



Universidad Nacional De Córdoba
Facultad De Ciencias Exactas Físicas Y Naturales

Practica Supervisada, Ingeniería Civil

Diseño Sismorresistente Por Capacidad De Un Edificio

Empresa: Constructora San Nicolás S.R.L.

Autor: Pautasso Orlando

Tutor: Diego Hunicken

Supervisor Externo: Pablo Brizuela

Año: 2013

Título: Diseño por capacidad de un edificio
Carrera: Ingeniería Civil
Año: 2013
Tutor: Diego Hunicken
Supervisor: Pablo Federico Brizuela
Autor: Pautasso Orlando
Matricula: 200404319
Plan: 05
Correo: orlando3_pautasso@hotmail.com

RESUMEN

En la presente practica supervisada se explica el diseño sismorresistente por capacidad de un edificio de hormigón armado ubicado en una zona sísmica de peligrosidad moderada, siguiendo el reglamento Cirsoc 103 (edición 2005).

Se describe como se llega a la configuración estructural final que corresponde al diseño propuesto por la empresa y el alumno.

Se hace el análisis de cargas verticales a mano y en un programa de elementos finitos (sap2000) para comprobar los resultados.

Con el diseño propuesto se modela en sap2000 el edificio realizando un análisis sísmico estático equivalente, para obtener las solicitaciones de las partes estructurales a dimensionar. Se hace hincapié además en las limitaciones que tiene el programa para representar la realidad.

Se dimensiona tanto la infraestructura como la superestructura del sistema de fuerzas laterales, los mismos lo componen pórticos y tabiques de hormigón armado fundados con zapatas vinculadas por vigas riostras.

PALABRAS CLAVES

Capacidad; sobrerresistencia; Diseño; Rotula; Nudo; Plastificación; Ductilidad; Tipología; Pórtico; Tabique; Análisis; Hormigón; Cirsoc; Pandeo; Confinamiento; Sismorresistente

INDICE DE CONTENIDOS

1. INTRODUCCION	8
1.1. Generalidades	8
1.2. Objetivos generales y específicos	8
1.3. Alcance	8
1.4. Organización del informe	8
1.5. Normativa	9
1.6. Descripción general del proyecto	10
1.7. Materiales	10
2. ESTRUCTURACION	11
2.1. Generalidades	11
2.2. Condicionantes del diseño estructural	11
2.3. Definición de la estructura	12
2.4. Fundación	13
3. ANALISIS DE CARGA	24
3.1. Generalidades	24
3.2. Solicitaciones	24
3.2.1. Cargas permanentes	24
3.2.2. Sobrecargas	29
3.2.3. Acciones sísmicas	29
4. MODELO Y SOLICITACIONES	39
4.1. Modelado	39
4.2. Solicitaciones	47
5. DISEÑO de vigas	48
5.1. Generalidades	48
5.2. Mecanismo de colapso propuesto	48
5.3. Diseño a flexión	50
5.3.1. Redistribución de momentos	50
5.3.2. Diseño de la armadura longitudinal	57
5.3.3. Factor de sobrerresistencia flexional de viga	66
5.4. Diseño de corte por capacidad	68
5.4.1. Corte ultimo y tensión ultima	68

5.4.2.	Diseño de la armadura transversal	73
6.	<i>DISEÑO DE COLUMNAS</i>	79
6.1.	Acciones de diseño	79
6.1.1.	Solicitaciones de diseño para columna donde se prevé la formación de rotulas plásticas.	79
6.1.2.	Solicitaciones de diseño para columna en donde no se prevé la formación de rotulas plásticas.	80
6.1.3.	Solicitaciones de la columna c133 para un estado de carga 0,9D+Sx	83
6.2.	Diseño de la armadura longitudinal	93
6.3.	Diseño de la armadura transversal	98
6.3.1.	Diseño de la armadura transversal en zonas de formación potencial de rotulas plásticas.	98
6.3.2.	Diseño de la armadura transversal en zonas normales.	99
7.	<i>DISEÑO DEL NUDO VIGA-COLUMNA</i>	103
7.1.	Generalidades	103
7.2.	Ancho efectivo del nudo	103
7.3.	Limitación de la tensión nominal horizontal de corte	104
8.	<i>DISEÑO DE LA FUNDACION</i>	107
8.1.	Generalidades	107
8.2.	Dimensionamiento de la zapata	108
8.3.	Solicitaciones	109
8.4.	Dimensionamiento de la viga de vinculación (v101)	110
8.5.	Dimensionamiento de la viga v201	112
9.	<i>CONCLUSIONES</i>	115

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2.1. Procedimientos del diseño estructural</i>	12
<i>Tabla 2.2. Dimensiones de columnas</i>	13
<i>Tabla 2.3. Dimensiones de vigas</i>	13
<i>Tabla 3.1. Detalle de vigas</i>	25
<i>Tabla 3.2. Detalle de columnas</i>	25
<i>Tabla 3.3. Losa tipo 1 (Departamentos)</i>	26
<i>Tabla 3.4. Losa tipo 2 (Azotea)</i>	26
<i>Tabla 3.5. Peso por metro lineal de la mampostería</i>	28
<i>Tabla 3.6. Resumen de solicitaciones en vigas</i>	28
<i>Tabla 3.7. Peso y altura de cada piso</i>	33
<i>Tabla 3.8. Fuerzas estáticas equivalentes y corte basal</i>	34
<i>Tabla 3.9. Momento torsor para el nivel k producido por F_x</i>	37
<i>Tabla 3.10. Momento torsor para el nivel k producido por F_y</i>	37
<i>Tabla 4.1. Rigidez efectiva de columnas</i>	43
<i>Tabla 4.2. Valores límites de la distorsión horizontal por piso</i>	44
<i>Tabla 4.3. Distorsión horizontal del pórtico 2x</i>	45
<i>Tabla 4.4. Distorsión horizontal del pórtico 1y</i>	45
<i>Tabla 5.1. Redistribución de momento, pórtico 2x – Nivel sobre 1° piso</i>	53
<i>Tabla 5.2. Redistribución de momento, pórtico 2x – Nivel sobre 1° piso</i>	54
<i>Tabla 5.3. Redistribución de momento, pórtico 2x – Nivel sobre 1° piso</i>	55
<i>Tabla 5.4. Redistribución de momento, pórtico 2x – Nivel sobre 1° piso</i>	56
<i>Tabla 5.5. Dimensionado y verificación de secciones rectangulares según Cirsoc 201-2005</i>	59
<i>Tabla 5.6. Valores de β_1 en función de la calidad del hormigón.</i>	60
<i>Tabla 5.7. Dimensionamiento a flexión, Pórtico 2x- Nivel sobre 1° piso</i>	63
<i>Tabla 5.8. Factor de sobrerresistencia flexional de viga – dirección x</i>	67
<i>Tabla 5.9. Corte ultimo</i>	69
<i>Tabla 5.10. Corte inducido por la capacidad de la rotula</i>	69
<i>Tabla 5.11. Corte ultimo y Tensión ultima (Viga v401)</i>	71
<i>Tabla 5.12. Corte ultimo y Tensión ultima (Viga v402)</i>	72
<i>Tabla 5.13. Corte ultimo y Tensión ultima (Viga v401)</i>	72
<i>Tabla 5.14. Armadura transversal en zona de formación potencial de rotula, Pórtico 2x- Nivel s/ Sub suelo a s/3° piso</i>	77
<i>Tabla 5.15. Armadura transversal en el tramo, Pórtico 2x - Nivel s/ Sub suelo a s/3° piso</i>	77
Tabla 6.1. Factor de reducción de carga axial	82
<i>Tabla 6.2. Factor de reducción de momento (R_m)</i>	84
<i>Tabla 6.3. Momento de sobrerresistencia flexional y factor de sobrer. Flexional</i>	85
<i>Tabla 6.4. Momento y Corte de diseño (Sismo derecha)</i>	86
<i>Tabla 6.5. Momento y Corte de diseño (Sismo izquierda)</i>	87

<i>Tabla 6.6. Esfuerzo axial ultimo-Columna c33</i>	90
<i>Tabla 6.7. Esfuerzo axial ultimo-Columna c33</i>	91
<i>Tabla 6.8. Armadura Longitudinal - Columna c33 - Dirección x-x</i>	94
<i>Tabla 6.9. Carga axial máxima de diseño, dirección x</i>	95
<i>Tabla 6.10. Longitud de la zona crítica (Lp)</i>	97
<i>Tabla 6.11. Armadura transversal por confinamiento (Ash)-Columna c133</i>	100
<i>Tabla 6.12. Armadura transversal por pandeo de barras longitudinales- Columna c133</i>	100
<i>Tabla 6.13. Armadura transversal – c133</i>	101
<i>Tabla 7.1. Ancho efectivo de nudo viga columna – Pórtico 2x</i>	104
<i>Tabla 7.2. Verificación de tensión nominal horizontal de corte de nudo externo viga columna – Columna c33 viga v1</i>	106
<i>Tabla 8.1. Dimensionamiento de la armadura longitudinal de viga v101</i>	110
<i>Tabla 8.2. Dimensionamiento de la armadura transversal de viga v101</i>	111
<i>Tabla 8.3. Dimensionamiento de la armadura longitudinal de la viga v201</i>	113
<i>Tabla 8.4. Dimensionamiento de la armadura transversal de viga v201</i>	114

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2.1 Excentricidad de la carga vertical</i>	14
Figura 2.2. <i>Plano general (Nivel sub suelo)</i>	15
Figura 2.3. <i>Plano general (Nivel sobre sub suelo)</i>	16
Figura 2.4. <i>Plano general (Nivel sobre Planta Baja a sobre 2° piso)</i>	17
Figura 2.5. <i>Plano general (Nivel sobre sobre 3° piso a sobre 6° piso)</i>	18
<i>Figura 2.6. Plano de estructura (Nivel sub suelo)</i>	19
<i>Figura 2.7. Plano de estructura (Nivel sobre sub suelo)</i>	20
<i>Figura 2.8. Plano de estructura (Nivel Planta Baja a sobre 3° piso)</i>	21
<i>Figura 2.9. Plano de estructura (Nivel sobre 4° piso a sobre 6° piso)</i>	22
<i>Figura 2.10. Pórtico y1</i>	23
Figura 2.11. <i>Pórtico x2</i>	23
<i>Figura 3.1. Detalle general de losa.</i>	26
Figura 3.2. <i>Análisis de carga</i>	27
<i>Figura 3.3. Espectro elástico de pseudoaceleracion para zona sísmica 2 con $\varepsilon=5\%$</i>	32
Figura 3.4. <i>Momento torsor estático y fuerza estática equivalente</i>	38
Figura 4.1. <i>Modelo estructural del edificio en Sap2000</i>	41
<i>Figura 4.2. Condiciones de vínculos</i>	42
<i>Figura 5.1. Mecanismo de colapso</i>	49
Figura 5.2. <i>Detalle de rotula de extremo de viga</i>	49
Figura 5.3. <i>Distribución rectangular equivalente en el hormigón</i>	58
<i>Figura 5.4. Envolvente de momentos</i>	65
Figura 5.5. <i>Corte de viga v401</i>	69
Figura 5.6. <i>Longitud de las zonas de formación potencial de rotulas plásticas</i>	76
Figura 5.7. <i>Plano de detalle de viga - Nivel: S/ Planta baja a S/ 3° Piso</i>	78
Figura 6.1. <i>Factor de amplificación dinámica</i>	83
Figura 6.2. <i>Momento ultimo y corte ultimo de columna c33 - Estado de carga: 0,9D+Sx</i>	88
<i>Figura 6.3. Esfuerzo axial inducido por la sobrerresistencia flexional de las rotulas en columna c33</i>	92
Figura 6.4. <i>Diagrama de interacción</i>	93
<i>Figura 6.5. Diagrama de momento para determinar la longitud de la rótula plástica (l_p en columnas)</i>	96
<i>Figura 6.6. Determinación de la longitud (l_p) de la zona de formación potencial de rotulas plásticas en columnas</i>	97
<i>Figura 6.7. Plano de detalle de columna c133</i>	102
<i>Figura 7.1. Ancho efectivo del nudo</i>	103
<i>Figura 7.2. Esfuerzo de corte horizontal, caso a</i>	105
<i>Figura 8.1. Solución de la excentricidad de zapata z33</i>	107
<i>Figura 8.2. Dimensiones de zapata z33</i>	108
Figura 8.3. <i>Modelo de la fundación</i>	109

1. INTRODUCCION

1.1. Generalidades

En el presente informe se describen las actividades desarrolladas por el alumno Pautasso Orlando a modo de práctica supervisada en la empresa constructora San Nicolás, en el marco del *CÁLCULO* de una *ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO* ubicada en la ciudad de la Rioja, aplicando el reglamento Cirsoc 103 (edición 2005).

