	+1.100
E. Redundante con muros	+2.5	0.0	+2.5	+2.5	+5.0	0.0	+12.5	+1.125
E. No Redundante de 5 niveles	+1.5	-3.0	0.0	+2.5	+5.0	0.0	+6.0	+1.060
E. No redundante de 8 niveles	+1.5	-3.0	0.0	+2.5	+5.0	0.0	+6.0	+1.060
Valores para eje Y								
E. Redundante sin muros	+1.5	+2.5	0.0	+2.5	+5.0	0.0	+11.5	+1.115
E. Redundante con muros	+1.5	+2.5	+2.5	+2.5	+5.0	0.0	+14.0	+1.140
E. No Redundante de 5 niveles	-3.0	0.0	0.0	+2.5	+5.0	0.0	+4.5	+1.045
E. No redundante de 8 niveles	-3.0	0.0	0.0	+2.5	+5.0	0.0	+4.5	+1.045

Ahora que se tienen los factores de calidad determinados se puede definir R. compárese los valores resultantes para las estructuras no redundantes, son muy bajos. Los valores de la estructura redundantes sin muros es mucho mejor, pero la estructura redundante con muros calificó por encima de todas. Hay que ver que como son ejemplos de edificaciones se pudo realizar estructuras tan regulares, en casos reales siempre se pueden tener irregularidades desde las propuestas del diseño arquitectónico hasta errores constructivos que provean esas irregularidades. Adicionalmente los excesos de regularidad permitieron que no hubiera casos de Q menores a 0.80.

Ahora se planteará cuáles son los valores para R dependiendo de los sistemas adoptados para el valor genérico  $R_0$  y para el sistemas redundante con muros.

Tabla 11: Valores del factor de reducción sísmica para las estructuras propuestas, eje X.

Estructura	R <sub>o</sub>	Q	R
Asumiendo marcos ordinarios			
E. Redundante sin muros	+1.7	+1.100	2.244
E. Redundante con muros	+4.5	+1.125	6.075
E. No redundante de 5 niveles	+1.7	+1.060	2.163
E. No redundante de 8 niveles	+1.7	+1.060	2.163
Asumiendo marcos especiales			
E. Redundante sin muros	+5.0	+1.100	6.600
E. Redundante con muros	+4.5	+1.125	6.075
E. No redundante de 5 niveles	+5.0	+1.060	6.360
E. No redundante de 8 niveles	+5.0	+1.060	6.360

En la tabla anterior se muestra la diferencia entre el sistema redundante con muros y los otros ejemplos propuestos. Si se consideran solamente marcos ordinarios la reducción sísmica será muy poca por la falta de provisiones sismorresistentes que tienen las estructuras. Proveer a los marcos especiales el refuerzo necesario puede ayudar a reducir la demanda sísmica pero tiene que cumplirse con un proceso de diseño mucho más riguroso. Como se puede apreciar es mejor proveer a los marcos una provisión especial sismorresistente que ayude a resistir las demandas sísmicas. Por esta razón es importante controlar qué tipo de configuración estructural se trabajará y de qué manera. Como se mencionó al principio, las estructuras no redundantes dependen mucho de los detalles aplicados, mientras que las estructuras redundantes tienen suficiente margen y elementos para resistir cargas sísmicas.

#### ***D. Combinación de Carga CQC***

Luego del proceso de analizar la estructura dinámicamente bajo las cargas sísmicas y aplicando en método modal espectral tenemos muchas cargas y esfuerzos encontrados del análisis modal, pero en varios modos de vibración diferentes. Esto requiere un proceso adecuado de combinación. No se trata de una combinación de cargas como la realizada al estimar cargas estáticas. En este caso se requiere un proceso que ayude a determinar cuánto peso tiene cada esfuerzo y cuánto pesa cada carga dependiendo del modo de vibración en el cual este. El proceso de combinación de

cargas propuesto en el inciso 3.12.3 de AGIES en su norma NR-3 dentro del capítulo 3 para definir el método de análisis modal espectral propone el uso del método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados y el método de la semi-suma. Este proceso está presentado en la ecuación 3.14 de la norma NR-3 y la cual se aplican a todo esfuerzo o reacción que surja de analizar los modos de vibración.

Se hace la excepción que cuando las frecuencias de vibración de los modos encontrados sean muy similares y haya varios con este problema se realice otro proceso. Se estima que hay cercanía en las frecuencias cuando la diferencia es menor del 10%. Se propone el uso de la combinación cuadrática completa. El proceso puede ser muy complejo en algunos casos y laborioso, pero provee mejores resultados que otros procesos más simples. Siempre hay que tener en cuenta que un proceso simple puede servir mejor como respaldo en caso de errar en los calculo al utilizar modelos refinados y complejos.

Se tiene que considerar que algunas veces el nivel de trabajo realizado para obtener los resultados utilizando la combinación CQC o combinación cuadrática completa no se justifica si hay incertidumbre o los modos de vibración están cercanos unos de otros, pero no muestran estar completamente acoplados.

La teoría general del CQC dice que cuando se combinan los desplazamientos máximos, las fuerzas o esfuerzos en la dirección de la aceleración aplicada se debe realizar la combinación para cada modo de vibración. Los valores modales combinados deben proveer una respuesta cuantitativa combinada en un solo resultado o valor en la dirección que la aceleración lo produzca. El proceso del CQC fue propuesto por Wilson, Der Kiu & Bayo en el año 1981. Este se puede considerar el método predeterminado para una combinación modal y será el utilizado para analizar los ejemplos de edificaciones propuestas gracias al uso de un sistema automatizado. Este procedimiento toma en cuenta el acoplamiento estático de los modos de vibración a causa del amortiguamiento. Se reconoce que aumentar el amortiguamiento provoca que los modos de vibración se acoplen mas y sean cercanos entre si. Pero cuando se elimina el amortiguamiento o se considera como cero todo el proceso del CQC se degrada o simplifica a un SRSS o suma de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados, el método propuesto en AGIES en el inciso 3.12.3 de la norma NR-3.

Ahora, ¿cómo se calcula el CQC? Primero se tiene que conocer, el desplazamiento, la fuerza o el esfuerzo, de la variable y todos sus valores en todos los modos de respuesta a analizar. Luego se

tiene que conocer los amortiguamientos de cada modo, en caso sean diferentes. Y las frecuencias circulares de cada modo, las encontradas al principio del proceso del análisis modal.

Entonces tenemos las siguientes variables:

$R_i$  &  $R_j$ , las variables que representaran los desplazamientos, fuerzas o esfuerzos.

$\beta_i$  &  $\beta_j$ , los amortiguamientos de cada modo de vibración a considerar.

$\omega_i$  &  $\omega_j$ , las frecuencias circulares de cada modo de vibración a considerar.

$P_{ij}$ , la ecuación central para combinación.

$$P_{ij} = \frac{8\sqrt{\beta_i\beta_j\omega_i\omega_j}(\beta_i\omega_i + \beta_j\omega_j)\omega_i\omega_j}{(\omega_i^2 + \omega_j^2)^2 + 4\beta_i\beta_j\omega_i\omega_j(\omega_i^2 + \omega_j^2) + 4(\beta_i^2 + \beta_j^2)\omega_i^2\omega_j^2}$$

Esta ecuación tal y como se muestra es bastante compleja y sirve para evaluar las propiedades de solamente dos modos de vibración. Como se puede ver las únicas dos variables involucradas son el amortiguamiento y la frecuencia angular. Hay tantos  $P_{ij}$  como combinaciones de modos. Ahora bien se tiene que realizar la combinación de las reacciones utilizando este coeficiente  $P_{ij}$  que es constante para cada combinación de modos. Por ejemplo  $P_{ij}$  será el mismo para cualquier elemento cuando se combinen el modo 1 con el modo 3 tal que se hable de  $P_{1\&3}$ .

$$R^{MAX} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N R_i P_{ij} R_j}$$

Esta ecuación es la combinación cuadrática completa. Si se entienden las sumatorias, en algún momento cada valor  $i$  es combinado con todos los valores  $j$ . Si  $i$  &  $j$  van de 1 a  $N$  y  $N$  son el total de modos de vibración considerados, entonces las combinaciones de los modos son completas. Todos los modos se combinan uno a uno con los mismos modos. Este proceso puede programarse en computadora con una doble iteración que lleve la cuenta de ambas sumatorias y que el programa realice los cálculos, las variables en memoria tienen los amortiguamientos y las frecuencias y solamente se van cambiando lo que sea que  $R$  represente para el analista. Pero aun así se tiene que realizar todo el proceso para cada elemento de la estructura. Es en realidad un proceso complejo y bastante laborioso. Por ello se eligió viable hacerlo en un programa de computadora.

## IV. DISEÑO BASADO EN LA NORMA NR-7

Finalmente concluidas todas las etapas anteriores se llega a la etapa del diseño. Este capítulo expondrá los pasos para la realización de un diseño adecuado utilizando como código de diseño la norma recomendada AGIES NR-7 para Concreto Reforzado.

Hay que reconocer que aplicar un código de diseño puede ser bastante fácil, solamente se tiene un grupo de datos que correspondan a los esfuerzos que deben resistir los elementos estructurales y revisar las fórmulas que plantea el código. En realidad lo difícil o laborioso es proveer un buen refuerzo, garantizar que ese grupo de datos que corresponden a las reacciones del sistema estructural sean adecuados y que se estudiaron o se encontraron realmente las formas más importantes en que la estructura responderá. Muchas veces se cree que aplicar grandes cargas o proponer estructuras sobre dimensionadas garantizara un buen desempeño. Por eso es que se tomó tanto cuidado en mostrar en los capítulos anteriores que criterios suelen ser obligatorios y cuales recomendados para un proceso de diseño. Como el propósito era aplicar la norma AGIES para el diseño de estructuras de concreto reforzado se estudiaron los requisitos que las mismas normas AGIES proponen. Es importante recordar siempre que todo código esta basado en alguna filosofía de diseño. Siempre se busca proveer mejores sistemas estructurales pero no siempre buscan seguir los mismos objetivos.

En algún tiempo el proceso de diseño estaba orientado a estados de servicio o el proceso de diseño de esfuerzos permisibles, era la filosofía de diseño global. Poco a poco se persiguió mejorar los sistemas haciendo uso de las propiedades de ductilidad, llevar las estructuras a fluir y revisar como era su comportamiento más allá del límite elástico. Esto llevo a la filosofía de límites de cedencia y diseño por resistencia ultima. Este nuevo proceso requería nuevas combinaciones de carga, nuevos espectros sísmicos y también evoluciono junto con la tecnología y el conocimiento que se tenía sobre sismo resistencia. En general lo que se pretende decir es que hay que utilizar datos, esfuerzos y deformaciones, que se hayan obtenidos de aplicar los métodos adecuados que tengan la misma filosofía y persigan los mismos objetivos que los procesos de diseño. No tiene sentido realizar extensos estudios, por ejemplo, de cargas estáticas cuando la demanda de un lugar o el proceso de diseño esta orientado a proveer refuerzo para demandas dinámicas o sísmicas. O bien realizar estudios de dinámica estructural cuando el diseño no puede proveer refuerzos adecuados para garantizar un buen desempeño bajo esas cargas.

El proceso de diseño en general debe cumplir con ciertos criterios. AGIES procura que todos los procesos previamente planteados en este trabajo sean realizados y aquí esta el resumen de solicitudes que AGIES plantea sean realizados, se encuentran en el inciso 1.1.3 de la Norma NR-3.

La metodología de diseño propone que las solicitudes o bien lo que se demandará de una estructura sea calculado con base al capítulo 8 de la norma NR-2 que fue el proceso mostrado para determinar cargas viva y muerta así como combinación de cargas. El sitio donde se realizará la obra deberá ser analizado de acuerdo a lo estipulado también en la norma NR-2, para fines de este trabajo lo que se obtuvo fueron los coeficientes del suelo para respuesta sísmica del suelo. El método de análisis y el modelo analítico se propone sea revisado en base a los criterios de la norma NR-3 en el inciso 1.4 que fue la discusión previamente realizada para aplicar análisis dinámico o bien un estático equivalente. Luego se propone que se revisen las solicitudes de las cargas gravitacionales y las de viento, en este trabajo no serán tomadas en cuenta las solicitudes por viento. El viento puede estimarse para estructuras que se prevea estén bajo fuertes efectos del viento y donde se considere que sea crítica o al menos importante su participación. El análisis sísmico se pide que sea realizado con base a los métodos propuestos por la norma NR-3, ya sea el método de la carga estática equivalente, el método de análisis modal espectral o el análisis paso a paso. Para revisar el comportamiento de la estructura se recomienda utilizar el sismo frecuente para ver derivas y estudiar que se cumplan con los límites de servicio. Se hace referencia que para el diseño de los sistemas estructurales se utilice la norma recomendada AGIES que aplique al sistema constructivo y material de construcción especificado. En nuestro caso la norma NR-7. Los cimientos se propone que sean diseñados con base al capítulo 6 de la norma NR-3. Finalmente los elementos no estructurales se deben trabajar con base al capítulo 7 de la norma NR-3.

Parte de la filosofía de AGIES es proveer sistemas estructurales que resistan eficientemente sismos, dada la naturaleza sísmica de Guatemala. Por lo tanto se provee una pequeña sección en el inciso 1.2 de la norma NR-3 para aclarar algunos requisitos generales que deben cumplir las estructuras para que sean sismo resistente. Primero se dice que los sistemas estructurales deben proveer una o varias rutas de carga claramente definidas para transferir las fuerzas inerciales sísmicas desde el punto de aplicación de las fuerzas hasta los cimientos. En caso de las edificaciones no redundantes propuestas o de estructuras en general poco redundantes estas rutas de transferencia de carga pueden ser limitadas y vitales en la estabilidad global de la estructura. Se requiere que en general las estructuras tengan resistencia, ductilidad y rigidez suficientes APRA cumplir con los requisitos de diseño propios del estado límite de cedencia. Se reconoce que para cumplir con esos requisitos las

estructuras trabajadas por estado límite de cedencia tienen que ser trabajadas como estructuras dúctiles, estructuras de ductilidad limitada o estructuras que responden elásticamente. Se dice que puede haber una combinación de las anteriores. Estos criterios generales son orientados a proveer un objetivo o meta de cómo deben trabajar los elementos estructurales y el sistema estructural en general una vez este totalmente dimensionado, reforzado y diseñado.

Ahora bien empezaremos con las generalidades del diseño propuesto por AGIES para estructuras de concreto reforzado.

La norma NR-7 propone que pueden diseñarse estructuras según fueron clasificadas bajo los criterios AGIES como E2, E3 y E4 donde los elementos estructurales suponen alta demanda post-elástica. Puede aplicarse esta norma a estructuras tipo E1 realizadas con concreto. La norma No aplica a obras menores según la norma NR-4 o estructuras que involucren mampostería con concreto o combinaciones de concreto y perfiles de acero. Adicionalmente se dice que los elementos diseñados deben estar reforzados de tal forma que resistan las solicitudes de cargas descritas en la norma NR-2. Finalmente se dice que la resistencia nominal se calculara de acuerdo a la referencia 1, el código para concreto estructural ACI 318-89. Dado que la filosofía de la norma ACI siempre ha sido la misma utilizaremos el código ACI 318S-05 que tiene algunos coeficientes actualizados y provee recomendaciones de diseño.

### ***A. Factores de reducción de capacidad***

Se propone que la resistencia nominal calculada en base al código ACI 318 sea multiplicada por los siguientes coeficientes para obtener la resistencia de diseño de los elementos estructurales.

$\phi = 0.90$  para flexión y tensión en general

$\phi = 0.85$  para cortante en general

$\phi = 1.00$  para cortante cuando controla flexión y aplican criterios de sobre resistencia

$\phi = 0.60$  para cortante, también para cortante en concreto liviano y el 80% de los anteriores

$\phi = 0.70$  para flexo compresión en general

$\phi = 0.75$  para flexo compresión con refuerzo según sección 6.3

$\phi = 1.00$  para flexo compresión con sobre resistencia de acuerdo a sección 6.3

$\phi = 0.50$  para conexiones o juntas de concreto prefabricado, se usara el 60% de los anteriores.

## ***B. Revisión de suposiciones de análisis estructural***

Todo lo que respecta a las suposiciones del análisis estructural se ha mencionado con anterioridad, pero en esta sección se revisará la lista completa de suposiciones para estar seguros que los resultados son los adecuados y se realizaron las suposiciones adecuadas.

La descripción específica de los requisitos del análisis estructural que requiere la norma NR-7 se establecen dentro del capítulo 2 de dicha norma. Primero se habla del modelo analítico; se dijo que sería una estructura de marco con elementos elásticos unidos con nudos rígidos. Se reconoce que tal tipo de modelo fue utilizado en todos los casos. Luego se dice que el análisis estructural de dicho modelo debe cumplir con los requisitos de la norma NR-3 inciso 1.8. El inciso 1.8 habla de los procedimientos de análisis con base al nivel de protección electo. Para el nivel C se proponía utilizar el método de la carga estática equivalente o el análisis modal espectral. Se optó por el segundo.

Se dijo que se modelarían vigas, columnas, muros y dinteles. Con excepción de los últimos, se modelaron todos los tipos de elementos estructurales. Se considera no habrá dinteles en los ejemplos de edificaciones en concreto reforzado. Se pide que el análisis tome en cuenta las rigideces de los nudos y sus dimensiones para no sobreestimar o bien subestimar sus efectos en el marco. El programa de computadora utilizado puede considerar las rigideces de los nudos basándose en la conectividad de los elementos. Esto garantiza que sus efectos sean tomados en cuenta.

Luego aparece la guía del inciso 2.2 que ya se discutió, menciona que los elementos como vigas y columnas pueden ser modelados como elementos lineales. Menciona que los elementos lineales deben estar ubicados en el centroide de las secciones reales. Se menciona que las deformaciones consideradas deben ser aquellas que son resultado de la flexión, el cortante y la carga axial. Los modelos realizados tienen los elementos lineales en el centroide, el proceso utilizado toma en cuenta todas las deformaciones originadas de los esfuerzos mencionados y si se utilizan los elementos idealizados de línea. No se utilizan elementos no prismáticos.

Las rigideces de los nodos como se ha comentado con anterioridad son automáticamente trabajados por el programa utilizado. Durante un análisis manual sería de utilidad hacer una plantilla o cuadro para conexiones comunes entre elementos estructurales y calcular sus rigideces de acuerdo a lo establecido en los incisos 2.2.5 al 2.2.7. Se recuerda que cada vez que se utilice un programa para hacer algún proceso de forma automática debe conocerse bien que pasos realiza y cuales no.

También se debe saber si estos pasos pueden ser modificados o bien si se pueden alterar los coeficientes que utiliza, si fueran necesarios.

### ***C. Determinar el nivel de protección***

Probablemente este es el primer paso dentro del proceso completo de diseño que tiene lugar. Dentro de las normas AGIES este paso se recomienda sea definido justo después de clasificar la obra. Ahora bien realizaremos el proceso paso a paso de determinar el nivel de protección de las edificaciones propuestas. Se reconoce que si no se había hablado antes de cómo determinar este nivel de protección es porque hay muchas consideraciones que tienen influencia directa dentro del proceso de diseño que no se especifican dentro de la norma NR-7 y por ello se esperó hasta ahora para definir este parámetro y tener idea clara de los requisitos que conlleva cada nivel de protección.

Los niveles de protección se determinan en el cuadro 3.1 en la norma NR-2. Este cuadro requiere dos valores, la clasificación de la obra y el índice de sismicidad. Con anterioridad se determinó el índice de sismicidad, éste requiere de conocer dónde está ubicada la obra dentro de las cuatro regiones de la nación. Con anterioridad se asumió que estaría en la región 4.2 que define un índice de sismicidad de 4. Esto según se aprecia en la figura 3.1 y en el cuadro 3.2 de la norma NR-2.

Entonces teniendo un índice de sismicidad 4 para todas las estructuras propuestas y la clasificación de obra como importante tenemos un nivel de protección nivel C2. En algunos puntos de la norma simplemente se hace referencia a un nivel C. Este nivel de protección será el mismo para los cuatro ejemplos de edificaciones propuestos.

Habiendo determinado el nivel de protección, lo cual suele ser sencillo, se deben ver qué responsabilidades de diseño se atribuyen para este nivel. Recuérdese que el nivel A es el más bajo de los niveles de protección y el nivel E el más alto.

Primero dentro de la norma NR-3 en el inciso 1.5.6 hay lineamientos generales de sistemas estructurales para nivel de protección C. Primero se especifica que los sistemas estructurales sismo resistentes no deben degradar la capacidad de sistemas estructurales vinculados que sólo resistan cargas verticales. En nuestro caso no tenemos sistemas estructurales solamente orientados a resistir cargas verticales. Segundo se especifica que elementos rígidos o inclusive mas rígidos que los marcos estructurales que no sean parte del esquema estructural no generen degradación de la resistencia de

los marcos una vez estos fallen. Se especifica que edificaciones E2 en suelos S3 deben ser trabajados en un nivel de protección superior al determinado. Los sistemas E2 con un solo tramo deberán aumentarse su nivel de protección al inmediato superior. Esto requiere que las estructuras de este tipo se limiten a 15 metros cuando construidas sobre suelo S3. Las estructuras no redundantes entonces deberán trabajarse como estructuras de nivel D. se hace ver que los requisitos del nivel de protección D son los mismos del C pero limita más a las estructuras que pasen de 30 metros. Por lo cual si hubiéramos aumentado uno o dos niveles más la estructura no redundante de 8 niveles estaría fuertemente limitada.

Luego habla de estructuras de más de 30 metros que no son los casos propuestos, pero hacen mención de limitar los sistemas a ser sistemas combinados o duales de los tipos E3 y E4. no pueden haber edificaciones de tales alturas siendo solamente marcos.

Ahora vamos al inciso 1.9 que rige los requisitos de detalle y diseño para el nivel de protección determinado. Empezando por el nivel de protección D, dice que deben cumplirse con todas las especificaciones del nivel C y la sección 6.3.4 para cimientos. el nivel de protección C propone realizar todo lo expuesto en la norma de diseño que aplique, NR-7 en este caso, y los detalles de cimentación de la sección 6.3.3. También deben cumplirse con los requisitos del nivel de protección B.

El nivel B de protección pide que los cimientos sean trabajados por el inciso 6.3.2, que se aplique lo referente a la norma NR-7 y que toda abertura en diafragmas, muros y otras placas tengan refuerzo adecuado en los bordes para desarrollar y distribuir los esfuerzos adicionales generados por la abertura. Además debe cumplirse con lo estipulado en el nivel A de protección. Este nivel propone el uso de cualquier sistema constructivo y de materiales y a hacer uso del capítulo 6 de la norma NR-3 para cimentaciones. El resumen de esta fase de requisitos propone que las estructuras deben cumplir con todos los niveles de protección de la norma NR-7 propuestos en el capítulo 3.

A continuación se exponen los requisitos propuestos para el nivel de protección C de las estructuras redundantes y el nivel D de las estructuras no redundantes. Se hace ver que para ambos casos se pide el cumplimiento de todos los requisitos planteados por la norma.

Para nivel de protección A se pueden diseñar los elementos estructurales conforma a la referencia 1, el código ACI 318, sin ninguna restricción y sin necesidad de provisiones sísmicas. El nivel de protección B corrige que los sistemas estructurales deben ser sismo resistentes y que si se

clasifican como marcos ordinarios pueden trabajarse de acuerdo al capítulo 5 de la norma NR-7. Finalmente para nivel de protección C o superior se dice que: primero, todos los marcos utilizados en el sistema sismo resistente serán marcos especiales que se diseñan conforme al capítulo 6. Segundo; los muros, dinteles y diafragmas se trabajaran de acuerdo al capítulo 7. Tercero, los marcos ordinarios pueden proponerse solamente para resistir cargas verticales pero no contribuir para la sismo resistencia del sistema y deben poder aceptar las derivas sísmicas sin perder su resistencia a cargas verticales.

De todo lo anterior, los marcos de las edificaciones propuestas deberán, oficialmente, diseñarse para ser marcos especiales únicamente. Debe tenerse en cuenta que para marcos especiales el primer requisito es que las estructuras cumpla con todos los requisitos de marcos ordinarios y, por lo tanto, se deberá realizar de todas formas dichos chequeos.

#### ***D. Requerimientos para Marcos Ordinarios según NR-7,5.1***

En general el proceso de diseño es igual de trabajoso que el análisis, se deben revisar todos los elementos y sus esfuerzos para las combinaciones de carga realizadas. El proceso es extenso y muchas veces requiere de procesos intermedios que ayuden a facilitar la tarea. Algunos procesos ayudan a reducir la cuantiosa cantidad de datos a analizar y otros procesos proveen cierta automatización de las revisiones. Como se indica en el inciso 1.3 del capítulo 1 de la norma NR-7, la resistencia nominal y la resistencia de diseño se trabajara en base al código ACI 318, en general. Algunas provisiones adicionales y distribución de refuerzo esta propuesto en la norma NR-7. De esto entonces sabemos que primero debemos revisar la resistencia de los elementos estructurales para resistir los esfuerzos principales que les afecten, como cortante, momento, torsión y cargas axiales. Como el propósito es mostrar un método correcto del uso de la norma AGIES primero se mostrara brevemente algunos chequeos y resultados que son necesarios del proceso planteado por el ACI. Luego, de forma general se mostrará los chequeos que las normas NR-7 hacen respecto de los principales elementos estructurales. No se mostrarán todos los datos del análisis ni tampoco todas las tablas porque son demasiados, especialmente por el tamaño de las estructuras propuestas, pero se eligieron de tal magnitud para obtener resultados reales que provean una visión real del comportamiento estructural.

Primero comentaremos algunos pasos que pueden ayudar a la revisión de resistencia de los elementos estructurales. Algunas combinaciones de carga pueden ser simplemente comparadas de

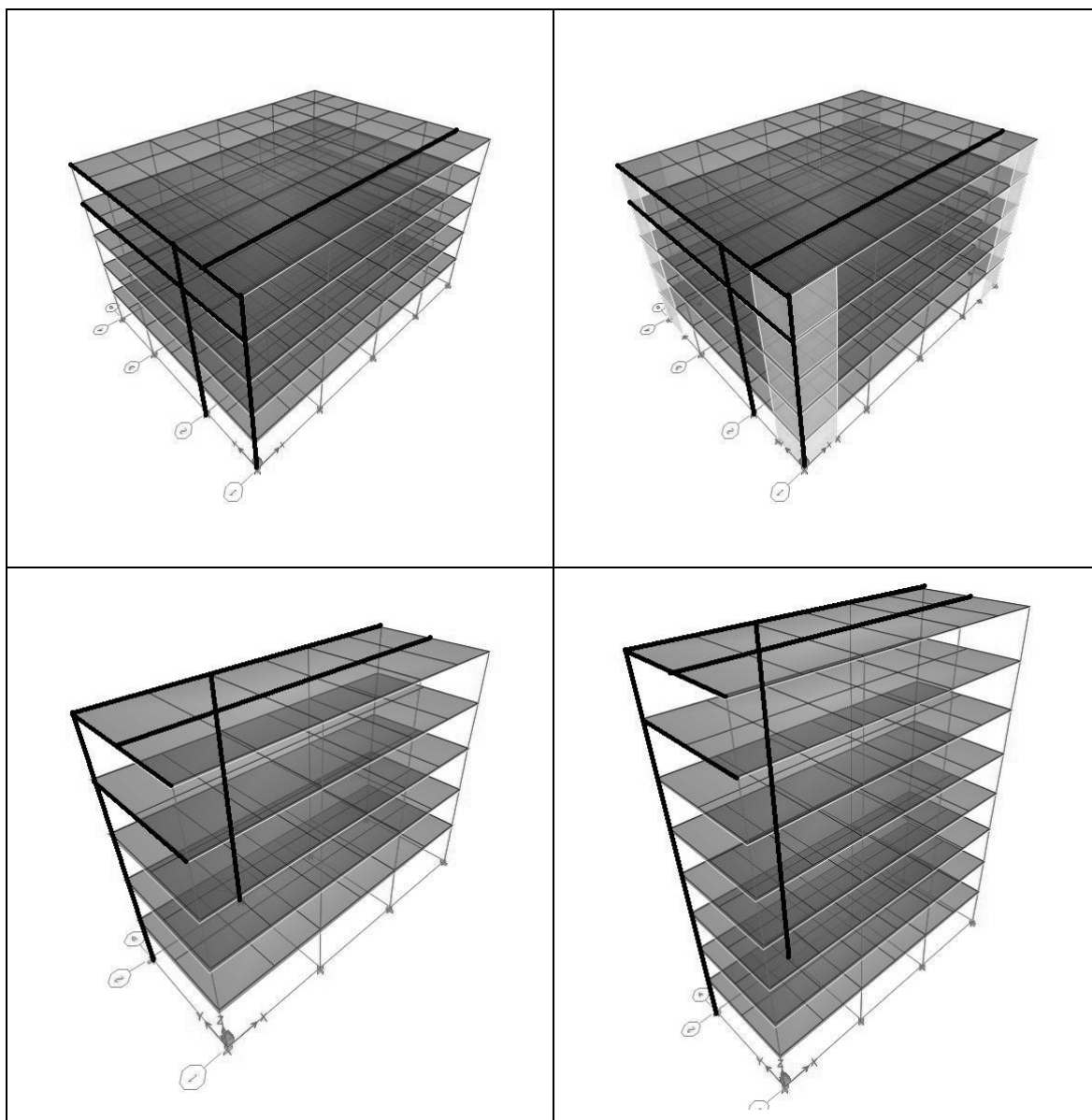
forma directa, con esto se quiere decir que puede despreciarse algunos datos de algunas combinaciones si estas no son mayores a los esfuerzos mostrados en otra combinación. Por ejemplo, algunos códigos proponen el uso de una combinación 1.4 M y a parte proponen 1.2 M + 1.6 V. En estos casos solamente se revisa que en situaciones donde hay poca carga viva puede ser crítica una combinación que solamente utilice carga muerta. En este caso se podría utilizar sólo una de las dos combinaciones. Pero esto no es aplicable a todo punto de una estructura. Entonces en algunas hojas de cálculo o en revisiones manuales se puede tomar de una serie de combinaciones todos los valores máximos (máximos absolutos) sin importar a que combinación pertenecen y reforzar las secciones para resistir esos esfuerzos máximos.

Este procedimiento provee en general un refuerzo para secciones de concreto suficiente para todos los casos a analizar. El problema puede ser que algunas combinaciones no son compatibles. Por ejemplo al aplicar sismos, estos tienen una dirección, probablemente generen momentos máximos en las columnas y vigas que están en la dirección en la cual son aplicados. Pero al considerar todos los valores máximos se estarán combinando sismos en dos direcciones diferentes. En realidad se considera buena practica aplicar un sismo al 100% en una dirección y un 30% del sismo en otra, aplicándolo así en las dos direcciones principales de la estructura. Pero tomar los máximos sería aplicar un sismo al 100% dos veces, en direcciones ortogonales, para algunas columnas se requerirá un refuerzo excesivo o dimensiones sobradas. Para estos casos puede trabajarse mejor una combinación que sea crítica en la mayoría de los casos, encontrar una resistencia ultima y esta compararse numéricamente contra los valores de los demás esfuerzos. El procedimiento de diseño es tan libre como el diseñador lo desee realizar, mientras utilice las formulas y procedimientos permitidos por el código ACI y AGIES.

Para el proceso que se mostrará a continuación se utilizará una combinación, usualmente se tratará de aplicar una que involucre el sismo y que sea crítico para ese elemento, esto ayuda a que el diseño tenga demanda de refuerzo dúctil en muchos de los casos. Además se indica que por practicidad se utilizarán tres datos por claro, uno en cada extremo o punto de unión y uno al centro del claro. Todo esto es para reducir la cantidad de datos mostrados y que se mantenga una idea clara y entendible de lo que se esta realizando.

Ahora se mostrarán los elementos estructurales que se trabajarán, se elegirán algunos por tener gran demanda o bien para poder realizar comparaciones entre las estructuras y ver como cambia la demanda estructural al cambiar ciertos aspectos de la configuración estructural.

Gráfico 23: Esquemas de elementos estructurales para diseñar.



Para lograr una comparación del comportamiento de las estructuras se eligen los mismos elementos entre algunas de las estructuras propuestas. Para las estructuras redundantes se eligen columnas de esquina que en el caso de tener muro sirve como columnas de borde. Una columna del perímetro que en ambos casos no tiene muro. Para esas columnas se eligen una viga común en diferentes niveles y una viga secundaria. Para las estructuras no redundantes se elige también una columna de esquina y una columna del perímetro, aunque en realidad todas son de perímetro. Para estos casos se toman tres vigas, dos a diferentes niveles y una secundaria. Con base a los resultados podremos decir si los cambios estructurales tienen impacto o no y que tanta demanda adicional tienen estos sistemas.

Otro aspecto que hay que recordar es que ahora estamos trabajando los sistemas de marcos ordinarios, pero por el nivel de protección se exige que todas las estructuras sean trabajadas como marcos especiales, pero los marcos especiales exigen que se cumplan adicionalmente los criterios de marcos ordinarios. En que cambia trabajar un marco ordinario contra uno especial. Primero que las estructuras tendrían un R diferente y las reacciones en la estructura serían diferentes también. Que los chequeos para una estructura de marcos especiales pueda chequear sin problemas los criterios de marco ordinario por menor solicitud sísmica pero no así los de marco especial que proveen revisiones de sismo resistencia. Además que si fueran marcos ordinarios en combinación con marcos especiales se recuerda que los criterios de diseño piden que los marcos ordinarios no tengan solicitudes sísmicas y esto reduciría los esfuerzos por mucho en esos sistemas estructurales.

**1. Diseño de vigas según NR-7,5.2.** En general se trabajarán bajo la sección 5.2 las vigas ya que esta sección es para elementos a flexión, como las columnas y en algún dado caso, muros, usualmente tienen carga axial y flexión al mismo tiempo. Entonces se considera que sólo las vigas serán trabajadas dentro de estos lineamientos.

Hay que ver que las normas AGIES no consideran efectos de torsión o al menos no provee lineamientos especiales para torsión. Esto no indica que no se deba proveer refuerzo adecuado para tal efecto.

Los esfuerzos principales que se encuentran en vigas son momento 3-3', corte 2-2' y torsión. Los momentos 3-3' se refieren al eje dentro del modelo, usualmente modelos armados en base a coordenadas con elementos lineales tienen coordenadas locales. Las coordenadas locales para vigas son: 1-1' a lo largo de la viga en su centroide, 2-2' en la sección transversal de forma vertical, 3-3' en la sección transversal de forma horizontal. Las formas de considerar los modelos es libre, en este caso se explica las coordenadas que se utilizaron para entender la nomenclatura.

Para determinar la resistencia de los elementos se mostrará una sola vez la fórmula del ACI, luego se mostrarán las resistencias diseñadas de los elementos electos y estos elementos ya diseñados no se tendrán que volver a diseñar para futuras referencias, como en el caso de las revisiones de marcos especiales.

Todos los esfuerzos y fuerzas se revisan con base a  $\phi R_n \geq R_u$ . Primero se propone revisar la resistencia a momento de la viga, el ACI propone hacer un balance de deformaciones unitarias. El capítulo 10 provee los criterios para elementos a flexión y carga axial. Utilizaremos la formula:

$$M_u = \phi M_n = \phi f_y \rho b d^2 (1 - (\rho f_y / 1.7 f_c))$$

En esta ecuación se maneja el criterio donde la resistencia nominal por su factor de reducción son al menos iguales al momento último aplicado. Para estos casos al momento de elegirse la distribución de varillas de acero puede proveerse un poco más sin miedo a sobrepasar el límite y también si el porcentaje de acero es mas al máximo establecido se sabe que entonces la sección de concreto no es suficientemente grande para soportar las cargas aplicadas, en este caso el momento aplicado.