1.2. Objetivos generales y específicos

Como objetivo general se propone, adquirir experiencia en el planteo y verificación de estructuras de hormigón armado teniendo en cuenta todos los condicionantes normativos, de comportamiento estructural, arquitectónico y económico.

Como objetivos específicos se propone:

- Desarrollar habilidades en el estudio, análisis e interpretación de estructuras reales. Adquirir experiencia en la toma de decisiones en cuanto a valores a adoptar de los cuales no se tienen datos.
- Profundizar en la modelación de estructuras mediante el uso de programas computacionales de análisis estructural como Sap2000.
- Comprender las responsabilidades que conllevan el desarrollo de la actividad y toda decisión tomada en cada paso de un proyecto. Discutir el modelo planteado con los profesionales a cargo del proyecto e interpretar los resultados obtenidos.

1.3. Alcance

El presente trabajo se limita al diseño sismorresistente de acuerdo al reglamento Cirsoc 103 (edición 2005) de las vigas, columnas y fundación de los pórticos del edificio mostrado en las Figuras 2.2 a 2.5.

1.4. Organización del informe

Este Documento consta de los siguientes capítulos:

Capítulo 1 - *Introducción*

Capítulo 2 – *Estructuración*: En este capítulo queda definida la estructura final que deberá cumplir con los condicionantes de tipo arquitectónico y estructural.

Capítulo 3 - *Análisis de carga*: se realiza el análisis de cargas de la estructura, primero haciendo una breve descripción de las cargas que se consideran y luego haciendo el análisis propiamente dicho con una descripción del procedimiento utilizado en el caso del sismo.

Capítulo 4 - *Modelo y solicitaciones*: se presenta la modelación de la estructura del edificio. Se hace una breve descripción de los pasos a tener en cuenta.

Capítulo 5 – *Diseño de vigas*: se hace el dimensionado y verificación de las vigas de todos los niveles aplicando el diseño por capacidad según el reglamento Cirsoc 103 (edición 2005).

Capítulo 6 – *Diseño de columnas*: se hace el dimensionado y verificación de las columnas de todos los niveles aplicando el diseño por capacidad según el reglamento Cirsoc 103 (edición 2005).

Capítulo 7 – *Diseño de nudo viga columna*: se hace la verificación a corte según el reglamento Cirsoc 103 (edición 2005) del nudo viga columna.

Capítulo 8 – *Diseño de Fundación*: se hace el dimensionamiento de la fundación de la columna c33, para un estado límite último.

Capítulo 9 – *Conclusiones*: se realiza una breve conclusión del trabajo, realizada en base los objetivos planteados.

1.5. Normativa

- Reglamento Cirsoc 103 (edición 2005): Normas Argentinas para las Construcciones Sismorresistentes.
- Reglamento Cirsoc 101 (edición 2005): Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de Estructuras de Edificios.
- Reglamento Cirsoc 201 (edición 2005): Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.

1.6. Descripción general del proyecto

La construcción se ubica en la Ciudad de la Rioja localizada en una zona sísmica N° 2 de peligrosidad moderada; cuenta con 8 pisos, la cochera, la planta baja y el resto de los pisos destinado a departamentos. La superficie cubierta es de 2615,00 m² aproximadamente con 12,30 mts de frente y 32,40 mts de fondo.

El edificio tiene una tipología de pórticos sismorresistente y se clasifica estructuralmente como regular por su distribución uniforme tanto en planta como en altura de la rigidez y la masa.

Durante la práctica supervisada se dimensiona con el reglamento Cirsoc 103 (edición 2005) las partes estructurales del apartado 1.3.

1.7. Materiales

- Hormigón:

Se trabajó con un Hormigón tipo H21, el cual posee las siguientes características:

Tensión admisible: $f'c = 250 \text{Kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad: $E_c = 240000 \text{Kg/cm}^2$

Peso específico: 2400Kg/m^3

Relación de poisson: 0.2

Módulo de elasticidad trasversal: $G = 100000 \text{Kg/cm}^2$

- Acero:

Tensión de fluencia: $f_y = 4200 \text{Kg/cm}^2$

2. ESTRUCTURACION

2.1. Generalidades

Se busca con el supervisor lograr una estructura siguiendo la distribución modular sin invadir la arquitectura de la construcción y cumpliendo con los condicionantes estructurales; se hizo énfasis en realizar un diseño simple y uniforme tanto en planta como en altura que no implique complicaciones adicionales en la etapa de la construcción ni comportamientos inadecuados frente a las acciones sísmicas.

2.2. Condicionantes del diseño estructural

Definir la estructura de la construcción es un proceso iterativo, se proponen soluciones, es este caso posibles configuraciones estructurales hasta lograr el diseño definitivo. Esta debe cumplir con las siguientes exigencias:

- A. Condicionantes estructurales: la estructura frente a las acciones sísmicas y gravitatorias debe tener la rigidez y resistencia necesaria para permitir la formación de un mecanismo de colapso con deformaciones acotadas que no pongan en riesgo la vida de las personas.
- B. Condicionantes arquitectónicos: que los distintos elementos que componen la estructura no produzca un impacto visual a los ambientes arquitectónicos.
- C. Interacción suelo estructura: depende del tipo de fundación y del comportamiento de la estructura frente a las acciones sísmicas y gravitatorias y debe garantizar en todo momento una correcta transmisión de las acciones de la estructura sin deformaciones diferenciales excesivas.
- D. Evitar comportamientos inadecuados: comportamientos como piso flexible, viga corta, columna corta, son debido a la falta de regularidad de la estructura tanto en planta como en altura, en lo posible si lo permite la arquitectura debe evitarse para que la estructura se comporte como un mecanismo sin llegar al colapso.

2.3. Definición de la estructura

Teniendo en cuenta lo expresado en el Anexo 2.2 y que la planta del edificio, Figura 2.2 a 2.5, presenta una distribución modular uniforme con módulos de tamaños similares, tanto en planta como en altura y con una gran simetría respecto de los ejes “x” e “y”, se propone inicialmente una tipología de pórticos con vigas chatas (esta última por cuestiones estéticas).

La tipología consiste en 11 pórticos sismorresistentes en dirección “x” y 4 pórticos sismorresistentes en dirección “y”, con fundación de zapatas vinculadas con vigas riostras de 20cm x 30cm. Si bien se cumple con los condicionantes arquitectónicos no verifica los estructurales por la falta de rigidez de los nudos vigas columnas; para ello se incrementa las secciones de las columnas y se agrega tabiques, la rigidez aumenta considerablemente pero a costa de una falta de regularidad estructural y una superposición con la arquitectura. Para evitar lo último se disminuye lo necesario las columnas y los tabiques y para recuperar rigidez se aumenta las alturas de las vigas ubicadas en los pórticos en donde se tiene muros (x1, x4, x8, x11, y1, y4). La solución anterior cumple con los condicionantes estructurales, arquitectónicos y presenta una regularidad adecuada al edificio. Sin embargo analizando las solicitaciones en las condiciones de vínculos obtenidas del modelo en sap2000 surgen incompatibilidades con la realidad; en las exteriores correspondientes a los pórticos x1, x4, x8 y x11 por ser los más rígidos, al transmitir un corte mayor que el resto aparecen esfuerzos de tracción en la fundación, incompatible con la manera de trabajar de la zapata; otro inconveniente fue el momento excesivo que transmitían en el modelo. Para solucionar el problema se propone incrementar las secciones de las vigas riostras pasando de tener 20cm x 30cm a 30cm x 80cm, disminuyendo considerablemente los momentos en las fundaciones y además se aumentó la altura de toda las vigas en ambas direcciones reemplazando las vigas chatas.

Se muestra en la Tabla 2.1 de manera sintética el procedimiento explicado en el párrafo anterior:

Tabla 2.1. Procedimientos del diseño estructural

Configuración estructural	Condicionantes			
	A	B	C	D
Tipología de pórticos con vigas chatas. Fundación: zapatas vinculadas con vigas riostras de 20cm x 30cm.	X	OK	X	OK
Se mantiene cte. la sección de las vigas; se aumenta la sección de las columnas y se agregan tabiques. La fundación se mantiene igual.	OK	X	X	OK

Aumenta la altura de las vigas de los pórticos por donde pasan los muros; se disminuye la sección de las columnas y tabiques. La fundación se mantiene igual.	OK	OK	X	OK
Aumenta la altura de todas las vigas; se vinculan las zapatas con vigas de 30cm x 80cm.	OK	OK	OK	OK

El diseño final resulta de gran regularidad en cuanto a la distribución de masa y rigidez tanto en planta como en altura; las columnas se agrupan de acuerdo a su ubicación, como se observa en la Tabla 2.2, las centrales de 50cm x 40cm y las medianeras de 50cm x 25cm orientadas las mismas de acuerdo a los ejes "x" e "y" respectivamente. Las vigas se clasifican de acuerdo a la Tabla 2.3 teniendo en cuenta la dirección en planta, para los niveles Sobre sub suelo a sobre 3° se tienen vigas de 25cm x 50cm en la dirección "x" y 25cm x 45cm para la dirección "y". En los pisos superiores se reducen en 5 cm el ancho de las vigas en ambas direcciones.

Tabla 2.2. Dimensiones de columnas

. Dimensiones de columnas

Grupo	Ubicación	h_b - m	b_w - m
C1	Centro	0,50	0,40
C2	Eje medianero	0,50	0,25

Tabla 2.3. Dimensiones de vigas

Grupo	Ubicación	h_b - m	b_w - m
1x	S/ sub suelo a S/ 3° piso	0,50	0,25
2x	S/ 4° piso a S/ 6° piso	0,50	0,20
1y	S/ sub suelo a S/ 3° piso	0,45	0,25
2y	S/ 4° piso a S/ 6° piso	0,45	0,20

Respecto de las losas, estas son de tipo casetonada de 25 cm de espesor y trabajan en la dirección "x". Se dispone de esta manera por que las luces de las losas en dicha dirección presentan una longitud acorde a este tipo de solución.

2.4. Fundación

De acuerdo con el estudio de suelo, la tensión admisible para una cota de -4 mts tiene un valor de 4 kg/cm² y se recomienda realizar fundación superficial.

En la práctica se seleccionó como sistema de fundación zapatas fundadas a la cota mencionada conectadas unas con otras con vigas de 30cm x 80cm. La presencia de estas resulta de disminuir las excentricidades generadas por los momentos sísmicos de tal manera que la carga vertical última actué dentro de la dimensión de la zapata, como se observa en la Figura 2.1. Y se aclara que las bases perimetrales se verifica además del momento sísmico el adicional por la excentricidad de las mismas.

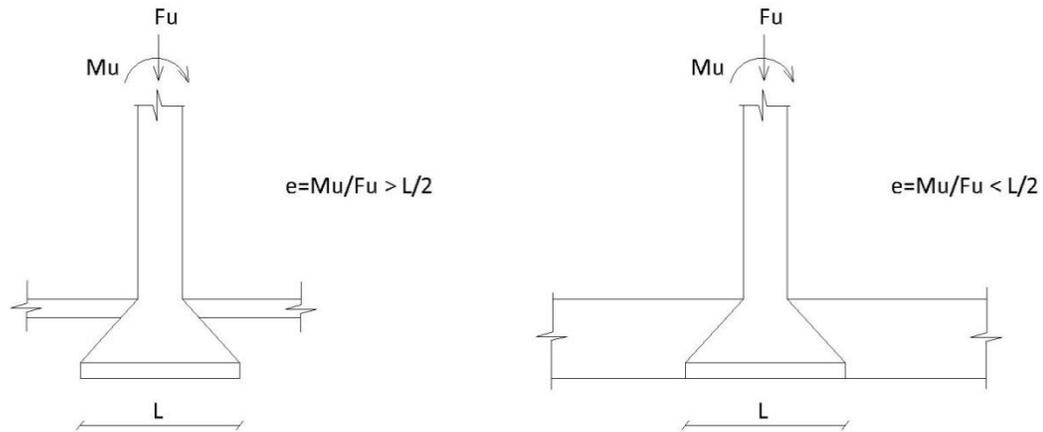


Figura 2.1 Excentricidad de la carga vertical

A continuación se muestra para los distintos niveles los planos generales (Figura 2.2 a 2.5), de estructuras (Figura 2.6 a 2.9) y en corte los pórticos "x2" e "y1" (Figura 2.10 a 2.11).