Para empezar los que deseamos es el porcentaje de acero, entonces despejando de esa ecuación el porcentaje de acero tenemos la ecuación:

$$\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \frac{M_u}{\phi b d^2}}{0.85 f_c'}} \right)$$

De esta ecuación encontramos el porcentaje de acero necesario para resistir ese momento, ojo con el momento aplicado, la formula requiere valores absolutos, el diseñador debe ubicar el refuerzo en su lugar adecuado.

Para ejemplificar el proceso utilizaremos la combinación 1.2M+1.0V+1.0S. Para las estructuras se utilizaron dos combinaciones iguales, pero tenían un sismo en diferente dirección. Se utilizara la combinación con el sismo en la dirección principal de la viga para que genere el mayor momento sobre esta. Se utilizó la teoría de 100% del sismo en una dirección y un 30% en una dirección ortogonal.

Primero revisaremos el porcentaje de acero aplicado, del capítulo 5 de la norma NR-7 se especifican dos límites para refuerzo principal de acero en vigas para marcos ordinarios:

$$\rho \geq 14 / f_y$$

límite inferior de refuerzo de acero

$$\rho \leq 0.0225$$

límite superior de refuerzo de acero

Los límites anteriormente mostrados se deben aplicar independientemente a la cuantía de acero provista en la región a tensión y en la región bajo compresión. Luego de este primer chequeo se debe revisar que tanto en la parte superior como en la parte inferior se ubiquen al menos dos varillas No.5 en cada cara para lograr armar un refuerzo adecuado. Finalmente se proveen dos chequeos finales que ayudan a aumentar el refuerzo mínimo en base a los máximos momentos aplicables. La finalidad de estos aumentos en el refuerzo es asegurarse que si en algún punto de la viga hay un esfuerzo demasiado grande que pueda aplicar en alguna zona cercana de la viga esta tenga una provisión mínima que permita resistir tal esfuerzo en cierto grado. Los chequeos son:

- El acero a compresión, provisto cerca de los nudos, será al menos la mitad del provisto para resistir tensión.
- En cualquier otro punto de la viga, el refuerzo mínimo provisto por encima del antes especificado será al menos una cuarta parte de aquel provisto en el punto mas critico, sin importar si esta a tensión o compresión.

Entonces empecemos con los parámetros constantes, refuerzo mínimo será  $14 / 2800 \text{ kg/cm}^2 = 0.005$ . Recuérdese que las fórmulas planteadas en AGIES requieren que las resistencias sean provistas en  $\text{kg/cm}^2$ . Mientras que el acero máximo será 0.0225. Empecemos con la estructura redundante sin muros, tomando los primeros seis datos de las vigas principales en los niveles cuatro y cinco de los ejes A:

Tabla 12: Cuadro de porcentajes de acero para momento de viga eje A, cuarto nivel.

P	V2	T	M3	Fy	f'c	b	d	$\rho$	$\phi$
N	N	N	N-mm	MPa	MPa	mm	mm	N / A	N / A
0.00	-10964.75	62886430.00	65978820.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00135	0.90
0.00	69165.23	25831810.00	62724270.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00128	0.90
0.00	111032.30	32716850.00	62057600.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00127	0.90
0.00	-52233.41	67530020.00	19746820.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00040	0.90
0.00	49759.30	17588130.00	96444760.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00198	0.90
0.00	114467.90	21524590.00	19746820.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00040	0.90

Los datos obtenidos muestran que las secciones de vigas trabajadas tienen suficiente resistencia para las cargas aplicadas, los porcentajes de refuerzo de acero son apenas mínimos, se tendrá que considerar utilizar al menos 0.005. Este mínimo representa unas 2.33 pulgadas cuadradas de acero, que equivalen a 4 No.7 para proveer 2.41 pulgadas cuadradas. Con este refuerzo mínimo

logramos cumplir con tener a lo largo de estos seis puntos un refuerzo dentro de los límites establecidos, además tenemos más de las dos vigas No.5 requeridas y como el refuerzo será uniforme cumple con tener más del 50% del refuerzo a tensión en la región a compresión cerca del nudo y todos los puntos tienen por lo tanto más del 25% del refuerzo máximo.

Tabla 13: Cuadro de porcentajes de acero para momento de viga eje A, quinto nivel.

P	V2	T	M3	Fy	f <sub>c</sub>	b	d	ρ	φ
N	N	N	N-mm	MPa	MPa	mm	mm	N / A	N / A
0.00	-10867.11	62962060.00	66237120.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00135	0.90
0.00	69263.80	25920990.00	62764080.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00128	0.90
0.00	111138.90	32833990.00	61975670.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00126	0.90
0.00	-52235.68	67535900.00	19820610.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00040	0.90
0.00	49771.42	17642420.00	96483640.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00198	0.90
0.00	114476.50	21622200.00	19820610.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00040	0.90

El cuadro anterior muestra que las vigas tienen muy poca diferencia en los esfuerzos que sufren a pesar de estar en diferentes niveles. Los porcentajes de refuerzo necesarios son prácticamente los mismos y por estar por debajo de los mínimos deben aplicarse de nuevo las cuatro varillas No.7 en cada cara. Por el momento podemos decir que las vigas están dimensionadas por encima de los requisitos estructurales, en un proceso de optimización se podría redimensionar las vigas que muestren que chequean con facilidad y reducir sus dimensiones hasta que el refuerzo provisto sea proporcional. Hay que ver que dentro de los objetivos del diseño está el dar una adecuada ductilidad, esto es que si se colocara demasiado refuerzo, la viga no llega a hacer fluir todas las varillas y se tiene una falla abrupta. También elementos muy grandes proveen mucha masa pero requieren menos acero. Esto puede tener enfoques económicos también. Pero siempre debe asegurarse que el sistema pueda garantizar la seguridad estructural y resguardar la integridad de los usuarios en todo momento.

Ahora veamos las mismas dos vigas y los mismos seis datos en las mismas ubicaciones pero de la estructura redundante con muros:

Tabla 14: Cuadro de resultados de viga eje A, estructura con muros, cuarto nivel.

P	V2	T	M3	Fy	f <sub>c</sub>	b	d	ρ	φ
N	N	N	N-mm	MPa	MPa	mm	mm	N / A	N / A
0.00	11453.73	15199150.00	978691.90	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00002	0.90
0.00	170010.50	2100502.00	268879200.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00563	0.90
0.00	208537.00	2372852.00	227415100.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00474	0.90
0.00	-61677.28	54155060.00	-4238780.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00009	0.90
0.00	43070.27	10147390.00	100012900.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00205	0.90
0.00	108762.30	7148085.00	-4238780.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00009	0.90

El cuadro anterior muestra una intrigante variación, los esfuerzos no son tan uniformes y muestran que hay momentos positivos y negativos, caso que no se da en la estructura sin muros. Además en algunos puntos, al centro de los claros, hay una mayor demanda que sobrepasa el mínimo de 0.005 y otros puntos donde prácticamente no necesita acero. De nuevo, proveer 4 No.7 en cada cara con la sección de 400mm x 750mm tiene un  $\rho = 0.00518$  que para casi toda la viga es aplicable. Al centro del primer claro tenemos que se requiere un poco más, entonces en ese punto se aplicará una varilla adicional No. 4 que provee el refuerzo necesario que hacía falta. De nuevo se cumplen con los límites de acero provisto, estamos por encima de 0.005 y por debajo de 0.0225. También tenemos una configuración por encima de 2 No.5 en cada cara y todos los puntos de la viga tienen más del 50% del refuerzo a tensión en la cercanía del nudo y más del 25% en todo punto del refuerzo máximo.

Tabla 15: Cuadro de resultados de viga eje A, estructura con muros, quinto nivel.

P	V2	T	M3	Fy	f'c	b	d	$\rho$	$\phi$
N	N	N	N-mm	MPa	MPa	mm	mm	N / A	N / A
0.00	11991.28	21664090.00	1018695.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00002	0.90
0.00	164263.70	2749961.00	259005900.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00542	0.90
0.00	202986.90	3258973.00	218830000.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00455	0.90
0.00	-61929.74	53653340.00	-4765360.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00010	0.90
0.00	42660.73	9982604.00	99155370.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00203	0.90
0.00	107922.80	6855170.00	-4765360.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00010	0.90

El cuadro anterior muestra que aplicando la misma fórmula para obtener refuerzo de acero resulta que los refuerzos de nuevo son mínimos cerca de los apoyos y al centro de los claros hay mucha demanda. Aunque los esfuerzos en general se ven con muy poca variación entre los niveles cuarto y quinto. Se mantiene que hay diferencia entre la estructura sin muros y aquellas con muros. De nuevo un refuerzo de 4 No.7 es suficiente para casi toda la extensión de la viga. Al centro de los claros se agrega una varilla No.4 para proveer el refuerzo faltante. Con esto de nuevo tenemos un refuerzo adecuado dentro de los límites requeridos y que cumple con las cuatro condiciones generales para refuerzo longitudinal. Ahora analizaremos otro grupo de datos diferentes, las vigas de las estructuras no redundantes.

Tabla 16: Cuadro de viga eje 2, estructura no redundante de 5 niveles.

P	V2	T	M3	Fy	f'c	b	d	$\rho$	$\phi$
N	N	N	N-mm	MPa	MPa	mm	mm	N / A	N / A
0.00	101873.00	55479250.00	422244000.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00903	0.90
0.00	141281.30	37872950.00	174866700.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00362	0.90
0.00	304715.60	-10169050.00	427697900.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00915	0.90
0.00	106313.80	56881440.00	481901300.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.01039	0.90
0.00	232664.70	-143740.70	118023900.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00242	0.90
0.00	307837.40	-9858334.00	481901300.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.01039	0.90

El cuadro anterior muestra que las vigas del quinto nivel de la estructura no redundante, a pesar de tener menos área de losa, sufren mayores esfuerzos. En este caso no tenemos que asumir un refuerzo mínimo para los esfuerzos principales. Como siempre se recuerda que estamos tomando una combinación a la vez, se deben revisar todas las combinaciones y reversiones de sismo aplicables. Dentro de esta combinación tenemos que el refuerzo máximo es de  $\rho = 0.0092$  y que su cuarta parte, lo que debe haber en todo punto de la viga como mínimo será  $\rho = 0.0023$  que como es menor a 0.005 entonces no aplica. Para la cercanía de los nudos se requiere un 50% del aplicado en el área a tensión, con  $\rho = 0.0090$  tenemos que proveer  $\rho = 0.0045$  que como también es menor a 0.005 no aplica. Entonces si proveemos el mínimo en ambas caras y proveemos refuerzo mayor donde sea aplicable tendremos: para el punto máximo de refuerzo 2 No.9 & 4 No.7 que proveen 4.41 pulgadas cuadradas y el requerido era de 4.27 pulgadas cuadradas. Fuera de estas regiones dejaremos solamente las 4 No.7. A manera de ejemplificar el uso de varias combinaciones mostraremos un cuadro de los primeros tres puntos analizados de esa viga con varias combinaciones:

Tabla 17: Cuadro de viga eje 2, varias combinaciones, estructura no redundante de 5 niveles.

Combinación	V2	M3	Fy	f'c	b	d	$\rho$	$\phi$
N / A	N	N-mm	MPa	MPa	mm	mm	N / A	N / A
1.4M+1.7V	-123163.50	-67646900.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00138	0.90
1.4M+1.7V	-121514.20	-47257080.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00096	0.90
1.4M+1.7V	-102373.40	-45815250.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00093	0.90
1.2M+1.0V+1.0S	101873.00	422244000.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00903	0.90
1.2M+1.0V+1.0S	103286.70	405149300.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00864	0.90
1.2M+1.0V+1.0S	110659.60	404220500.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00862	0.90
1.2M+1.0V-1.0S	-298076.40	-530168600.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.01151	0.90
1.2M+1.0V-1.0S	-296662.70	-480609000.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.01036	0.90
1.2M+1.0V-1.0S	-274602.30	-477391400.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.01029	0.90

El cuadro anterior muestra los primeros tres puntos desde el nudo. Se muestran a penas las tres combinaciones básicas, la gravitacional, la sísmica en una dirección y la misma combinación pero el sismo opuesto. Como se puede observar hay cambios críticos en los refuerzos que se deben proveer. Si solo se hubiera considerado la combinación 1.2M+1.0V+1.0S asumiendo que era crítica en todo momento el refuerzo cerca del nudo sería en la parte inferior de 2 No.9 + 4 No.7 y en la parte superior tendríamos solamente 4 No.7. Si observamos bien, bajo la combinación 1.4M+1.7V no hay demanda estructural por encima del refuerzo a flexión ya antes provisto. Pero por ser una estructura no redundante no hay muchos elementos que resistan las cargas sísmicas y la combinación que tiene el efecto de reversión sísmica muestra que hay un momento negativo que requiere más refuerzo del que se considero inicialmente.  $\rho = 0.0115$  para la parte superior y apenas se ha

considerado  $\rho = 0.00518$ . Con esto tenemos una gran deficiencia en el refuerzo, en caso el sismo viniera en el sentido opuesto. Por eso es importante tomar en consideración todas las combinaciones y reversiones de sismo al momento de realizar el análisis. De nuevo se recuerda que los diseños mostrados para las estructuras redundantes a penas están hechos para una sola combinación. En caso de realmente querer proveer el refuerzo adecuado se debe comparar el refuerzo provisto contra el necesario requerido en cada combinación. Entonces el refuerzo necesario viendo la tercera combinación exige que coloquemos abajo 2 No.9 + 4 No.7, arriba requiere 3 No.9 + 4 No.7. También hay que ver que como se había expuesto, la estructura no redundante en sólo una viga del quinto nivel requiere un área de acero de 5.41 pulgadas cuadradas contra un refuerzo mínimo en las estructuras redundantes.

También hay que considerar que por el tipo de ocupación muchas veces las combinaciones gravitacionales no suelen ser críticas, especialmente cuando se esperan sismos de gran magnitud en zonas con alto riesgo sísmico.

Ahora para la estructura no redundante de 8 niveles tomaremos todo el primer claro de la viga del eje 2 considerada para diseño. Tomando los datos en los extremos y al centro del primer claro, analizamos los refuerzos críticos para las tres combinaciones básicas utilizadas en la estructura anterior.

Tabla 18: Resultados de viga del eje 2, de la estructura no redundante de 8 niveles.

Combinación	V2	M3	Fy	f <sub>c</sub>	b	d	$\rho$	$\phi$
N / A	N	N-mm	MPa	MPa	mm	mm	N / A	N / A
1.4M+1.7V	-109190.00	-57304320.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00117	0.90
1.4M+1.7V	-46759.23	91151330.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00187	0.90
1.4M+1.7V	105279.00	-51059620.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00104	0.90
1.2M+1.0V+1.0S	215630.10	636735300.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.01405	0.90
1.2M+1.0V+1.0S	228116.50	195785100.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00406	0.90
1.2M+1.0V+1.0S	407036.00	640630500.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.01415	0.90
1.2M+1.0V-1.0S	-388036.40	-727354800.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.01629	0.90
1.2M+1.0V-1.0S	-302042.30	-51553510.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.00105	0.90
1.2M+1.0V-1.0S	-240805.10	-721451100.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.01614	0.90

En el cuadro anterior tenemos que comparando las tres combinaciones mostradas, sin considerar las que no se muestran, los esfuerzos sísmicos todavía predominan. También tenemos que los refuerzos requeridos también son mayores a aquellos resultantes de la estructura de 5 niveles. Estamos considerando vigas de los últimos niveles en esta comparación. De nuevo hay momentos positivos máximos y momentos negativos máximos. Los refuerzos para resistir los momentos positivos en los extremos son de  $\rho = 0.014$ , que representa un área de acero de 6.51 pulgadas

cuadradas. Para los momentos negativos tenemos un  $\rho = 0.016$ , que representa un área de 7.44 pulgadas cuadradas. Al centro de la luz libre tenemos una demanda máxima de  $\rho = 0.004$  lo cual es menor al mínimo. Con las demandas en los extremos tan similares no es necesario revisar que los refuerzos en los extremos cerca de los nudos tengan una similitud del 50% ya que se sabe que son casi iguales. Pero al centro debemos revisar que exista al menos un 25% del refuerzo máximo, que sería un  $\rho = 0.004$  y lo cual es menor al mínimo. Entonces debemos proveer cerca de los nudos un refuerzo superior de 8 No.9 en dos niveles y un refuerzo inferior de 7 No. 9 en dos niveles. Sabemos que el refuerzo mínimo son 4 No.7, pero como el refuerzo principal es de varillas No.9 si dejamos corridas 4 No.9 en las caras extremas de la viga tenemos cubierto los mínimos de área de acero requeridos.

En una comparación general de los refuerzos para flexión, con las secciones inicialmente propuestas que son iguales en las cuatro estructuras, son bastante diferentes. Podemos ver que si las estructuras son redundantes pueden requerir secciones y refuerzos menores, mientras que las estructuras no redundantes si requieren mucho mas refuerzo, inclusive con menos área de losa y las mismas secciones de viga principal. Los esquemas de las vigas y sus refuerzos se mostraran en el Apéndice 1.

Hasta el momento el proceso de diseño es bastante sencillo, se puede tomar la fórmula propuesta de momento último, encontrar un porcentaje de refuerzo mínimo para soportar el momento último y proveer el área que dicho porcentaje representa. Por parte de AGIES se proveen los cuatro chequeos antes mencionados; primero el refuerzo mínimo y máximo como límites; segundo, la configuración de cuatro varillas en los extremos de sección no menor a una varilla No.5; tercero, que en la cercanía de los nudos este al menos un 50% del refuerzo para tensión en la región a compresión; cuarto, finalmente se pide que en todo punto haya al menos un 25% del refuerzo máximo provisto en cualquier punto. Esto hace un resumen del proceso realizado hasta el momento y es todo lo que la norma NR-7 requiere para marcos ordinarios en lo que respecta al refuerzo longitudinal de elementos sometidos a flexión.

Ahora realizaremos los chequeos para resistencia cortante, los referente a los detalles del refuerzo transversal para resistir cortante se encuentran en la sección 5.2.2 del capítulo 5 de la norma NR-7. Primero se debe trabajar con la resistencia del concreto dada por el ACI 318 que primero hace referencia a la resistencia de conjunto que provee el concreto y el acero:

$$V_n = V_c + V_s$$

En la ecuación anterior se puede ver que la resistencia nominal a cortante de una sección de concreto viene dada por la resistencia propia del concreto y por la contribución del acero en forma de estribos. La resistencia del concreto puede calcularse de varias formas, el ACI provee una fórmula general, una fórmula orientada a vigas donde hay momentos flexionantes y cortante actuando simultáneamente y finalmente una fórmula para elementos que sufren cortante simultáneamente con cargas axiales orientado a columnas. A continuación las fórmulas provistas por el ACI:

$$V_c = 0.17\sqrt{f'c}bd$$

Ecuación general de resistencia a corte.

$$V_c = 0.17\left(1 + \frac{Nu}{14A_g}\right)\sqrt{f'c}bd$$

Ecuación de resistencia a corte para columnas

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f'c} + 17\rho\frac{V_u d}{M_u}\right)bd$$

Ecuación de resistencia a corte para vigas

Las tres ecuaciones anteriores están dadas para el sistema SI, en N & mm. Los esfuerzos pueden estar dados en MPa. Las tres fórmulas tienen sus limitantes y también proveen sus ventajas. Se dice que el uso de la fórmula general siempre es recomendado, a menos que se tenga un procedimiento más refinado. Se limita también el factor  $V_u d/M_u$  a que sea menor o igual a 1.00.

Para el proceso de diseño del refuerzo para cortante se utilizará, tanto para vigas y columnas, la fórmula general. La ecuación de corte dada para vigas también puede ser adaptada para columnas cuando éstas tienen momentos aplicados de importancia.

El proceso de revisar la resistencia propuesta por ACI es utilizado como base para las revisiones de distribución y refuerzos mínimos planteados por AGIES. Una vez más se trabajarán los elementos estructurales electos con anterioridad y serán analizados con base a las ecuaciones antes mencionadas. El inciso 5.2.2 provee en general, para marcos ordinarios, cinco chequeos que se deben realizar. Los primeros dos requisitos son apenas criterios de distribución y provisión del refuerzo, primero se dice que el refuerzo a corte debe estar siempre dispuesto a lo largo de la viga y segundo se comenta que el refuerzo mínimo para cortante deben ser varillas No.3. Para nuestros fines, siempre

es adecuado y requisito para regiones con alto riesgo sísmico proveer estribos de refuerzo. Muchas veces se puede confundir algunos criterios que dicen que cuando los elementos estructurales tienen cierto margen de resistencia se permite omitir el refuerzo a corte. Esto es aplicable en muchos países donde no hay prácticamente peligro de terremotos o bien tienen muy poco impacto en las estructuras.

Los demás requisitos de AGIES para refuerzo transversal para marcos ordinarios son: el espaciamiento máximo permisible en cualquier punto será  $d/2$ . Esto se provee para garantizar que siempre habrá un estribo dentro de las grietas que surjan por esfuerzos de corte a  $45^\circ$ . Otro requisito es que una distancia de “d” desde el rostro de la columna se provea una región de estribos de confinamiento cuya separación no sea mayor a  $d/4$ , o sea la mitad del espaciamiento fuera del área confinada. Finalmente se pide una revisión del refuerzo mínimo en la región de:

$$\frac{A_v}{S} \geq \frac{0.15A_s b_w}{d} \quad \text{Ecuación 6.1 de la norma NR-7}$$

En caso la resistencia a cortante provista por el concreto no sea suficiente debe proveerse refuerzo adicional, este refuerzo adicional de acero en forma de estribos se calcula por la siguiente fórmula:

$$V_s = A_v * f_{yt} * d / S \quad \text{donde se puede trabajar con } V_s = V_u - \phi V_c \text{ y obtenemos}$$

$S = A_v * f_{yt} * d / (V_u - \phi V_c)$  que provee directo un valor de espaciamiento que puede ser comparado contra los requisitos AGIES.

Ahora, si trabajamos algunos puntos que requieran refuerzo a cortante tendremos los siguientes resultados, aplicando primero las fórmulas del ACI solamente.

Tabla 19: Vigas ejes A, niveles 4 y 5, estructura redundante sin muros.

Nivel	V2	T	$f_y$	$f_c$	b	d	$\phi$	$V_c$	$V_u - \phi V_c$	S
N / A	N	N-mm	MPa	MPa	mm	mm	N / A	N	N	mm
4	215012.60	-886929.70	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	918.4039	55060.74
4	223968.80	-1105738.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	9874.604	5121.016
4	223980.70	-1105738.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	9886.504	5114.852
5	217619.70	-815656.40	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	3525.504	14343.48
5	224176.90	-1030531.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	10082.7	5015.321
5	224188.80	-1030531.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	10094.6	5009.409

Los seis datos anteriores muestran los requisitos de espaciamiento resultado de aplicar la fórmula general a las vigas antes diseñadas para la estructura redundante sin muros. La viga es la misma del eje A en ambos de sus niveles. El proceso hasta el momento es bastante sencillo y repetitivo. Solamente habrá que ver si en caso el valor de  $\phi V_c$  sea mayor a  $V_u$  entonces no se aplicará la fórmula para S utilizando  $V_s$  sino se distribuirá un refuerzo mínimo según está dispuesto en AGIES. Ahora las revisiones propuestas por AGIES.

Primero determinamos los valores constantes que servirán para todas las estructuras,  $d/2 = 350\text{mm}$ ,  $d/4 = 175\text{ mm}$ . En todos los casos estamos considerando estribos No.4 por lo cual siempre estaremos por encima del mínimo que pide No.3. La región de confinamiento tiene una longitud de 700mm desde el rostro de la columna.

Entonces con base a la tabla anterior sabemos que todos los espaciamientos están por encima de los mínimos, debemos proveer  $S = 350\text{ mm}$  fuera del área de confinamiento y al menos  $S = 175\text{ mm}$  dentro del área de confinamiento.

Pero todavía debe revisarse el refuerzo a torsión. En general, este refuerzo no es estudiado ni comentado dentro de la norma AGIES, el ACI propone que si la torsión última cumple el siguiente requisito es entonces despreciable:

$$T_u < 0.083 \phi F_c^{0.5} A_{cp}^2 / P_{cp} \quad \text{si esta ecuación es verdadera puede despreciarse la torsión.}$$

Adicionalmente se provee una ecuación de refuerzo para resistir torsión en función de:

$$T_n = \frac{2A_o A_T f_{yt}}{S} \cot \theta \quad \text{donde } \theta=45^\circ \text{ para elementos no preesforzados.}$$

El ACI define  $A_o = 0.85 A_{oh}$  donde  $A_{oh}$  es el núcleo o área confinada por estribos.  $A_o$  puede encontrarse por medio de métodos de análisis y revisando la forma en que fluye el cortante y el flujo de cortante por torsión en una sección. Los valores provistos por el ACI son aceptables pero aproximados. En general  $A_{oh}$  puede decirse que, en secciones rectangulares sólidas, es el área dentro de los estribos de refuerzo.

Dado que AGIES no provee mayores limitantes para resistencia a torsión no se enfocará mucho el proceso, además de la complejidad del proceso mismo. Los elementos antes diseñados para cortante tienen poco esfuerzo de torsión, según la ecuación  $T_u < 0.083 \phi f_c^{0.5} A_{cp}^2 / P_{cp}$  y para lo cual solamente se aplica el refuerzo ya mencionado. Por otro lado, los mismos elementos en otros puntos tienen esfuerzos de torsión que sí requieren refuerzo de torsión, pero no para cortante. Para estos elementos trabajamos la siguiente tabla:

Tabla 20: Espaciamientos de estribos para torsión, estructura redundante sin muros.

Nivel	V2	T	$f_{yt}$	$f_c$	b	d	$\phi$	Aoh	S
N / A	N	N-mm	MPa	MPa	mm	mm	N / A	mm	mm
4	18959.14	38376220.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.75	288600.00	923.55
4	19807.36	38376220.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.75	288600.00	923.55
4	18439.81	38839370.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.75	288600.00	912.54
5	19826.01	38346090.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.75	288600.00	924.28
5	18456.18	38809290.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.75	288600.00	913.24
5	19587.14	38809290.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.75	288600.00	913.24

Los espaciamiento encontrados en la tabla anterior fueron resultado de revisar primero si los elementos podían resistir torsión por si solos. Se encontró que necesitaban refuerzo adicional. Se provee entonces este espaciamiento con estribos No.4. Pero el espaciamiento viene de despejar de la ecuación de  $T_n$  el espaciamiento S y considerar  $T_n$  igual a  $T_u$ . Entonces cualquier espaciamiento menor a S provee mayor resistencia a torsión. Podemos ver que los espaciamientos de S todavía son mayores a los mínimos planteados para cortante. Pero se deben adicionar de forma especial los refuerzos de torsión y cortante.

Sabemos que los refuerzos anteriores para cortante y torsión son aplicados para una sola combinación y en diferentes puntos. Para mostrar como adicionar los refuerzos necesarios por corte y torsión en la misma región se requieren que los esfuerzos de torsión y cortante sean ambos necesarios. Esto podemos encontrarlo en algunos puntos de la estructura redundante con muros, la combinación de refuerzo de corte y torsión sigue la siguiente formula:

$$S_{V+T} = \left( \frac{1}{\frac{A_v}{S_v} + 2 \frac{A_T}{S_T}} \right) A_{V+T} \quad \text{Ecuación del ACI para acumular estribos por corte y torsión.}$$

En la ecuación anterior podemos ver que se requiere una combinación de proporciones entre áreas y espaciamientos. En caso los estribos sean diferentes, o se hayan analizado con diferente

tipo de varilla, la ecuación provee un equivalente en función de una varilla uniforme que provee un espaciamiento uniforme. Diseñando de la misma forma en que se hizo con anterioridad y aplicando las mismas formulas de ACI tenemos los siguientes resultados de las vigas del eje A de la estructura redundante con muros.

Tabla 21: Estribos para corte y torsión de viga eje A, estructura con muros.

Nivel	V2	T	$\phi$	Vc	Vu- $\phi$ Vc	Sv	$\phi$	S <sub>T</sub>	S <sub>V+T</sub>
N/A	N	N-mm	N/A	N	N	mm	N/A	mm	mm
4	610203.40	25270920.00	0.85	251875.5	396109.2	127.6618	0.75	1402.50	108.00
4	623353.60	13141560.00	0.85	251875.5	409259.4	123.5598	0.75	2696.97	113.19
4	636916.90	13875080.00	0.85	251875.5	422822.7	119.5962	0.75	2554.39	109.36
5	584953.80	31697850.00	0.85	251875.5	370859.6	136.3535	0.75	1118.13	109.62
5	598257.20	20328160.00	0.85	251875.5	384163	131.6316	0.75	1743.51	114.36
5	611452.50	21053650.00	0.85	251875.5	397358.3	127.2605	0.75	1683.43	110.55

En el cuadro anterior se logra ver que las vigas del eje A en los niveles cuarto y quinto de la estructura con muros tienen una gran demanda de corte y torsión. Estas conectan con los muros y también tienen que resistir fuerzas grandes. Los muros como tales absorben la mayor parte del corte y las derivas sísmicas. Pero también disminuyen la longitud de algunos elementos y proveen mayor rigidez que atrae más esfuerzos a elementos cercanos. El proceso anterior se realizó de la siguiente manera: primero se revisa si la sección de concreto resiste el cortante y la torsión sin necesidad de utilizar estribos. Se obtuvo el resultado de las fórmulas involucradas que no tenían la sección suficiente para resistir dichos esfuerzos. Luego se revisa la resistencia Vc y Tn. Directamente de la ecuación de Tn podemos obtener un espaciamiento, S<sub>T</sub>, pero Sv requiere que primero encontremos la diferencia entre  $\phi$ Vc y Vu. Ya teniendo las deficiencias en resistencia para cortante se encuentra un espaciamiento Sv adecuado. Como puede verse los muros no permiten que la torsión sea crítica. Pero el cortante de las vigas cerca de los muros con menor longitud debe resistir mucho cortante. Como consideramos varillas No.4 para estribos, S<sub>V+T</sub> esta proporcionado para que todas las áreas de varillas sean No.4. Entonces el espaciamiento, utilizando la fórmula de S<sub>V+T</sub> provee espaciamientos mínimos para que la viga, con los estribos propuestos No.4 resista de forma segura el corte y la torsión aplicados. Por mucho los espaciamientos encontrados en estas vigas son mayores a los mínimos que exige AGIES, por lo tanto es adecuado dicho refuerzo. De nuevo puede verse que las vigas no tienen mayor diferencia entre los diferentes niveles. De nuevo se encuentran diferencias, entre la estructura con muros y sin muros redundantes hay un aumento en la demanda de las vigas que están cercanas a los muros. Principalmente los sistemas con muros se comportan mejor pero deben entonces resistir mayores esfuerzos para poder tener un desempeño mejor.

Finalmente trabajaremos lo que respecta a estribos en vigas de las estructuras no redundantes, los siguientes chequeos sólo revisarán corte.

Tabla 22: Espaciamiento de estribos, viga eje 2, estructura no redundante de 5 niveles.

V2	$f_y$	$f_c$	b	d	$\phi$	Vc	$V_u - \phi V_c$	S
N	MPa	MPa	mm	mm	N / A	N	N	mm
-298076.40	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	83982.2	602.1276
-296662.70	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	82568.5	612.4369
-274602.30	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	60508.1	835.7228
-271774.9	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	57680.7	876.6883
-269636.4	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	55542.2	910.4428
-266102.1	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	52007.9	972.3137
-262567.9	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	48473.7	1043.205
-242792.4	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	28698.2	1762.061

En la tabla anterior tenemos que los espaciamentos entre estribos superan los mínimos establecidos por AGIES, se revisa que dentro de la región de confinamiento, los primeros tres valores, hay más de 175 mm. Justo después de la región confinada también hay más de los 350 mm establecidos para región no confinada. En general debe proveer la distribución mínima establecida. Se puede ver que la estructura requiere más refuerzo que el requerido por la estructura no redundante sin muros. Hasta el momento seguimos trabajando con la combinación sísmica que en la mayoría de los casos provee los esfuerzos críticos.

Tabla 23: Espaciamiento de estribos, viga eje 2, estructura no redundante de 8 niveles.

V2	$f_y$	$f_c$	b	d	$\phi$	Vc	$V_u - \phi V_c$	S
N	MPa	MPa	mm	mm	N / A	N	N	mm
315038.80	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	100944.6	500.948
316578.20	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	102484	493.4233
318117.50	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	104023.3	486.1218
355339.30	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	141245.1	358.0159
355999.00	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	141904.8	356.3516
368934.20	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	154840	326.5823
368942.10	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	154847.9	326.5656
-348527.40	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	134433.2	376.1571
-347867.70	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	133773.5	378.0121
-314535.10	280.00	28.00	400.00	700.00	0.85	251875.5	100440.9	503.4602

Como era esperado, la viga del último nivel, cuyas cargas gravitacionales serían las mismas que la anterior, está mucho más esforzada. Tiene algunos puntos donde ya el mínimo es sobrepasado por cortante. En este caso se puede decir que si se están generando mayores esfuerzos por solamente tener tres niveles más sin cambiar la configuración estructural y manteniendo grandes simetrías y regularidades estructurales. En general puede decirse que cerca de los nudos se provee un

espaciamiento de 175 mm y fuera de este 350mm, con excepción de las regiones que requieren espaciamientos menores, se proveerá un espaciamiento de 300mm.

Con el diseño de esta última viga a cortante se termina el proceso planteado para vigas en marcos ordinarios, los esquemas de los refuerzos elegidos se muestran en el Apéndice 1.

**2. Diseño de columnas según NR-7,5.3.** El diseño de vigas, como se expuso en la sección anterior, es bastante sencillo para marcos ordinarios. Solamente se deben cumplir con los refuerzos mínimos y espaciamientos adecuados. El diseño y revisión de la resistencia se limita a resolver los valores de unas cuantas ecuaciones que proveen como resultado el porcentaje de refuerzo o el espaciamiento del mismo si este refuerzo se asume en un inicio.

Ahora bien, el diseño de columnas es más trabajoso, inclusive si se trabajan solamente marcos ordinarios. Primero debemos trabajar con las provisiones de acero y estudiar la resistencia de acuerdo a lo propuesto por ACI. El mayor conflicto surge cuando se dan momentos en las columnas al mismo tiempo que cargas axiales. Al mismo tiempo pueden encontrarse que las secciones de las columnas puedan necesitar mayores dimensiones solo para resistir dichos momentos. Inclusive hay casos donde las cargas axiales, comparadas contra los momentos, son muy pequeñas y las columnas tienen resistencia axial de sobra. En estos casos se proveen criterios para ver si se “desprecia” la carga axial y se trabaja la columna bajo momentos biaxiales.

De inicio el código ACI propone la ecuación de resistencia neta máxima que puede trabajarse para una columna, este valor aplica solamente a una carga axial neta sin momentos involucrados.

$$\phi P_n = 0.80\phi [ 0.85f_c ( A_g - A_{st} ) + f_y A_{st} ] \quad \text{Ecuación de resistencia axial máxima.}$$

Para la ecuación anterior,  $\phi=0.70$  para estribos y la ecuación es útil solo para secciones rectangulares de columna, con secciones circulares algunos factores cambian un poco. Como se mencionó antes, hay veces en que hay momentos que actúan de forma conjunta con la carga axial, esto genera que en algunas secciones de la columna se produzcan esfuerzos mayores de compresión y algunas regiones de tensión. Cuando la carga axial es grande, usualmente los momentos no llegan a generar regiones de tensión. Pero cuando hay momentos generados por efectos sísmicos o grandes voladizos y otras situaciones de peso, los momentos si llegan a producir tensión en alguna parte de la

sección transversal de la columna. El efecto antes mencionado produce una fuerte reducción de la capacidad portante de la columna y al mismo tiempo demanda refuerzo adicional para resistir momento en vez de compresión o tensión neta.

El proceso de diseño entonces se puede considerar tal y como sigue:

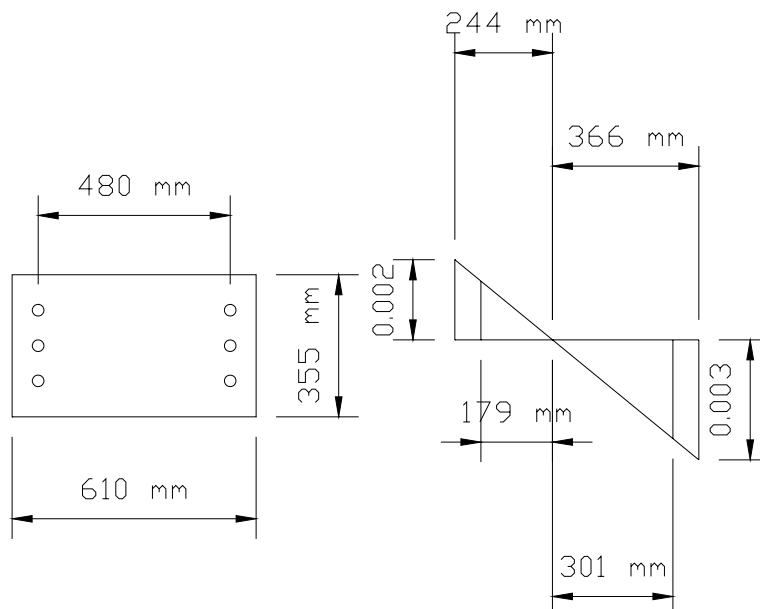
- Al inicio se produce un diagrama de interacción de fuerza axial / momento biaxial o uniaxial. Este esquema tiene las propiedades de la sección así como un refuerzo asumido.
- Luego se determina la capacidad necesaria o bien el refuerzo necesario, cuando se utilizan diagramas uniaxiales de interacción se tiene una curva que dentro de esta están todos los esfuerzos que la columna resiste, por fuera están las combinaciones de carga axial y momento que producen una falla. La curva como tal es la resistencia límite para cada coordenada o combinación de carga axial y momento aplicable. Si se trabajan momentos biaxiales tenemos una superficie en tres dimensiones que envuelve un volumen de resistencia.
- Ya con el refuerzo necesario para resistir carga axial y momento solo resta diseñar los estribos para resistir cortante.

El proceso anterior parece bastante sencillo, lo complicado es generar un diagrama de interacción para cada columna y para cada posible refuerzo longitudinal. En algunos textos y códigos se proveen diagramas generales de interacción, que contienen una sección de forma definida. Para poderlos utilizar la columna debe tener la distribución del refuerzo igual a la del esquema, la misma sección transversal y las mismas proporciones entre las dimensiones mostradas en el esquema.

Primero mostraremos un ejemplo de cómo generar un grupo de datos que represente un punto de la curva de interacción.

Si asumimos una columna de 610mm x 355mm, la cual vamos a reforzar en dos de sus caras con varillas No.9, unas 3No.9 en cara extremos a 65mm de los bordes. Además consideramos que tendrá una deformación de 0.003 en el extremo a compresión y con un comportamiento lineal llegara a 0.002 en el extremo a tensión. Este será un punto intermedio de la curva de interacción, si quisiéramos la compresión neta máxima todas las deformaciones serian de 0.003. a como aumentamos la deformación en el área a tensión aumentamos el momento actuante pero reducimos la capacidad portante. Estos valores debemos encontrarlos, pero primero encontramos el punto donde no hay deformación unitaria.

Gráfico 24: Ejemplo para producir un diagrama de interacción



En el gráfico anterior se muestra la sección de la columna y a un lado las deformaciones propuestas, algunos datos mostrados todavía no han sido calculados. Primero encontramos el centro, donde no hay deformaciones unitarias, por relación de triángulos:  $c = (0.003 / (0.003 + 0.002)) * 610 = 366 \text{ mm}$ . Este centro  $c$  está del lado derecho del gráfico mostrado. Ahora revisamos si el acero fluye. Recordemos que las distancias entre las varillas de acero y los bordes son de 65 mm. La fluencia se da cuando:  $f_y / E_s$ ,  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ , entonces la deformación unitaria para que el acero fluya es de  $420 \text{ MPa} / 200000 \text{ MPa} = 0.0021$ . De nuevo por relación de triángulos encontramos la deformación unitaria del acero a tensión de lado izquierdo como:  $(179 / 244) * 0.002 = 0.00146$ , no fluye, pero está bajo tensión. Ahora el acero a compresión:  $(301 / 366) * 0.003 = 0.00246$ , como es mayor a 0.0021 este acero sí fluye. Cuando el acero no fluye se trabaja un esfuerzo  $f_s = \epsilon E$ , donde el producto del módulo de elasticidad por la deformación unitaria resulta en el esfuerzo actuante, que es menor a  $f_y$ .

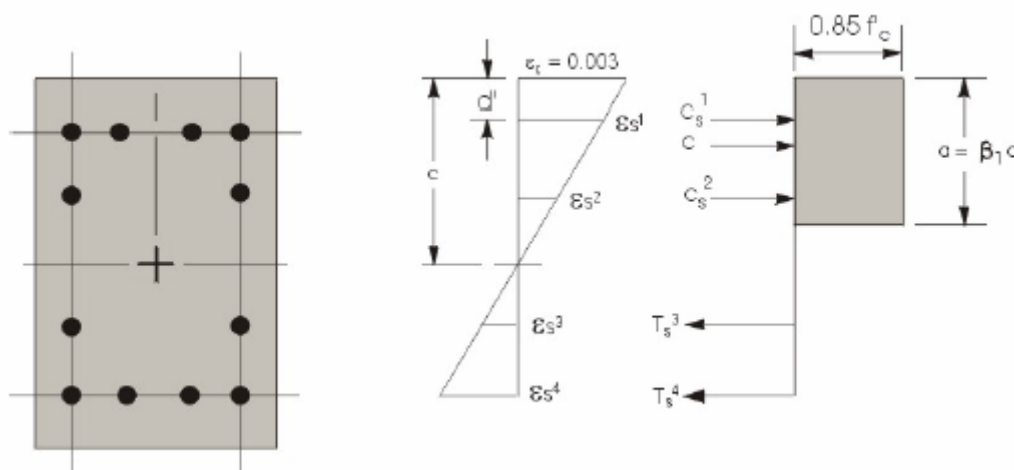
Ahora bien, para encontrar la carga axial y el momento que actúan en la sección convertimos el área de compresión en un rectángulo equivalente:  $a = 0.85 * 366 = 311 \text{ mm}$ . Y si convertimos el bloque de compresión en una carga puntual compresiva tendremos:  $0.85 * 311 \text{ mm} * 355 \text{ mm} * 28 \text{ MPa} = 2627639 \text{ N}$ .

El paso anterior era  $0.85f_c * b * a$ . Con esto tenemos entonces una fuerza a tensión, dos fuerzas a compresión. Encontrando las fuerzas axiales de los refuerzos de acero trabajamos  $A_s * f_s$ . Para el acero a compresión  $C = 420 \text{ MPa} * 1935 \text{ mm}^2 - 0.85 * 1935 \text{ mm}^2 * 28 \text{ MPa} = 766647 \text{ N}$ . en este caso se quita la resistencia del concreto que no se elimino del área rectangular por el espacio que ocupa el refuerzo de acero. La fuerza de acero a tensión es de:  $T = 0.00146 * 200000 \text{ MPa} * 1935 \text{ mm}^2 = 565020 \text{ N}$ . Finalmente por sumatoria de fuerzas verticales obtenemos la fuerza  $P_n = 2627639 \text{ N} + 766647 \text{ N} - 565020 \text{ N} = 2829266 \text{ N}$ . Esta es la fuerza axial que resiste la sección en presencia de un momento que todavía no hemos calculado. El momento se calcula como sigue, haciendo sumatoria de momentos desde el refuerzo a tensión:

$M_n = 766647 \text{ N} * 480 \text{ mm} + 2627639 \text{ N} * 390 \text{ mm} - 2829266 \text{ N} * 240 \text{ mm} = 1324857930 \text{ N}\cdot\text{mm}$  o bien  $1324.85 \text{ KN}\cdot\text{m}$ .

El resumen de los resultados es que la sección para las deformaciones propuestas resiste una carga axial de  $2829.27 \text{ KN}$  y un momento de  $1324.85 \text{ KN}\cdot\text{m}$ . Un esquema más formal de otro caso particular es el siguiente:

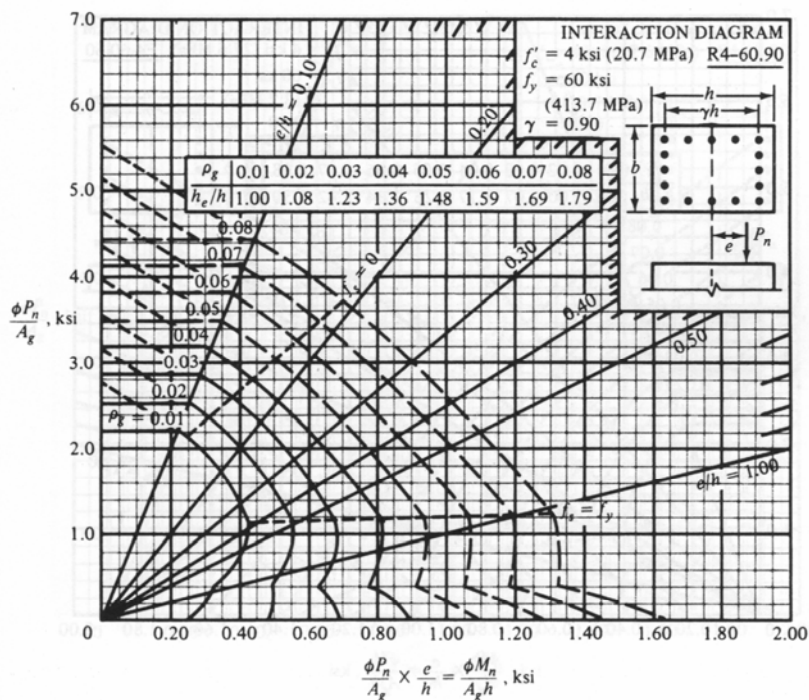
Gráfico 25: Esquemas de una sección de columna para análisis de diagrama de interacción.



Un esquema de interacción tiene muchas componentes y variantes propuestas por el código ACI. Primero la parte superior debe ser reducida, o bien, aunque la sección de la columna resista una mayor carga axial a la propuesta por ACI como la carga neta máxima, el diagrama se recorta hasta el máximo propuesto por ACI. Además, cuando la resistencia  $P_n$  baja o se degrada por debajo del 10% de la resistencia neta de la sección a causa de la presencia de momentos se permite aumentar  $\phi$

linealmente desde 0.70 hasta 0.90. Esto se da a causa que la columna deja de trabajar a carga axial y algunas veces se considera despreciable su resistencia.

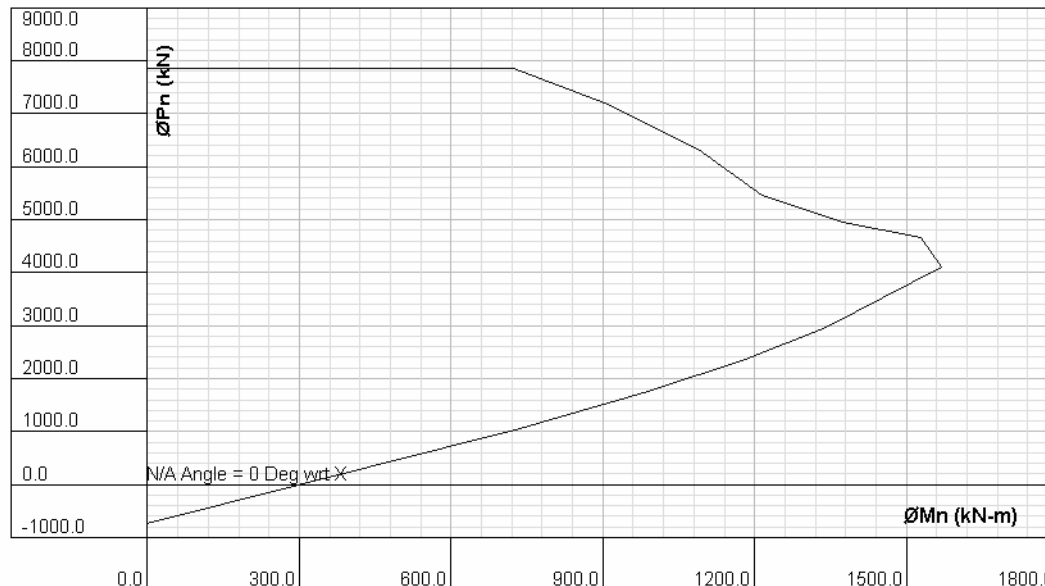
Gráfico 26: Diagrama de interacción general.



Así como el diagrama anterior, hay muchos diagramas generales. Los datos obtenidos en el ejemplo antes mostrado son directamente cargas axiales y momentos uniaxiales. Las líneas curvas que se ven en el diagrama general son para cada tipo de refuerzo propuesto. En el ejemplo solamente obtendríamos una sola curva para las 6 No.9 propuestas. Además los valores obtenidos son  $P_n$  y  $M_n$ . Los diagramas generales, por ser generales ya proveen una resistencia reducida por  $\phi$ , de acuerdo a la sección mostrada en la esquina de los diagramas. El esquema anterior sirve para secciones rectangulares con refuerzo en las cuatro caras. No sirve para columnas con refuerzo en dos caras o solamente con cuatro varillas en las esquinas. Las curvas también pueden seguir por debajo de una carga axial cero, en la región de tensión. Pero muchas veces se espera que por el peso de las estructuras no se den tensiones en toda la sección de la columna.

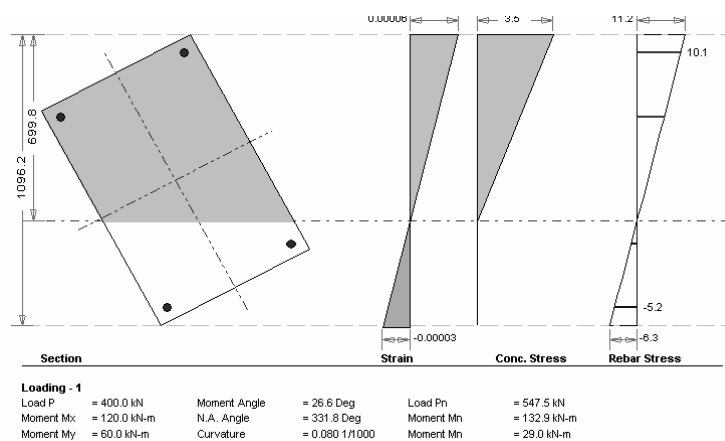
A continuación se muestra una curva, como la que obtendríamos del ejemplo anterior, esta es completa y para todas las combinaciones de cargas que la sección resiste, desde compresión pura hasta tensión pura.

Gráfico 27: Diagrama de interacción particular.



El diagrama tiene partes de interés, primero vemos que hay una plataforma en el tope, es la limitación de ACI a resistencia axial. Luego hay una curvatura o saliente que muestra el momento máximo que resiste en combinación con una carga axial adecuada. Luego se reduce la resistencia axial a causa del momento hasta que sólo queda una resistencia a tensión. Para el diseño de las columnas de este trabajo se realizarán algunos diagramas como el anterior, como tendremos carga biaxial los esfuerzos resultantes de momentos tienen ejes inclinados y deformaciones de la misma naturaleza, un esquema puede ilustrar tal situación:

Gráfico 28: Esquema ilustrativo de esfuerzos biaxiales en columnas.



Como puede verse, analizar una sección inclinada puede ser trabajoso, especialmente si el ángulo de inclinación varía respecto de los momentos biaxiales combinados. Adicionalmente si trabajáramos como lo hicimos con las vigas, con una sola combinación, al momento de revisar cada combinación deberíamos revisar el estado de esfuerzos o tener un diagrama de interacción para cada ángulo de análisis y para varios tipos de refuerzos previamente establecidos.

Para el proceso entonces de diseño se mostrara el otro proceso de recolección de datos, tomar los máximos de las combinaciones analizadas y diseñar para esos máximos. El refuerzo a cortante es tan sencillo como el proceso realizado para vigas, las fórmulas son las mismas que se mostraron para vigas y la norma AGIES tampoco pide diseños especiales al momento de revisar marcos ordinarios.

A continuación se mostraran las revisiones de ACI para considerar cargas axiales y como reconocer cuando los momentos son demasiado grandes para realizar un diseño biaxial.

Antes se mencionó que hay un límite desde el cual hay una considerable pérdida de la capacidad para resistir carga axial. El inciso 9.3.2.2 habla que cuando  $P_n < 0.10 A_g f_c$  se permite el aumento del coeficiente de reducción de resistencia linealmente de 0.70 hasta 0.90. En general, ese 10% de la resistencia bruta de la sección indica que la resistencia de la sección es muy baja o bien puede darse el caso en que  $P_u < 0.10 A_g f_c$ . Este último caso donde se compara  $P_u$  en vez de  $P_n$  expresa que lo que está bajo es la carga axial aplicada. La sección entonces está sobrada, pero puede ser que por tener momentos grandes la sección es demasiado peraltada. Esto nos lleva a tener que revisar qué procedimientos podemos realizar para determinar cuándo son grandes los momentos.

Primero, los diagramas generales de interacción de columnas tienen un factor  $e/h$ , este factor es la excentricidad entre la altura o peralte que corresponde a esa excentricidad. Usualmente estructuras pequeñas y medianas no sufren grandes momentos y estos no generan grandes excentricidades. Se debe conocer el proceso de equivalencia entre excentricidades y momentos. Un momento actuando en la cara de una columna bajo carga axial se considera es igual a una columna con solo carga axial excéntrica. La excentricidad se recomienda sea analizada como  $e = M / P$ . usualmente al momentos de diseñar  $M$  y  $P$  son las reacciones últimas las cuales deben reducirse por  $\phi$ . Adicionalmente esa excentricidad puede ampliarse, los efectos de esbeltez o bien si se analiza una estructura por efecto secundario  $P-\Delta$ . Esto quiere decir que si una carga axial ya es excéntrica y además hay un momento, la excentricidad de la carga axial debe ser sumada a la excentricidad equivalente del momento. Hay dos situaciones de interés, la primera es cuando el momento es muy

grande y la otra situación es cuando una columna casi no tiene carga axial. En ambos casos las excentricidades resultantes suelen salirse de la sección de la columna y los diagrama generales no tienen ese rango disponible. Los mismos diagramas suelen ser útiles para ejemplos académicos, pero no siempre suelen tener utilidad en diseños formales. Primero se debe tener un diagrama que tenga las mismas resistencias de acero y concreto que las mostradas en el diagrama. Usualmente todos los diagramas están provistos para acero de grado 60. Además cada diagrama tiene un factor  $\gamma$  que es igual a la distancia entre refuerzo de acero en las caras opuestas de una sección de concreto en la dirección del momento y la altura total de la sección en ese sentido. Es muy difícil proporcionar esa relación en una columna real, usualmente se permite realizar dos análisis en tablas diferentes con un  $\gamma$  diferente e interpolar el valor que corresponda al  $\gamma$  de la columna que se desea diseñar. Eso si las excentricidades están dentro de la sección.

El análisis de momentos biaxiales inicia por varias idealizaciones, en secciones circulares suele no importar, pero en secciones rectangulares se genera un momento diagonal. Algunos ingenieros han propuesto realizar una suma vectorial que tenga la resultante del momento como hipotenusa del triangulo descrito por los dos momentos. Pero las excentricidades generadas por este proceso son aun mayores. Otro proceso es el descrito por Boris Bresler, que determinó una relación de valores recíprocos los cuales analizan la resistencia axial equivalente de la sección. Esta ecuación analiza una resistencia axial inicial y las resistencias axiales resultantes de aplicar los momentos en las dos direcciones principales. El resultado es una resistencia axial nominal diagonal que si es mayor a la carga axial aplicada entonces suele encontrarse que el refuerzo provisto en ese análisis es adecuado. La formula de Bresler es:

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o} \quad \text{Las cargas axiales se obtienen de los diagramas de interacción.}$$

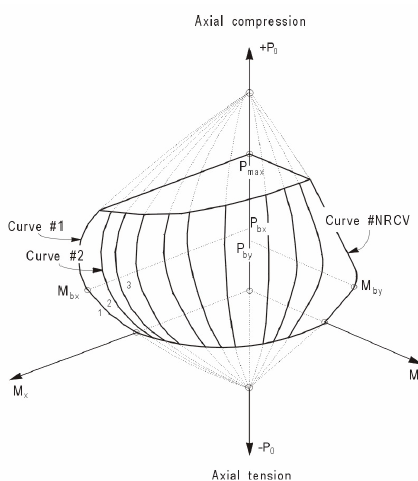
La ecuación anterior se utiliza para realizar un análisis de momentos uniaxial en cada sentido de los momentos aplicados. Se obtienen dos resistencias separadas para cada momentos y el valor de  $P_o$  esta dado por  $0.85 f_c A_g + f_y A_s$ . Los inconvenientes de esta ecuación son: primero la fórmula en la práctica ha demostrado tener un error máximo del 10%, segundo se ha encontrado que los resultados se distorsionan y es mejor despreciar el resultado de la resistencia axial cuando  $P_{ni}$  es menor al 10% de  $P_o$ . Finalmente cuando las excentricidades de los momentos son mayores a los mostrados en los diagramas de interacción generales o bien  $e / h$  es mayor a 1.00 se recomienda

iniciar a analizar la columnas solo para momentos biaxiales. La ecuación es la misma que para momentos biaxiales en vigas.

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.00 \quad \text{El resultado provee buenos resultados para resistir el efecto biaxial.}$$

No se puede despreciar del todo el efecto de la carga axial, algunas veces puede reducir el verdadero impacto de momentos muy grandes. La ecuación de momentos biaxiales y los momentos nominales calculados son determinados con la misma fórmula mostrada para vigas, sencilla y provee resultados inmediatos. Muchas veces un análisis uniaxial para momentos biaxiales considera dos veces la contribución de la región compresiva común de la sección de la columna de concreto. Para no sub estimar la resistencia de la sección es mejor, si posible, realizar diagramas de interacción diagonales. No se pretende que siempre se realice un esquema en tres dimensiones porque es muy laborioso y suele utilizarse solamente cuando hay un programa de computadora apropiado para realizar la tarea.

Gráfico 29: Diagrama de interacción 3-D



El esquema anterior muestra una envolvente de superficie de los varios ángulos de un diagrama de interacción, tener uno de estos permite interpolar líneas en tres dimensiones y ver si los esfuerzos están dentro del volumen de resistencia o bien si esta fuera de la superficie de resistencia nominal. Para el diseño a continuación se trabajarán diagramas de interacción específicos de las columnas. Por ello fue de utilidad escoger que todas las columnas fueran iguales, esto ayuda a reducir las variantes al momento de elegir un refuerzo adecuado. Sólo se tiene que generar un diagrama para algunos porcentajes previamente electos de acero de refuerzo y algunos ángulos de inclinación. Se

permite interpolar resultados. Cuidado con los diagramas generados, un diagrama general ya tiene los límites requeridos por ACI, uno generado debe limitarse tanto en el extremo a compresión como aumentarse el  $\phi$  desde el momento en que  $P_n$  cae por debajo de  $0.1 A_g F_c$ .

Empezando con el proceso de diseño, debemos considerar que sección de columna y que refuerzo vamos a trabajar. Con ayuda de hojas de cálculo y otros programas, podemos generar con cierta facilidad un diagrama de interacción. Pero cuando necesitamos un diagrama a un ángulo, esto puede ser laborioso. Entonces para iniciar trabajaremos con una sola sección de columna para estructuras redundantes de 1500mm x 1500mm a ciertos porcentajes de refuerzo. Vamos a asumir los porcentajes más bajos que provean un refuerzo adecuado sin parecer excesivo.  $\rho$  tendrá valores de 1%, 2% y 3%. Esperamos no aumente la necesidad de refuerzo porque las secciones de las columnas son bastante grandes y deberían resistir momentos grandes sin necesidad de mas acero del propuesto.

Primero encontramos la resistencia máxima límite:

Tabla 24: Resistencias axiales máximas para columnas de estructuras redundantes

$A_g$	$\rho$	$P_n$	$\phi$	$P_{max}$
mm <sup>2</sup>	%	N	n / a	N
2250000.00	1.00%	47451600.00	0.70	33216120.00
2250000.00	2.00%	52063200.00	0.70	36444240.00
2250000.00	3.00%	56674800.00	0.70	39672360.00

Ahora bien debemos extraer las reacciones para el diseño, como se comento antes se trabajara esta vez con los máximos resultantes de todas las combinaciones realizadas.

Tabla 25: Datos de diseño para columna de esquina de estructura redundante sin muros.

Nivel	Combinación	P	V2	V3	M2	M3
n / a	n / a	N	N	N	N-mm	N-mm
Nivel 3	1.4M+1.7V	-2478047.00	-100287.00	29086.31	46105090.00	-159186100.00
Nivel 3	1.2M+1.0V+1.0Sx	-1566713.00	1188480.00	432550.90	2098781000.00	6553513000.00
Nivel 3	1.2M+1.0V-1.0Sx	-2523266.00	-1346339.00	-386712.70	-2026122000.00	-6804085000.00
Nivel 3	1.2M+1.0V+1.0Sy	-1789993.00	301303.00	1388358.00	6911167000.00	1878358000.00
Nivel 3	1.2M+1.0V-1.0Sy	-2299986.00	-459162.20	-1342520.00	-6838509000.00	-2128930000.00
Nivel 3	0.8M+1.0Sx	-769766.90	1225043.00	421977.10	2082020000.00	6611549000.00
Nivel 3	0.8M-1.0Sx	-1726320.00	-1309776.00	-397286.60	-2042883000.00	-6746049000.00
Nivel 3	0.8M+1.0Sy	-993046.80	337865.90	1377784.00	6894407000.00	1936394000.00
Nivel 3	0.8M-1.0Sy	-1503040.00	-422599.30	-1353094.00	-6855269000.00	-2070894000.00
Nivel 2	1.4M+1.7V	-3303856.00	-104649.80	30191.11	49990860.00	-173657200.00
Nivel 2	1.2M+1.0V+1.0Sx	-2120248.00	1392270.00	488016.80	3356946000.00	10758430000.00
Nivel 2	1.2M+1.0V-1.0Sx	-3332736.00	-1557000.00	-440437.30	-3278163000.00	-11031780000.00
Nivel 2	1.2M+1.0V+1.0Sy	-2403232.00	360030.70	1571213.00	11097910000.00	3131855000.00
Nivel 2	1.2M+1.0V-1.0Sy	-3049752.00	-524759.90	-1523634.00	-11019120000.00	-3405210000.00
Nivel 2	0.8M+1.0Sx	-1057731.00	1430423.00	477041.30	3338772000.00	10821730000.00
Nivel 2	0.8M-1.0Sx	-2270218.00	-1518848.00	-451412.80	-3296336000.00	-10968470000.00

Continuación de Tabla 25

Nivel 2	0.8M+1.0Sy	-1340715.00	398182.80	1560238.00	11079730000.00	3195164000.00
Nivel 2	0.8M-1.0Sy	-1987234.00	-486607.80	-1534609.00	-11037300000.00	-3341901000.00
Nivel 1	1.4M+1.7V	-4169044.00	-50411.32	14499.61	8963323.00	-31163110.00
Nivel 1	1.2M+1.0V+1.0Sx	-2754857.00	1539879.00	493054.50	4856835000.00	16055230000.00
Nivel 1	1.2M+1.0V-1.0Sx	-4128670.00	-1619232.00	-470204.00	-4842709000.00	-16104280000.00
Nivel 1	1.2M+1.0V+1.0Sy	-3075452.00	434190.60	1616856.00	16172970000.00	4799400000.00
Nivel 1	1.2M+1.0V-1.0Sy	-3808075.00	-513543.70	-1594006.00	-16158840000.00	-4848454000.00
Nivel 1	0.8M+1.0Sx	-1415536.00	1558257.00	487783.50	4853576000.00	16066590000.00
Nivel 1	0.8M-1.0Sx	-2789349.00	-1600854.00	-475475.00	-4845967000.00	-16092920000.00
Nivel 1	0.8M+1.0Sy	-1736131.00	452568.60	1611585.00	16169710000.00	4810761000.00
Nivel 1	0.8M-1.0Sy	-2468754.00	-495165.70	-1599277.00	-16162100000.00	-4837093000.00
<b>Máximos</b>	n / a	4169044.00	1619232.00	1616856.00	16172970000.00	16104280000.00

La tabla anterior muestra los resultados de la columna de esquina electa para diseñar, como puede apreciarse por cuestión de apreciación, se tomaron solamente los primeros tres niveles que tienen las mayores reacciones y esfuerzos. Esto puede ayudar a optimizar el refuerzo es los niveles restantes. Ahora tenemos que revisar que las cargas axiales sean suficientes:

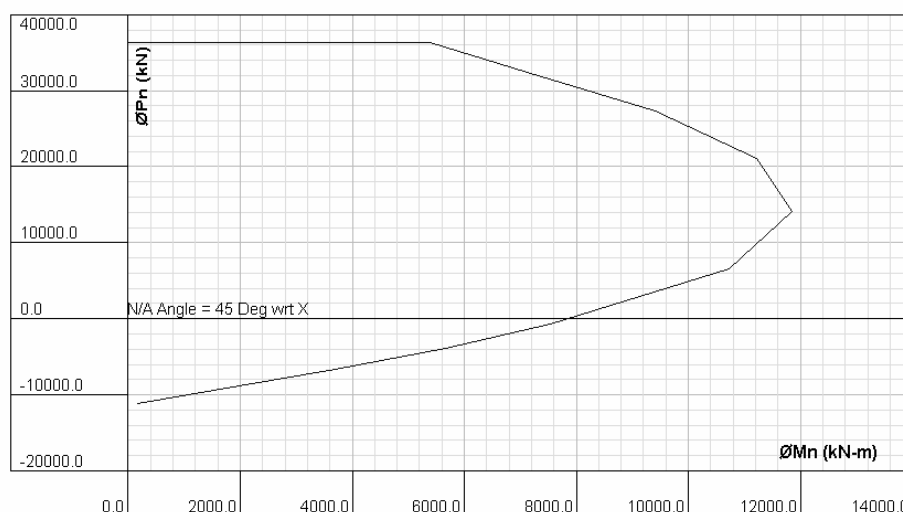
$$P_u > 0.1A_g f_c$$

$$4169044.00 \text{ N} > 0.1 * 2250000 \text{ mm}^2 * 28 \text{ MPa}$$

$$4169044.00 \text{ N} < 6300000.00 \text{ N}$$

No chequea  $P_u$ , en general el inciso 5.3 habla que elementos que no cumplan con este valor no necesitan ser revisados para combinación de carga axial y momento. Lo que se conoce como efecto de flexo-compresión. Dado que reconocemos que esta columna requiere el trabajo de manejarse como columna aunque su resistencia axial supera por mucho la carga axial aplicada, veamos cómo se comporta contra los momentos máximos aplicados:

Gráfico 30: Diagrama de interacción para  $\rho=0.02$  para columna de estructura redundante sin muros



Para no sobre diseñar la estructura buscamos el momento que acompaña a los momentos máximos encontrados, esto servirá para no analizar al mismo tiempo dos momentos que suceden cuando los sismos están en direcciones opuestas.

$$M_x = 16172970000.00, M_y = 4799400000.00$$

$$M_x = 4842709000.00, M_y = 16104280000.00$$

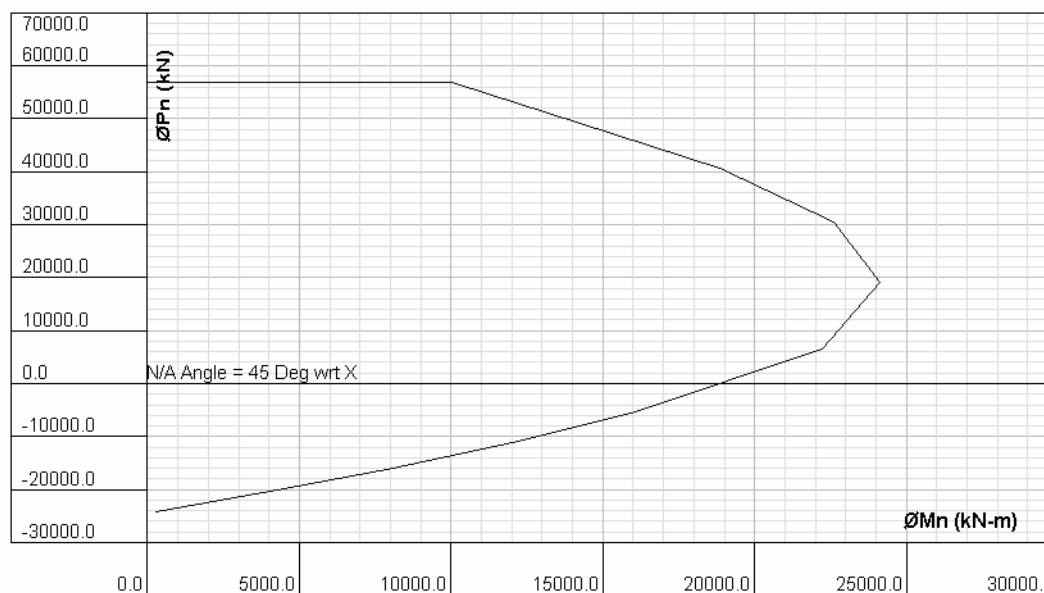
Aun utilizando esta ayuda podemos ver que en el diagrama de esfuerzos no hay un punto en el cual los momentos lleguen a 16000 KN-m, con esto sabemos que la sección no es suficiente y probablemente el refuerzo inicial tampoco. Aumentemos la sección a 1.8m x1.8m y probemos un porcentaje de acero de 3%. Ya antes sabíamos que la carga axial ultima no cumplía con los requisitos de  $P_u > 0.1 A_g f'_c$ , ahora con una mayor sección seguro tampoco la cumple. Teniendo ahora la columna con una mayor sección y un  $P_{max}$  de:

Tabla 26: Resistencias axiales máximas para columnas de estructuras redundantes, 2ª iteración.

Ag	$\rho$	Pn	$\phi$	Pmax
mm <sup>2</sup>	%	N	n / a	N
3240000.00	1.00%	68330304.00	0.70	47831212.80
3240000.00	2.00%	74971008.00	0.70	52479705.60
3240000.00	3.00%	81611712.00	0.70	57128198.40

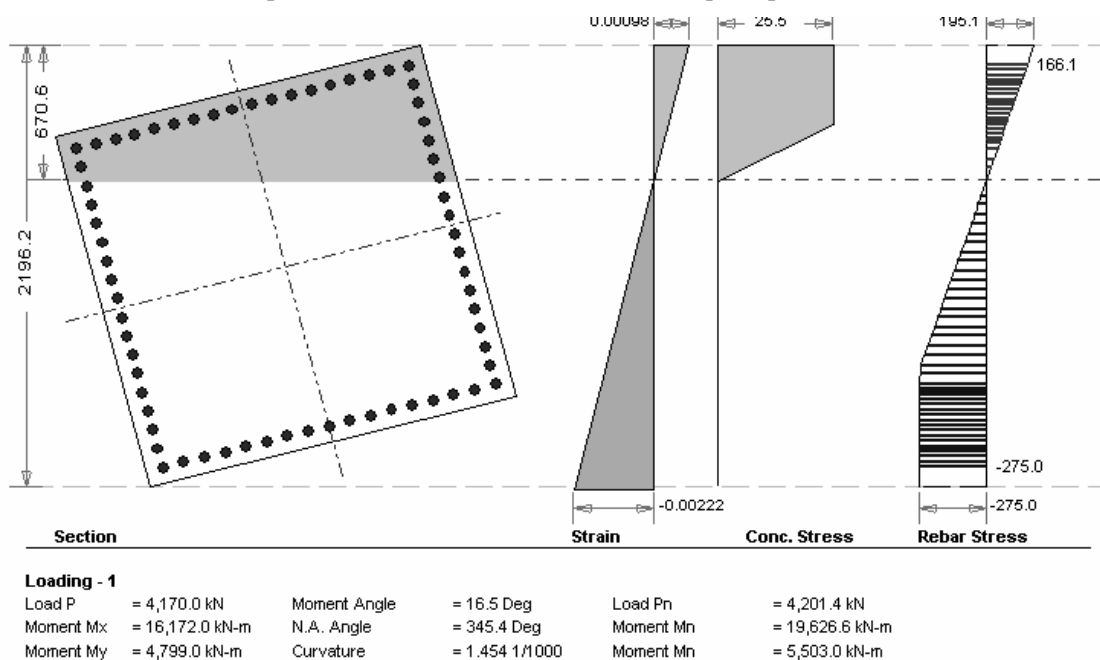
Generando de nuevo nuestro diagrama de interacción para un  $\rho=0.03$  obtenemos:

Gráfico 31: 2ª iteración para diseño de columna de estructura redundante sin muros.