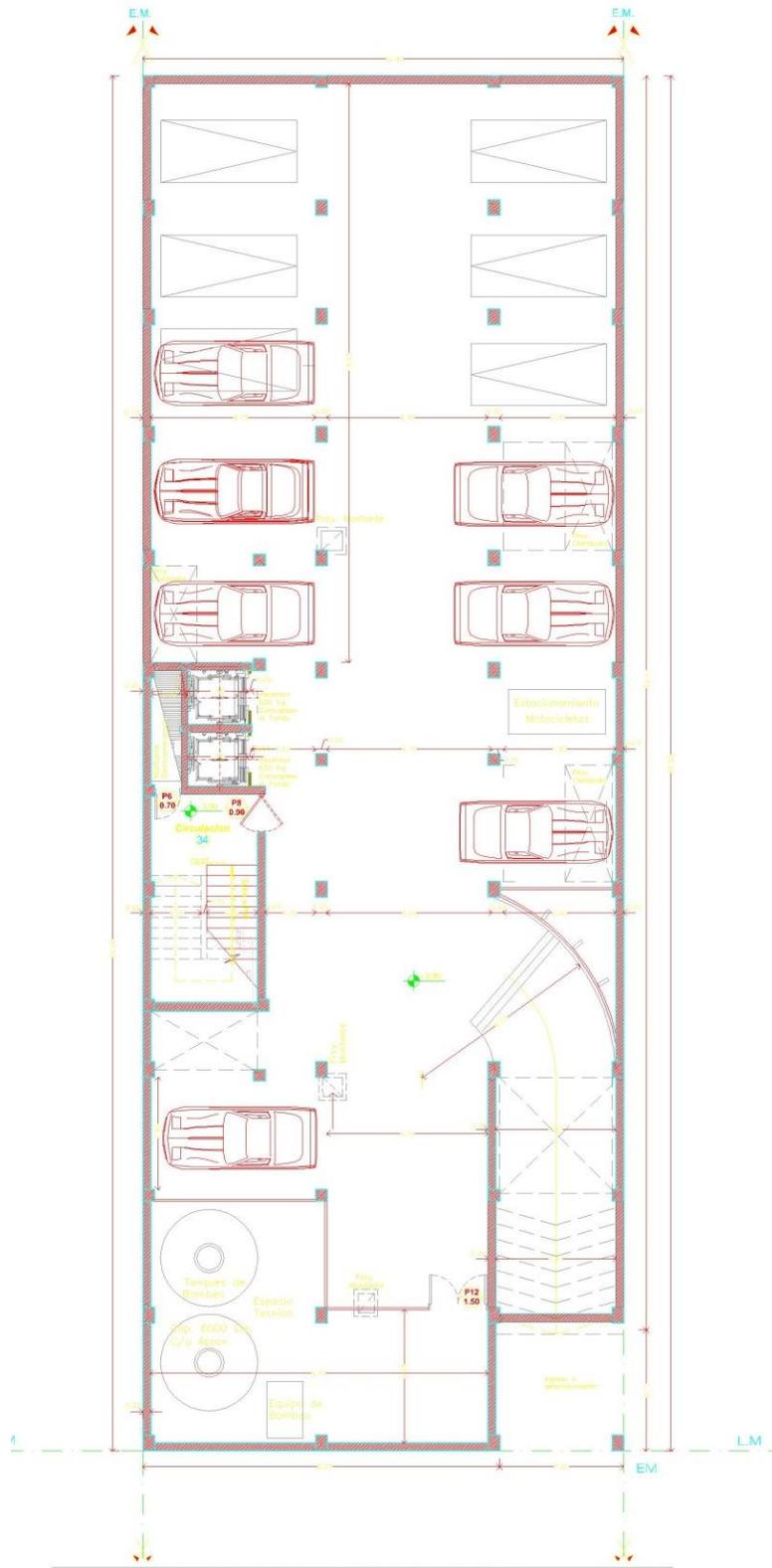


Figura 2.2. Plano general (Nivel sub suelo)

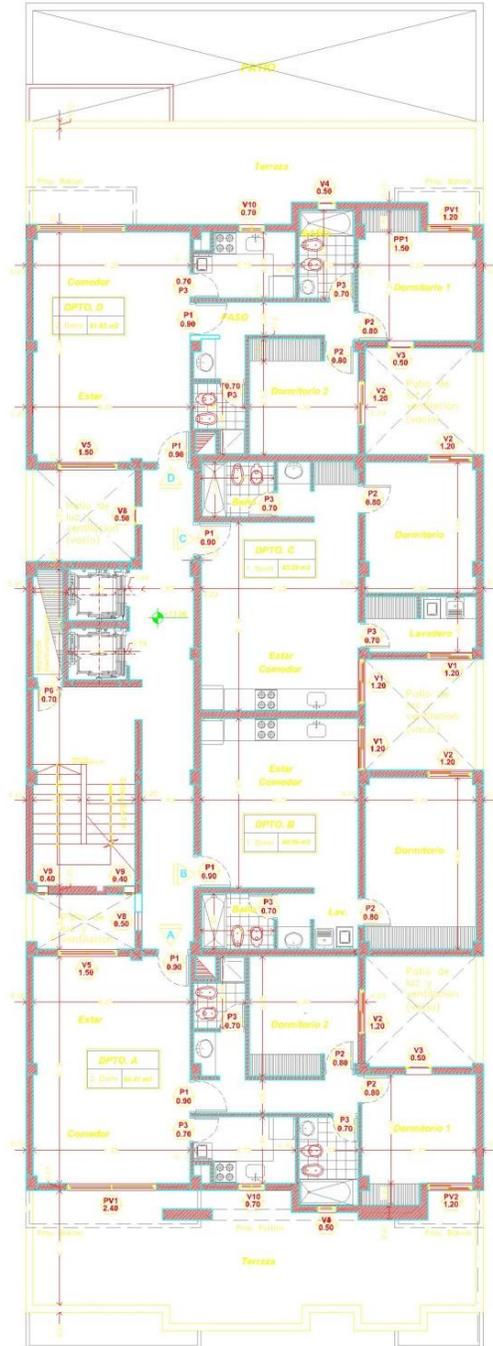


Figura 2.5. Plano general (Nivel sobre sobre 3° piso a sobre 6° piso)

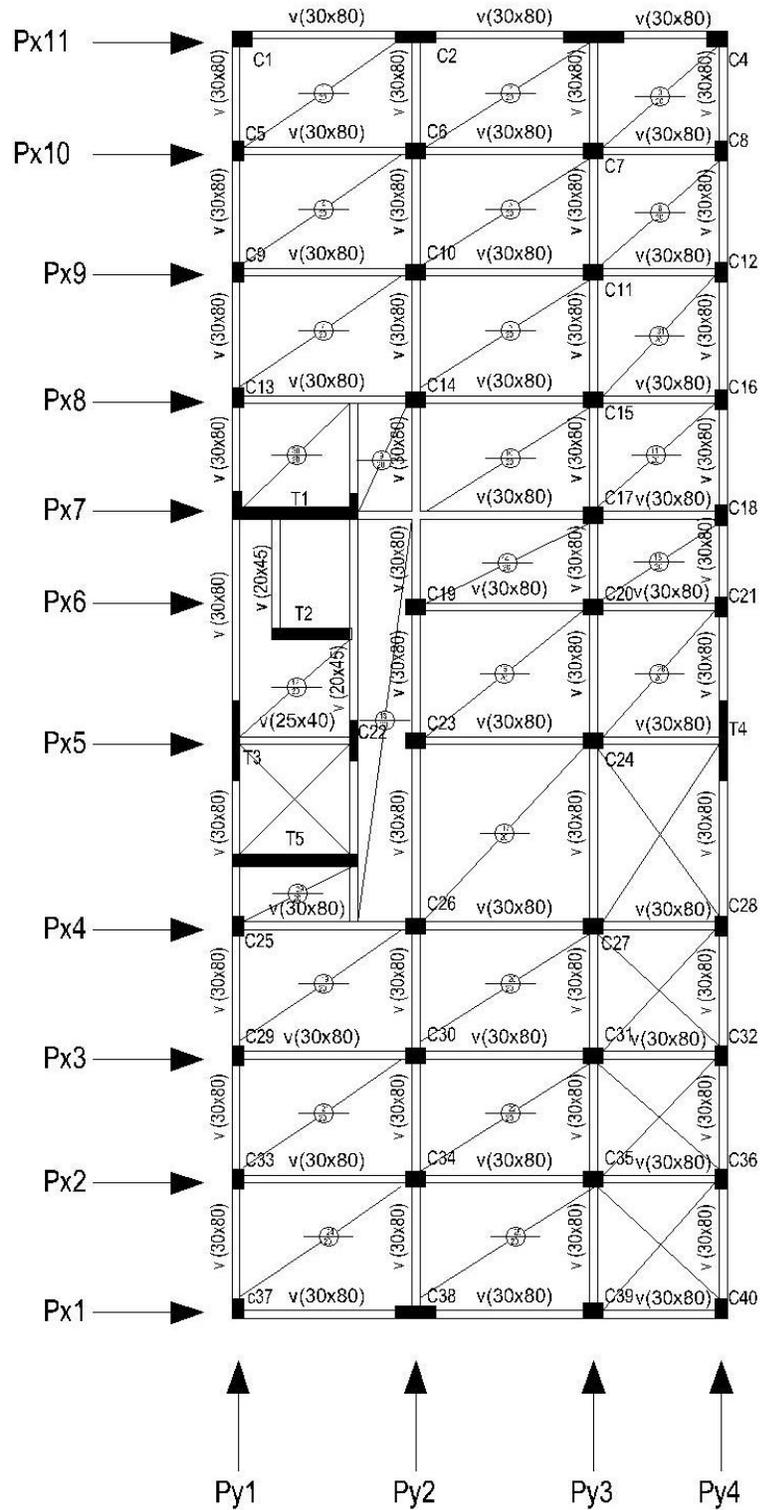


Figura 2.6. Plano de estructura (Nivel sub suelo)

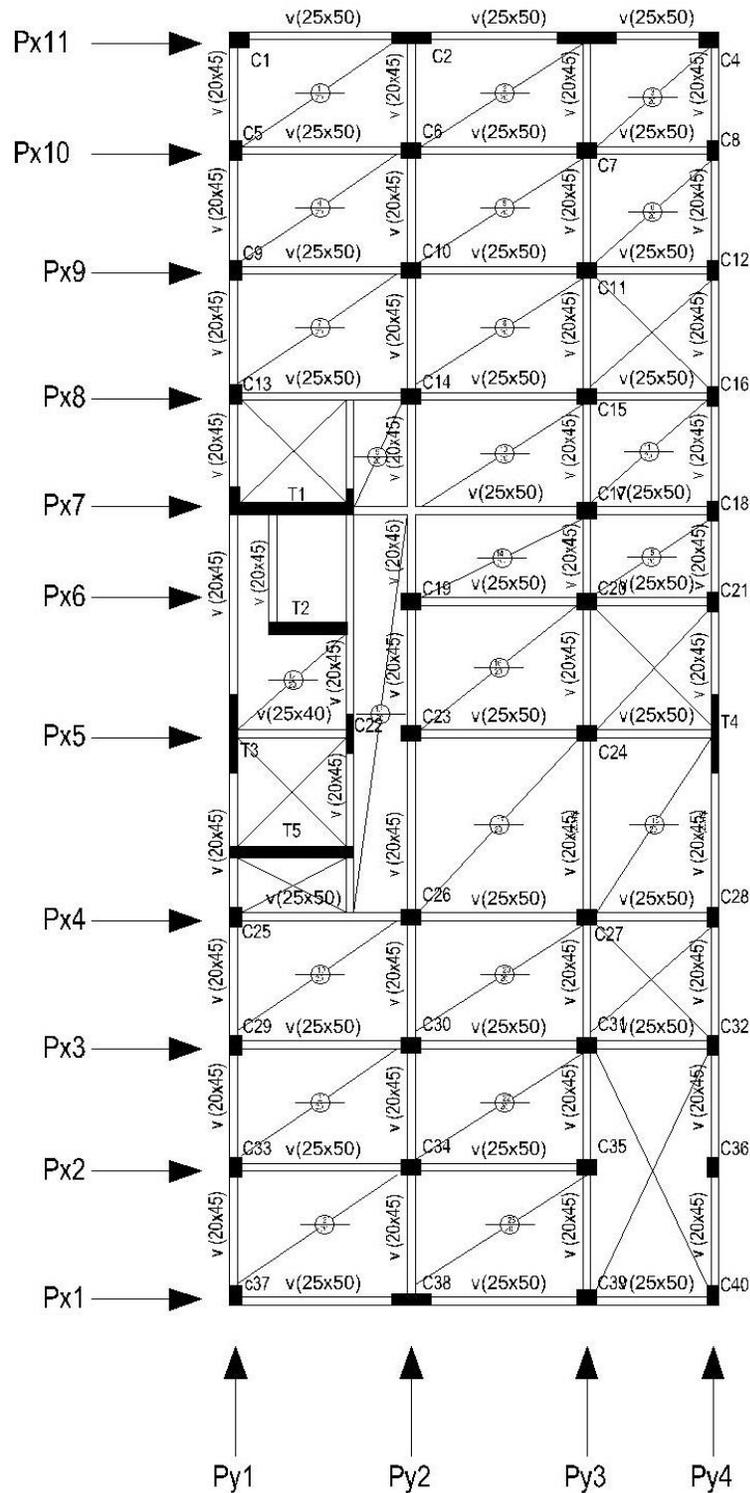


Figura 2.7. Plano de estructura (Nivel sobre sub suelo)

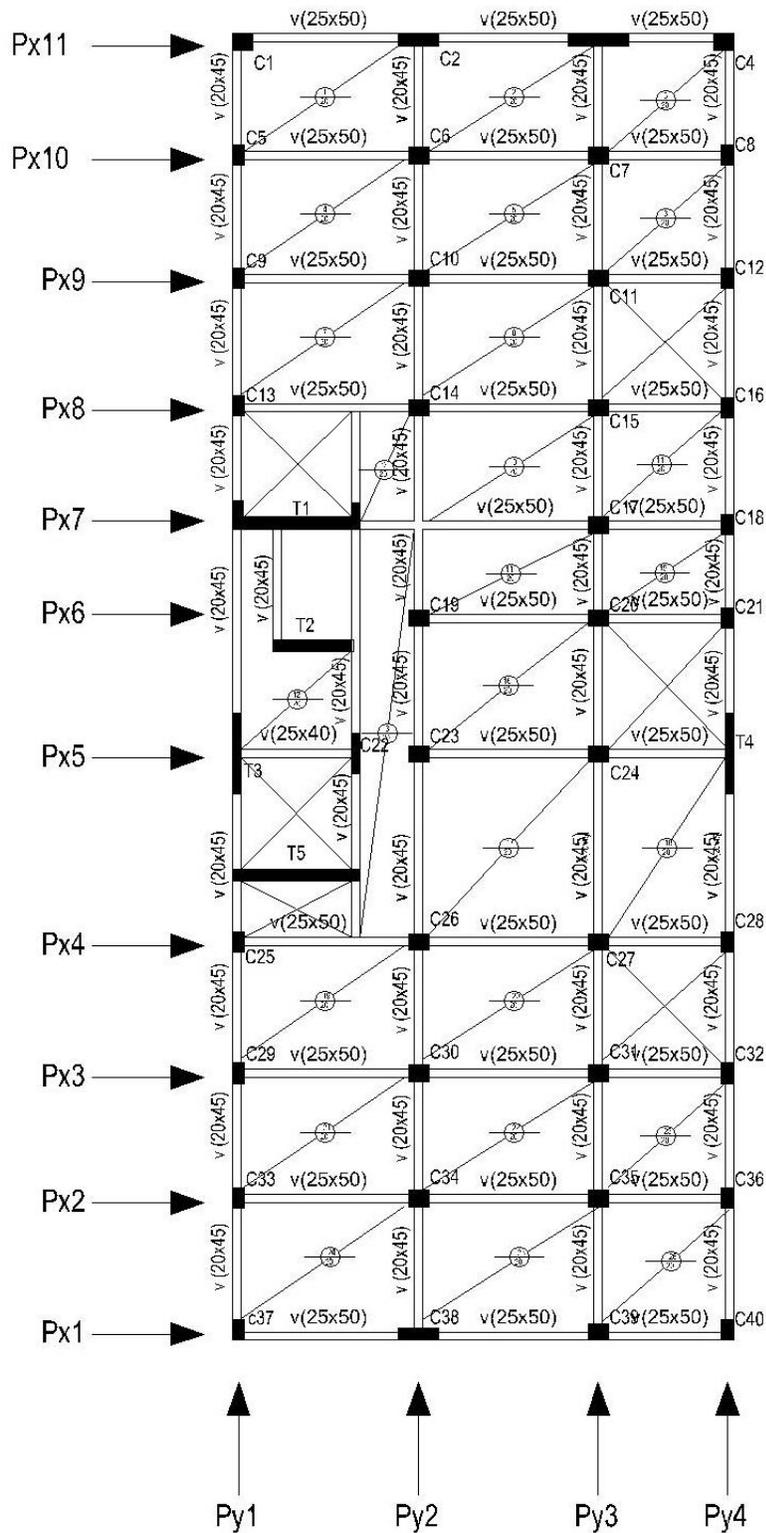


Figura 2.8. Plano de estructura (Nivel Planta Baja a sobre 3° piso)

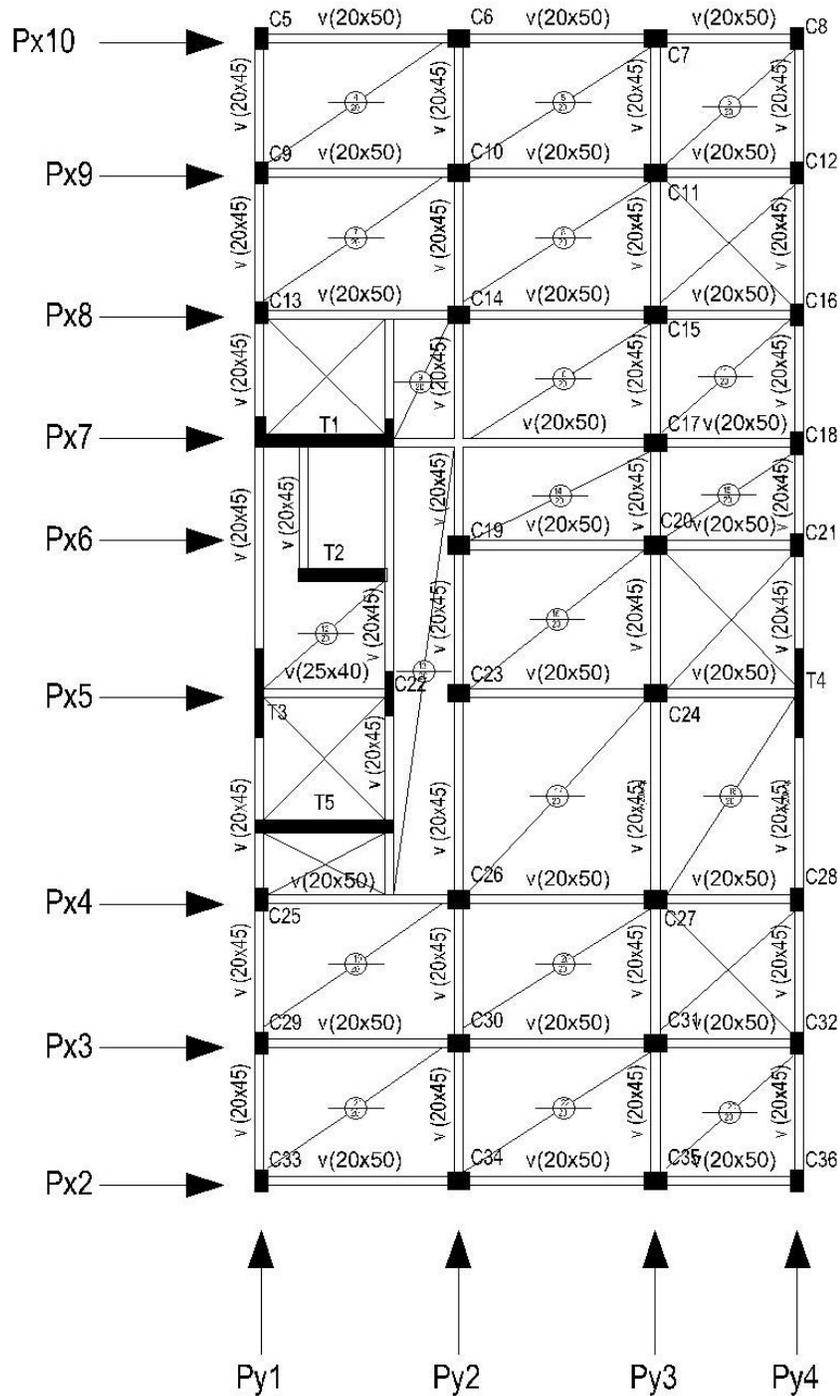


Figura 2.9. Plano de estructura (Nivel sobre 4° piso a sobre 6° piso)

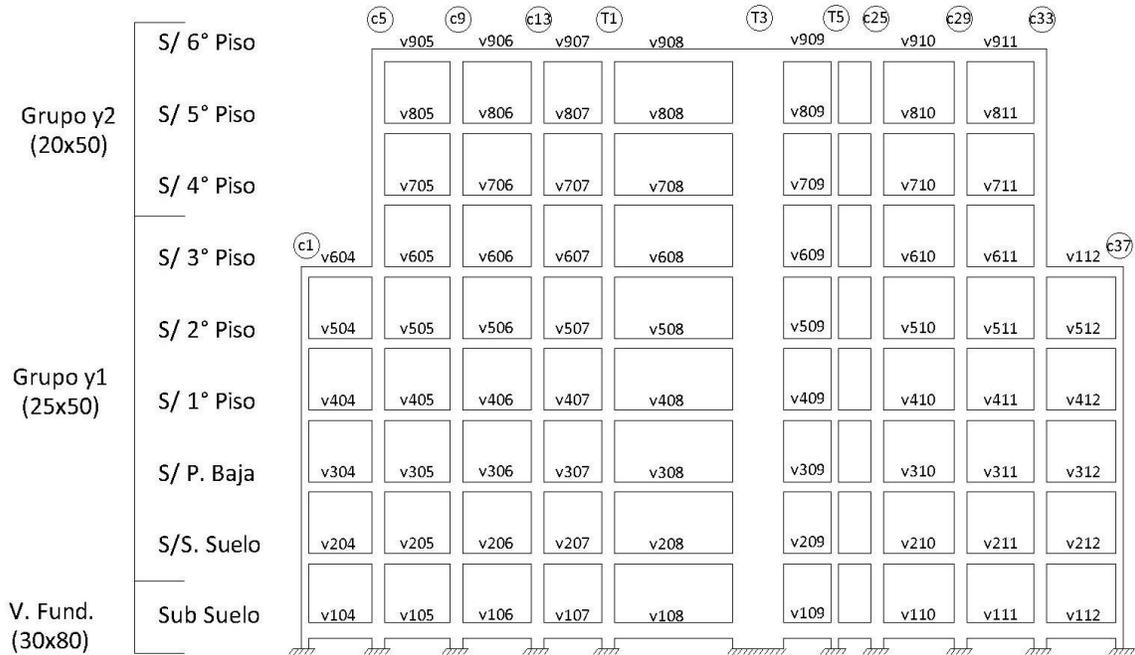


Figura 2.10. Pórtico y1

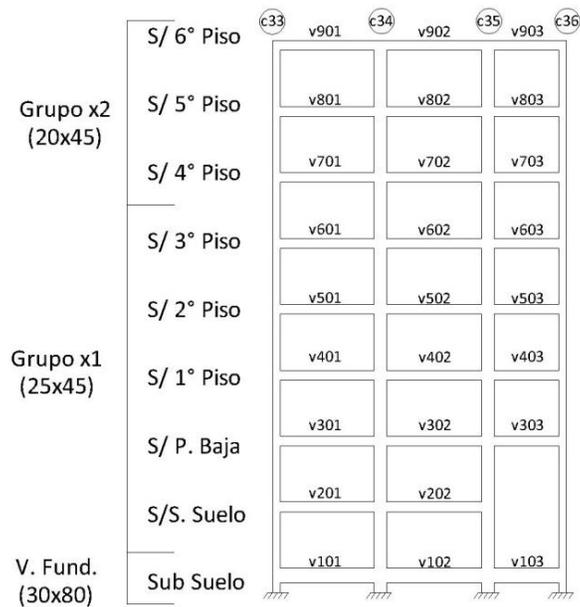


Figura 2.11. Pórtico x2

3. ANALISIS DE CARGA

3.1. Generalidades

Se cuantifican e identifican las cargas solicitantes y determinan las cargas que viajan de las losas a las vigas, de las vigas a las columnas, y de las columnas a las fundaciones. Esta se realiza a mano, y los resultados obtenidos deberán ser similares a los obtenidos por el programa (Sap2000), de no serlo o se realizó mal en análisis de carga o el modelo no es representativo de la realidad.