Como podemos ver ahora sí hay un área dentro de la curva de resistencia que cumple con los momentos aplicados y la carga axial que debe soportar. Ahora bien el análisis biaxial involucra los dos momentos y una sección inclinada, el resultado se grafica mejor con ayuda de un programa de computadora para hacerlo claro y entendible:

Gráfico 32: Esquemas de esfuerzos en columna de esquina para momentos biaxiales.



Como se puede apreciar, un  $\rho=0.03$  en una sección de 1800mm x 1800mm provee una resistencia axial de 4201.4KN con un momentos de 19626.6KN-m y otro momento de 5503KN-m. Los momentos resultantes y la resistencia axial provienen de analizar el diagrama de interacción al ángulo adecuado formado por los momentos ortogonales. Hay que ver que si hubiéramos aplicado del todo los dos momentos máximos al mismo tiempo la sección de concreto sería excesivamente masiva y con una cuantía de acero enorme. También se habría reducido demasiado la región a compresión y podría haber requerido todavía mas acero. Aun así esta sección se puede apreciar tiene muchas varillas de acero, No.14. Todo el proceso siempre es más sencillo cuando se pueden utilizar sistemas automatizados, desde hojas de cálculo hasta programas que diseñen toda la estructura. Siempre el proceso es muy laborioso. Nótese que ahora que cambiamos la sección de la columna procede revisar de nuevo todas las reacciones de la estructura, las reacciones en vigas y demás efectos. Usualmente cambios pequeños en dimensiones suelen ignorarse. Pero al momento de diseñar una estructura se tiene que tener conciencia que algunos cambios sí afectan el comportamiento estructural global. Ahora, si seguimos con las revisiones de AGIES & ACI debemos revisar la resistencia a cortante de la columna.

Aplicamos la misma fórmula general para vigas y obtenemos:  $\phi V_c = 2914559.6$  N. los cortantes aplicados máximos son:  $V_2 = 1619232$  N &  $V_3 = 1616856$  N. Podemos ver que la resistencia de la columna es superior a los cortantes aplicados, especialmente cuando aumentamos la sección de la misma.

Entonces conociendo el refuerzo longitudinal y el refuerzo a cortante podemos iniciar a revisar los requisitos que propone AGIES. Recuérdese que esta vez probamos los valores máximos y dieron una sección de columna grande y además los chequeos AGIES pueden omitirse en este caso en particular porque la columna tiene muy poca carga axial comparada con su resistencia. Primero el inciso 5.3.1 indica que el refuerzo longitudinal se limitara únicamente a un porcentaje de acero de entre 0.008 a 0.045 de  $A_g$ , elegimos 0.03 como valor aceptable de diseño. También tenemos que proveer soporte lateral a las varillas, esto es estribos suficientes cuando las dimensiones sobrepasan de 150mm entre las varillas en una cara. Esto es un detalle un tanto constructivo y que garantiza un buen funcionamiento estructural. Por la cuantía de varillas se duda que existan problemas de espaciamiento máximo. Dentro del mismo inciso 5.3.1 se aclara que las varillas no estarán a más de 350mm de distancia entre ellas dentro de una cara de la columna.

Ya habiendo cumplido con las especificaciones de refuerzo longitudinal entramos en el inciso 5.3.2, que habla de los refuerzos transversales. Se especifica “Lo” o distancia desde los apoyos en cada nudo para región de confinamiento. “Lo” se determina por el máximo entre  $1/6$  la altura libre de la columna, la máxima dimensión de la columna o bien 450mm. Sabemos que la altura de las columnas es de 3.5 metros en el primer nivel y de 3.2 metros en los niveles restantes, si analizamos el hecho que requerimos una “Lo” de al menos 1.8 metros, el criterio crítico, entonces nos damos cuenta que toda la altura de la columna debe estar confinada. Esto se puede entender por la cuantía de acero y el núcleo de concreto que se debe confinar, especialmente durante sismos. Entonces el espaciamiento de los estribos dentro de la región de confinamiento es de 8 diámetros de varilla longitudinal, 24 diámetros de la varilla de estribo o la mitad de la menor dimensión de la columna. Se elige el mínimo entre los anteriores. Reconociendo el tamaño de las varillas No.14 tenemos que proveer estribos proporcionales, talvez varillas No.4. El mínimo establecido por ACI es utilizar varillas No.4 para estribos de varillas No.11 o mayores. Los espaciamientos resultantes de estribos son respectivamente 345mm, 305mm y 900mm, entonces optamos por espaciar los estribos 300mm y utilizamos varillas No.4

Todo el proceso anterior, del cual se muestran a penas algunos gráficos utilizados dentro del proceso concluye el diseño de una viga de la estructura redundante sin muros. El proceso debe realizarse de forma bastante parecida para las demás columnas. Como se ha mencionado puede utilizarse la ecuación de momentos biaxiales cuando la carga axial es despreciable y cuando se den dos momentos ortogonales grandes.

Si continuamos entonces procedemos a trabajar con el diseño de una de las columnas de la estructura redundante con muros, para facilitar el trabajo empezaremos utilizando la ultima sección que si chequea para la estructura redundante sin muros y revisaremos como trabaja. Los esfuerzos últimos a analizar serán de nuevo los máximo encontrados sin excederse en combinar eventos que no están supuestos a suceder simultáneamente.

Tabla 27: Esfuerzos máximos para columnas de borde y esquina estructura con muros.

Columna	Combinación	P	V2	V3	M2	M3
n / a	n / a	N	N	N	N-mm	N-mm
Esquina	1.4M+1.7V	-2564900.00	-14329.96	-13784.16	-23413900.00	-23800920.00
Esquina	1.2M+1.0V+1.0Sx	3610233.00	1274205.00	384984.30	2347705000.00	7625069000.00
Esquina	1.2M+1.0V-1.0Sx	-7897034.00	-1296966.00	-406885.30	-2384890000.00	-7662853000.00
Esquina	1.2M+1.0V+1.0Sy	3450033.00	376225.60	1301635.00	7866269000.00	2275052000.00
Esquina	1.2M+1.0V-1.0Sy	-7736834.00	-398986.50	-1323536.00	-7903453000.00	-2312837000.00
Esquina	0.8M+1.0Sx	4405033.00	1279315.00	389895.20	2356056000.00	7633566000.00
Esquina	0.8M-1.0Sx	-7102234.00	-1291857.00	-401974.50	-2376538000.00	-7654356000.00
Esquina	0.8M+1.0Sy	4244833.00	381335.00	1306546.00	7874620000.00	2283549000.00
Esquina	0.8M-1.0Sy	-6942034.00	-393877.10	-1318625.00	-7895102000.00	-2304339000.00
Borde	1.4M+1.7V	-3839148.00	-47631.91	-29134.44	-18010050.00	-29444640.00
Borde	1.2M+1.0V+1.0Sx	-2195359.00	1329312.00	416557.80	3665673000.00	11847530000.00
Borde	1.2M+1.0V-1.0Sx	-4164199.00	-1404278.00	-462667.50	-3694177000.00	-11893870000.00
Borde	1.2M+1.0V+1.0Sy	-501099.60	372570.20	1442313.00	12252170000.00	3538039000.00
Borde	1.2M+1.0V-1.0Sy	-5858458.00	-447536.70	-1488423.00	-12280670000.00	-3584381000.00
Borde	0.8M+1.0Sx	-973675.60	1346683.00	427039.00	3672153000.00	11858270000.00
Borde	0.8M-1.0Sx	-2942515.00	-1386907.00	-452186.20	-3687698000.00	-11883130000.00
Borde	0.8M+1.0Sy	720583.90	389941.50	1452795.00	12258640000.00	3548777000.00
Borde	0.8M-1.0Sy	-4636775.00	-430165.40	-1477942.00	-12274190000.00	-3573642000.00
Máximo E	n / a	7897034.00	1296966.00	1323536.00	7903453000.00	7662853000.00
Máximo B	n / a	5858458.00	1404278.00	1488423.00	12280670000.00	11893870000.00

Del caso anterior tenemos entonces dos columnas, una de borde y una de esquina, ambas en el eje A de la estructura con muros. Se extraen los valores máximos compatibles.

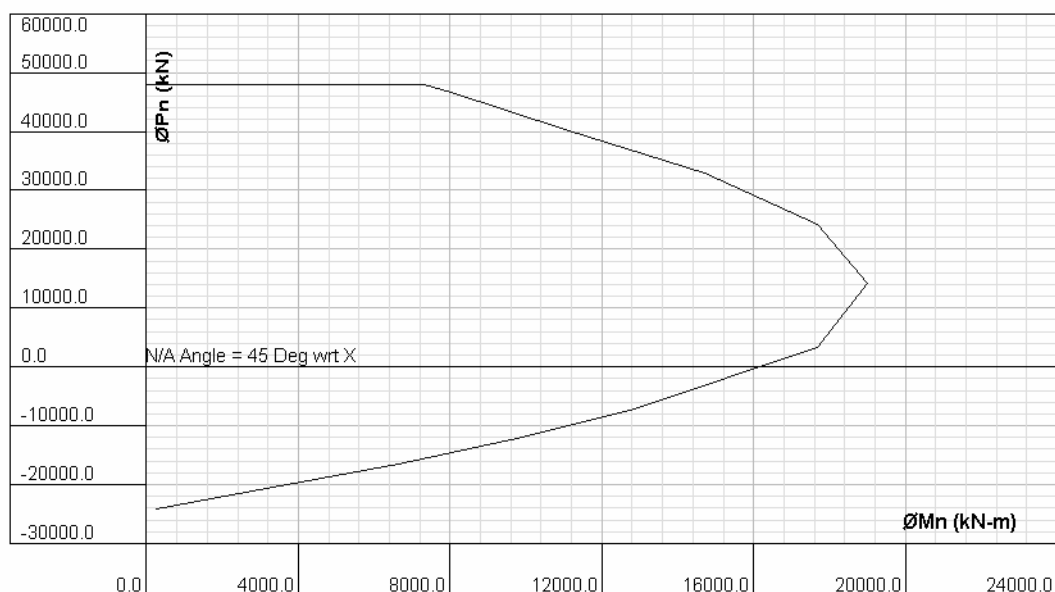
Tabla 28: Valores máximos para columnas de estructura con muros.

Columna	P (N)	V2 (N)	V3 (N)	M2 (N-mm)	M3 (N-mm)
Esquina	7102234.00	1296966.00	1323536.00	3584381000.00	11893870000.00
Borde	7897034.00	1404278.00	1488423.00	12280670000.00	3584381000.00

Este grupo de datos muestra que probablemente la misma sección recién diseñada pueda satisfacer la demanda estructural. Los momentos son menores y la carga axial es mayor, inclusive hay probabilidad que  $P_u$  si sea adecuado. Usualmente en casos donde hay edificios regulares y el tiempo suele ser un problema al momento de diseñar, puede utilizarse secciones iguales que resistan las cargas, aunque estén sobradas un poco en resistencia. Por otro lado tenemos una carga axial más importante, por lo cual probaremos reducir la sección anterior esperando que la tensión en la superficie de esfuerzos se logre reducir. Probemos una sección 1600mm x 1600mm

Primero revisamos:  $P_u = 7897034 \text{ N} > 7168000 \text{ N}$ , esta columna si debe ser revisada a través de los chequeos AGIES, entonces esperamos esta sección, gracias a la carga axial pueda cumplir con la demanda a pesar de la sección menor. En este caso la diferencia en secciones es menor al caso anterior, la diferencia en la sección si se mantiene puede alterarse sin necesidad de realizar todo el proceso de nuevo. Algunos diseñadores acostumbran estimar un porcentaje aceptable de cambio en las dimensiones de la sección. Estos valores dependen del criterio del diseñador o el analista y están siempre bajo su responsabilidad. Valores usualmente utilizados son 5% y 10%. Cambios por encima del 10% sobrepasan muchas veces los coeficientes de incertidumbre y seguridad asumidos por los códigos de diseño.

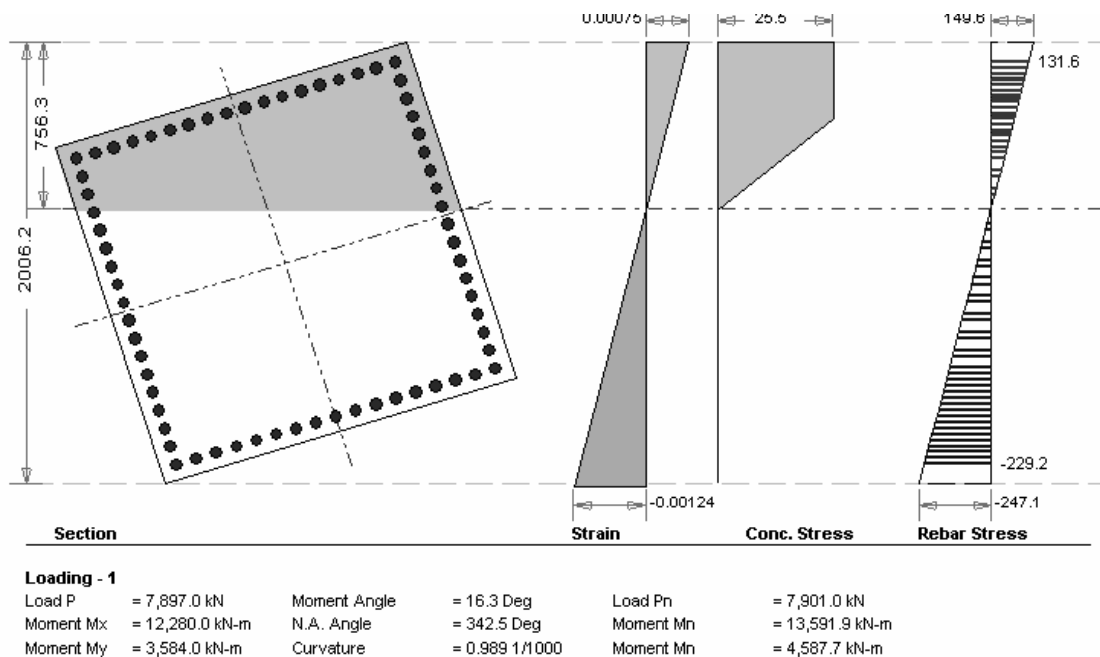
Gráfico 33: Diagrama de interacción para columna 1.6 m x1.6 m con  $\rho=4.00\%$



Del gráfico encontramos que efectivamente la sección puede resistir los esfuerzos aplicados, nótese que los diagramas mostrados están inclinados en la sección y permiten considerar el efecto combinado de los momentos ortogonales.

La resistencia de la columna de 1600 mm x 1600 mm con una provisión de acero de  $\rho = 0.04$  con varillas No.14 muestra el siguiente diagrama de esfuerzos:

Gráfico 34: Esfuerzos en sección de columnas de estructura redundante con muros.



Esta columna está proporcionada para resistir las combinaciones propuestas, tanto por la columna de borde como la columna de esquina. Resiste carga axial de 7901 KN, momentos de 13592 KN-m y 4588 KN-m. Entonces es más sencillo que todo el trabajo que conlleva realizar el diseño de una columna con base a diagrama de interacción sea aprovechado uniformizando las secciones de una estructura individual al mismo tipo de sección.

El cortante se revisa de nuevo con la fórmula general:  $\phi V_c = 2302862$  N, cuando debe resistir un cortante de  $V_u = 1488423$  N, que de nuevo está por debajo de la resistencia de la columna. Entonces podemos empezar a realizar el chequeo de AGIES. Primero tenemos que el porcentaje de acero, más alto que antes, todavía está por debajo de 4.5%. La distribución es adecuada ya que el diagrama muestra que hay bastantes varillas de acero No.14 que se deben colocar para poder proveer el refuerzo necesario. El espaciamiento es menor de los 35 centímetros. Los estribos de nuevo tienen las limitantes anteriores.  $L_o = \text{máximo} \{533\text{mm}, 1600\text{mm}, 450\text{mm}\}$ , como entonces tenemos que  $L_o$

debe ser al menos de 1.6 metros de altura se prefiere decir que se confinara la altura completa. El espaciamiento de los estribos a lo largo de  $L_o$  será de  $S = \text{mínimo } \{345\text{mm}, 305\text{mm}, 600\text{mm}\}$ . Los valores son iguales para los espaciamientos porque utilizamos la misma varilla para estribo y para refuerzo longitudinal. Finalmente decimos que optamos por 300mm de espaciamiento de estribos en toda la altura.

Aunque no hemos revisado los espaciamientos de estribos fuera de la región de confinamiento, al menos los mencionaremos. Primero el espaciamiento debe ser menor a la mitad de la menor dimensión de la columna ni menor al doble de los espaciamientos provistos en la región de confinamiento. Luego se especifica la forma de doblar los estribos con ganchos a  $135^\circ$  como lo especifica ACI.

Ahora es momento de trabajar con las columnas de las estructuras no redundantes. Se espera de nuevo que la losa de menor área provea menor carga axial y la esbeltez general de la estructura produzca momentos mayores. Por ello de inicio se pidió que las columnas tengan dos metros de cada lado.

Antes de proceder podemos comentar que en general el haber utilizado muros ayudo a no tener columnas tan grandes en el edificio que tenia muros, comparado con las columnas de la estructura redundante sin muros que casi necesita dos metros por lado en sus columnas.

Tabla 29: Cuadro para diseño de columna de estructura no redundante de 5 niveles.

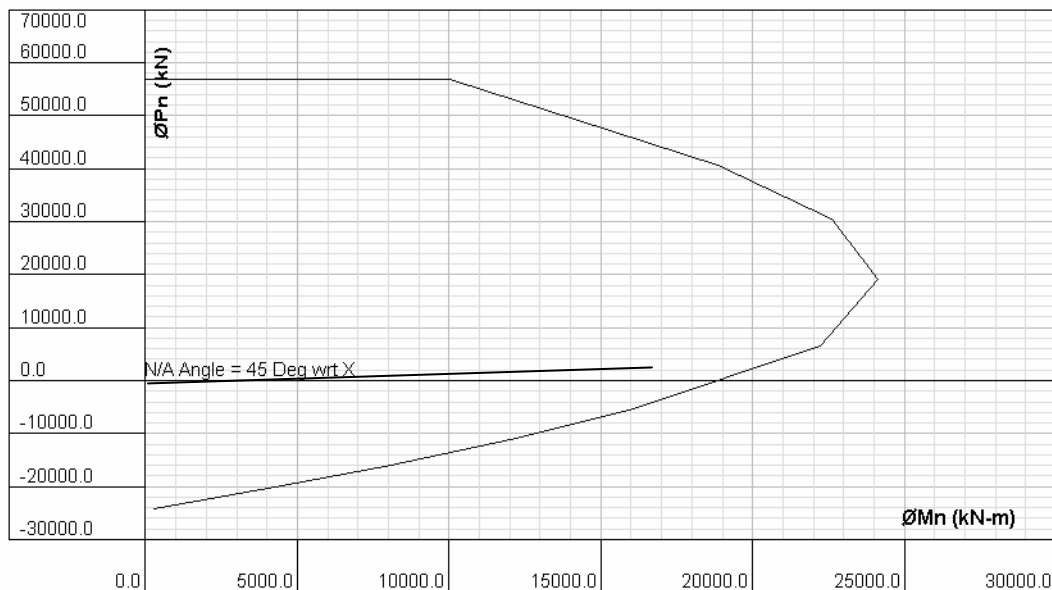
Combinacion	P	V2	V3	M2	M3
n / a	N	N	N	N-mm	N-mm
1.4M+1.7V	-3422051.00	-33380.96	39938.30	24688360.00	-20634860.00
1.2M+1.0V+1.0Sx	-2338663.00	1428633.00	470142.90	4762843000.00	15093510000.00
1.2M+1.0V-1.0Sx	-3364196.00	-1481341.00	-407045.90	-4723838000.00	-15126090000.00
1.2M+1.0V+1.0Sy	-2399736.00	410143.90	1493525.00	15830640000.00	4516648000.00
1.2M+1.0V-1.0Sy	-3303123.00	-462851.40	-1430428.00	-15791630000.00	-4549230000.00
0.8M+1.0Sx	-1268958.00	1440711.00	455712.10	4753922000.00	15100970000.00
0.8M-1.0Sx	-2294491.00	-1469262.00	-421476.80	-4732759000.00	-15118620000.00
0.8M+1.0Sy	-1330031.00	422222.10	1479094.00	15821720000.00	4524115000.00
0.8M-1.0Sy	-2233418.00	-450773.30	-1444859.00	-15800550000.00	-4541764000.00
Maximo	3422051.00	1481341.00	1493525.00	15830640000.00	15126090000.00

De la tabla anterior reconocemos que los valores críticos son:

$P_u = 3422051 \text{ N}$ ,  $M_{ux} = 15830640000 \text{ N-mm}$  y  $M_{uy} = 4524115000.00$ .

Podemos observar que la sección de concreto necesaria debe resistir momentos similares a los resistidos por la sección de concreto de la estructura redundante sin muro. El problema es que sin tanta carga axial entonces hay mayor fractura dentro de la región de tensión producida por los momentos. Revisando los diagramas de interacción anteriores podemos encontrar que la misma sección puede resistir estas cargas con un 3% de refuerzo longitudinal. En general utilizamos la misma configuración. Esto nos ahorra revisar de nuevo todos los requisitos de AGIES que ya hemos revisado y cumplido, entonces la sección es una columna de 1800mm x 1800mm que tiene un refuerzo en varillas No.14 de  $\rho=0.03$  con estribos de confinamiento en toda su longitud con separación máxima de 300mm y varillas de estribo No.4. El gráfico donde se analizó si la sección era adecuada es la siguiente:

Gráfico 35: Diagrama reutilizado para revisar comportamiento de columna.



La línea adicional marca la interpolación realizada para obtener el resultado, la exactitud se obtiene gracias a programas de software que permiten tabular datos exactos. Herramientas de dibujo también son de utilidad cuando se manipulan gráficos que representan valores de diseño con curvas que no pueden ser descritas fácilmente por medio de modelos matemáticos. La resistencia a corte de la sección también se revisó y era mayor que la demandada.

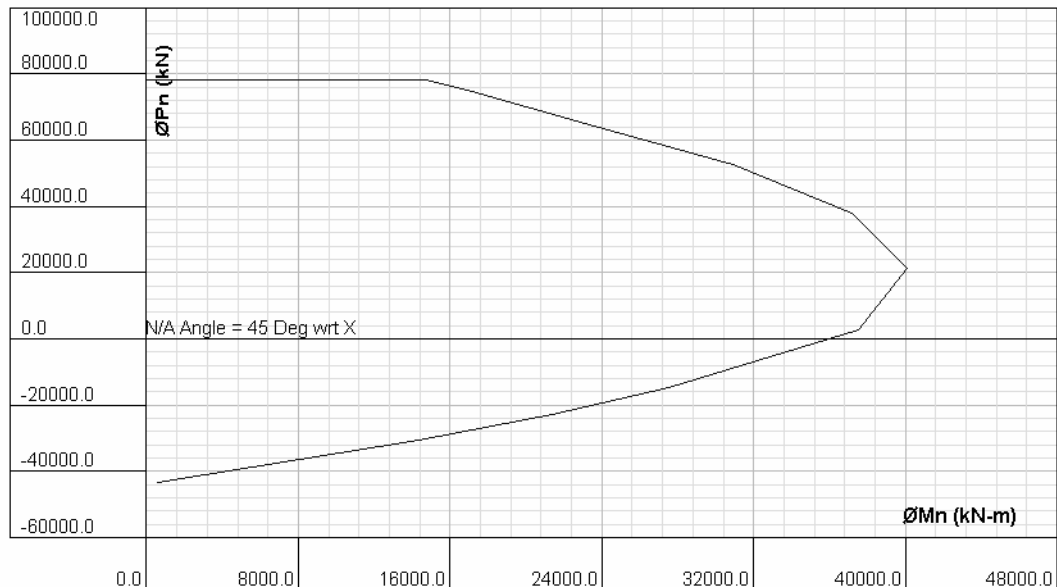
Finalmente nos queda trabajar con las columnas de la estructura no redundante de 8 niveles. Las fuerzas actuantes son:

Tabla 30: Datos para trabajar columnas de la estructura no redundante de 8 niveles.

Combinación	P	V2	V3	M2	M3
n / a	N	N	N	N-mm	N-mm
1.4M+1.7V	-7341290.00	818.59	77698.28	48036290.00	506086.50
1.2M+1.0V+1.0Sx	-5360726.00	2287029.00	710658.30	9482190000.00	30281220000.00
1.2M+1.0V-1.0Sx	-6694257.00	-2285741.00	-588602.50	-9406730000.00	-30280430000.00
1.2M+1.0V+1.0Sy	-3809227.00	686559.30	2226462.00	31519260000.00	90846450000.00
1.2M+1.0V-1.0Sy	-8245755.00	-685271.40	-2104406.00	-31443800000.00	-90838490000.00
0.8M+1.0Sx	-2965041.00	2286730.00	682191.90	9464590000.00	30281040000.00
0.8M-1.0Sx	-4298572.00	-2286040.00	-617069.00	-9424329000.00	-30280610000.00
0.8M+1.0Sy	-1413543.00	686260.50	2197995.00	31501660000.00	90844600000.00
0.8M-1.0Sy	-5850071.00	-685570.30	-2132872.00	-31461400000.00	-90840340000.00
Máximo	8245755.00	2287029.00	2226462.00	31519260000.00	30281220000.00

Los datos máximos utilizables para diseñar la columna de esta cuarta estructura son:  $P_u = 8245755$  N,  $M_x = 31519260000$  N-m y  $M_y = 9084460000$  N-m. El primer chequeo de  $P_u$  no pasa para la sección de 2 metros por lado inicialmente propuesta:  $P_u = 8245755$  N <  $0.1 A_g f_c = 11200000$  N, de todas formas revisaremos las provisiones de columnas.

El diagrama de interacción para un porcentaje de acero máximo permitido en AGIES con la columna de 2000 mm x 2000 mm es:

Gráfico 36: Diagrama de interacción para columna de 2m x 2m con  $\rho$  máximo.

La columna dentro de esta configuración puede resistir hasta  $P_n = 8270$  KN,  $M_{nx} = 39952$ KN-m y  $M_{ny} = 11709$  KN-m. Estos valores resultan superiores por poco y muestran la gran

demanda estructural que tienen las columnas de la estructura no redundante de 8 niveles. Comparativamente los esfuerzos que sufre esta estructura por solo tres niveles adicionales si es evidente. Podemos decir que la falta de redundancia y el aumento de niveles es crítico en este tipo de edificaciones.

También es comparable que la estructura redundante sin muros y la estructura no redundante de cinco niveles puedan trabajar con la misma sección de columna. La revisión a cortante es lo que queda. Las varillas principales son No.11, de nuevo estribos No.4 son necesarios. La resistencia de la sección es de: 3598222 N contra la demanda de 2287029 N. De nuevo la resistencia de la columna, por su mera sección gruesa es mayor. De nuevo confinaremos toda la altura de la columna por el criterio de  $L_o$  que pide sea al menos mayor a la longitud máxima de la columna. Los estribos deben estar espaciados:  $S = \text{mínimo} \{285\text{mm}, 305\text{mm}, 1000\text{mm}\}$ , de los resultados anteriores entre 8 diámetros de la varilla longitudinal, 24 diámetros de la varilla de estribos y media dimensión mínima elegimos 250mm como separación práctica máxima entre estribos.

Con la sección diseñada de la columna de esquina de la estructura no redundante de 8 niveles se concluye el proceso de diseño de columnas para marcos ordinarios, la columna será entonces de 2000 mm x 2000 mm con refuerzo máximo de  $\rho=0.045$  utilizando varillas No.11 y estribos de confinamiento en toda la altura espaciados 250mm.

De nuevo insistimos, procesos de diseño de columnas hay varios. Algunos muy aproximados y otros que funcionan bien cuando las columnas trabajan principalmente a compresión y no tanto a flexión. Lo importante de poder analizar flexo-compresión es poder tener las herramientas para analizar el estado de la columna. Los programas de análisis y hojas de cálculo generadas para trabajar columnas ayudan mucho cuando se deben de revisar diagramas de interacción y una gran cantidad de resultados provistos por el análisis estructural y las varias combinaciones que se deben realizar. Las revisiones, en resumen, de columnas que propone AGIES son principalmente para distribuir y proveer un refuerzo longitudinal proporcional y adecuado; así como un refuerzo mínimo necesario para refuerzo a cortante.

Aunque se produjeron varios diagramas de interacción en este proceso de diseño, trabajos de diseño menores o sistemas estructurales de menor tamaño pueden ser trabajados con los mencionados diagramas generales de interacción. Siempre es importante ver que el esquema sea el adecuado para la configuración de columna propuesta. Los esquemas finales de las columnas pueden verse en el Apéndice 2.

**3. Diseño de nudos viga-columna según NR-7,5.4.** En general los criterios dentro de esta sección están vinculados a detalles finales en planos y constructivos que aseguran un comportamiento adecuado de los refuerzos de acero que pasan por los nudos de la estructura, al menos para marcos ordinarios.

Primero se dice que todos los nudos de las estructuras clasificadas como marcos ordinarios deben cumplir, en su totalidad, con lo expuesto en el inciso 5.4 de la norma NR-7. El primer requisito es que los refuerzos longitudinales de vigas que llegan al lado opuesto del nudo debe ser un refuerzo continuo sin empalmes o uniones. Si por alguna razón de ubicación o diferencia de dimensiones no puede atravesar el nudo de forma continuada, debe al menos llegar continuo al lado opuesto del nudo en la cara más distante de la conexión viga-columna y anclarse para permitir el desarrollo de los esfuerzos de fluencia.

Además se especifica que un elemento en flexión que conecta a un nudo viga-columna, donde no hay al otro lado un elemento que continúe debe también extenderse el refuerzo longitudinal a la cara más distante y proveer anclaje que permita el desarrollo de los esfuerzos de fluencia. Finalmente se dice que el refuerzo transversal de las columnas especificado en el inciso 5.3.2 debe continuar a través del nudo sin interrupción y manteniendo el espaciamiento determinado en la columna.

Estos son todos los requisitos de nudos viga-columna para marcos ordinarios, los esquemas de algunas conexiones pueden verse en el Apéndice 3.

### ***E. Requerimientos para Marcos Especiales según NR-7, 6.1***

Como se determinó con anterioridad, para poder utilizar los coeficientes R previamente utilizados y de acuerdo a los requerimientos de la norma AGIES para el nivel de protección que aplica, las estructuras propuestas deben ser analizadas formalmente bajo los criterios de marcos especiales. Las implicaciones antes mencionadas, llevan a realizar las revisiones del capítulo 6 de la norma NR-7 de AGIES que en general son revisiones más exhaustivas y completas que proveen un margen de desempeño estructural más adecuado y sismorresistente.

El primer inciso de la norma, el inciso 6.1, propone que toda estructura que deba ser trabajada bajo estos criterios deberá ser analizada primero en función de la teoría de «capacidad jerárquica». Esta capacidad está propuesta para que elementos más críticos posean mayor resistencia y menor degradación respecto de los elementos estructurales que se conecten a estos que de alguna manera no sean tan críticos. Este proceso puede conocerse por el concepto de columna fuerte y viga débil. Tiene la misma filosofía. Se busca que elementos críticos para la estabilidad global de la estructura no colapsen al mismo tiempo que elementos que puedan no comprometer la estabilidad global de la estructura. El propósito es eliminar los procesos de colapsos progresivos.

Hasta el momento, en el capítulo anterior, se mostró el proceso de diseñar estructuras bajo los criterios de marcos ordinarios. Todos los chequeos antes realizados, según el inciso 6.1 de la norma NR-7 también dice que para trabajar estructuras bajo los criterios de marcos especiales deben pasar por las revisiones de marcos ordinarios. Como estos pasos ya los realizamos para los ejemplos de edificaciones en concreto reforzado ya no tenemos que realizarlos de nuevo. Pero si tenemos que revisar las nuevas disposiciones que se piden en el capítulo 6. Cambios dramáticos dentro de los refuerzos previamente propuestos usualmente no deben revisarse de nuevo bajo los criterios de marcos ordinarios mientras los cambios propuestos sean para aumentar el refuerzo o proveer mayor sección transversal de elementos. Si en algún caso se reduce el refuerzo bajo estos criterios o disminuye la proporción del refuerzo de acero contra un aumento de la sección transversal, entonces deben de revisarse los parámetros establecidos en el capítulo 5 de la norma NR-7.

Un ejemplo de lo antes mencionado será por ejemplo tener una viga de sección y refuerzo ya definidos, si requerimos aumentar un poco el refuerzo longitudinal, solamente debemos revisar de no pasarnos del límite superior establecido. Si en cambio dejamos el mismo refuerzo pero aumentamos la sección para mejorar la resistencia propia de la sección entonces podríamos tener que revisar si el porcentaje de acero todavía esta dentro de los límites y si la nueva sección no altera de alguna manera

Ahora bien, para iniciar las revisiones de marcos especiales debemos no solamente contar con los resultados previos del análisis sino también con las secciones diseñadas del proceso realizado bajo el criterio de marcos ordinarios. Algunos límites pueden parecer contradictorios o bien que no se puedan cumplir aparentemente. Debe notarse que hay límites diferentes propuestos bajo los criterios de marcos ordinarios y marcos especiales, para cada uno se aplicaran sus propios límites. Debe entenderse que los límites de marcos especiales gobiernan sobre aquellos de los marcos

ordinarios. Un ejemplo sería los porcentajes de acero permitidos en columnas, pero hay que entender que también se proponen diferentes metodologías de trabajo.

**1. Diseño de vigas según NR-7, 6.2.** Se inicia de nuevo por trabajar elementos a flexión, se propone que el límite a considerar para establecer que un elemento está a flexión es que su carga axial no exceda  $0.10 f_c A_g$ . Para esta sección trabajaremos las vigas antes diseñadas.

El proceso inicia con unas revisiones de geometría, para descalificar elementos demasiado masivos como elementos a flexión y catalogarlos como muros o dinteles. Dentro de este lineamiento columnas demasiado anchas en uno o dos sentidos pueden ser trabajadas como muros y vigas demasiado peraltadas pueden ser trabajadas como dinteles si se encuentra que tal revisión así lo determina. Se propone que la longitud libre de un elemento es mayor a tres veces su peralte, si pasa dicha revisión se trabajará dentro de estos lineamientos, sino se catalogará como dintel o muro. Estudiando las secciones de vigas principales y secundarias propuestas tendremos los siguientes resultados:

Tabla 31: Cuadro de análisis de geometría para elementos a flexión.

	L	h	3h	Chequea
	mm	mm	mm	N / A
I	3000	750	2250	Sí
II	3000	750	2250	Sí
III	3500	750	2250	Sí
IV	3500	750	2250	Sí

Se maneja la idea que I es la estructura redundante sin muros, II la estructura redundante con muros, III la estructura no redundante con 5 niveles y IV la estructura no redundante de 8 niveles.