Los estados de carga analizados para el caso analizado son:

Cargas Permanentes: Las cargas de peso propio de los distintos elementos de la estructura presuponen un predimensionado, es decir, primero se debe contar con secciones transversales de los elementos para poder determinar su peso propio. Por lo tanto, esto es un proceso iterativo debido a los ajustes que seguramente se deberán realizar en las secciones para un diseño óptimo que respete los condicionantes técnicos, arquitectónicos y económicos. Los elementos no estructurales también son considerados en este análisis de carga, ya que es una parte considerable de la carga que solicita a la estructura.

Los pesos específicos que se utilizaron para el proyecto son los establecidos por el reglamento Cirsoc 101 según el elemento estructural que se trate, de acuerdo a las dimensiones habituales que se usan en la construcción.

Sobrecargas de Uso: Las sobrecargas de uso, están en función de las condiciones de uso y de destino de la estructura y son prescriptas en el reglamento Cirsoc 101.

Acciones sísmicas: la carga sísmica se determina siguiendo las especificaciones del Reglamento Cirsoc 103. La misma se traduce en la estructura como una fuerza inercial y por el elevado peso de las construcciones de hormigón armado es un condicionante importante para el dimensionado de la estructura.

3.2. Solicitaciones

3.2.1. Cargas permanentes

Durante el predimensionado tanto de vigas, columnas y losas se tiene en cuenta las limitaciones en los reglamentos Cirsoc 201 y Cirsoc 103, a continuación se determina el peso propio final de las partes estructurales y no estructurales (vigas, columnas,

tabiques, losas, tanque, mampostería) de los pórticos x2 e y1, y luego se determina la magnitud de estas cargas que viajan hacia los mismos.

Peso propio de vigas y columnas

Se muestran a continuación en las Tablas 3.1 y 3.2 las limitaciones dimensionales y pesos propios de vigas y columnas.

Tabla 3.1. Detalle de vigas

	Ln	h _b	b _w	Limitaciones			Peso P. Tn/m
				$b_w > L_n/25$	$h_b < 100 \times b_w^2 / L_n$	$b_w > 20 \text{ cm}$	
	cm	cm	cm				
Viga de fundacion	400	80	30	Verifica	Verifica	Verifica	0,576
Grupo x1	400	50	25	Verifica	Verifica	Verifica	0,300
Grupo x2	400	50	20	Verifica	Verifica	Verifica	0,216
Grupo y1	400	45	25	Verifica	Verifica	Verifica	0,216
Grupo y2	400	45	20	Verifica	Verifica	Verifica	0,192

Tabla 3.2. Detalle de columnas

	Ln	h _c	b _c	tipo*	Limitaciones			Peso P.
					$L_n/25 < b_c$	$100 \times b_c^2 / L_n > h_c$	$b_c < 20 \text{ cm}$	
	cm	cm	cm	cm				
Centrales	280	50	40	1	Verifica	Verifica	Verifica	1,344
Medianeras	280	50	30	1	Verifica	Verifica	Verifica	1,008
Tabique N°1	280	200	20	2	Verifica	no verifica	No verifica	2,688
Tabique N°2	280	300	30	2	Verifica	no verifica	Verifica	6,048
Tabique N°3	280	200	30	2	Verifica	no verifica	Verifica	4,032

Nota: Se observa que los tabiques no verifican la condición $100 \times b_c^2 / L_n > h_c$ ya que es un limitante para las columnas. En la Tabla cuando se refiere al tipo de columna o tabique, la clasificación se basa en el diagrama de momentos, el tipo 2 se da en columnas con momentos de signos opuestos en sus extremos y el tipo 1 cuando el signo del momento en el tramo de la columna es el mismo.

Peso propio de losas

Las losas de los entrepisos y techo del edificio son de tipo casetonada con casetones perdidos de poliestireno expandido (Figura 3.1) y trabajan en una sola dirección apoyándose sobre las vigas de los pórticos ubicados en la dirección y (Figura 2.5 a 2.7). A continuación se detalla en las Tablas 3.3 y 3.4 el peso propio por unidad de superficie correspondiente a los distintos tipos de losas.

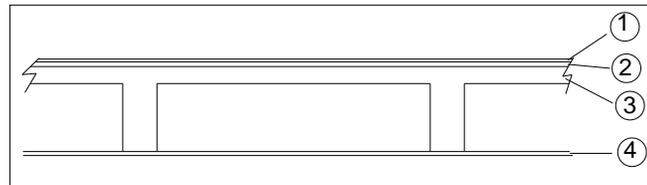


Figura 3.1. Detalle general de losa.

Tabla 3.3. Losa tipo 1 (Departamentos)

	Descripción	h(m)	Tn/m ³	Tn/m ²	Tn/m ²
1- Piso	Porcelanato	0,014	-	0,02	0,020
2- Contrapiso y carpeta	Mezcla reforzada alivianada	0,05	1,6	-	0,080
3- Losa	Casetonada	-	-	0,26	0,260
4- Cielo Raso	Yeso	0,02	1,8	-	0,036
					0,336Tn/m2

Tabla 3.4. Losa tipo 2 (Azotea)

	Descripción	h(m)	Tn/m ³	Tn/m ²	Tn/m ²
1- Solado	bovedilla (4cm de espesor)	0,04	0,6	-	0,024
2- Carpeta de nivelación	Hormigón alivianado	0,085	1,5	-	0,128
3- Losa	Casetonada	-	-	0,26	0,260
4- Cielo Raso	yeso	0,02	1,8	-	0,036
					0,424 Tn/m2

Para determinar que carga viajan de la losa a las vigas se tiene en cuenta las condiciones de vínculos de las losas, como se mencionó, trabajan en 1 dirección apoyándose en las vigas de los pórticos paralelos a la dirección y.

Analizando el plano de estructura (Figura 2.6 a 2.9) para calcular las sollicitaciones de las vigas del pórtico P2y, se tiene en la dirección "x" 3 losas de similares dimensiones que se repiten a lo largo de la planta; por lo mencionado al principio del párrafo se puede considerar la losa como una viga continua con el tramo central biempotrado y los

extremos empotrado en los apoyos centrales y articulado en los apoyos medianeros. Con la esta condición de vinculo a las vigas viaja un 40% del peso total de la losa que se apoya en ellas como se observa en la Figura 3.2.

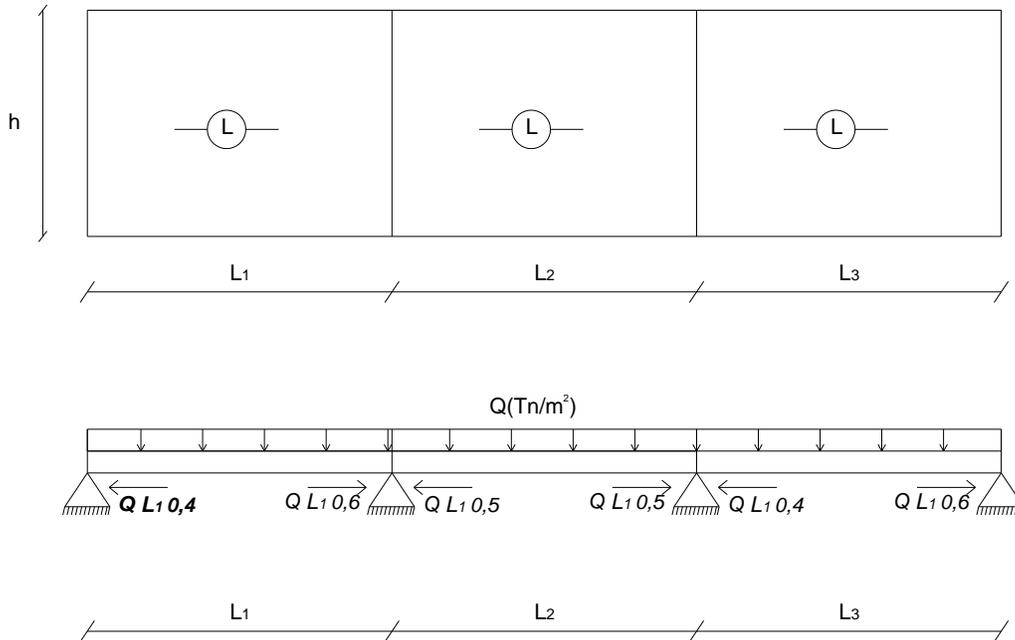
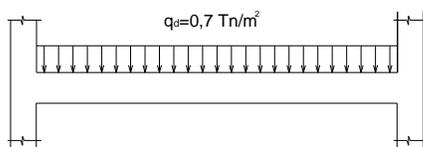


Figura 3.2. Análisis de carga

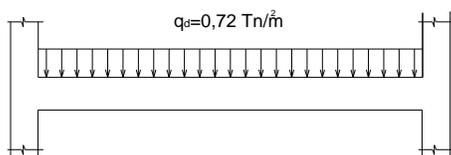
La sollicitación de las vigas debido al peso propio de la losa para los niveles Sub Suelo a S/ 5° piso valen:



$$qd = Qd \times L \times 0,4$$

$$qd = 0,4 \left(\frac{Tn}{m^2} \right) \times 4,4(m) \times 0,4 = 0,704 Tn/m$$

Y para el nivel de azotea:



$$qd = Q_d \times L \times 0,4$$

$$qd = 0,42 \left(\frac{Tn}{m^2} \right) \times 4,4(m) \times 0,4 = 0,740 Tn/m$$

Siendo q_d la carga por metro lineal de la viga debido al peso propio de la losa; L la longitud en la dirección x de la losa analizada; Q_d es el peso propio por unidad de superficie de la losa; 0,4 representa al 40 % de la carga que viaja a la viga.

Peso propio de la mampostería

Se tiene 3 tipos de muros, el peso específico en los 3 casos es el mismo, se obtuvo del reglamento Cirsoc 101 (edición 2005) correspondiente al tipo ladrillo hueco cerámico no portante con revoque, con un valor de 1,05 Tn/m²; en la Tabla 3.5 se aprecia el peso por metro lineal de los distintos tipos de muros.

Tabla 3.5. Peso por metro lineal de la mampostería

Descripción	Tipo de muro	Dimensiones (m)		Peso Tn/m ³	Peso Tn/m
		Ancho	Alto		
<i>Ladrillo hueco</i>	<i>Interior</i>	0,1	2,35	1,05	0,25
<i>cerámico no portante</i>	<i>Interior</i>	0,2	2,35	1,05	0,49
<i>con revoque</i>	<i>Azotea</i>	0,2	1,2	1,05	0,25

Finalmente se muestran en la Tabla 3.6 el resumen de las solicitaciones debida al peso propio de losa, viga y mampostería:

Tabla 3.6. Resumen de solicitaciones en vigas

	Solicitud (Tn/m ²)
<i>Losa - General</i>	0,70
<i>Losa - Azotea</i>	0,74
<i>Mampostería - 20</i>	0,25
<i>Mampostería - 10</i>	0,49
<i>Mampostería - Azotea</i>	0,25

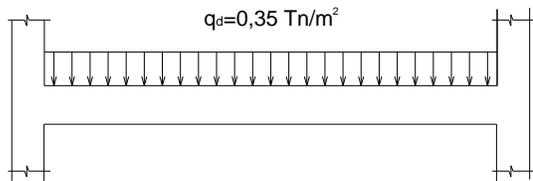
Peso de tanque

Se determina el peso del tanque pero no se analizan las solicitaciones que viajan a las vigas de este ya que no serán calculadas, sin embargo es una carga que se considera para cálculos posteriores. El peso total calculado del tanque es de 5 toneladas.

3.2.2. Sobrecargas

La sobrecarga se obtiene del reglamento Cirsoc 101 (edición 2005) en función del destino de la construcción; en nuestro caso es habitacional por lo tanto le corresponde una sobrecarga de $0,2 \text{ Tn/m}^2$ y en la azotea por ser la misma inaccesible $0,1 \text{ Tn/m}^2$.

La sollicitación que viaja a la viga debido a la sobrecarga se calcula con el mismo criterio utilizado para el peso propio de la losa en el punto anterior, por lo tanto se tiene:



$$ql = Ql \times L \times 0,4$$

$$ql = 0,2 \left(\frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \right) \times 4,4(\text{m}) \times 0,4 = 0,35 \text{ Tn/m}^2$$

Siendo q_l la carga por metro lineal de la viga debido al peso propio de la losa; L la longitud en la dirección x de la losa analizada; Q_l es el peso propio por unidad de superficie de la losa; $0,4$ representa al 40% de la carga que viaja a la viga.

3.2.3. Acciones sísmicas

La determinación de las acciones sísmicas se basa en el método estático equivalente utilizado por el reglamento Cirsoc 103, aplicable a estructuras regulares tanto en planta como en altura como es el caso analizado, el mismo representa el efecto del sismo sobre la estructura a través de fuerzas y momentos estáticos inerciales aplicados en los centros de gravedad de todos los pisos.

Para determinar los módulos de las acciones estáticas se necesitan de los siguientes datos:

- *Grupo de construcción y factor de riesgo*
- *Tipo de suelo*
- *Periodo fundamental*
- *Pseudoaceleración*
- *Factor de reducción de pseudoaceleraciones*
- *Peso y altura de cada piso*

- **Grupo de construcción y factor de riesgo**

El edificio analizado pertenece al grupo B, en el se encuentran las construcciones e instalaciones cuyo colapso produciría pérdidas de magnitud intermedia (normal densidad de ocupación, contenido de valor normal) y el factor de riesgo asociado al grupo vale 1.

- **Tipo de suelo**

Las condiciones del manto del suelo sobre el que se emplaza la construcción tienen considerable influencia sobre la respuesta sísmica de la misma.

Los tipos básicos de suelo según su comportamiento dinámico son:

Suelos dinámicamente estables: son aquellos en que los niveles de excitaciones sísmicas no provocan deformaciones permanentes considerables, pérdidas momentáneas de la capacidad resistente, roturas manifiestas en la superficie, ni modificaciones sensibles en la topografía.

Suelos dinámicamente inestables: son aquellos que bajo los niveles de excitación sísmica especificados dejan de constituir un medio adecuado para el apoyo de la construcción.

El suelo donde se asienta la construcción se clasifica como dinámicamente estable y dentro del grupo es Tipo 1; la tensión última y admisible correspondiente será:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 4 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \\ \sigma_{ult} &= k \times \sigma_{adm} = 1 \times 4 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 4 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

Siendo σ_{adm} la tensión admisible del terreno en la cota de fundación; k el factor que tiene en cuenta el efecto dinámico del sismo en el comportamiento del suelo.

- **Periodo fundamental**

El periodo fundamental de vibración se determinará considerando las propiedades de la estructura en la dirección que se examina y aplicando los procedimientos de dinámica estructural.

Se utiliza la fórmula empírica del reglamento aplicable a edificios regulares:

$$\begin{aligned}T_{oe} &= \frac{h_n}{100} \left[\frac{30}{l} + \frac{2}{1+30d} \right]^{\frac{1}{2}} \text{ (ec. 3.1)} \\ T_{oy} &= \frac{28,9}{100} \left[\frac{30}{32,4} + \frac{2}{1+30 \times 0,0386} \right]^{\frac{1}{2}} = 0,39\end{aligned}$$

$$T_{ox} = \frac{28,9}{100} \left[\frac{30}{12,3} + \frac{2}{1 + 30 \times 0,0189} \right]^{\frac{1}{2}} = 0,55$$

Donde T_{oe} es el periodo fundamental de edificio en la dirección analizada; h_n es la altura total de edificio medida entre el nivel basal y el ultimo nivel expresada en metros; l es la longitud del edificio en la dirección analizada, expresada en metros; d es la densidad de muros (cociente entre el área de la sección horizontal de los muros ubicados según la dirección analizada y el área de la planta tipo).

Los valores de los periodos calculados permiten tener una idea anticipada de la rigidez de la estructura en ambas direcciones, a mayor valor en el periodo mayor será la deformación ante la misma acción sísmica; por ende la dirección "x" es menos rígida que la dirección "y".

- **Pseudoaceleracion**

La excitación sísmica se define básicamente a través de los espectros de aceleraciones equivalente o espectro de pseudoaceleracion. Los mismos expresan las aceleraciones como fracciones de la aceleración de la gravedad, en función de las características dinámicas de la estructura. La forma y magnitud de los espectros dependen de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación. El edificio en estudio se asienta sobre un suelo "tipo 1", ingresando al siguiente grafico (Figura 3.4) desde las abscisas con los periodos fundamentales de las 2 direcciones analizadas se determina las pseudoaceleraciones correspondientes.

Pseudoaceleracion en la dirección x: $S_{ax}=0,48$

Pseudoaceleracion en la dirección y: $S_{ay}=0,48$

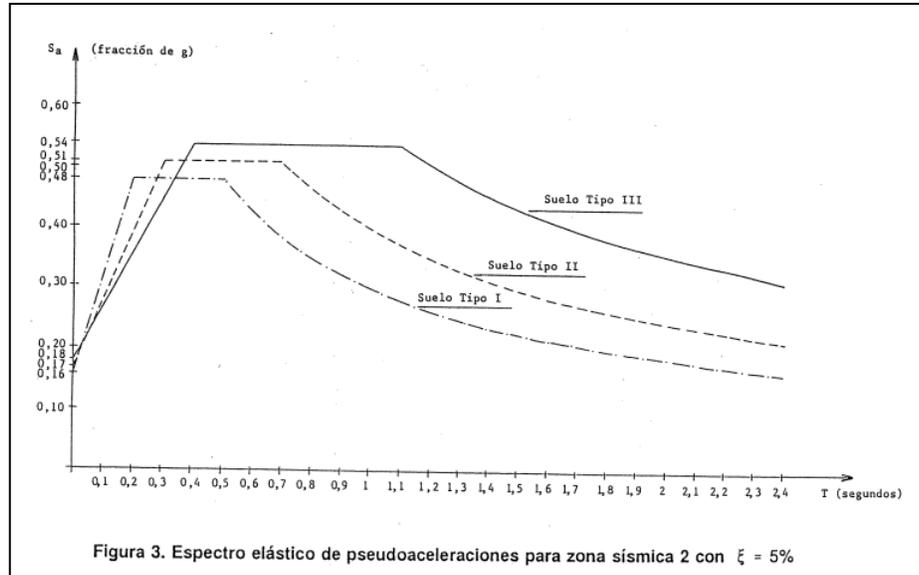


Figura 3.3. Espectro elástico de pseudoaceleración para zona sísmica 2 con $\xi=5\%$

El valor correspondiente en ambas direcciones es el mismo y coincide en el plafón del espectro, lo que significa que el periodo natural de la estructura es similar al periodo natural del suelo del lugar y por ende las acciones sísmicas transmitidas a la estructuras por el suelo son máximas.

- **Factor de reducción de pseudoaceleraciones**

La influencia que sobre la valoración de fuerzas sísmicas tiene la capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas de la estructura, se determina a través del factor R (de reducción de pseudoaceleraciones). El factor depende de la ductilidad global de la tipología y del periodo fundamenta de la estructura.

$$R = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_1} \quad (2) \quad \text{para } T \leq T_1 \quad (\text{ec. 3.2})$$

$$R = \mu \quad (3) \quad \text{para } T > T_1 \quad (\text{ec. 3.3})$$

$$R = 5$$

Siendo R el factor de reducción según la dirección analizada; μ la ductilidad global de la estructura según la dirección analizada; T el periodo de vibración según la dirección analizada; T_1 el periodo correspondiente al comienzo del plafón del espectro de pseudoaceleraciones, el mismo vale 0,2seg.

La tipología de la construcción en las 2 direcciones corresponde a pórticos de hormigón armado sismorresistente, el cual le corresponde una ductilidad global de 5 con T_{ox} y T_{oy} mayores que $T_1=0.3$ el valor de R es 5.

Si bien el reglamento admite una ductilidad de 6 para un diseño por capacidad con mecanismo de viga, la empresa decidió en el caso analizado tomar un valor correspondiente de 5 por una cuestión de confiabilidad de los materiales que se disponen.

- **Peso y altura de cada piso**

La componente del peso a tener en cuenta para los pisos corresponde al peso propio más la sobrecarga afectada por un factor de simultaneidad y presencia de la sobrecarga; este factor está en función de la condición de la construcción en nuestro caso su valor es 0,25.

Respecto de la altura se toma desde en nivel basal, que en nuestro caso coincide con la cota de fundación por tratarse de una fundación tipo superficial. En la Tabla 3.8 se muestra de manera sintética el peso y altura correspondiente a cada nivel:

Tabla 3.7. Peso y altura de cada piso

Nivel (k)	$Q_{(D)}$	$Q_{(L)}$	$W_{k(0,25L+D)}$	h_k
	Tn	Tn	Tn	m
SM + Tanque	50,00	3,00	50,75	28,90
S/6°	211,00	25,00	217,25	25,40
S/5°	235,00	46,00	246,50	22,35
S/4°	236,00	46,00	247,50	19,30
S/3°	301,00	60,00	316,00	16,25
S/2°	300,00	60,00	315,00	13,20
S/1°	300,00	60,00	315,00	10,15
S/PB	300,00	60,00	315,00	7,10
S/sub suelo	300,00	60,00	315,00	4,05
Sub suelo	275,00	60,00	290,00	1,00

Finalmente determinadas todas las variables antes nombradas se determinan las acciones sísmicas; el método reemplaza la acción del sismo por fuerzas estáticas equivalentes que se aplican en los centros de masas de cada piso y además un momento torsor estatico aplicado en el mismo lugar.

Para el cálculo de las acciones sísmicas se analiza de manera diferenciada ambas direcciones obteniéndose para cada uno los respectivos momentos torsores y fuerzas estáticas.

Fuerza estática equivalente

El módulo de la fuerza estática equivalente en cada nivel del edificio resulta:

$$F_K = \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} V_0 \quad (\text{ec. 3.4})$$

Siendo F_k la fuerza estática equivalente del nivel k ; W_k el peso correspondiente al nivel k ; h_k es la altura del nivel k respecto del nivel basal; V_0 es el corte basal que se calcula como sigue a continuación:

$$V_0 = C \cdot W \quad (\text{ec. 3.5})$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{ec. 3.6})$$

$$C = \frac{S_a \cdot \gamma_d}{R} \quad (\text{ec. 3.7})$$

$$W = 50 + 233 + 311 + 311 + 360 + 383 + 338 + 338 + 373 + 269 = 3093,1 \text{ Tn}$$

$$C_X = C_Y = \frac{S_a \cdot \gamma_d}{R} = \frac{0,48 \cdot 1}{5} = 0,096$$

$$V_{0X} = V_{0Y} = C \cdot W = 0,096 \cdot 3093,1(\text{Tn}) = 296,9 \text{ Tn}$$

Siendo C el coeficiente sísmico; S_a la pseudoaceleración; γ_d el factor de riesgo, vale 1 en nuestro caso; R el factor de reducción.