Para el cuadro anterior mostramos los valores más altos de peralte contra las distancias menores entre vigas secundarias, para todos los elementos que se considerarán a flexión de las cuatro estructuras propuestas. Se puede ver que todas pasan la revisión. Entonces podemos proseguir a la segunda parte del chequeo de geometría. Se propone que ningún ancho de viga sea menor a 23 centímetros, en caso se tenga una sección no rectangular. Adicionalmente el ancho en cualquier punto no deberá ser mayor a  $bc + hc / 2$ . Si todas las secciones, incluyendo las vigas secundarias tienen un ancho mínimo propuesto de 30 centímetros entonces cumplimos con el mínimo. La sección de elementos a flexión máxima es de 40 centímetros. El máximo propuesto por AGIES es una proporción de la columna con la viga, los valores para cada estructura se mostrarán a continuación, basándose en las secciones diseñadas con anterioridad:

Tabla 32: Cuadro de anchos máximos permitidos para vigas, para las estructuras propuestas.

	<b>bc</b>	<b>hc</b>	<b>bc+hc/2</b>	<b>bw</b>	<b>Chequea</b>
	mm	mm	mm	mm	N / A
I	1800	1800	2700	400	Sí
II	1600	1600	2400	400	Sí
III	1800	1800	2700	400	Sí
IV	2000	2000	3000	400	Sí

De nuevo utilizamos la misma nomenclatura que la tabla anterior para los casos de estructuras propuestas.

Se puede ver que tomando los anchos máximos de los elementos a flexión con la sección máxima diseñada para las estructuras propuestas tenemos que si chequean los anchos máximos. En el entendido del proceso de diseño, si hay algún cambio dentro de las secciones tanto de las vigas como de las columnas debemos entender que las formulas anteriores deben revisarse de nuevo. Por ejemplo si se aumenta la sección de una columna, pueda que chequeen con facilidad los anchos máximos de una viga pero esta columna pueda que deba revisarse como muro. Por otro lado si se aumentara el ancho de una viga deberá revisarse que todavía este dentro de los límites impuestos por las dimensiones de la columna. Si la sección tiene que tener un ancho mayor entonces deberá aumentarse la sección de la columna y ver todas las variaciones que implica, desde los chequeos realizados para marcos ordinarios.

Los últimos dos pasos por revisar de la geometría de las vigas esta en inestabilidad lateral, se propone revisar primero la longitud libre contra el ancho de la viga:

$$L/bw \leq 37$$

Ecuación 6.1 de la norma NR-7

Como, en general, tenemos secciones de vigas secundarias y primarias podemos hacer una revisión rápida, utilizando las longitudes máximas de cada caso de edificación propuesta y el ancho más pequeño de viga, realizamos el siguiente cuadro. Como puede verse se hace mucho énfasis en tablas, éstas pueden ayudar a revisar fácilmente algunas ecuaciones sencillas que solo son chequeos y que reducen en mucho el tiempo de calculo y evitan errores humanos.

Tabla 33: Cuadro para revisar inestabilidad lateral de vigas por geometría.

	<b>bw</b>	<b>L</b>	<b>L / bw</b>	<b>Chequea</b>
	mm	mm	N / A	N / A
I	300	4000	13.33	Sí
II	300	4000	13.33	Sí
III	300	4000	13.33	Sí
IV	300	4000	13.33	Sí

Además de la revisión anterior tenemos una revisión que, para complementar el chequeo anterior, utiliza la relación alto / base, tal como se propone a continuación:

$$\left(\frac{L}{bw}\right)\left(\frac{h}{bw}\right) \leq 148$$

Ecuación 6.2 de la norma NR-7

Debe recordarse que L para estas ecuaciones representan la luz libre de los elementos, cualquier restricción que limite la deformación libre de la viga o elemento a flexión ayuda a reducir la longitud total L. se hace mención que si un elemento a flexión, según considerado por AGIES, que no tenga un diafragma rígido, losa monolítica o bien que este aislado debe limitarse el resultado de la ecuación en 2/3. De nuevo realizamos el siguiente cuadro para revisar el estado de las vigas propuestas.

Tabla: 34: Cuadro para revisar ecuación 6.2 de la norma NR-7

	<b>L</b>	<b>h</b>	<b>bw</b>	<b>(L/b)(h/b)</b>	<b>Chequea</b>
	mm	mm	mm	N / A	N / A
I	4000	750	400	18.75	Sí
	4000	600	300	26.67	Sí
II	4000	750	400	18.75	Sí
	4000	600	300	26.67	Sí
III	4000	750	400	18.75	Sí
	4000	600	300	26.67	Sí
IV	4000	750	400	18.75	Sí
	4000	600	300	26.67	Sí

En la tabla anterior mostramos los valores críticos de longitud y estudiamos ambas secciones de viga propuestas. En todos los casos se demostró que efectivamente las secciones de viga no sufren efectos de inestabilidad lateral.

Los chequeos anteriores son todo lo que se especifica por geometría para vigas o elementos a flexión diseñados para marcos especiales.

El inciso 6.2.2 de la norma NR-7 dicta los requerimientos necesarios para refuerzo longitudinal en elementos a flexión. Primero indica que debe trabajarse con los criterios de marcos ordinarios, luego se muestran las propuestas específicas para marcos especiales. Se inicia con los límites superiores de refuerzo de acero. Hay dos fórmulas propuestas, ambas utilizan relaciones entre las resistencias del concreto y el acero. Todos los valores de las propiedades antes mencionadas deben proveerse en kilogramos por centímetro cuadrado.

$$\rho \leq \frac{70}{f_y}$$

Ecuación 6.3 de la norma NR-7

La ecuación anterior propone un límite superior de  $\rho = 70 / 2800 \text{ Kg/cm}^2 = 0.025$ , el mismo valor que se propone para marcos ordinarios. La función de esta ecuación es reducir, por debajo del valor propuesto para marcos ordinarios, el porcentaje de acero máximo cuando la resistencia a fluencia del acero supera los 280 MPa (unos 40000 psi). Esta reducción permite que el acero fluya permitiendo que las fallas por flexión en elementos a flexión como vigas sean hasta cierto punto visible. Permitir que exista fluencia en el acero antes del colapso de una viga por flexión hace que esta falla tome algo de tiempo en suceder, evitando fallas bruscas o repentinas como sucede con las fallas por cortante.

$$\rho \leq \rho' + 0.5 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Ecuación 6.4 de la norma NR-7

La ecuación anterior está en función de conocer el porcentaje de refuerzo compresivo de la sección de concreto. Se propone que el máximo acero a tensión puede ser hasta un 50% de un refuerzo balanceado más la misma cantidad de refuerzo que aquella ubicada en la región a compresión.

Realizando un ejemplo de dicha ecuación, dado que todavía no tenemos una sección final bajo los criterios de marcos especiales, tomaremos la viga del eje A de la estructura redundante sin muros. Se encontró que solo requiere un refuerzo mínimo de 4 varillas No.7. Entonces  $\rho' = A's / bd = 1555 \text{ mm}^2 / (700 \text{ mm} * 400 \text{ mm}) = 0.0056$ . Ahora evaluando la ecuación y utilizando los valores de  $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$  &  $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ .  $\rho = 0.0056 + 0.5 * 0.1 * 0.6818 = 0.03969$ .

Hay un inciso que permite realizar ciertas modificaciones dentro del análisis. El inciso 6.2.2.2 habla de una redistribución de esfuerzos flectores. Se comenta que para evitar una producción de mecanismos de colapso se permiten, en elementos donde hay certeza que formaran articulaciones plásticas pueden subreforzarse redistribuyendo los momentos flectores. Este proceso se realiza para permitir que elementos como vigas puedan formar articulaciones plásticas sin afectar columnas o bien permitiendo controlar en qué puntos se desean articular. Este proceso está orientado a ser

aplicado solamente en los momentos negativos, que para combinaciones sísmicas pueden manipularse hasta en un 25%, pero solamente hasta un 15% en combinaciones gravitacionales.

El criterio anterior queda en manos del analista y bajo su responsabilidad hasta donde desea optar por manipular las articulaciones plásticas. Puede no utilizarse este recurso, ya que promueve el deterioro sísmico y su uso generalizado puede reducir la capacidad estructura global de resistir cargas sísmicas. Pero también se permite su uso, no indiscriminado, para controlar las articulaciones plásticas que inevitablemente se puedan formar en vigas o columnas.

Las primeras revisiones de la distribución del refuerzo de acero se realizan en el inciso 6.2.2.3. Se inicia con la propuesta de que las varillas longitudinales, dentro de la región previamente determinada para confinamiento, no deben estar separadas entre ellas más de 29 centímetros. Esto no sería posible considerando nuestra sección de 40 centímetros de base para vigas principales y menos con una base de 30 centímetros para la viga secundaria. Las varillas dentro de estas zonas se especifica que tendrán soporte lateral provisto por esquinas de estribos o eslabones enganchados al estribo perimetral. Esta provisión adicional a las varillas longitudinales provee un método de confinamiento adicional. Se calcula el área de esos eslabones por medio de la ecuación:

$$A_e \geq \left( \frac{A_{se}}{16} \right) \left( \frac{f_y}{f_{yh}} \right) \left( \frac{S}{15} \right) \quad \text{Ecuación 6.5 de la norma NR-7}$$

Este grupo de estribos deben proveerse específicamente para cada viga, su cálculo se realizará para las vigas previamente diseñadas. Se reconoce que la separación puede ser la misma que los estribos propuestos para resistir cortante.

Tabla 35: Área de varillas para estribos de soporte lateral según Ecuación 6.5 norma NR-7

	Ase	fy	fyh	S	Ae	No. Var
	cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	##
Viga eje A estructura redundante sin muros	15.48	2800.00	2800.00	17.50	1.13	No. 4
Viga eje A estructura redundante con muros	15.48	2800.00	2800.00	10.00	0.65	No. 3
Viga eje 2 estructura no redundante 5 niveles	34.83	2800.00	2800.00	17.50	2.54	2 No. 4
Viga eje 2 estructura no redundante 8 niveles	51.61	2800.00	2800.00	17.50	3.76	2 No. 5

Adicionalmente a esta provisión se hacen de nuevo recomendaciones para ubicación de empalmes en vigas. Estas son recomendaciones constructivas que ayudan a garantizar el correcto funcionamiento estructural del elementos de concreto reforzado.

Se indica que los empalmes por traslape no deben usarse en una serie de casos, estos casos son en nudos viga contra columna o cualquier unión de elementos, tampoco dentro de una distancia de peralte y medio fuera del nudo en elemento y finalmente se recomienda no permitir los empalmes dentro de secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales post-elásticos. Adicionalmente se limita el espaciamiento entre estribos a una distancia máxima de 12 diámetros de varilla o  $d/3$  dentro de la región de empalme.

Se provee un detalle adicional, igual al de los nudos de marcos ordinarios, para ubicación de ganchos y longitudes de desarrollo de varillas longitudinales. Es importante observar que siempre hay que anclar las varillas en la cara opuesta de un nudo o bien en muñones que sean diseñados a cortante con estribos según lo estipulado para marcos ordinarios.

En resumen, el refuerzo longitudinal de las vigas no se altera por encima de la decisión de redistribuir momentos dentro de las regiones de momentos negativos, se hace ver que está prohibida la redistribución de momentos positivos al centro del claro de una viga. Pero si se corrige el diseño para refuerzo transversal antes trabajado.

El inciso 6.2.3 de refuerzo transversal estudia los efectos de cortante cuando las vigas llegan al punto de flexión máxima. Se determina que hay una variación en la forma en que se da el comportamiento de estos elementos cuando se llega casi al punto de colapso. Se provee un refuerzo especial para resistir cortante y no permitir que la falla sea por corte. El modo de cálculo y diseño es diferente al propuesto para marcos ordinarios. En realidad el refuerzo calculado en esta sección se propone como refuerzo principal en vez del encontrado para marcos ordinarios, a menos que se encuentre que sea menor de lo especificado.

El proceso es algo complejo, se asume que ambos extremos de la viga desarrollan simultáneamente su momento plástico para generar la articulación plástica, entonces se analiza la resistencia última de esa sección diseñada. Adicionalmente de la capacidad de la viga se estudian dos momentos flexionantes máximos. Uno en cada extremo para el refuerzo superior y otro para el refuerzo inferior. Por estática se combinan los momentos alternos. Esto genera un corte en función de los momentos plásticos. Este es el corte plástico que se trabaja con una nueva combinación de cargas gravitacionales. El corte gravitacional se analiza fácilmente para una viga simplemente apoyada, ya que estamos asumiendo articulaciones plásticas en ambos extremos. La combinación es  $1.2M+1.0V$ , que se suma al corte plástico para encontrar el corte de diseño o  $V_{dis}$ .

$$M_p = \phi A_s 1.25 f_y (d - a / 2)$$

Ecuación para determinar momento plástico

Para esta ecuación y todos los cortantes determinados de esta forma  $\phi = 1.00$ , adicionalmente se puede ver que  $f_y$  esta magnificado por 1.25 o bien la sobre resistencia del acero. Esta ecuación provee los momentos plásticos en los extremos,  $A_s$  será entonces el acero de refuerzo tanto arriba como debajo de ambos extremos. La altura equivalente del bloque compresivo se calculará de forma similar:

$$a = A_s * 1.25 * f_y / 0.85 F_c b$$

Ecuación para determinar el valor de a.

Con estos valores tendremos entonces cuatro momentos plásticos, si consideramos los momentos así:  $M_{p1}$  el momento plástico en el extremo i con el refuerzo superior,  $M_{p2}$  el momento plástico en el extremo i con el refuerzo inferior,  $M_{p3}$  el momento plástico en el extremo j con el refuerzo superior,  $M_{p4}$  el momento plástico en el extremo j con el refuerzo inferior. Ya teniendo en cuenta que los extremos i y j con extremos opuestos entonces podemos determinar:

$V_p = (M_{p1} + M_{p4})/L$  ó  $(M_{p2} + M_{p3})/L$  tomando el que sea mayor. A este valor se le agrega los cortantes resultado de aplicar una carga gravitacional combinada tal y como se expuso con anterioridad. Este valor final es el que se considera como  $V_{dis}$ . Luego se diseña igual que como se trabajo antes, pero se pide que solamente se considere la mitad de la resistencia a corte de la sección de concreto para la región confinada.

$$\frac{A_v}{S} = \left( \frac{V_{dis} - V_c / 2}{df_{yt}} \right)$$

Ecuación 6.6 de la norma NR-7

La ecuación anterior como puede verse es igual a la propuesta por ACI para determinar el refuerzo a corte, pero aplica solamente la mitad de  $V_c$ . Cuando estemos en la región no confinada podemos utilizar de nuevo  $V_c$  completo sin estar dividido entre dos. A continuación empezaremos a diseñar de nuevo los refuerzos a corte de las vigas de concreto reforzado antes trabajadas.

Se hace ver que todo este proceso es prácticamente otro análisis estructural de nuevo. Se recomienda que una vez se halla determinado que una estructura deba diseñarse por marcos especiales, ya sea por nivel de protección o elección propia del sistema estructural, se realice un análisis con la combinación específica de 1.2M+1.0V o bien se realicen análisis separados para carga muerta y viva que luego se puedan combinar por medio de superposición. Tomar en consideración la

superposición de cargas debe realizarse con cuidado cuando uno desconoce las propiedades del proceso de análisis y también deben conocerse las limitaciones de superponer cargas resultantes de un análisis estructural.

Empecemos con la viga del eje A de la estructura redundante sin muros, tenemos una en el nivel 4 y una en el nivel 5, pero ambas requerían solamente un refuerzo mínimo y al momento de analizarlas bajo una carga distribuida igual el resultado del corte será el mismo, entonces el refuerzo transversal de ambas será igual bajo este proceso de análisis. Tomando tres puntos diferentes de análisis, uno en cada extremo y uno al centro podemos estudiar el refuerzo necesario en la región confinada y fuera de ésta.

Tabla 36: Diseño de refuerzo de corte para estructura redundante sin muros con  $V_{dis}$ .

	mm <sup>2</sup>		N-mm		N		mm	
As1	1555.00	M <sub>p1</sub>	365417854	V <sub>p1</sub>	127851.4	L	5716.29	
As2	1555.00	M <sub>p2</sub>	365417854	V <sub>p2</sub>	127851.4			
As3	1555.00	M <sub>p3</sub>	365417854	V <sub>p</sub>	127851.4			
As4	1555.00	M <sub>p4</sub>	365417854					
V <sub>grav</sub>	f <sub>y</sub>	f' <sub>c</sub>	b	d	V <sub>dis</sub>	V <sub>c</sub> ó V <sub>c</sub> /2	V <sub>dis</sub> - V <sub>c</sub>	S
N	MPa	MPa	mm	mm	N	N	N	mm
50926.85	280.00	28.00	400.00	700.00	178778.3	125937.8	52840.49	956.9934
23098.24	280.00	28.00	400.00	700.00	150949.6	251875.5	-100926	mínimo
54593.67	280.00	28.00	400.00	700.00	182445.1	125937.8	56507.31	894.8931

Como se puede comparar con la tabla 19, el refuerzo necesario para resistir corte en los extremos es mucho mayor, los espaciamientos son menores, utilizando la misma varilla de refuerzo para estribos. De forma variante al centro del claro no parece necesitar refuerzo, especialmente que si se puede considerar toda la contribución de la sección de concreto fuera de la región confinada. Luego se deben realizar las revisiones de espaciamiento mínimo.

Se plantea que la región de confinamiento ahora debe ser aun mayor, propuesta de la siguiente forma: una longitud igual a  $2d$  desde el rostro del elemento, a una distancia de  $2h$  desde los apoyos, a ambos lados de un punto donde pueda ocurrir fluencia por derivas laterales post-elásticas y para cualquier punto donde haya mas del 50% del porcentaje balanceado de acero.

Como la mayoría de refuerzo longitudinal esta cerca del mínimo esta ultima condición no será revisada frecuentemente en este trabajo, el porcentaje balanceado se muestra como parte de la ecuación 6.4 de la norma NR-7, y no toma en cuenta el porcentaje de refuerzo a compresión  $\rho'$ .

Entonces nuestra región de confinamiento será de 1400 mm, en vez de 700 mm. Los espaciamientos mínimos están propuestos para estar por debajo de  $d/4$ , 8 diámetros de varilla longitudinal, 24 diámetros de varilla de estribo o 20 centímetros. Los espaciamientos calculados en base al refuerzo de la viga sería  $S = \{175\text{mm}, 178\text{mm}, 305\text{mm}, 200\text{mm}\}$  Al tomar el mínimo cumplimos con el espaciamiento de la región confinada, una vez mas  $S = 175\text{mm}$ .

El resultado del proceso son las vigas de los niveles 4 y 5 del eje A de la estructura redundante sin muros con refuerzo superior e inferior de 4 No.7 con estribos a cada 175mm dentro de la región de confinamiento de  $L = 1400\text{mm}$ . Fuera de la región de confinamiento se mantiene el mínimo establecido para marcos ordinarios de 350 mm.

Dado que se mantuvo el refuerzo longitudinal entonces podemos decir que de la tabla 35 las varillas No.4 para soporte lateral si aplican. Mientras no haya cambios dentro de los esquemas principales de refuerzos longitudinales los soportes laterales por medio de estribos o eslabones propuestos en la ecuación 6.54 de la norma NR-7 se mantendrán.

Ahora realizamos el mismo proceso para la vigas del eje A de la estructura redundante con muros, primero encontramos los momentos flectores que originen articulaciones plásticas, luego encontramos el corte que produce la nueva combinación propuesta en el inciso 6.2.3 y lo agregamos al corte resultante de los momentos plásticos combinados en los extremos de la viga. Finalmente realizamos el diseño del refuerzo transversal. Este proceso es igual para todos los elementos a flexión considerados como tales.

Tabla 37: Diseño de refuerzo de corte para estructura redundante con muros con  $V_{dis}$ .

	mm <sup>2</sup>		N-mm		N		mm	
As1	1555.00	Mp1	365417854	Vp1	127851.4	L	5716.29	
As2	1555.00	Mp2	365417854	Vp2	127851.4			
As3	1555.00	Mp3	365417854	Vp	127851.4			
As4	1555.00	Mp4	365417854					
<b>V<sub>grav</sub></b>	<b>f<sub>y</sub></b>	<b>f'<sub>c</sub></b>	<b>b</b>	<b>d</b>	<b>V<sub>dis</sub></b>	<b>V<sub>c</sub> ó V<sub>c</sub>/2</b>	<b>V<sub>dis</sub> - V<sub>c</sub></b>	<b>S</b>
N	MPa	MPa	mm	mm	N	N	N	mm
2146.46	280.00	28.00	400.00	700.00	129997.87	125937.76	4060.11	12454.85
14176.97	280.00	28.00	400.00	700.00	142028.37	251875.52	-109847.15	mínimo
16724.66	280.00	28.00	400.00	700.00	144576.06	125937.76	18638.30	2713.12

Aquí podemos analizar una variación interesante, para esta misma viga, una combinación sísmica requería mucha mayor resistencia a corte, también se combinó con el efecto de torsión. Se puede ver que ambos efectos combinados requieren mas refuerzo a cortante que la combinación producida de los momentos plásticos y la carga gravitacional. Para esta situación siempre debe considerarse que debe gobernar el caso mas critico o en este caso el refuerzo más critico. Para justificar y poder cumplir con ambos criterios se dice que se propone el refuerzo de estribos con varilla No.4 separados 100mm, luego se revisarán los requerimientos de marcos ordinarios y luego se revisaran los requerimientos de marcos especiales. Con esa distribución de estribos la viga cumple con ambos, aunque el caso critico en esta situación no fuera la revisión de marco especial. Se debe reconocer que los muros dentro de esta situación afectan el comportamiento de la estructura, usualmente marcos portales sin muros tienden a generar mayores momentos en las vigas por lo cual considerar el momento plástico y su corte respectivo suelen ser grandes. Aun más cuando se combinan con las cargas gravitacionales. De nuevo se debe recordar que tanto el trabajo propuesto para marcos ordinarios como marcos especiales son requerimientos y por algo es que se pide que para marcos especiales todavía se revisen los requerimientos de marcos ordinarios, porque no siempre son criticas las mismas combinaciones.

Entonces para las vigas diseñadas de la estructura redundante con muros se dejaran igual dado que si revisan adecuadamente los requerimientos de marcos especiales, adicionalmente se proponen los eslabones de soporte lateral con varilla No.3.

Ahora iniciamos las revisiones de corte para la viga del Eje 2, del quinto nivel de la estructura no redundante de cinco niveles. De nuevo el proceso es el mismo y se puede manejar la misma tabla para realizar las revisiones necesarias.

Tabla 38: Diseño de refuerzo de corte para estructura no redundante de 5 niveles con  $V_{dis}$ .

	mm <sup>2</sup>		N-mm		N		mm	
As1	3484.00	Mp1	775484603	Vp1	248270	L	5716.29	
As2	2839.00	Mp2	643698891	Vp2	248270			
As3	3484.00	Mp3	775484603	Vp	248270			
As4	2839.00	Mp4	643698891					
<b>V<sub>grav</sub></b>	<b>f<sub>y</sub></b>	<b>f'<sub>c</sub></b>	<b>b</b>	<b>d</b>	<b>V<sub>dis</sub></b>	<b>V<sub>c</sub> ó V<sub>c</sub>/2</b>	<b>V<sub>dis</sub> - V<sub>c</sub></b>	<b>S</b>
N	MPa	MPa	mm	mm	N	N	N	mm
86214.45	280.00	28.00	400.00	700.00	214065.85	125937.76	88128.09	573.80
42936.52	280.00	28.00	400.00	700.00	170787.93	251875.52	-81087.60	mínimo
84940.80	280.00	28.00	400.00	700.00	212792.20	125937.76	86854.44	582.22

Como se puede comparar contra la tabla 22, los resultados esta ocasión son bastante similares, los requerimientos de espaciamiento son cercanos a los 60 centímetros de espaciamiento con el mismo refuerzo de estribos con varilla No.4. Aunque no realizamos esta revisión para la estructura redundante con muros, era por el espaciamiento tan cercano que si pasa los chequeos mínimos, pero en este caso revisamos si 600mm son adecuados o no. Los espaciamientos mínimos están propuestos para estar por debajo de  $d/4$ , 8 diámetros de varilla longitudinal, 24 diámetros de varilla de estribo o 20 centímetros. Los espaciamientos calculados con base al refuerzo de la viga seria  $S = \{175\text{mm}, 178\text{mm}, 305\text{mm}, 200\text{mm}\}$  Iguales a los de la viga del Eje A de la estructura redundante sin muros. Al tomar el mínimo cumplimos con el espaciamiento de la región confinada, una vez mas  $S = 175\text{mm}$ . Para la región no confinada tomamos el mínimo propuesto para marcos ordinarios, el que antes se había ya considerado.

El resultado es dejar el refuerzo antes provisto, pero sí se puede apreciar que este proceso en secciones menores de concreto, luego de alguna optimización de la sección, proveería casos críticos donde los espaciamientos probablemente sean mucho menores. También debe considerarse que las secciones inicialmente propuestas son bastante grandes y proveen suficiente resistencia propia del concreto para requerir acero mínimo en muchos casos. Siempre es bueno considerar iteraciones de cambio donde se balancee un poco la cuantía de refuerzo de acero contra la sección de concreto.

Finalmente se trabajará con la viga del eje 2 de la estructura no redundante de 8 niveles, utilizando de nuevo la misma plantilla de hoja de cálculo y las cargas gravitacionales obtenemos los siguientes resultados.

Tabla 39: Diseño de refuerzo de corte para estructura no redundante de 8 niveles con  $V_{dis}$ .

	mm <sup>2</sup>		N-mm		N		mm	
As1	5161.00	Mp1	1.093E+09	Vp1	361822.3	L	5716.29	
As2	4516.00	Mp2	975206956	Vp2	361822.3			
As3	5161.00	Mp3	1.093E+09	Vp	361822.3			
As4	4516.00	Mp4	975206956					
<b>V<sub>grav</sub></b>	<b>f<sub>y</sub></b>	<b>f'<sub>c</sub></b>	<b>b</b>	<b>d</b>	<b>V<sub>dis</sub></b>	<b>V<sub>c</sub> ó V<sub>c</sub>/2</b>	<b>V<sub>dis</sub> - V<sub>c</sub></b>	<b>S</b>
N	MPa	MPa	mm	mm	N	N	N	mm
76433.00	280.00	28.00	400.00	700.00	204284.40	125937.76	78346.64	645.44
30134.70	280.00	28.00	400.00	700.00	157986.10	251875.52	-93889.42	mínimo
73695.30	280.00	28.00	400.00	700.00	201546.70	125937.76	75608.94	668.81

Podemos ver que los casos críticos de la viga del último nivel de esta estructura de ocho niveles no son, en general, las más críticas o demandantes. El efecto del sismo puede ser crítico en

muchas ocasiones y aunque la demanda no es demasiado diferente de las combinaciones tradicionales y los requerimientos de marcos ordinarios debe recordarse que ahora estamos dentro de un diseño jerárquico. Esto sirve de guía para ver que si las vigas no siempre son críticas bajo estos casos entonces no son los elementos más importantes dentro de la jerarquía de capacidad.

Para concluir las revisiones propuestas para vigas bajo marcos especiales debemos revisar los espaciamientos máximos permitidos, de nuevo hacemos referencia a que los eslabones de soporte lateral serán los mismos que se trabajaron antes ya que no hubo alteraciones en el refuerzo longitudinal. Los espaciamientos máximos son  $S = \{175\text{mm}, 229\text{mm}, 305\text{mm}, 200\text{mm}\}$  La región de confinamiento para las secciones anteriores de viga en concreto también aumentaron a  $L = 1400\text{mm}$ . Esto es debido a que se debe revisar una región confinada de  $2d$  desde el rostro del elemento o  $2h$  desde el punto de apoyo. Dado que se utilizó siempre secciones uniformes este valor aplica para las cuatro estructuras propuestas. Los esquemas de estas vigas se mostraran en el Apéndice 4.

**2. Diseño de columnas según NR-7, 6.3.** Las columnas como elementos estructurales siempre tienen una demanda para cargas axiales y usualmente momento. Dentro de la norma NR-7 se reconocen a este tipo de demanda como elementos sujetos a flexión y carga axial. Utilizando la misma discriminante del inicio, pero en diferente rango, se limitan a esta sección los elementos que tengan cargas axiales aplicadas por encima de  $0.10 A_g f_c$ .

Hay que reconocer que dentro de las revisiones de vigas o bien elementos a flexión se propone que si un elemento tiene dimensiones laterales demasiado grandes se debe trabajar como muro o dintel. Dentro de las especificaciones de muros, se indica que se trabajen de forma similar a columnas utilizando diagramas de interacción entre carga axial y momentos cuando ambas estén presentes. Todo esto nos lleva a que, comparando, el comportamiento de las columnas antes trabajadas podría empezarse a decir que algunas deben ser trabajadas para resistir solamente momentos, pero estas columnas tienen momentos biaxiales y dimensiones que las clasifican como muros y suficiente carga axial como para influenciar en el comportamiento, requiriendo el uso de diagramas de interacción. Por lo tanto, considerando que tampoco tienen una longitud mayor o un comportamiento de placa propiamente dicha, se seguirán trabajando las columnas bajo los criterios de elementos sujetos a flexión y carga axial.

Primero se inician las consideraciones de geometría, en el inciso 6.3.1, que toda dimensión, medida a través del centroide geométrico de la sección transversal de la columna, no tendrá una

dimensión menor a 30 centímetros. Se reconoce que la menor dimensión en las columnas antes diseñadas era de 160 centímetros. Entonces reconocemos que todas las columnas cumplen con este criterio.

Se estipula que la relación entre dimensiones ortogonales menor a mayor debe ser mayor a 0.40, esto podría llevar a tener un comportamiento parecido más a un muro que a una columna. Pero todas las columnas propuestas tienen ambos lados iguales por lo que la relación es de 1.00 que es mayor a 0.40. Para esto también todas las columnas cumplen esta revisión geométrica.

Se define que hay un margen para la carga axial, no debe aplicarse más de 0.60  $A_g F_c$  de carga axial a una columna. Esto propone un margen de entre el 60% al 10% de carga axial aplicada a columnas respecto de su resistencia bruta. Considerando que nuestras columnas tienen demasiada sección transversal para poder resistir momentos, entonces no será frecuente encontrar columnas cuya carga axial pase por encima de dicho valor, de todas formas esta es una revisión que debe realizarse.

Dentro del inciso 6.3.3 de la norma NR-7 se inicia otro proceso de análisis planteado para proveer una mejor resistencia a la columna, se habla del proceso de diseño por capacidad de columnas. Se reconoce que este criterio está satisfecho al cumplir con el procedimiento planteado en AGIES, otras normas proponen mejor plantear una comparación de resistencia entre los elementos que tienen una conectividad entre ellos. AGIES entonces plantea recalcular los momentos así:

$$M_{cap} = K_r K_m M_{su}$$

Ecuación 6.8 de la norma NR-7

Cuando se trabaja por el proceso de diseño por capacidad, usualmente se trabaja de forma similar a como se trabajaron las vigas de marcos especiales. Primero se obtiene una respuesta estructural de aplicar las fuerzas a la estructura y se determinan las reacciones de las cargas estáticas, pero las dinámicas pueden o no combinarse directamente. Por ello algunas combinaciones tienen los efectos dinámicos que son combinables directamente con los resultados de cargas estáticas para casos donde la estructura no requiere un estudio especial. Pero, para determinar una jerarquía especial de la resistencia de los elementos estructurales sí se debe trabajar una forma diferente de combinar efectos dinámicos con estáticos.

$M_{su}$  puede considerarse como los momentos aplicados solamente por efecto sísmico, este análisis debe comprender no solamente la respuesta propia de la estructura sino también debe

proveer los efectos P- $\Delta$ . Esto garantiza que se consideraron adecuadamente las deflexiones propias de los momentos y que si se calcularon los efectos adicionales de tener excentricidad en las cargas axiales presentes. De no tener o poder realizar un análisis P- $\Delta$  adecuado deberá buscarse un proceso de magnificación de momentos por esbeltez que garantice resultados adecuados que sean aproximadamente iguales a los que resultarían de un análisis P- $\Delta$ .

El factor de sobre resistencia descrito en AGIES debe considerarse en función de la resistencia nominal del refuerzo de acero provisto, para acero de 280 MPa nuestro factor será de 1.25/0.9. El factor de magnificación para columnas propuesto en el inciso 6.3.3 será de 1.3 dado que como se ha mencionado con anterioridad, la regularidad y simetría de las edificaciones propuestas permite utilizar el método de la fuerza estática equivalente pero se optó por el método del análisis modal espectral.

En resumen el factor combinado que multiplicara los momentos resultantes  $M_{su}$  será de 1.80.

El inciso 6.3.3.1 habla del proceso de diseño para flexo-compresión en columnas. Se propone estudiar  $M_{dis}/\phi$ , donde  $M_{dis}$  se determina de forma similar a  $V_{dis}$  para vigas. En este caso tendremos que considerar el momento que genera la combinación gravitacional propuesta en la norma NR-2, esta es 1.4M+1.7V. Comparada contra 1.2M+1.0V para vigas podemos ver que el efecto esperado es mucho mayor en columnas. Adicionalmente se propone que si el momento de la combinación gravitacional se suma al efecto de  $M_{su}$  se puede obtener  $M_{dis}$ . Se permite entonces que para este proceso  $\phi=1.00$ . Se debe tener claro que este requerimiento puede ser demasiado grande para algunas columnas. Se permite que si alguna columna no logra chequear por algún motivo este criterio, puede dejarse así. Pero en cada nivel, al menos 80% de las columnas debe diseñarse por medio de este procedimiento para dar por satisfecho el diseño por capacidad. El proceso de diseño para columnas que no puedan revisarse por medio de este procedimiento deberá trabajarse de forma tradicional con la combinación crítica.

Si en alguna situación, como en el primer nivel de una edificación, ninguna columna logra pasar los chequeos antes mencionados, deberá realizarse un proceso de diseño tradicional, con una combinación crítica, pero reducirse el valor de  $\phi$  a 0.50. Además debe confinarse toda la longitud de la columna por completo.

La revisión de resistencia de las columnas será igual, solamente que  $\phi=1.00$  aplicando Mdis y los diagramas de interacción. Entonces ahora procedemos a mostrar las cargas que aplicaremos a las columnas previamente diseñadas. En este caso se esta dando por hecho que el refuerzo antes diseñado podrá ser sustituido por el resultante de este procedimiento.

Para iniciar el proceso de diseño tomamos las cargas aplicadas a la misma columna antes trabajada, la columna de esquina de la estructura redundante sin muros. Y calculamos los momentos de diseño aplicables.

Tabla 40: Momentos de diseño para columna de estructura redundante sin muros.