Finalmente en la Tabla 3.9 se muestran los valores de las fuerzas en ambas direcciones ortogonales “x” e “y” que por tener el mismo coeficiente sísmico también coincidirán las fuerzas estáticas y el corte basal:

Tabla 3.8. Fuerzas estáticas equivalentes y corte basal

Nivel (k)	$Q_{(D)}$ Tn	$Q_{(L)}$ Tn	$W_{k(0,25L+D)}$ Tn	h_k m	F_k Tn	V_k Tn
SM + Tanque	50,00	3,00	50,75	28,90	9,89	9,89
S/6°	211,00	25,00	217,25	25,40	37,22	47,12
S/5°	235,00	46,00	246,50	22,35	37,16	84,28
S/4°	236,00	46,00	247,50	19,30	32,22	116,50

S/3°	301,00	60,00	316,00	16,25	34,64	151,14
S/2°	300,00	60,00	315,00	13,20	28,05	179,19
S/1°	300,00	60,00	315,00	10,15	21,57	200,76
S/PB	300,00	60,00	315,00	7,10	15,09	215,84
S/sub suelo	300,00	60,00	315,00	4,05	8,61	224,45
Sub suelo	275,00	60,00	290,00	1,00	0,00	0,00
	2233,00	420,00	2338,00		224,45	

Momento torsor

La norma diferencia el valor del momento torsor a calcular de acuerdo al tipo de estructura, se tienen así cuatro casos:

Caso a- Estructuras con dos ejes de simetría en planta

Caso b- Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento similar.

Caso c- Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento diferente.

Caso d- estructuras no encuadradas dentro de los casos anteriores

Al edificio analizado le corresponde el Caso c por las siguientes características:

Se tienen planos sismorresistentes verticales de comportamiento diferente, se acoplan en el edificio tabiques y pórticos en ambas direcciones.

En ninguna planta la excentricidad geométrica es menor que el 5% ni mayor que el 25% de la mayor dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección analizada.

Los C.S. de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

Los C.M. de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

En este caso debe procederse a un análisis espacial estático acoplando traslaciones y torsiones. En dicho análisis deberá considerarse, la influencia de las fuerzas estáticas equivalentes.

Las torsiones accidentales se tendrán en cuenta aplicando en cada nivel una cupla torsora de valor:

$$m_{lk} = \pm 0,12 \cdot l \cdot F_k$$

Siendo m_k el momento torsor aplicado en el nivel k ; l es la longitud del edificio transversal a la dirección analizada; F_k es la fuerza sísmica aplicada en el nivel k .

Se muestra en la Tabla 3.10 a 3.11 los valores de los momentos torsores aplicados en cada nivel:

Tabla 3.9. Momento torsor para el nivel k producido por Fx

Nivel (k)	Y_{CM}	Y_{CS}	e_y	L	0,12L	m_k
	m	m	m	m	m	Tnm
SM						
S/6°	15,9	16,2	-0,3	26,2	3,1	148,1
S/5°	15,7	16,2	-0,5	26,2	3,1	116,8
S/4°	15,7	16,2	-0,5	32,3	3,9	124,9
S/3°	15,7	16,3	-0,7	32,3	3,9	134,3
S/2°	15,7	16,3	-0,7	32,3	3,9	108,7
S/1°	15,7	16,3	-0,7	32,3	3,9	83,6
S/PB	15,7	16,5	-0,8	32,3	3,9	58,5
S/sub suelo	15,7	16,8	-1,1	32,3	3,9	33,4
Sub suelo	15,7	16,3	-0,6	32,3	3,9	0,0

Tabla 3.10. Momento torsor para el nivel k producido por Fy

Nivel (k)	X_{CM}	X_{CS}	e_x	L	0,12L	m_k
	m	m	m	m	m	Tnm
SM						
S/6°	5,36	6,91	-1,55	12,30	1,5	69,5
S/5°	5,36	6,86	-1,50	12,30	1,5	54,9
S/4°	5,36	6,88	-1,52	12,30	1,5	47,6
S/3°	5,36	6,88	-1,52	12,30	1,5	51,1
S/2°	5,36	6,85	-1,50	12,30	1,5	41,4
S/1°	5,36	6,83	-1,47	12,30	1,5	31,8
S/PB	5,36	6,80	-1,44	12,30	1,5	22,3
S/sub suelo	5,36	6,90	-1,55	12,30	1,5	12,7
Sub suelo	5,36	7,20	-1,84	12,30	1,5	0,0

Estas acciones como se dijo anteriormente se aplican en el centro de gravedad de cada nivel que por la regularidad de la construcción el mismo se repite en todos los pisos (Figura 3.5).

Los momentos torsionales no tienen efecto en el centro de masas de la estructura pero a medida que nos alejamos el corte total puede ser reducido o incrementado según la posición relativa entre el CR y el CM. Esta observación se puede apreciar si se compara la distorsión de los pórticos extremos con los cercanos al centro de masas, los primeros tienen las distorsiones mayores o menores y los centrales tienen valores intermedios.

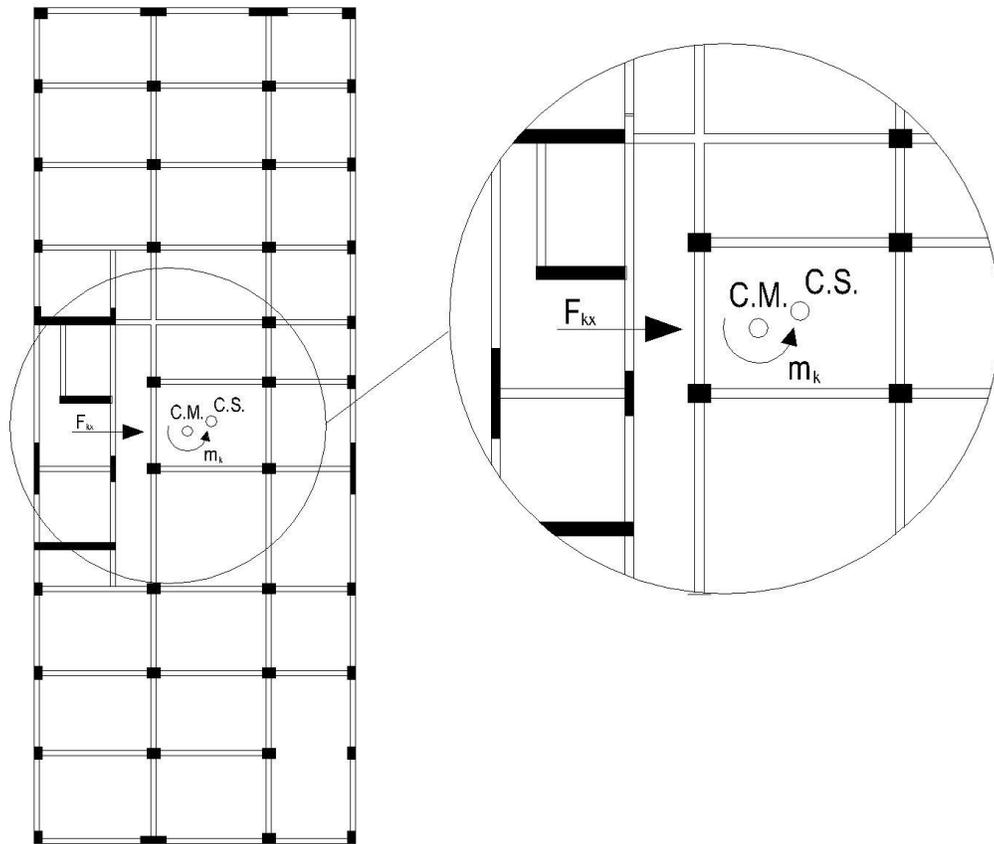


Figura 3.4. Momento torsor estático y fuerza estática equivalente

4. MODELO Y SOLICITACIONES

4.1. Modelado

En esta etapa se realiza un modelo en un software representando la estructura del edificio para efectuar sobre el mismo el análisis estructural. El programa que se utiliza es el sap2000, el cual se basa en la aplicación del método de rigidez matricial, nos permite un ahorro de tiempo y cálculos ya que sin el programa se tendrían que hacer a mano.

Es fundamental realizar un modelo lo más representativo posible a la realidad, ingresar de manera correcta los datos, y tener una idea aproximada de los resultados a obtener para evitar confusiones.

Se analiza en 2 direcciones ortogonales el comportamiento del edificio frente a los estados límites últimos, el longitudinal (eje y) y el transversal (eje x); respecto de la dirección x se distribuyen 11 pórticos y 3 tabiques ubicados en la circulación vertical para evitar excentricidades mayores respecto del centro de masa, y en la dirección y se dispuso de 4 pórticos y 2 tabiques ubicados en los pórticos medianeros para disminuir los efectos torsionales.

El método de análisis sísmico será el método estático que consiste en esquematizar la acción sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas proporcionales a las cargas gravitatorias, y es aplicable a estructuras de configuración regular de distribución de rigideces y masas tanto en planta como en altura y con influencia predominante del primer modo de vibración.

Los pasos llevados a cabo hasta concluir con el modelo se sintetizan a continuación:

- Definición del material

- Hormigón:

Tensión admisible: $f'c = 25 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad: $E_c = 24000 \text{ Mpa}$

Peso específico: 2400 Kg/m^2

Relación de poisson: 0.2

Módulo de elasticidad trasversal: $G = 10000 \text{ Mpa}$

- Acero:

Tensión de fluencia: $f_y = 420 \text{ MPa}$

- Definición de los estados de cargas

Los estados de carga se definieron en el capítulo 3.

- Definición de las combinación de estados de carga

La combinación de los estados de carga serán los establecidos por el reglamento Cirsoc 103 y Cirsoc 201 (edición 2005):

- 1,2D+0,25L+Sx – Combinación. 1
- 1,2D+0,25L-Sx – Combinación. 2
- 1,2D+0,25L+Sy – Combinación. 3
- 1,2D+0,25L-Sy – Combinación. 4
- 0,9D+Sx– Combinación. 5
- 0,9D-Sx– Combinación. 6
- 0,9D+Sy– Combinación. 7
- 0,9D-Sy– Combinación. 8
- 1,4D– Combinación. 9
- 1,2D+1,6L– Combinación. 10

Siendo L la sobrecarga; D el peso propio; Sx el efecto del sismo en la dirección x; Sy el efecto del sismo en la dirección y.

- Definición de las secciones de la estructura del edificio, vigas columnas y tabiques

Las mismas ya fueron nombradas en el capítulo 3.

El modelo de la estructura con vista en 3 dimensiones se observa en la Figura 4.1.