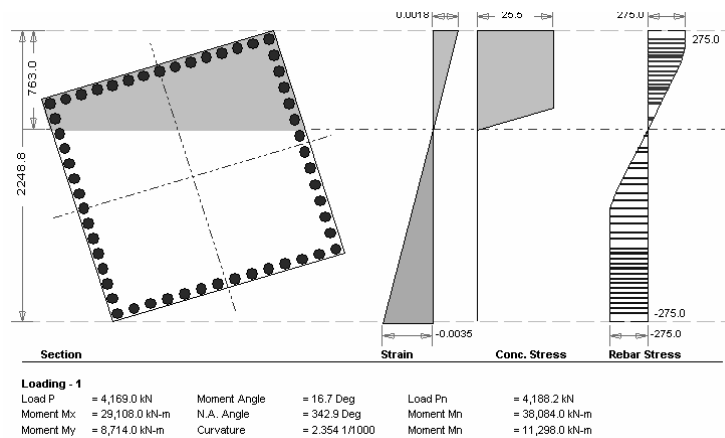
Msu X	Msu Y	Kr * Km
N-mm	N-mm	N / A
16165910000.00	4823927000.00	1.80
13863590000.00	4144598000.00	1.80
11569790000.00	3467820000.00	1.80

Mcap X	Mcap Y	Mgrav X	Mgrav Y	Mdis X	Mdis Y	P
N-mm	N-mm	N-mm	N-mm	N-mm	N-mm	N
29098638000.00	8683068600.00	8963323.00	31163110.00	29107601323.00	8714231710.00	4169044.00
24954462000.00	7460276400.00	12062860.00	41939390.00	24966524860.00	7502215790.00	3977724.00
20825622000.00	6242076000.00	33087050.00	115034900.00	20858709050.00	6357110900.00	3786403.00

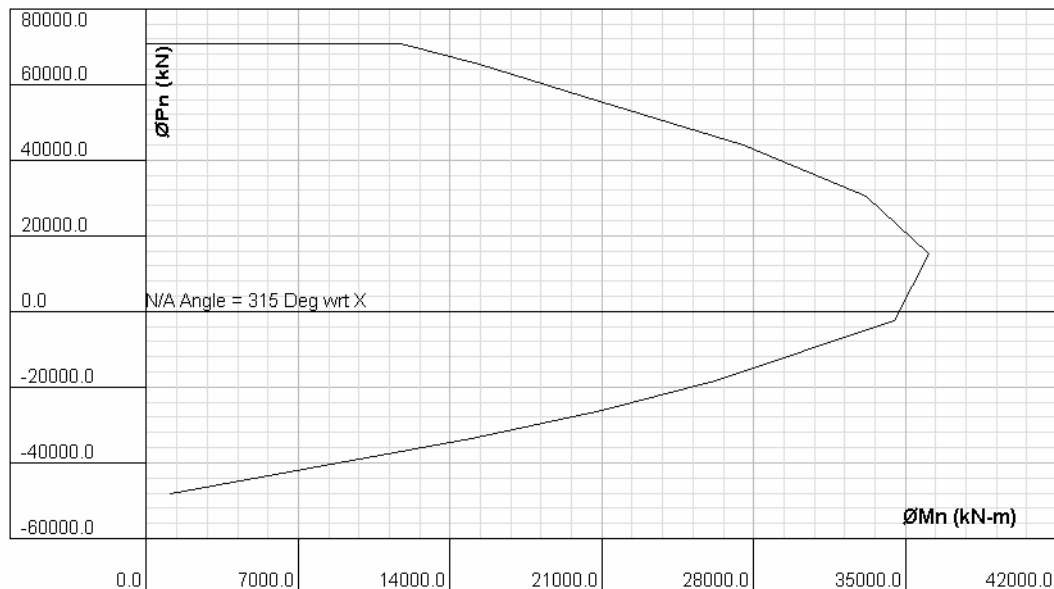
Dado que no hay una especificación por parte de AGIES para alterar o magnificar P, se considera práctico tomar la carga axial mayor provista por las combinaciones de AGIES, o en su defecto la que provoque la situación mas crítica. En algunas ocasiones una carga axial mínima puede permitir que los momentos sena tan críticos que produzcan fallas por flexión. Los momentos a aplicar serán:  $M_x = 29108 \text{ KN-m}$ ,  $M_y = 8714 \text{ KN-m}$  &  $P = 4169 \text{ KN}$ .

Gráfico 37: Esquema de esfuerzos de la columna diseñada para estructura redundante sin muros.



Como se puede ver en la representación de la columna, el acero provisto es masivo. Se manejó un porcentaje máximo del 6%, o sea  $\rho = 0.06$ . La sección se ha mantenido igual, pero no así su refuerzo. Para marcos ordinarios se pide un máximo de  $\rho = 0.045$  pero ahora en marcos especiales se permite hasta 0.06 para acero con resistencia de 280 MPa. Pero en caso se utilice acero con resistencia mayor a la antes mencionada de nuevo se reduce a 0.045 el porcentaje máximo permitido.

Gráfico 38: Diagrama de interacción de columna de esquina diseñada para marco especial.



Como se puede apreciar, los cálculos realizados son los mismos. También así las gráficas resultantes de los diagramas de interacción. De esto el proceso es igual de complejo que para marcos ordinarios pero las cargas o momentos que las columnas deben resistir son mayores. Para los siguientes casos ya no se mostrarán sus diagramas de interacción, pero se seguirán revisando los requerimientos que la norma NR-7 pide. Estos requerimientos sí se mostrarán.

Hasta el momento solamente se ha diseñado la columna y se ha determinado un porcentaje de acero a proveer. Si bien la distribución y ubicación del mismo esta siempre en manos del analista, hay algunas recomendaciones y requerimientos que se provee el AGIES que deben revisarse. El inciso 6.3.4 de refuerzo longitudinal provee los lineamientos finales del refuerzo provisto.

Primero se provee los nuevos límites a la cantidad de refuerzo de acero que se permiten, el mínimo es el mismo,  $\rho=0.008$ . Pero ahora para acero con resistencia de 280MPa se provee un

máximo de  $\rho=0.06$ . Pero cuando se utilice un acero de refuerzo con resistencia mayor el porcentaje de nuevo se reduce a  $\rho=0.045$ . Luego se habla de la distribución adecuada de varillas, las cuales no deben tener separación mayor entre ellas de 20 centímetros lateralmente. Los estribos de soporte lateral no deberán estar espaciados más de 35 centímetros. El diámetro de esos estribos deberá ser de al menos 1/16 del diámetro de las varillas que soportan. Se habla de los traslapes, que debe realizarse en la parte media de la columna y tener estribos tal y como se especifico para vigas sometidas a flexión. Finalmente se dan los requerimientos de uniones mecánicas para las varillas.

Todas las revisiones anteriores son necesarias para refuerzo longitudinal, además de revisar que la carga axial este por debajo de  $0.60 A_g f_c$ . En el caso de esta columna seguro está por debajo de dicho valor.

Ahora iniciamos el proceso de diseño de la columna de la estructura redundante con muros. De nuevo debemos obtener los momentos de diseño tomando solamente el efecto sísmico por un lado y por el otro el momento derivado de las cargas gravitacionales.

Tabla 41: Datos para diseño por capacidad de columna de estructura redundante con muros.

<b>M<sub>su</sub> X</b>	<b>M<sub>su</sub> Y</b>	<b>K<sub>r</sub> * K<sub>m</sub></b>				
N-mm	N-mm	N / A				
12275760000.00	3578729000.00	1.80				
10146900000.00	2948730000.00	1.80				
8027528000.00	2321857000.00	1.80				
<b>M<sub>cap</sub> X</b>	<b>M<sub>cap</sub> Y</b>	<b>M<sub>grav</sub> X</b>	<b>M<sub>grav</sub> Y</b>	<b>M<sub>dis</sub> X</b>	<b>M<sub>dis</sub> Y</b>	<b>P</b>
N-mm	N-mm	N-mm	N-mm	N-mm	N-mm	N
22096368000.00	6441712200.00	4239477.00	4272506.00	22100607477.00	6445984706.00	3158178.00
18264420000.00	5307714000.00	5705614.00	5750064.00	18270125614.00	5313464064.00	2966858.00
14449550400.00	4179342600.00	15649980.00	15771910.00	14465200380.00	4195114510.00	2775537.00

La tabla de datos anterior muestra que de nuevo los momentos son menores a los generados por la estructura sin muros. Es bueno siempre poder comparar algunos datos generales para ver cómo los diferentes sistemas estructurales proveen mejores respuestas antes diferentes tipos y condiciones de carga.

Realizando todo el proceso de análisis de columna y sus diagramas de interacción encontramos que la resistencia de la columna para la combinación crítica es debidamente resistida con una sección mayor y el porcentaje máximo de acero. La sección debe ser ahora de 1.65m x 1.65m con  $\rho = 6.00\%$ . Lo cual provee una resistencia de  $M_{nx} = 28989$  KN-m,  $M_{ny} = 8609$  KN-m &  $P_n = 3163$  KN.

De nuevo se deben revisar los requerimientos de distribución de varillas de acero, en estas secciones se mantiene el uso de varillas No.11. Si por algún motivo no se llega a cumplir con la demanda se utilizarán hasta unas varillas No.14. La sección de la columna ahora con varillas No.11 y un poco más de sección pueda que empiece a requerir una iteración nueva del análisis para revisar si es importante de revisar o no el cambio en su sección. Al menos para esta estructura con muros pueda que no tenga tanto peso los cambios realizados en su sección como lo serian en otras estructuras.

Ahora iniciando el procedimiento de nuevo para la estructura no redundante de cinco niveles podemos ver cuan importante será tener redundancia estructural o no.

Tabla 42: Momentos de diseño y carga axial para columna de estructura no redundante de 5 niveles.

<b>Msu X</b>	<b>Msu Y</b>	<b>Kr * Km</b>				
N-mm	N-mm	N / A				
15811140000.00	4532939000.00	1.80				
13716870000.00	3907281000.00	1.80				
11630420000.00	3284002000.00	1.80				
<b>Mcap X</b>	<b>Mcap Y</b>	<b>Mgrav X</b>	<b>Mgrav Y</b>	<b>Mdis X</b>	<b>Mdis Y</b>	<b>P</b>
N-mm	N-mm	N-mm	N-mm	N-mm	N-mm	N
28460052000.00	8159290200.00	24688360.00	20634860.00	28484740360.00	8179925060.00	3422051.00
24690366000.00	7033105800.00	33226150.00	27770860.00	24723592150.00	7060876660.00	3230731.00
20934756000.00	5911203600.00	91136130.00	76172790.00	21025892130.00	5987376390.00	3039410.00

Se puede apreciar que de nuevo el procedimiento de trabajo será el mismo, y que en cierta forma es bueno mantener todos los datos de diseño, utilizados para marcos ordinarios listos porque algunas veces hay poca variación y pueda que la misma sección o con poca variación logra chequear el requerimiento estructural y satisfacer la demanda de cargas aplicadas.

El proceso de diseño provee un resultado satisfactorio cuando se analiza una columna con la misma sección de 1800mm x 1800mm que se estudio cuando la misma columna se diseño para marcos ordinarios. El problema fue encontrar el porcentaje de acero que provee la resistencia suficiente. Encontrando que 5% de acero no provee la resistencia suficiente y 6% si lo logra a veces no es suficiente. En algunos casos probar alguna clase de porcentaje de falla o resistencia puede ayudar a obtener cuanto más acero una sección necesita. Aproximadamente la sección cubriría la demanda estructural con un  $\rho = 0.058$ .

La última columna en revisar es la de la estructura no redundante de ocho niveles. Se espera que pueda pasar la revisión con la misma sección. Usualmente se dice que las columnas de los primeros niveles y de las esquinas son las más difíciles de revisar. Por eso se tomaron estas columnas para en proceso de diseño. Como puede verse efectivamente las secciones y la cuantía de acero que necesitan es grande y por ello se dan algunos procesos alternativos para diseñar columnas por capacidad. Los datos para esta columna son:

Tabla 43: Carga axial y momentos para diseño de columna de estructura no redundante de 8 niveles.

<b>Msu X</b>	<b>Msu Y</b>	<b>Kr * Km</b>				
N-mm	N-mm	N / A				
31481530000.00	9084247000.00	1.80				
28412020000.00	8107089000.00	1.80				
25352520000.00	7132739000.00	1.80				
<b>Mcap X</b>	<b>Mcap Y</b>	<b>Mgrav X</b>	<b>Mgrav Y</b>	<b>Mdis X</b>	<b>Mdis Y</b>	<b>P</b>
N-mm	N-mm	N-mm	N-mm	N-mm	N-mm	N
56666754000.00	16351644600.00	48036290.00	506086.50	56714790290.00	16352150686.50	7341290.00
51141636000.00	14592760200.00	64643020.00	681046.70	51206279020.00	14593441246.70	7149969.00
45634536000.00	12838930200.00	177303200.00	1867978.00	45811839200.00	12840798178.00	6958649.00

El resultado, trabajoso de obtener, provee una sección igual a la segunda columna propuesta. Tal y como era esperado, la sección necesaria es de 2 m x 3.5 m. La dimensión mayor en sentido corto donde sólo hay dos ejes y donde se forma el momento mayor. Esta columna por varias razones puede ser trabajada como muro, en realidad se trabajo como columna principalmente para poder ilustrar el proceso de diseño por capacidad de AGIES. También la demanda de la columna es grande por la falta de redundancia. El cambio en la sección como ahora, en un diseño formal de una estructura, si requiere que se analice de nuevo la estructura desde la etapa de análisis. Prácticamente se está encontrando una necesidad propia de la estructura, muros. Para este caso se diría que mejor se reduzca la sección de la columna y se ubiquen muros laterales. El porcentaje de acero que satisface la demanda es de 4%. El momento que se puede resistir con esta sección de forma uniaxial es de 140200 KN-m. Es enorme, el problema en columna es el efecto biaxial de los momentos. Las cargas axiales siempre pueden proveer una reducción de los efectos negativos de los momentos laterales.

Con esta última columna diseñada se concluye el proceso de diseño por capacidad, pero hay un factor que se altero que debe ser revisado, la proporción entre dimensiones diferentes, o sea 2m/3.5m que resulta en un factor de 0.57. Este factor cuando cae por debajo de 0.40 requiere que la dimensión más corta sea aumentada.

Para el refuerzo transversal se dan varios lineamientos, todos descritos dentro de los incisos 6.3.5 y 6.3.6. Los lineamientos descritos en el inciso 6.3.5 hablan del refuerzo transversal en la región de confinamiento, luego en el inciso 6.3.6 se comenta como debe calcularse el refuerzo transversal de corte. Una vez más el proceso de calcular el cortante requiere de combinar los efectos sísmicos por separado con los efectos resultantes de aplicar las cargas gravitatorias. Pero siguiendo el orden de presentación de los requerimientos se comentarán primero los requisitos que AGIES propone para el refuerzo transversal para confinamiento.

Primero se especifica que todo refuerzo transversal tendrá un punto nominal de cedencia igual o menor que el refuerzo longitudinal, para todas las estructuras y edificaciones propuestas en este trabajo son iguales. Además se proveerán estribos de confinamiento a todo lo largo de la región de confinamiento desde el punto de apoyo o cerca de los puntos donde pueda suceder fluencia por flexión debido a deformaciones post-elásticas. De nuevo “Lo” es la longitud total de la región confinada. Por lo grandes momentos que se han registrado en las columnas previamente diseñadas es mejor considerar confinar toda la altura de las columnas trabajadas. “Lo” está definida en función de la curvatura que pueda tomar, esto se puede calcular por un análisis estudiando los momentos actuantes y sus deformaciones. Se especifica que cuando se registre una doble curvatura “Lo” no debe ser menor a la sexta parte de la altura libre del elemento, a la máxima dimensión de la sección transversal o bien 45centímetros. Pero si hay una curvatura simple debe confinarse toda la altura de la columna. Teniendo estos criterios en mente consideramos confinar toda la altura de la columna.

También hay regiones de las columnas donde se obliga a confinar toda la altura, estas regiones son las columnas del primer nivel sobre la planta del suelo y las columnas que no se lograron diseñar por medio del criterio de diseño por capacidad.

Hay cuatro ecuaciones que deben revisarse, dos ecuaciones son utilizadas cuando se aplican estribos y dos ecuaciones son utilizadas cuando se provee una espiral. Las ecuaciones son similares y se aplican igual, por la naturaleza de las edificaciones propuestas tenemos que utilizar las ecuaciones de estribos.

$$\frac{A_{st}}{S} = 0.30h'' \left[ \frac{f'_c}{f_{yt}} \right] \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] K_z K'_z \quad \text{Ecuación 6.9 de la norma NR-7}$$

La ecuación anterior puede proveer, con un área de estribo definida, un espaciamiento adecuado. Pero no puede ser menor a los valores de la siguiente ecuación:

$$\frac{A_{st}}{S} = 0.09h'' \left[ \frac{f'c}{f_{yt}} \right] K_z K'_z \quad \text{Ecuación 6.10 de la norma NR-7}$$

Tenemos que revisar ambos valores, podemos despejar S y obtener un espaciamiento en base a las propiedades de la columna y luego revisar el mínimo establecido. Los valores de  $K_z$  y  $K'_z$  se deben determinar.  $K'_z$  según la norma puede tener valores desde 0.75 hasta 1.0 dependiendo del caso. Para nuestras columnas se elegirá 1.0 aunque estemos trabajando diseño por capacidad. Los lineamientos se exponen en el inciso 6.3.5.

Para determinar  $K_z$  tenemos que resolver la ecuación siguiente, utilizando las cargas axiales que apliquen.

$$K_z = 0.5 + 1.25 \left( \frac{P}{0.9 f'c * A_g} \right) \quad \text{Ecuación 6.13 de la norma NR-7}$$

Si consideramos las cargas axiales de cada columna previamente trabajada y las secciones finales obtenidas podemos encontrar los valores generales de estas ecuaciones para cada caso de edificación propuesta.

Tabla 44: Espaciamientos recomendados de estribos de confinamiento para columnas.

	f'c	f <sub>yt</sub>	A <sub>g</sub>	A <sub>c</sub>	K' <sub>z</sub>	P	K <sub>z</sub>	S	S mínimo
Caso	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	N / A	Kg	N / A	cm	cm
I	280.00	2800.00	32400.00	29160.00	1.00	424974.52	0.57	12.49	46.27
II	280.00	2800.00	27225.00	24502.50	1.00	321916.41	0.56	12.64	46.80
III	280.00	2800.00	32400.00	29160.00	1.00	348827.73	0.55	12.76	47.24
IV	280.00	2800.00	70000.00	63700.00	1.00	748318.04	0.55	14.34	47.27

La tabla anterior está basada para varillas No.5, varillas No.4 como las que se estaban trabajando hasta el momento requerirían un espaciamiento de 5 centímetros por propiedades de la columna. Esto en general es demasiado pegado. No hay un espaciamiento mínimo propuesto en AGIES, pero debe tenerse en cuenta que sí hay un mínimo práctico para construcción y armado de columna. Unos 5 centímetros puede considerarse un espaciamiento límite, menos de eso puede

generar problemas de fundición o dejar vacíos en el concreto. Por lo tanto ahora la sección de las varillas para trabajar será No.5 para estribos. Adicionalmente como las ecuaciones anteriores requieren el uso de las áreas de las columnas y las cuales por ser grandes requieren por geometría mucho refuerzo de confinamiento. Especialmente las secciones más grandes.

En caso, los resultados anteriores dieran resultados grandes de espaciamiento se limitan de otras formas el espaciamiento de los estribos. Los espaciamientos mínimos se proponen así: 6 diámetros de varilla longitudinal, 24 diámetros de varilla transversal,  $\frac{1}{4}$  de la menor dimensión de la sección transversal o 15 centímetros. En general, no se espera que gobiernen las dimensiones de las columnas pero los cálculos proveen los siguientes resultados:

Tabla 45: Espaciamientos mínimos de estribos de columnas sin uso de ecuaciones.

	6 db	24 dbt	$\frac{1}{4} b$ ó $\frac{1}{4} h$	15 cm
Caso	cm	cm	Cm	cm
I	60.39	47.76	45.00	15.00
II	60.39	47.76	41.25	15.00
III	60.39	47.76	45.00	15.00
IV	60.39	47.76	50.00	15.00

De nuevo se recuerda que cuando se exponen los resultados en función de casos se refieren a las edificaciones, I es la estructura redundante sin muros, II es la estructura redundante con muros, III es la estructura no redundante de cinco niveles y IV es la estructura no redundante de ocho niveles.

Como se puede apreciar el mínimo propuesto sin uso de ecuaciones es de 15 centímetros. De tal suerte que sigue gobernando el espaciamiento mínimo de 10 centímetros.

Aunque de forma global y generalizando el procedimiento, los pasos anteriores son todos los chequeos que se proponen en el inciso 6.3.5. Es bueno uniformizar algunos resultados pero siempre es bueno revisar elementos por elementos si algunos de estos pueden uniformizarse de forma más óptima.

Las revisiones del inciso 6.3.6 se proponen para diseñar el refuerzo transversal para corte. De nuevo se debe realizar un segundo análisis donde se debe buscar encontrar un valor de  $V_{cap}$  o corte sísmico modificado. Este corte de nuevo es un corte obtenido de un análisis sísmico multiplicado una

serie de coeficientes que proveen una mejor resistencia al elemento para cumplir con la teoría de diseño por capacidad.

La ecuación para calcular el corte es:

$$V_{cap} = 1.6 K_r V_{su} \quad \text{Ecuación 6.14 de la norma NR-7}$$

$K_r$  es el mismo factor de sobre resistencia que se utilizó para análisis de momentos. Para nuestras estructuras propuestas sigue siendo de 1.25/0.9. También tenemos que  $\phi = 1.00$ . Luego este corte modificado se adicionará y combinará con el corte obtenido del análisis de cargas gravitatorias.

Las normas AGIES proponen el uso de la ecuación 6.15 para calcular la resistencia a corte de la sección neta de concreto, pero cuando la carga axial cae por debajo de  $0.10 A_g f'_c$  se dice que debe ser despreciada toda contribución del concreto para resistir cortante.

$$V_c = 0.53 K_{cc} A_g \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6.15 de la norma NR-7}$$

La ecuación anterior muestra la resistencia de la sección de concreto a corte.  $K_{cc}$  se define en función de la resistencia bruta de la sección y la carga axial aplicada.

$$K_{cc} = \sqrt{\frac{P}{A_g * f'_c} - 0.1} \quad \text{Ecuación Complementaria de Eq. 6.15}$$

Una vez determinada la resistencia del concreto, si no es despreciada, entonces se debe diseñar el refuerzo a corte en base a la ecuación 6.16. Cuando se provea refuerzo fuera de la región confinada puede trabajarse de forma similar a como se hizo con marcos ordinarios y los lineamientos del código ACI 318.

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_{dis} - V_c}{d * f_{yt}} \quad \text{Ecuación 6.16 de la norma NR-7}$$

Hay que ver que para esta sección  $V_c$  se calcula con base a la ecuación 6.15 de la norma NR-7 de AGIES y no de acuerdo a lo establecido por ACI.

Iniciando las revisiones de las columnas antes trabajadas tenemos que por la condición de despreñar la carga axial se deberá despreñar la resistencia a corte y no se calcularán las contribuciones de las secciones de concreto de las columnas. Entonces el procedimiento se resumirá en obtener los cortantes resultantes de la carga sísmica y se sumaran a los efectos cortantes de las cargas gravitacionales. Luego de combinarlas adecuadamente se calculará el espaciamiento adecuado de estribos en función de la ecuación 6.16 de la norma NR-7 despejando  $S$  de la ecuación sin considerar  $V_c$ . Las varillas de acuerdo a la discusión anterior para refuerzo mínimo de estribos en región confinada deberán estar conformadas por varillas No.5.

Empezamos por la columna de la estructura redundante sin muros y la estructura redundante con muros. Se harán de forma conjunta para poder comparar los cortes resultantes.

Tabla 46: Espaciamientos de refuerzo para corte de columnas de estructuras redundantes.

	$V_{su}$	$1.6 K_r$	$V_{cap}$	$V_{grav}$	$V_{dis}$	$f_{yt}$	$d$	$S$	$S$
	N	N / A	N	N	N	Mpa	mm	mm	cm
Sin muros	472684.00	2.22	1050408.89	21971.21	1072380.10	280.00	1750.00	182.77	18.28
	472684.00	2.22	1050408.89	21971.21	1072380.10	280.00	1750.00	182.77	18.28
	472684.00	2.22	1050408.89	21971.21	1072380.10	280.00	1750.00	182.77	18.28
con muros	410053.40	2.22	911229.78	47631.91	958861.69	280.00	1600.00	186.89	18.69
	410053.40	2.22	911229.78	47631.91	958861.69	280.00	1600.00	186.89	18.69
	410053.40	2.22	911229.78	47631.91	958861.69	280.00	1600.00	186.89	18.69

Para las tablas anteriores se eligieron las columnas de borde que no están en las esquinas. Puede verse que hay cierta similitud en el refuerzo necesario por corte para estas columnas. El efecto de los muros no se observa directamente. Puede considerarse que para reducir la demanda por flexión si pueden mostrar una mejoría significativa, pero para resistir cortante las cargas son bastante similares. Los espaciamientos son del orden de los 18 centímetros, se elegirían unos 15 centímetros sino fuera porque requiere 10 centímetros por requerimientos de confinamiento. Las varillas, en general provistas para estribos son No.5 tal y como se había comentado.

El proceso como puede apreciarse es bastante sencillo, no se debe olvidar que hay que determinar si es aplicable o no la resistencia a corte de las columnas al momento de realizar este cálculo.

De nuevo ahora buscamos realizar el mismo procedimiento, pero aplicado a las estructuras no redundantes.

Tabla 47: Espaciamientos de refuerzo para corte de columnas de estructuras no redundantes.

	Vsu	1.6 Kr	Vcap	Vgrav	Vdis	fyt	d	S	S
	N	N / A	N	N	N	Mpa	mm	mm	cm
5 niveles	436497.70	2.22	969994.89	33380.96	1003375.85	280.00	1750.00	195.34	19.53
	436497.70	2.22	969994.89	33380.96	1003375.85	280.00	1750.00	195.34	19.53
	436497.70	2.22	969994.89	33380.96	1003375.85	280.00	1750.00	195.34	19.53
8 niveles	685915.40	2.22	1524256.44	818.59	1525075.03	280.00	1900.00	139.53	13.95
	685915.40	2.22	1524256.44	818.59	1525075.03	280.00	1900.00	139.53	13.95
	685915.40	2.22	1524256.44	818.59	1525075.03	280.00	1900.00	139.53	13.95

Encontramos que en general, los espaciamientos para resistir corte y los cortantes aplicados son prácticamente los mismos. La demanda parece estar sujeta a aumentar más con la altura de la estructura que con la redundancia o el sistema estructural. Ciertamente es que la estructura más alta, la estructura no redundante de 8 niveles debía de tener un caso más crítico y que la estructura no redundante de 5 niveles tenía poca masa por lo que el corte sísmico no sería tan crítico. Pero de todas formas se deben proveer los refuerzos más críticos, por ello se deben proporcionar estribos a cada 10 centímetros y no a los 19 ó 13 centímetros que resultaron en esta última tabla.

Con esto se concluye el proceso de diseño de columnas para marcos especiales. Se puede ver que en esta situación sí se debe corregir los refuerzos tanto longitudinales como transversales. Esto es parte de la filosofía del diseño por capacidad. Algunos esquemas de columnas diseñadas por capacidad pueden verse en el Apéndice 5.

**3. Diseño de nudos viga-columna según NR-7, 6.4.** El último proceso de diseño que se trabajará será el diseño de nudos para marcos especiales de acuerdo a la norma NR-7 en el capítulo 6 inciso 6.4. Los criterios de nudos propuestos en marcos ordinarios son principalmente detalles de colocación y ubicación del refuerzo principal de los elementos que se conectan a estos. Ahora se pueden ver algunas revisiones para garantizar el correcto funcionamiento de estos.

Se inicia el inciso mencionando que los requisitos del capítulo 5 de la norma NR-7 para nudos deben cumplirse de forma conjunta con los requisitos mostrados en este inciso. El primer proceso es una determinación de la geometría de los nudos con base a los elementos que estén conectados a estos. La sencillez de esta parte del diseño estará determinada por cuantas secciones de

elementos estructurales se propusieron y que tan variadas son las conexiones formadas por los mismos.

En general debemos considerar que el análisis de nudos es bastante lineal y en un solo eje a la vez. Se considera esto porque la conectividad se trabaja en un solo plano de análisis. De forma similar las revisiones se harán en un solo plano de análisis para mostrar el proceso.

Primero se define  $b_j$  como la base del nudo que visto a lo largo del eje de análisis es el ancho del elemento nudo. Se define en función de las propiedades de la columna y la viga que llegan a éste. Los valores de alto y largo están definidos también con base a las otras dimensiones de los elementos.

La base longitudinal del nudo, a lo largo del eje de análisis, está definido por  $h_c$  o la base de la columna más grande en esa dirección. El alto del nudo está definido por  $h_b$  o el peralte mayor entre las vigas que llegan a ese nudo.

Para determinar  $b_j$  tenemos que considerar la conectividad y se considera que cuando es mayor el ancho de la columna contra el ancho de la viga  $b_j = b_c$  pero  $b_j$  no será mayor a  $b_w + 0.5h_c$ . Esto quiere decir que el nudo será tan ancho como la columna mientras este ancho no sea mayor al ancho de la viga más la mitad del ancho ortogonal de la columna. Si fuera el caso en que la viga sea más ancha que la columna entonces se considera que el nudo es de ancho igual al de la viga,  $b_j = b_w$ .

Resumiendo en números el proceso. Si mencionamos las medidas de las secciones transversales en ancho x altura y decimos que tenemos una viga de 400mm x 750mm unida a una columna de 1800mm x 1800mm entonces el nudo en dirección de análisis de esa viga tiene un alto de 750mm, un largo de 1800mm y un ancho de 1800mm inicialmente. Ese ancho se considera primero porque el ancho de la columna es mayor al de la viga. Pero debemos revisar que dicho ancho sea menor que el de la viga más el ancho ortogonal de la columna. Entonces revisamos que  $1800 < 400 + 0.5 * 1800$  que nos da por valor  $1800 < 1300$  que no cumple. Entonces el ancho final del nudo a trabajar será 1300mm. Este ejemplo fue realizado en función de una viga principal y su columna de la estructura redundante sin muros. Igual sería el caso para la estructura no redundante de 5 niveles. Por ejemplo en la estructura redundante con muros las dimensiones de la viga son iguales, entonces el alto del nudo es de 750mm, el largo del nudo será de 1650mm teniendo una columna de 1650mm x 1650mm. Pero el ancho debe calcularse,  $1650 < 400 + 0.5 * 1650 \rightarrow 1650 < 1225$ . Entonces el ancho que no pasa la revisión del nudo se queda en 1225mm. Así es como se determina las dimensiones geométricas del nudo.

Luego hay un inciso, el inciso 6.4.2 que habla de clasificar nudos, la primer clasificación esta basada en la conectividad. Si los nudos tienen vigas del marco sismo-resistente en ambos lados en una dirección de análisis se consideran nudos interiores, pueden estar en el perímetro pero no en las esquinas. Si los nudos tienen solamente una viga del marco sismo-resistente en un lado entonces en esa dirección de análisis será nudo externo. Todos los nudos de esquina son exteriores. A parte se definen nudos protegidos y nudos simples. Los nudos protegidos son aquellos en donde se evita la generación de articulaciones plásticas garantizando que las articulaciones se generan en vigas fuera del nudo, al menos 50 centímetros desde el rostro del nudo. También debe tener columnas diseñadas por capacidad ya que este proceso evita que las barras longitudinales fluyan. Por otro lado están los nudos simples que solamente tienen las provisiones básicas de anclaje y detalles de marcos ordinarios.

Se dice que proveer nudos protegidos, hasta el momento, es opcional.

Las solicitudes de los nudos están expresadas en el inciso 6.4.4, donde se expresa la forma de cálculo de los cortantes en nudos interiores y exteriores.

$$V_{jb} = A_s * f_y + A'_s * f_y - V_{su} \quad \text{Ecuación 6.17 de la norma NR-7}$$

$$V_{jb} = A_s * f_y - V_{su}. \quad \text{Ecuación 6.18 de la norma NR-7}$$

La ecuación 6.17 está orientada a nudos interiores donde se involucra los esfuerzos de las barras de acero a tensión y compresión. En la ecuación 6.18 orientada solamente a nudos exteriores solamente se considera el efecto del acero provisto para tensión.  $V_{su}$  es el corte sísmico de las columnas tal y como lo define AGIES en el capítulo 6 de la norma NR-7.

En ningún caso debe sobrepasarse  $5 f_c^{1/2}$  expresado en Kg/cm<sup>2</sup>. Para calcular los esfuerzos generados por los cortes calculados en los nudos debe dividirse los corte  $V_{jb}$  entre el área de base del nudo, o sea  $b_j * h_c$  tal que  $V_j = V_{jb} / (b_j * h_c)$  y ese valor de  $V_j$  se compara con el límite mostrado. En caso no cumpla deberá aumentarse las dimensiones del nudo, o sea aumentar las dimensiones de vigas y columna según sea necesario.

El cálculo de este esfuerzo puede realizarse de la siguiente manera: primero tomamos el nudo mencionado al principio para la estructura redundante sin muros, con dimensiones de 130 centímetros de ancho, 180 centímetros de largo y un alto de 75 centímetros.

La base del nudo para el análisis es de  $130 \text{ cm} \times 180 \text{ cm} = 23400 \text{ cm}^2$ . Ahora bien el refuerzo de las vigas de la estructura redundante sin muros eran de 4 No.7 arriba y abajo, esto es un área de acero de  $15.54 \text{ cm}^2$ . este refuerzo es a todo lo largo de la viga del eje A. las columnas de ese eje también chequearon con una sección de  $1.8 \text{ m} \times 1.8 \text{ m}$ . esto nos permite analizar un nudo interior y uno exterior, a lo largo del eje A sin necesidad de cambiar las dimensiones del nudo. Si el corte  $V_{su}$  provisto por las columnas involucradas son:  $48305 \text{ Kg}$  para el nudo interior y  $48184 \text{ Kg}$  para el nudo exterior. Entonces el cálculo de los cortes son los siguientes:

$$V_{jb} = 15.54 * 2800 + 15.54 * 2800 - 48305 = 38719 \text{ Kg para el nudo interno.}$$

$$V_{jb} = 15.54 * 2800 - 48184 = -4672 \text{ Kg para el nudo exterior.}$$

Se puede ver que hay una gran diferencia. En los nudos internos se expresa que gobierna el corte provisto por los esfuerzos de las vigas, pero en los extremos o nudos exteriores las columnas suelen ser críticas. Ahora calculando el esfuerzo de corte obtenemos:

$$V_j = 38719 / 23400 = 1.65 \text{ Kg/cm}^2 \text{ para el nudo interno.}$$

$$V_j = 4672 / 23400 = 0.20 \text{ Kg/cm}^2 \text{ para el nudo externo.}$$

Ahora calculando el límite de esfuerzos:  $5 f_c^{0.5} = 5 * (280)^{0.5} = 83.70 \text{ Kg/cm}^2$ . De esto podemos ver que resulta bueno tener grandes columnas que provean superficie suficiente a los nudos para resistencia a corte. El cálculo para el resto de los nudos de una estructura es igual y no requiere mayor cálculo al mostrado anteriormente.

Hay más especificaciones de distribución de refuerzo. El refuerzo transversal a corte de las columnas se especifica siga continuo dentro del nudo o bien si el espaciamiento es mayor a 12 centímetros entonces reducirlo a 12 centímetros dentro del nudo. Se trabajara igual si son estribos espirales. Hay una revisión de adherencia en varillas longitudinales de vigas que atraviesan el nudo. Primero se especifican que sean continuas y sin empalmes, pero además deben tener cierta proporción con el nudo para que tengan suficiente adherencia. Los diámetros de varillas están limitados a no ser mayores que el ancho de la columna en esa dirección por un coeficiente. Los coeficientes están provistos para diferentes tipos de resistencia de acero y para nudos protegidos o simples. Por ejemplo un nudo simple con acero de resistencia  $2800 \text{ Kg/cm}^2$  deberá estar limitado a  $h_c/20$  o ser menor. Para una columna de 180 centímetros este valor resulta de 9 centímetros de diámetro, unas 3.5 pulgadas de diámetro. También hay limitantes para las varillas de las columnas

donde se maneja de forma similar, por ejemplo una viga con peralte de 75 centímetros y acero de 2800 Kg/cm<sup>2</sup> deberá ser de diámetro menor a  $75/20 = 3.75$  centímetros o bien 1.48 pulgadas, mayor a una varilla No.11.

Los coeficientes permiten mayor diámetro de varillas cuando es mayor la resistencia del acero o bien cuando los elementos están diseñados por capacidad, por ejemplo la misma columna pero propuesta por diseño por capacidad tiene un coeficiente de 1/16 que resulta en un diámetro de 4.69 cm o 1.85" que es el equivalente a una varilla No.15.

Estas revisiones son específicas para nudos interiores con refuerzo continuo, pero en nudos exteriores donde no hay hacia donde continuar el refuerzo deben proveerse anclajes, la longitud de los anclajes esta mostrada en el inciso 6.4.8 de la norma NR-7. Se provee la siguiente ecuación:

$$L = 200d_b \frac{f_y}{2800\sqrt{f'_c}} \quad \text{Ecuación 6.20 de la norma NR-7}$$

En esta ecuación el diámetro de varilla y la longitud están dados en centímetros y los esfuerzos de cedencia en Kg/cm<sup>2</sup>. Esta longitud debe estar medida dentro del nudo. Los resultados de esta ecuación pueden considerarse constantes para la misma relación de resistencia de acero y concreto para una varilla específica.

La última especificación de la norma para marcos especiales es la de continuidad del refuerzo a través de los nudos del inciso 6.4.9. Este inciso sirve para dar detalles de armado en situaciones donde no hay espacio para continuidad del refuerzo y donde se deben hacer dobleces. La pendiente de los dobleces debe ser de 1 a 10 o menos. Adicionalmente debe proveerse para los cálculos un  $\phi=0.50$ . Aun más, debe proveerse a cada varilla un soporte individual lateral provisto por esquinas de estribos o enganchadas a eslabones auxiliares. Estos dobleces están permitidos para casos donde las vigas tengan variaciones de dimensión de importancia. Si las diferencias entre las dimensiones de los elementos fueran tan grandes que la continuidad no pueda ser asegurada entonces deberá darse un anclaje adecuado al refuerzo como si se estuviera en un nudo exterior.

## V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Dentro de esta sección se tiene la posibilidad de comentar qué aspectos del proceso se recomiendan realizar primero, cuáles tomar o considerar de último y proveer los diagramas principales del proceso. Esta sección también sirve de discusión de resultados. Este trabajo se fundamentó en mostrar un proceso de diseño, por lo tanto discutir los resultados será en un sentido orientado a comentar el proceso mismo de diseño por encima de los resultados numéricos como tales.

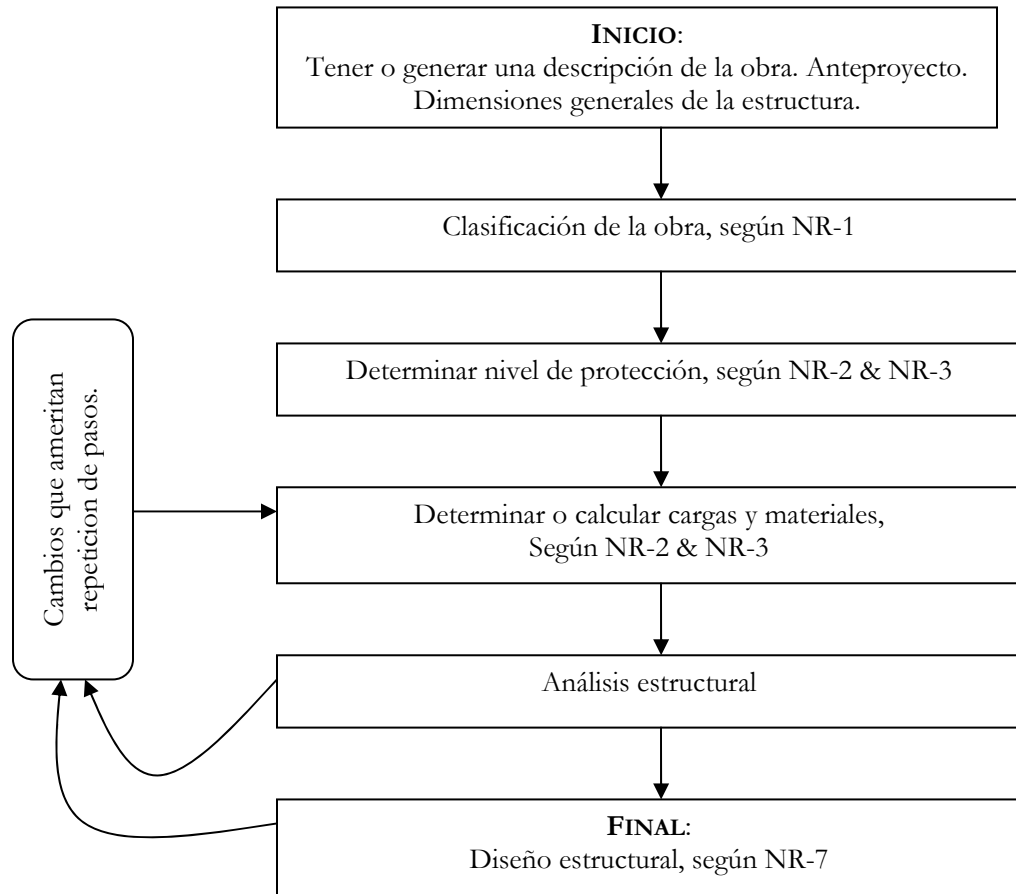
Se puede iniciar diciendo que el proceso completo de trabajo de diseñar una estructura no es un proceso aislado. El proceso general de trabajo puede expresarse como una serie de pasos obligatorios que llevan a obtener resultados, o sea la respuesta estructural de las cargas aplicadas, esta respuesta es la que se ingresa dentro del proceso de diseño y nos permite dar dimensiones a los elementos estructurales y proveerles el refuerzo necesario para garantizar la seguridad y resistencia de la estructura.

El proceso de diseño se considera que es iterativo, junto con los procesos de análisis y a veces de cálculo de cargas. Las iteraciones surgen, como se pudo ver en algunas ocasiones, de cambiar los parámetros o las propiedades de los elementos estructurales. También se debe proveer una visión general de lo que cada persona considera el proceso adecuado de trabajo. Como se ha mencionado el propósito de este trabajo es presentar una forma adecuada y correcta de trabajar el diseño de edificaciones en concreto reforzado utilizando AGIES, por lo tanto existen varias formas de abarcar estas normas que también son correctas mientras se cumplan con los requisitos y criterios que en las mismas se exponen.

El resultado final debe ser una secuencia ordenada de pasos que se puedan seguir y obtener resultados adecuados sin necesidad de tener que realizar una cuantiosa tarea innecesaria que no provea resultados adecuados.

Entonces la propuesta inicial para esta sección de Conclusiones & Recomendaciones es mostrar diagramas de pasos ordenados para las principales fases de trabajo que se deben considerar al momento de trabajar un diseño de estructuras en concreto utilizando las normas recomendadas AGIES. Esta es la respuesta final al proceso que se llevó a cabo. Iniciamos con un diagrama de los pasos más generales.

Gráfico 39: Diagrama de pasos generales para diseño estructural.

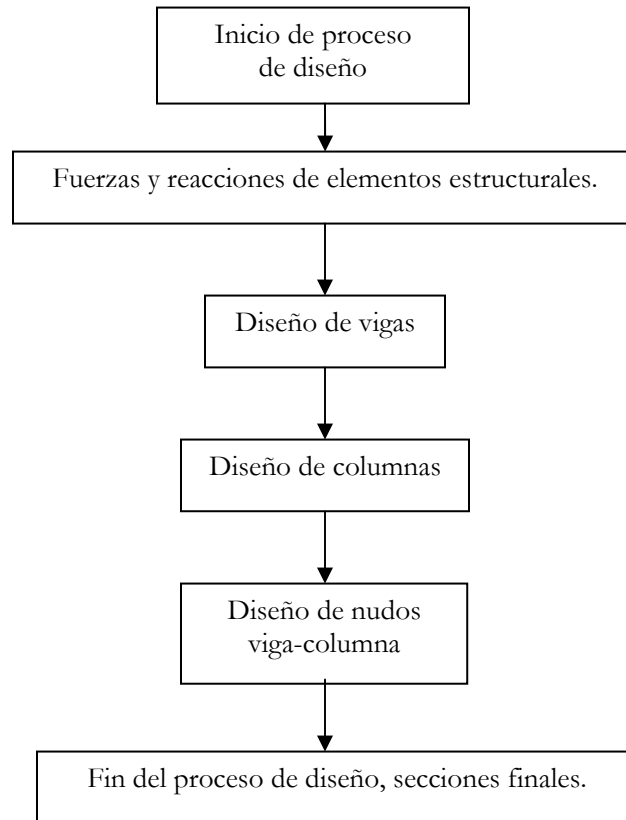


El diagrama anterior muestra los pasos más generales que se recomiendan dentro del proceso de diseño utilizando las normas AGIES. Primero se hace mención específica de la clasificación de la obra y luego del nivel de protección. Lo importante que hay que entender es que la clasificación de la obra produce varios coeficientes y permite o limita el uso de varios sistemas estructurales así como es fundamental en el nivel de protección a considerar. El nivel de protección puede considerarse un método de prevención de riesgos o un método para garantizar que las medidas estructurales requeridas sean las necesarias o adecuadas para la estructura. Entre la clasificación de obra y el nivel de protección se definen desde un inicio la mayoría de los pasos necesarios a tomar.

De esto nuestra primera conclusión, es básico y muy importante darle a cada obra la importancia necesaria y la protección adecuada. No es posible decir que obras que realmente son importantes o esenciales se trabajen de forma común con provisiones que no garantizarán su integridad cuando las circunstancias lo demanden.

Tanto los procesos de determinar cargas y realización del análisis estructural están definidos dentro de muchas partes de AGIES y dentro de este trabajo se expusieron las condiciones que cada sección de AGIES propone para permitir el uso de cada caso de análisis y de carga. A continuación se mostrará el proceso desglosado de diseño y los pasos que se deben seguir para realizarlo de forma adecuada y ordenada habiendo cumplido con todos los pasos necesarios para que el análisis estructural provea resultados adecuados.

Gráfico 40: Esquema general del proceso de diseño.



De nuevo el proceso es bastante lineal, cualquier cambio dentro de este proceso puede afectar los pasos anteriores, por eso fue que en el diagrama de pasos generales se propone una ruta de regreso a pasos anteriores. El orden recomendado de diseño es iniciar por vigas, luego trabajar columnas y finalizar con los nudos. Con excepción de los requerimientos del inciso 6.4.7 de la norma NR-7 para nudos, no hay requerimientos que afecten pasos anteriores en el orden de trabajo. Cada etapa de trabajo tiene muchos pasos y decisiones que se debe tomar. Estas se mostrarán a continuación en bloques separados, primero vigas, luego columnas y finalmente nudos.

Gráfico 41: Primera parte del proceso de diseño de vigas.

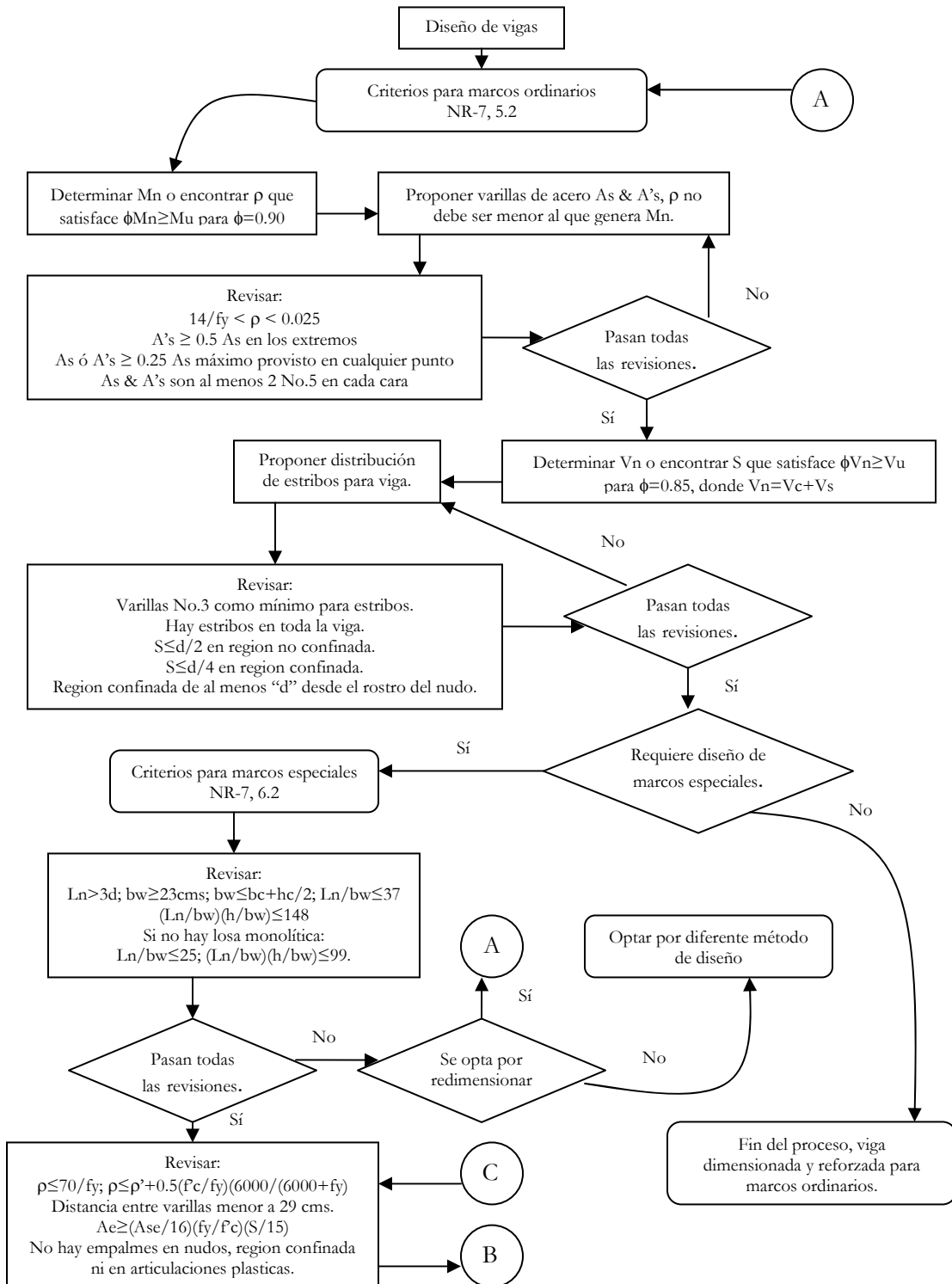
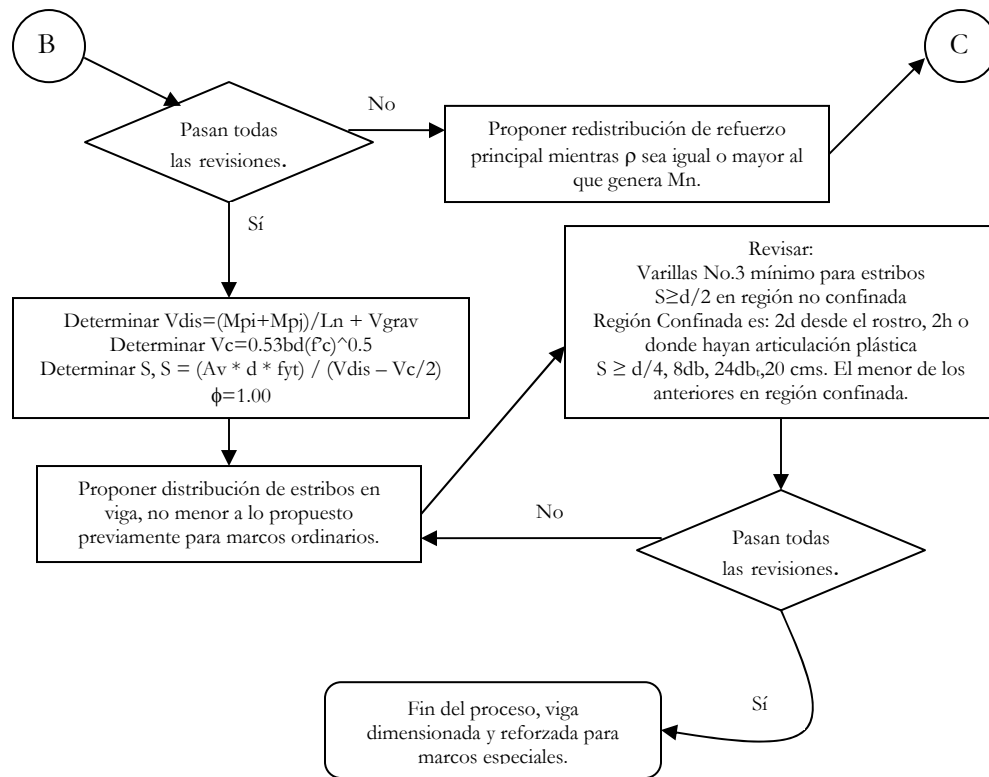


Gráfico 42: Segunda parte del proceso de diseño de vigas.

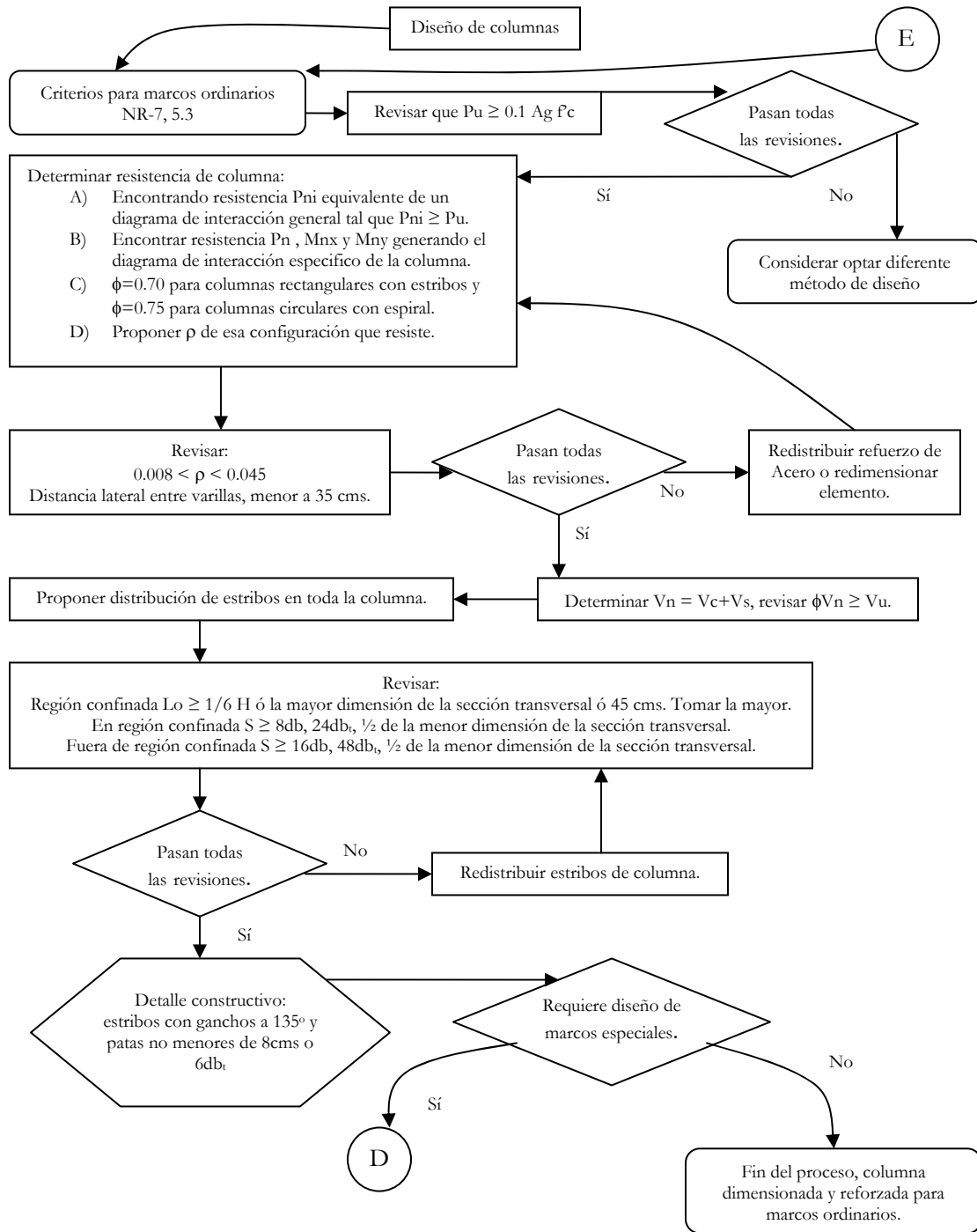


Con los diagramas mostrados en los gráficos 41 y 42 podemos ver el proceso de diseño de vigas. Se puede tener una idea clara del proceso y cuán laboriosa es la tarea entre más riguroso es el proceso. Este tipo de esquemas se proponen como una ayuda, al momento de tener que trabajar con códigos, para proveer una guía y también una ruta de pasos ordenados que permitan al analista tener una idea clara de lo que debe revisar y los cálculos que debe realizar.

Dentro de la filosofía de diseño por capacidad, así como es usualmente el proceso del análisis estructural, siempre se trabajan primero las vigas y a veces las losas de forma conjunta. Por lo cual es que se recomienda trabajar primero el diseño de las vigas. También hay algunos datos de las vigas ya diseñadas que son requeridos en pasos posteriores para diseño de otro tipo de elementos.

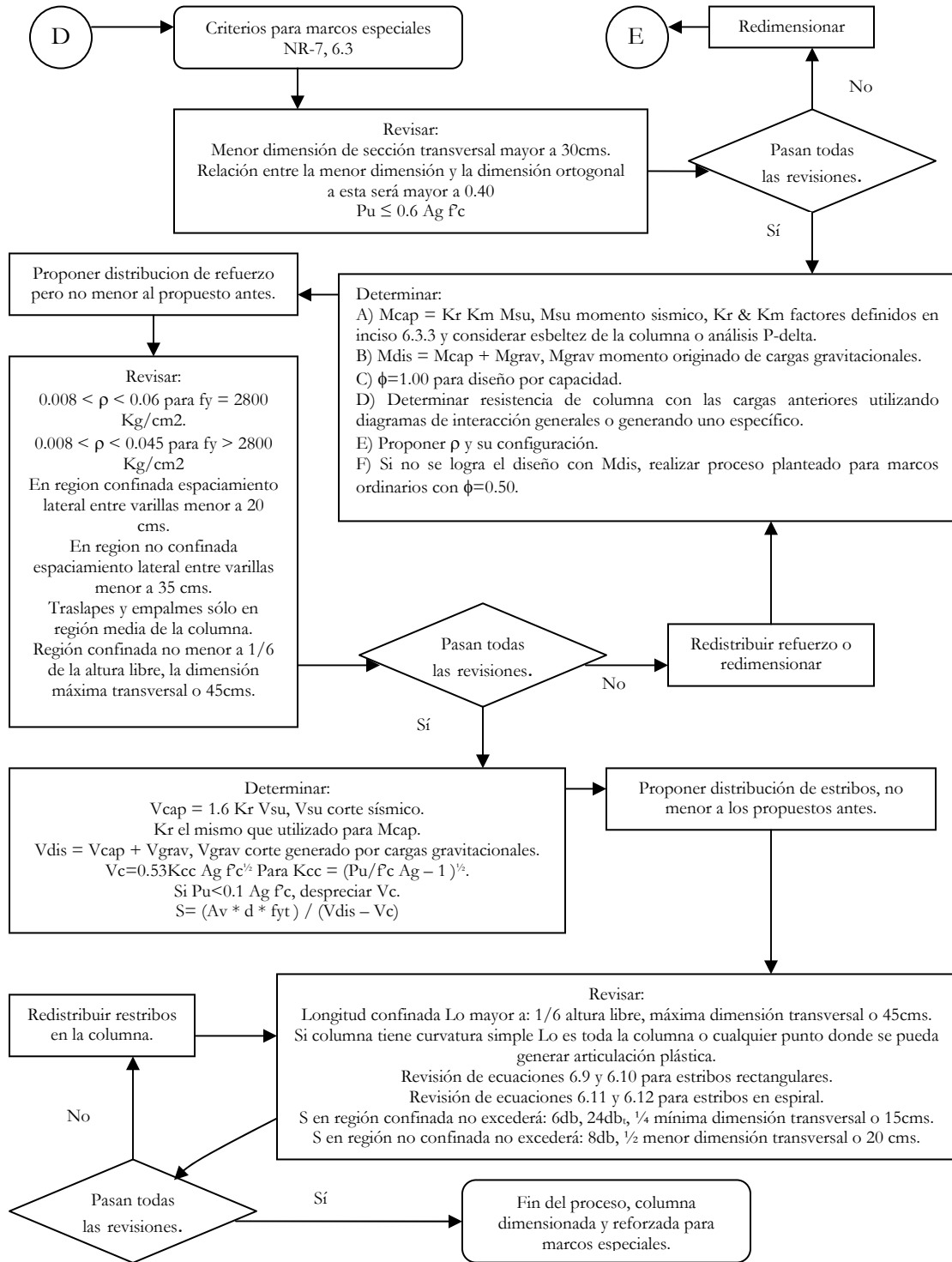
A continuación se mostrarán los pasos, de la misma forma, de trabajar columnas o bien elementos a flexión y compresión axial. Como se mencionó con anterioridad para trabajar columnas, hay varios métodos de calcular su resistencia, pero deben utilizarse aquellos que puedan proveer resultados adecuados y confiables al momento de analizar columnas con momentos biaxiales y carga axial.

Gráfico 43: Primera parte del proceso de diseño de columnas.



Hasta el momento se logró mostrar el proceso de diseño de columnas sólo para marcos ordinarios, el proceso de diseño para marcos especiales todavía queda por definir paso a paso.

Gráfico 44: Segunda parte del proceso de diseño de columnas



Hasta este momento se logró mostrar todos los pasos, de forma ordenada, que se requieren para trabajar columnas. Lo único que queda es mostrar los pasos y las revisiones de los nudos, aunque muchos de los requerimientos son más detalles de ubicación de refuerzo que diseño de los mismos.

A continuación se mostrara el proceso de revisión de nudos viga-columna.

Gráfico 45: Primera parte del proceso de diseño de nudos viga-columna.

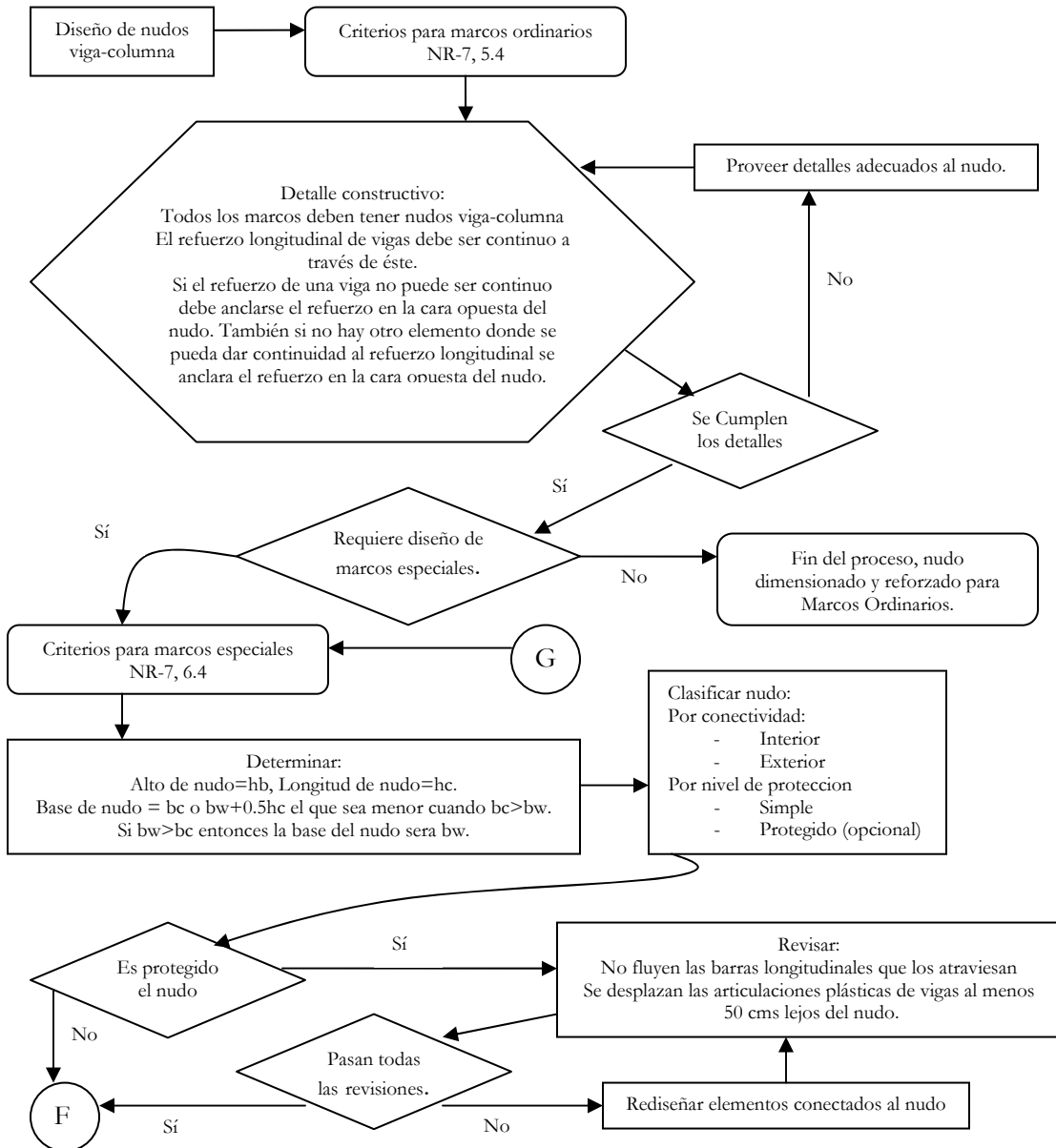
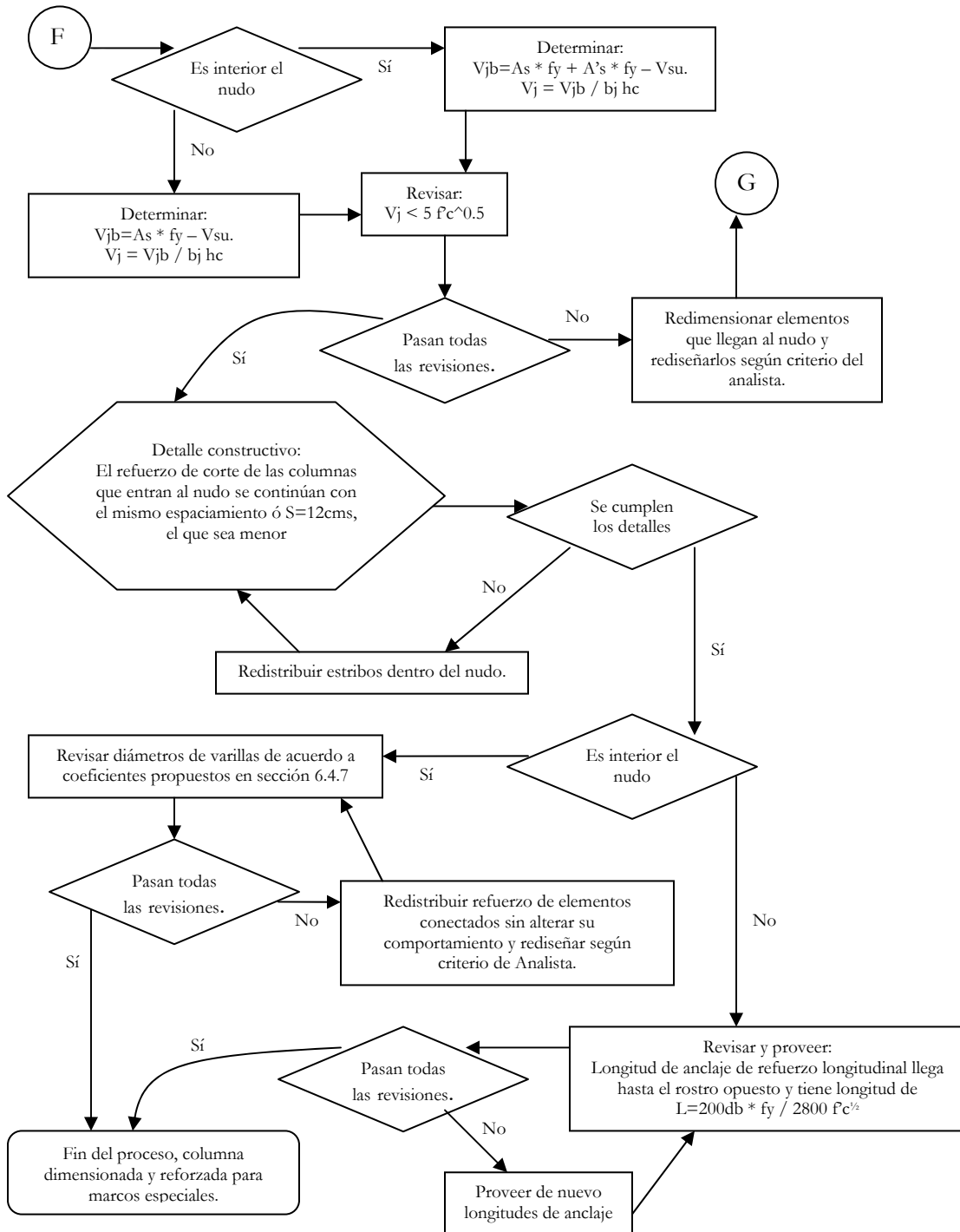


Gráfico 46: Segunda parte del proceso de diseño de nudos viga-columna.



Con estos dos gráficos, el 45 y 46, tenemos finalmente el proceso de diseño y revisión de nudos.

Ya teniendo entonces los procesos paso a paso y habiendo cumplido con el propósito de mostrar un procedimiento correcto de cómo aplicar la norma AGIES al diseño de estructuras en concreto reforzado y determinar algunos parámetros también planteados en las normas recomendadas podemos comentar algunos resultados y proveer algunas recomendaciones consideradas a la luz del proceso realizado en este trabajo.

- Se logró proponer un modelo de pasos para realizar un diseño correcto y adecuado utilizando las normas recomendadas AGIES poniendo interés particular en la norma NR-7 para concreto reforzado.
- Se recomienda que al utilizar un código de trabajo, ya sea AGIES o cualquier otro, se utilicen los parámetros y coeficientes que el código o norma proponga así como acatar los requerimientos que los mismos impongan sobre los métodos de análisis y diseño.
- Efectivamente el diseño de elementos estructurales requiere frecuentemente iteraciones que permiten proponer de mejor forma dimensiones a los elementos estructurales así como proveer mejor refuerzo al concreto reforzado. Pero cada iteración, dependiendo del nivel de los cambios, requerirá que se repitan varios procesos, a veces laboriosos, para garantizar que los cambios efectuados tengan todo su efecto sobre la estructura.
- Se observó que diferentes sistemas estructurales pueden desempeñarse mejor bajo ciertos tipos de cargas y reducen en algunas situaciones la demanda estructural de los elementos. Debe, el analista, tener el criterio suficiente para no sólo proponer qué sistemas estructurales proveer a la estructura sino también debe saber proveer una configuración adecuada.
- En general, se trabajó con los sistemas estructurales de marcos portales, ordinarios o especiales, por lo cual se trabajo generalmente elementos viga, columna y sus nudos. No se trabajo lo que sería dinteles y muros. Respecto de estos elementos ya se han realizado varios trabajos utilizando las normas y códigos varios profundizando bastante en como trabajarlos, por ello no se quiso ser redundante en repetir los trabajos ya realizados previamente.
- Una recomendación, en general, es de realizar revisiones que no están directamente planteadas dentro de la norma NR-7 para elementos de concreto. Es revisar las

condiciones de servicio, deformaciones y vibraciones. También, si es parte del conocimiento del analista, es bueno revisar el nivel de ductilidad provisto tanto a la estructura como un todo así como a los elementos individuales. Finalmente la provisión de refuerzo para resistencia de torsión puede ser crítica en algunas situaciones.

- Se concluye por los elementos diseñados y viendo el nivel de refuerzos provistos que muchas veces es mejor tener más elementos que resistan las mismas cargas que proveer pocos elementos masivos para la misma tarea. Esta provisión de redundancia se sabe ayuda a disminuir el trabajo que cada elemento tiene que realizar y sobre todo permite que la estructura tienda menos a tener un colapso total.
  
- Una última recomendación es que cuando se utilicen ecuaciones o fórmulas de diferentes textos o bien de diferentes países, se tenga en cuenta las dimensionales de trabajo. Muchas veces las ecuaciones no tienen dimensionales propuestas y los resultados obtenidos pueden parecer extraños o bien imposibles. Esto es resultado de aplicar mal los valores a las fórmulas. Siempre que se utilice una norma o código debe conocerse, además de lo que la norma busca y su filosofía, qué limitaciones tiene, que dimensionales usa, entre otras.

## VI. BIBLIOGRAFÍA

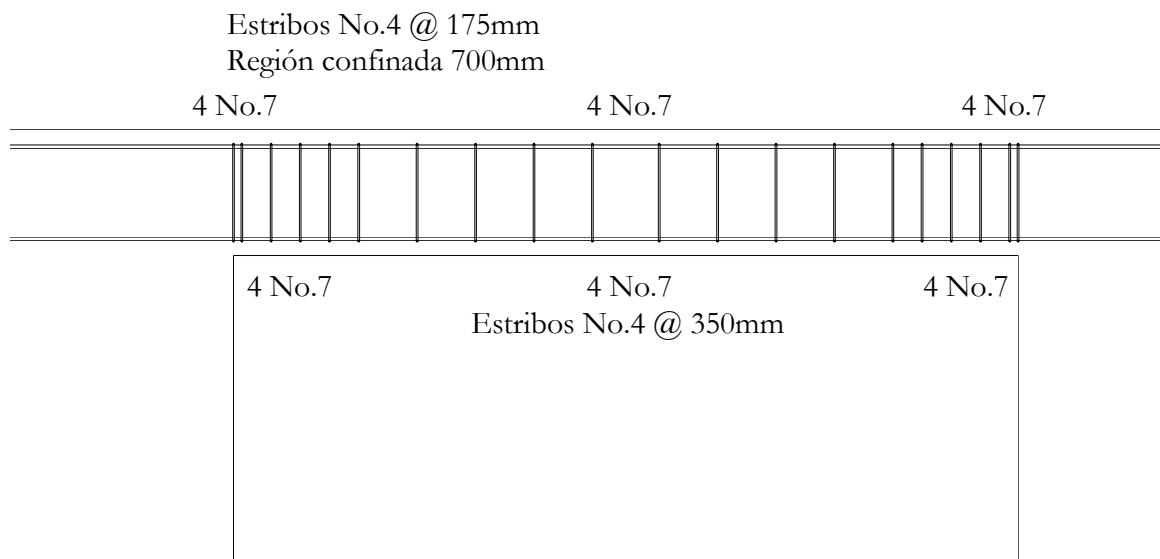
- *CSI Analysis Reference Manual, For SAP2000 ®, ETABS ®, and SAFE ™*. 1995. Computers and Structures Inc. Berkeley. United States of America.
- *ETABS ® Integrated Building Design Software, Concrete Frame Design Manual*. 1995. Computers and Structures Inc. Berkeley. United States of America.
- Hibbeler, R.C. 1997. *Análisis Estructural*. 3ª Edición. México. Prentice Hall Hispanoamericana, S.A. 730 Páginas.
- McCormac, Jack C. 2001. *Design of Reinforced Concrete*. 5ª Edición MA. United States of America. Jhon Wiley & Sons, Inc. 738 Páginas.
- *Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala*. 2000. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). Guatemala.
- Penzien, Joseph; Clough, Ray. *Dynamic of Structures*. United States of America. McGraw-Hill, Inc. 635 Páginas.
- Piralla, Meli. 2004. *Diseño Estructural*. 2ª Edición México. Limusa Noriega Editores. 596 Páginas.
- *Reglamentos para el Diseño de Ingeniería Estructural*. 1997. Código Uniforme de la Edificación (UBC). Volumen 2. 5ª Edición. California. United Status of America.
- *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05)*. 2005. American Concrete Institute (ACI). Michigan. United Status of America.

## VII. APÉNDICES

### *A. Apéndice 1: Diagramas de vigas para marcos ordinarios*

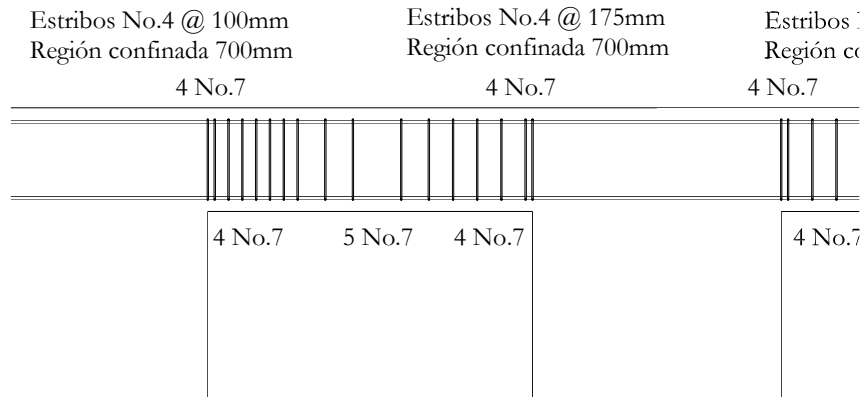
A continuación se mostrarán los esquemas de distribución de refuerzo en algunas vigas principales de las estructuras propuestas en este trabajo. Estos gráficos ayudarán a entender el tipo y la ubicación de los refuerzos propuestos. Los elementos que se mostraran en este apéndice serán las vigas diseñadas bajo la perspectiva de marcos ordinarios.

Gráfico 1A: Diagrama de viga para estructura redundante sin muros. Para marcos ordinarios.



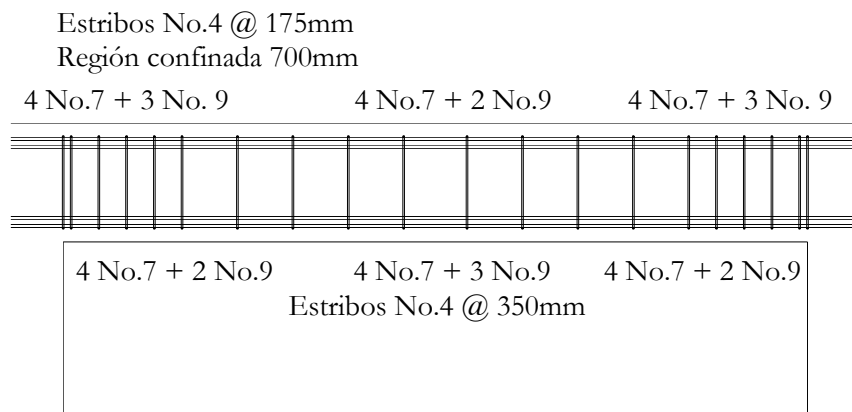
Los elementos muestran tanto el refuerzo longitudinal propuesto para momento como los estribos mínimos determinados para corte. También se muestran las regiones confinadas y las configuraciones de acero provistas. El acero longitudinal está en una sola capa o fila.

Gráfico 2A: Diagrama de viga para estructura redundante con muros. Para marcos ordinarios.



De forma similar se muestra la configuración de la viga del eje A para la estructura redundante con muros. Como se comentó al momento de realizar el análisis de corte, la viga que conecta con el muro tiene mayor refuerzo a corte cerca de su punto de apoyo con el muro. De forma similar el refuerzo provisto se plantea en una sola fila con un bastón o varilla adicional al centro.

Gráfico 3A: Diagrama de viga para estructura no redundante de 5 niveles. Para marcos ordinarios.



El gráfico anterior muestra el refuerzo de la viga del eje 2 más crítica del edificio no redundante de cinco niveles que se comparó con la viga del último nivel de la estructura no redundante de ocho niveles.



## ***B. Apéndice 2: Diagramas de columnas para marcos ordinarios***

A continuación se mostrarán los esquemas de distribución de refuerzo en algunas columnas de las estructuras propuestas en este trabajo. Estos gráficos ayudarán a entender el tipo y la ubicación de los refuerzos propuestos. Los elementos que se mostrarán en este apéndice serán las columnas diseñadas bajo la perspectiva de marcos ordinarios.

Gráfico 1B: Diagrama de columna para estructura redundante sin muros. Para marcos ordinarios.

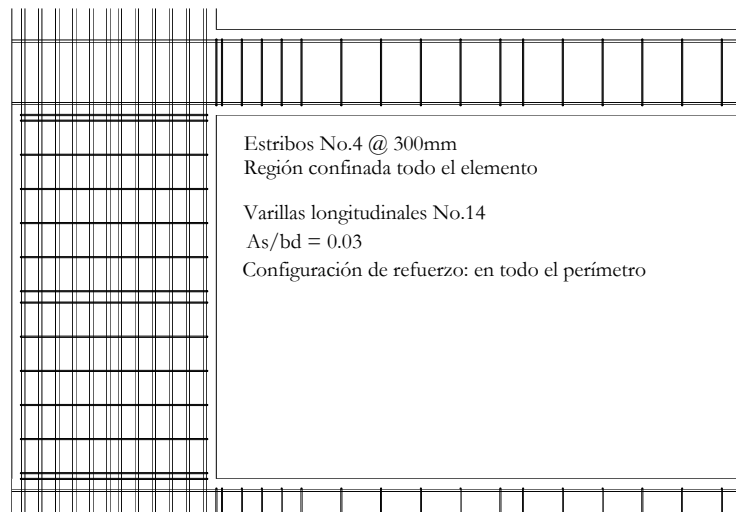


Gráfico 2B: Diagrama de columna para estructura redundante con muros. Para marcos ordinarios.

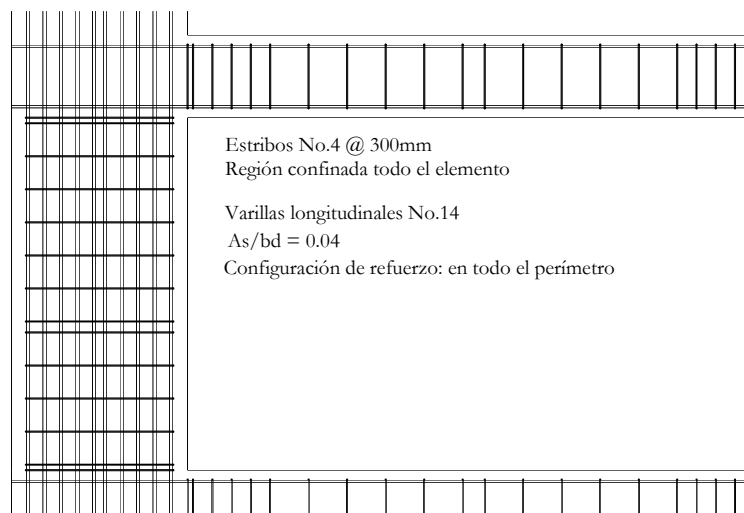


Gráfico 3B: Diagrama de columna para estructura no redundante de 5 niveles. Para marcos ordinarios.

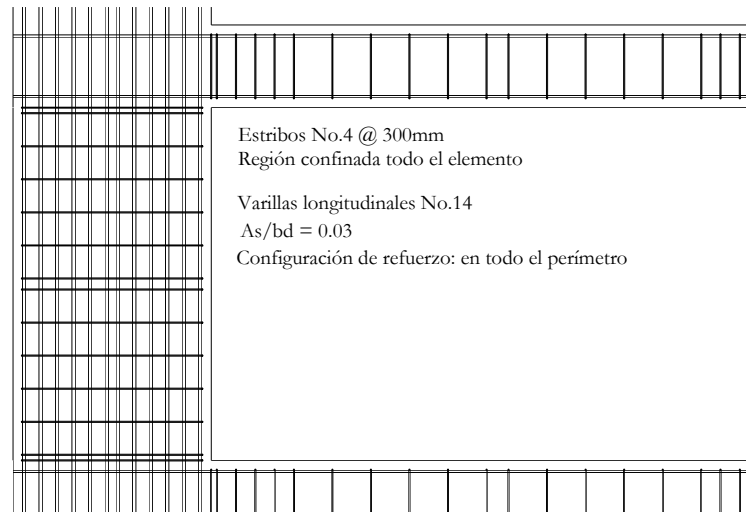
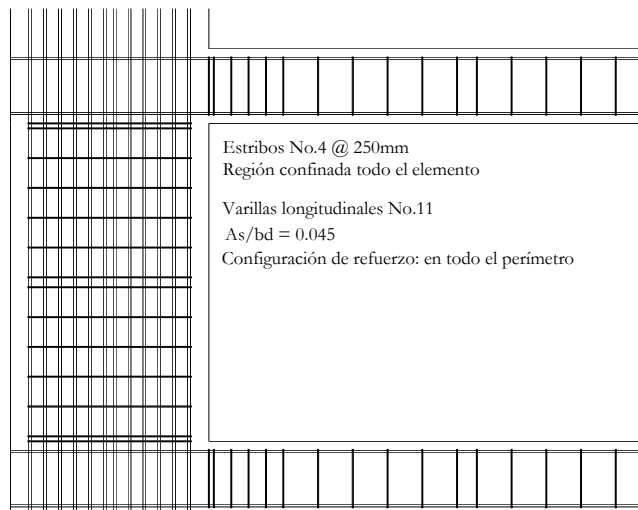


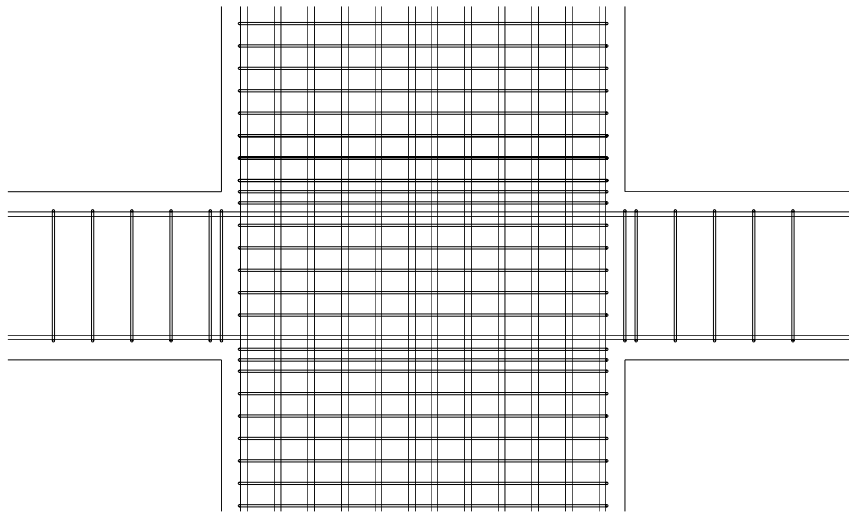
Gráfico 4B: Diagrama de columna para estructura no redundante de 8 niveles. Para marcos ordinarios.



### ***C. Apéndice 3: Detalles principales de nudos viga-columna***

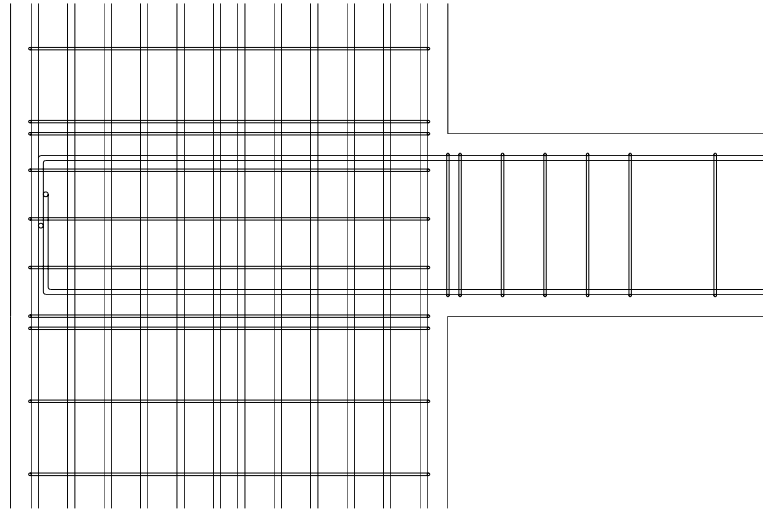
A continuación se mostrarán los esquemas de detalles principales de nudos viga-columna. Estos gráficos ayudarán a entender el tipo de detalle y la ubicación de los refuerzos propuestos. Los elementos que se mostrarán en este apéndice son, en general, cualquier nudo diseñado con anterioridad.

Gráfico 1C: Diagrama de nudo viga-columna interior.



En este gráfico se puede entender a lo que las normas AGIES se refieren por nudo interior. Cuando dos elementos a flexión entran en un eje de análisis a un nudo. También se muestra cómo el refuerzo longitudinal de las vigas pasa de forma continua a través del nudo. Otro detalle que debe atenderse es la distribución de los estribos de la columna que siguen dentro del nudo con el mismo espaciamiento mientras no sean mayores a los especificados por la norma AGIES o el código por el cual se esté diseñando la estructura.

Gráfico 2C: Diagrama de nudo viga-columna exterior.

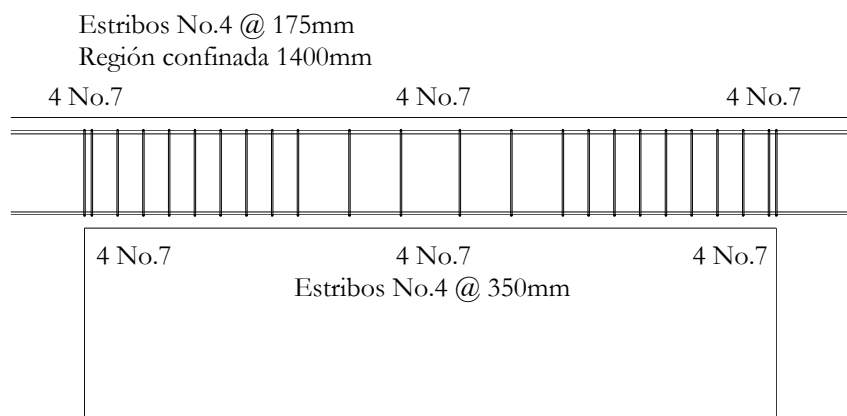


Este segundo esquema ayuda a entender el concepto de nudo exterior. Cuando solamente un elemento a flexión llega al nudo. Dentro del mismo esquema puede verse el detalle de anclaje de varillas en la cara opuesta del nudo. La viga ingresa dentro de la columna por el lado derecho del nudo y el refuerzo debe extenderse hasta el rostro opuesto en el lado izquierdo del esquema.

### ***D. Apéndice 4: Diagramas de vigas para marcos especiales***

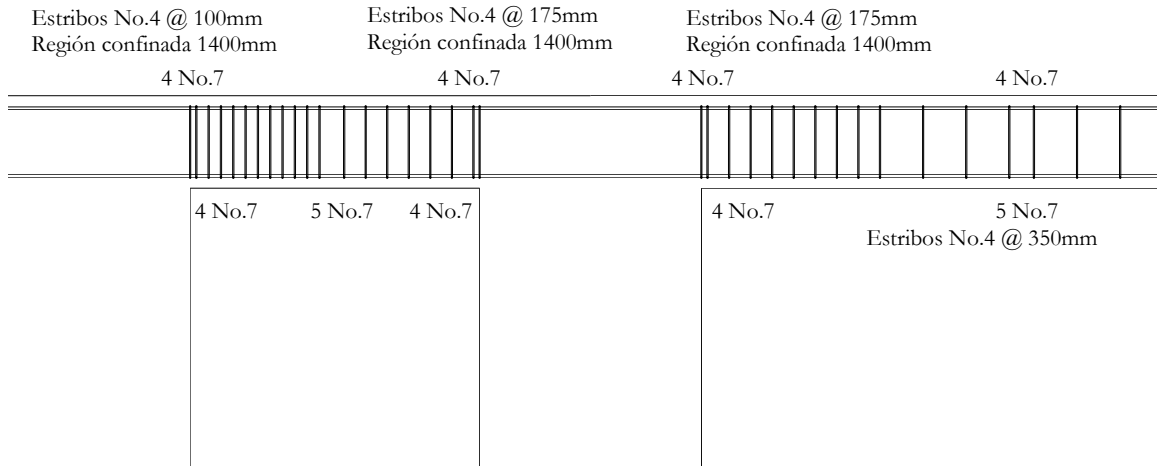
A continuación se mostrarán los esquemas de distribución de refuerzo en algunas vigas principales de las estructuras propuestas en este trabajo. Estos gráficos ayudarán a entender el tipo y la ubicación de los refuerzos propuestos. Los elementos que se mostrarán en este apéndice serán las vigas diseñadas bajo la perspectiva de marcos especiales.

Gráfico 1D: Diagrama de viga para estructura redundante sin muros. Para marcos especiales.



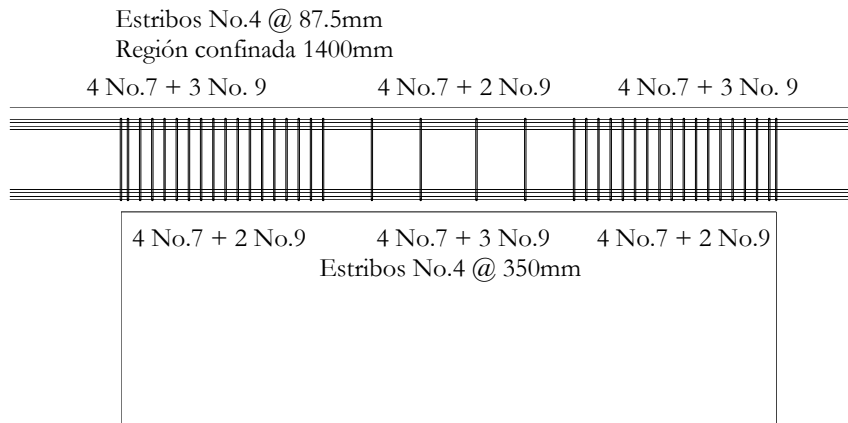
En algunos de los gráficos puede verse que para vigas los cambios entre marcos ordinarios y especiales pueden ser pequeños o ninguno, dependiendo de la demanda estructural del elemento. Cuando los elementos, como algunas de las vigas trabajadas, tienen suficiente resistencia comparada con las cargas, no suelen haber variaciones en sus refuerzos.

Gráfico 2D: Diagrama de viga para estructura redundante con muros. Para marcos especiales.



En algunas situaciones, como en esta viga cercana a un muro, suele verse que la región confinada es toda la longitud libre. Este tipo de elementos pueden manejarse como dinteles o vigas de acople. La revisión realizada a estos elementos demostró que no eran necesarios trabajarlos como vigas de gran peralte. Pero se puede ver que por su geometría y refuerzo están muy cercanas a trabajar como vigas de acople. Mientras, el resto de las vigas de la estructura si trabajan a momento principalmente.

Gráfico 3D: Diagrama de viga para estructura no redundante de 5 niveles. Para marcos especiales.





### *E. Diagramas de columnas para marcos especiales*

A continuación se mostrarán los esquemas de distribución de refuerzo en algunas columnas de las estructuras propuestas en este trabajo. Estos gráficos ayudarán a entender el tipo y la ubicación de los refuerzos propuestos. Los elementos que se mostrarán en este apéndice serán las columnas diseñadas bajo la perspectiva de marcos especiales.

Gráfico 1E: Diagrama de columna para estructura redundante sin muros. Para marcos especiales.

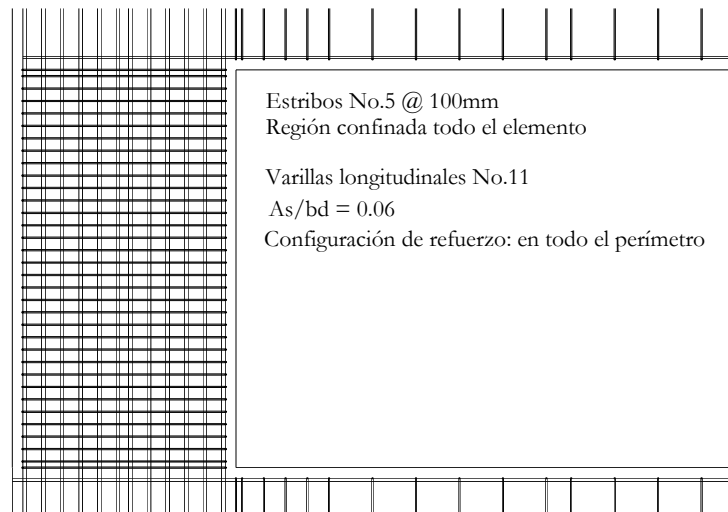


Gráfico 2E: Diagrama de columna para estructura redundante con muros. Para marcos especiales.

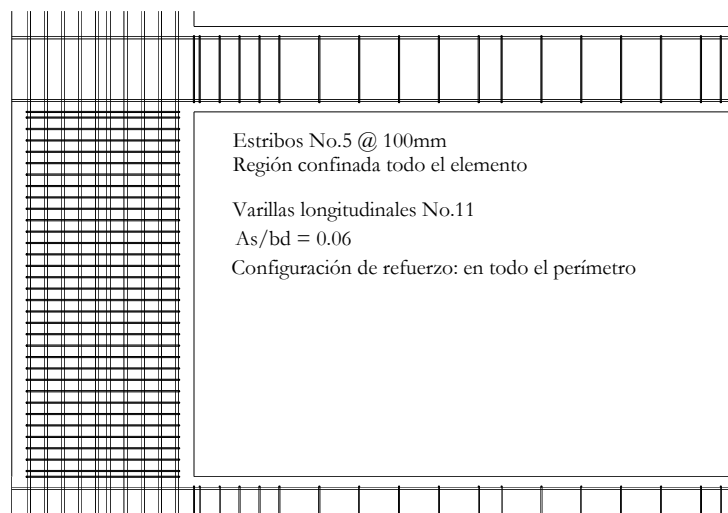


Gráfico 3E: Diagrama de columna para estructura no redundante de 5 niveles. Para marcos especiales.

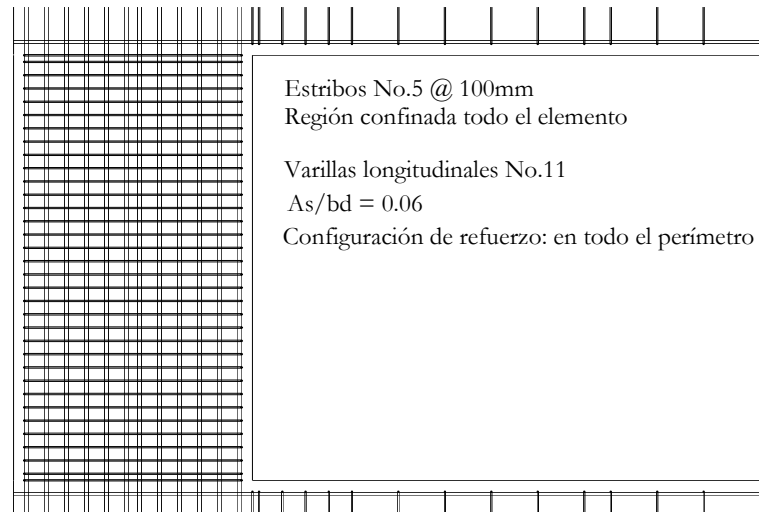
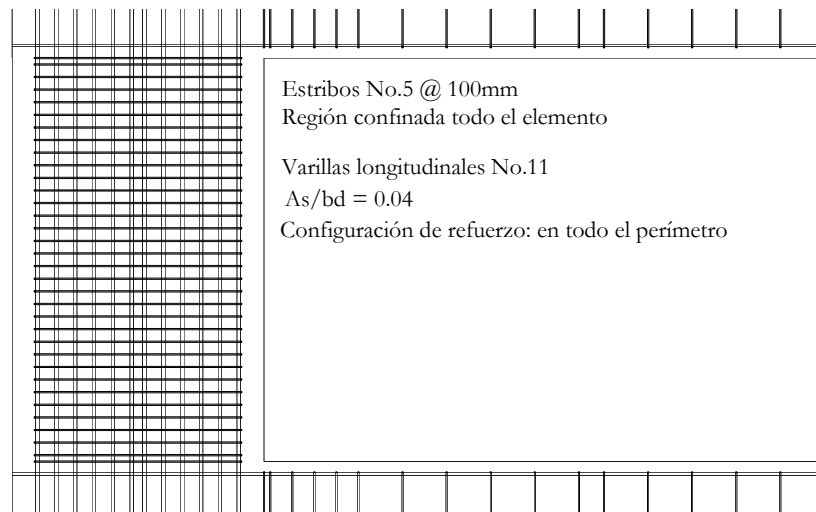


Gráfico 4E: Diagrama de columna para estructura no redundante de 8 niveles. Para marcos especiales.



## ***F. Apéndice 6: Uso sencillo de ecuaciones de diseño***

Dentro de este último apéndice se mostrarán ejemplos sencillos, independientes del trabajo previo, aplicando las ecuaciones mostradas que no forman parte de la norma recomendada AGIES. El uso de estas ecuaciones es sencillo. Motivo por el cual no forman parte del trabajo principal, pero que su uso se mostrará en esta sección. El propósito es aclarar y ejemplificar el cálculo de dichas ecuaciones.

Primero una recomendación que ya ha sido mencionada con anterioridad, hay que saber para qué sirve cada ecuación, cual es la aplicación correcta de cada una y las dimensionales que cada variable debe tener si fuera el caso. Las ecuaciones a continuación mostradas están propuestas para el sistema SI que trabaja dimensiones en milímetros, fuerzas en Newtons y esfuerzos en mega pascales. También se comentaran algunos métodos mas refinados o precisos que puedan utilizarse al momento de aplicar estas ecuaciones.

Ejemplo 1: Determinación de refuerzo a tensión de una viga y calculo de su momento nominal.

Si una viga tiene una base de 250mm con peralte de 650mm. Un recubrimiento de 50mm y un momento último de 500,000,000 N-mm.  $f_y = 280$  Mpa y  $f'_c = 28$  MPa. Entonces conocemos que  $d = 650 - 50 = 600$ mm. Aplicando la ecuación:

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \frac{M_u}{\phi b d^2}}{0.85 f'_c}} \right)$$

Obtenemos primero  $M_u / \phi b d^2 = 500000000 / 0.9 * 200 * 600^2 = 7.715 \text{ N} / \text{mm}^2 = 7.715 \text{ MPa}$ .

Luego Determinamos  $2 * 7.715 \text{ MPa} / 0.85 * f'_c = 2 * 7.715 \text{ MPa} / 0.85 * 28 \text{ MPa} = 0.648$

El resultado, adimensional, lo operamos:  $(1 - (1 - 0.648)^{1/2}) = 0.407$

Finalmente:  $\rho = 0.85 * 28 \text{ MPa} * 0.407 / 280 \text{ MPa} = 0.035$ .

Conociendo que  $A_s = \rho b d$ , obtenemos un área de acero  $A_s = 0.035 * 600 \text{ mm} * 400 \text{ mm} = 8400 \text{ mm}^2$ .

El área obtenida es de acero mínimo para resistir ese momento. Adicionalmente si estuviéramos revisando las normas AGIES el límite de acero era  $\rho = 0.025$  y estamos por  $\rho = 0.035$ .

Ahora, si buscamos cuál es el momento máximo que resiste nuestra sección de concreto con  $\rho = 0.025$  tendríamos que aplicar:

$$M_u = \phi M_n = \phi f_y \rho b d^2 (1 - (\rho f_y / 1.7 f_c))$$

Entonces:  $M_u = 0.9 * 280 \text{ MPa} * 0.025 * 200\text{mm} * (600\text{mm})^2 (1 - (0.025 * 280 \text{ MPa} / 1.7 * 28 \text{ MPa})) = 453600000 * 0.852 = 386,894,118 \text{ N-mm}$  que efectivamente es menor a  $500,000,000 \text{ N-mm}$ .

Otros métodos: Algunos métodos de análisis de momentos permiten estudiar un porcentaje de acero preestablecido despejar de las ecuaciones anteriores un valor de  $bd^2$  con lo cual se diseña la sección de la viga. El problema de realizar este proceso es tener que revisar a cada paso de diseño como cada viga altera el comportamiento estructural. Procesos más refinados son aquellos que consideran el efecto de las varillas a compresión cuando se estudia un momento flexionante. Esto suele ser un estudio de interacción del refuerzo en las dos caras extremas de una viga, similar a estudiar una columna con refuerzo en dos caras cuando ha perdido su resistencia axial a compresión y esta sujeta a flexión pura.

Ejemplo 2: Determinación de Refuerzo a Corte y resistencia de la sección.

Utilizando la misma sección, y la misma resistencia de concreto y acero, su resistencia a corte esta dada por:  $V_c = 0.17 bd f_c^{1/2}$  esto nos da un valor de

$$V_c = 0.17 * 200\text{mm} * 600\text{mm} * (28 \text{ MPa})^{1/2} = 107,947 \text{ N}$$

Entonces si tuviera que resistir un corte de  $300,000 \text{ N}$  debería proveerse estribos para resistir  $V_s$ .

$V_s = V_u / \phi - V_c = 300000 \text{ N} / 0.85 - 107947 \text{ N} = 244994 \text{ N}$ . Utilizando estribos No.4 con area de  $129\text{mm}^2$ , obtenemos utilizando la ecuación:

$$S = A_v * d * f_y / V_s = 2 * 129\text{mm}^2 * 600 * 280 \text{ MPa} / 244994 \text{ N} = 177 \text{ mm}.$$

La separación encontrada para estribos No.4 sería de unos 15 centímetros. Tanto en los datos obtenidos en este ejemplo como aquellos mostrados luego de diseñar las vigas de este trabajo se mostraron los espaciamientos mínimos planteados por las ecuaciones. Pero constructivamente

debe proponerse siempre valores utilizables. Usualmente múltiplos de 5 centímetro suelen ser recomendables para poder proveer un espaciamiento adecuado y que se pueda revisar al momento de pasar una supervisión en obra. Siempre que se alteren los espaciamientos de estribos debe asegurarse que se cumplan con los límites provistos y que estén por debajo de los espaciamientos que se requieren por resistencia.

Otros procesos mas refinados serían aplicar las formulas donde se involucra el momento flexionante o la carga axial, en caso de columnas. Estos procedimientos proporcionan mejor la resistencia de la sección en función de los otros efectos que apliquen. El cálculo de espaciamiento de estribos, por otro lado, no suele mejorar con otros procesos más refinados fuera de querer considerar estribos inclinados.

Ejemplo 3: Consideraciones de columnas.

El proceso de analizar columnas no es sencillo, la única ecuación sencilla para ejemplificar es:

$$\phi P_n = 0.80\phi [ 0.85f_c ( A_g - A_{st} ) + f_y A_{st} ]$$

Esta ecuación provee la resistencia axial a compresión de la sección de concreto sin considerar momentos. Ya dentro de la etapa de diseño de columnas bajo los criterios de marcos ordinarios se mostró el proceso de cálculo de un punto de un diagrama de momento. Se proveerán dos comentarios generales para facilitar el proceso de cálculo:

- i) Considerar etapas de deformaciones, por ejemplo cuando todas las deformaciones son compresivas, luego considerar cuando las deformaciones por tensión están antes de la mitad de la sección y cuando las deformaciones dentro de la región a tensión pasaron de la mitad de la sección. Usualmente siempre debería considerarse un extremo a compresión, con deformación unitaria de 0.003 y el otro extremo de la sección que cambie desde 0.003 a compresión hasta cuando la carga axial sea cero y solo quede momento.
- ii) Otra recomendación es que cuando se realicen los cálculos por etapas, hay una región inicial cuando del diagrama de interacción que esta limitada por  $\phi P_n$  mostrada anteriormente. Esta etapa suele no ameritar trabajarse. Luego la etapa cuando la resistencia axial cae por debajo de  $0.1 A_g f_c$  se debe proporcionar por un  $\phi$  que aumenta de 0.7 o 0.75 hasta 0.9. Esto se hace linealmente desde que P cae por debajo de  $0.1 A_g f_c$  hasta que llega a cero.