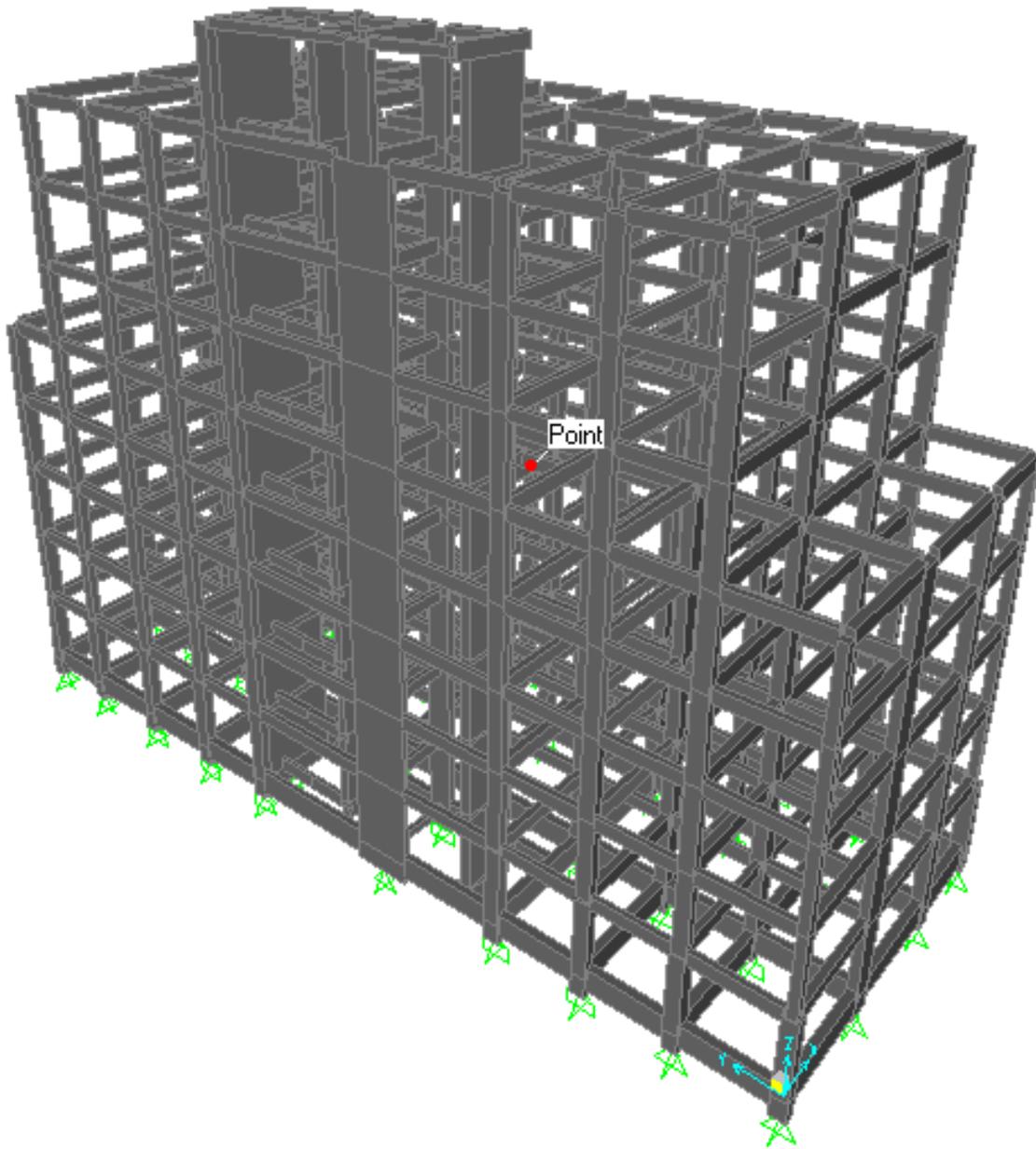


Figura 4.1. Modelo estructural del edificio en Sap2000

- Asignación de las condiciones de vínculos

En esta etapa debe tenerse en cuenta que las condiciones de vínculo con la que se modela la estructura deben poder materializarse en obra, de otra manera el resultado del modelo no es representativo de nuestro edificio. Para esta etapa se tiene en cuenta que los momentos solicitantes sean menores que los momentos que puede aportar la fundación para un estado limite último. En nuestro caso el tipo de fundación es superficial con zapatas vinculadas. En la Figura 4.2 se muestran las condiciones de vínculo final adoptado para el modelo, las cruces representan la ubicación de las zapatas:

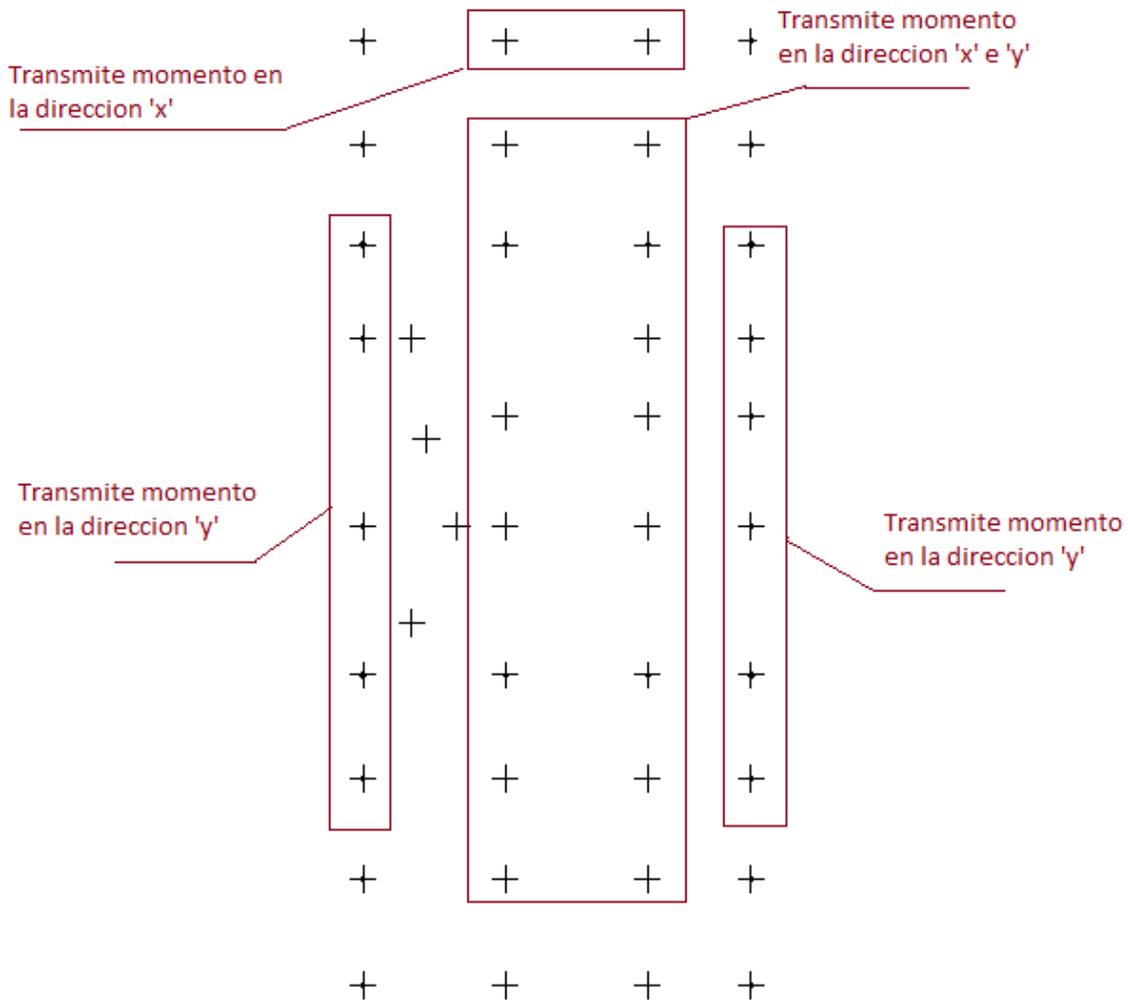


Figura 4.2. Condiciones de vínculos

- Aplicación de las cargas

Tanto la sobrecarga como el peso propio se cargan en el modelo aplicados en las vigas como fuerzas por unidad de longitud, mientras que las fuerzas sísmicas se aplican en los centros de masa de cada nivel.

- Rigidización de nudos y asignación de diafragmas indeformables en el plano.

Se busca mejorar el modelo aumentando el tamaño de los nudos según sean las dimensiones de vigas y columnas que concurren con un factor de rigidización de 0,75.

Para tener en cuenta la presencia de las losas, evitando los desplazamientos relativos entre los pórticos, y se asigna a los nudos de un mismo nivel que configuren un diafragma rígido en el plano.

- Rigidez efectiva de vigas y columnas

El momento de inercia que considera el programa sap2000 no tiene en cuenta el efecto de agrietamiento que sufren las secciones cuando se someten a un sismo mayor, es por esto que se afecta las mismas por un factor que en el caso de las vigas rectangulares vale 0,4 y en columnas depende del valor de la carga axial al que están sometidas como se observa en la Tabla 4.1:

Tabla 4.1. Rigidez efectiva de columnas

Nivel de esfuerzo axial	Momento de inercia efectivo de la sección (I_e)
$Pu/f'_c A_g > 0,50$	$0,8 I_g$
$Pu/f'_c A_g = 0,20$	$0,6 I_g$
$Pu/f'_c A_g < - 0,05$	$0,4 I_g$

Se toma para todas las columnas un factor de agrietamiento de 0,6, un valor relativamente bajo, sin embargo acorde a la estructura; se tiene un gran número de columnas en planta y por ende las cargas que transmiten son bajas.

- Verificación deformaciones

La deformación está limitada por el reglamento Cirsoc 103 a través de la distorsión de piso definida en la ecuación 4.1.

$$\theta_{sk} = \frac{\delta_k - \delta_{k-1}}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}} \quad (\text{ec. 4.1})$$

Siendo θ_{sk} la distorsión horizontal del nivel k; $\delta_k - \delta_{k-1}$ los desplazamientos horizontales del nivel k y el nivel inferior; h_{sk} la distancia entre los niveles; Δ_{sk} la deformación relativa.

Los desplazamientos se obtendrán multiplicando por la ductilidad global, los desplazamientos obtenidos por acción de las fuerzas sísmicas reducidas por la capacidad de disipación de energía de la estructura.

La distorsión admisible depende del grupo de construcción y de la condición de los elementos no estructurales (Tabla 4.2):

Condición D: existen elementos no estructurales que pueden ser dañados por las deformaciones impuestas por la estructura.

Condición ND: cuando los elementos no estructurales están unidos a la estructura de forma que no sufran daños por la deformaciones de esta.

Tabla 4.2. Valores límites de la distorsión horizontal por piso

Condición	Grupo de construcción		
	Ao	A	B
D	0,01	0,011	0,014
ND	0,01	0,015	0,019

Al edificio le corresponde la condición D por ende la distorsión admisible vale 0.014, a continuación en las Tablas 4.3 a 4.4 se muestra la distorsión de los pórticos con mayor deformación para cada dirección del edificio.

Tabla 4.3. Distorsión horizontal del pórtico 2x

Nivel (k)	d_k (cm)	d_{k-1} (cm)	d_k-d_{k-1}	$(d_k-d_{k-1})/3,05*5$	< 0,014
S/6°	5,86	5,32	0,54	0,0089	verifica
S/5°	5,32	4,64	0,67	0,0111	verifica
S/4°	4,64	3,88	0,76	0,0125	verifica
S/3°	3,88	3,08	0,80	0,0132	verifica
S/2°	3,08	2,21	0,87	0,0138	verifica
S/1°	2,21	1,33	0,88	0,0135	verifica
S/PB	1,33	0,53	0,80	0,0130	verifica
S/sub suelo	0,53	0,05	0,48	0,0079	verifica
Sub suelo	0,05	0,00	0,05	0,0008	verifica

Tabla 4.4. Distorsión horizontal del pórtico 1y

Nivel (k)	d_k	d_{k-1}	d_k-d_{k-1}	$(d_k-d_{k-1})/3,05*5$	< 0,014
S/6°	3,24	2,98	0,26	0,0042	verifica
S/5°	2,98	2,64	0,34	0,0056	verifica
S/4°	2,64	2,24	0,40	0,0065	verifica
S/3°	2,24	1,79	0,45	0,0073	verifica
S/2°	1,79	1,29	0,50	0,0082	verifica
S/1°	1,29	0,76	0,53	0,0086	verifica
S/PB	0,76	0,28	0,48	0,0079	verifica
S/sub suelo	0,28	0,02	0,26	0,0043	verifica
Sub suelo	0,02	0,00	0,02	0,0003	verifica

- Controles finales

Verificadas las distorsiones se controla que:

- las condiciones de vínculos satisfagan las combinaciones de estados límites últimos y de servicio;
- se respetó siempre el diseño arquitectónico de la construcción
- no existan comportamientos inadecuados frente acciones sísmicas (piso flexible; columna corta; viga corta; etc.)
- los resultados del modelo y los del análisis de carga realizado a mano en el capítulo 2 deben ser similares.

Superar los condicionantes anteriores no implica haber conseguido el diseño final, en los siguientes capítulos se busca generar el dimensionado de la armadura de la estructura propuesta que satisfaga el mecanismo de colapso adoptado en el Apartado 5.2; de no cumplirse esta condición se deberá proponer otra estructura que verifique lo expuesto en el párrafo.

4.2. Solicitaciones

Las solicitaciones obtenidas de los estados límites último y de servicio son calculadas por el sap2000 como resultado de un análisis elástico lineal a siguiendo los conceptos vistos en la materia de análisis estructural. Las combinaciones de carga utilizadas se nombraron en el capítulo 3, en el Anexo I se muestra el momento, corte y axial de las vigas y columnas del pórtico 2x.

5. DISEÑO DE VIGAS

5.1. Generalidades

El dimensionamiento de la estructura se realiza para un estado límite último que satisfaga las combinaciones de carga del reglamento Cirsoc 103 y 201 (edición 2005), el 1° considera solamente las acciones gravitatorias y el 2° tiene en cuenta además las acciones sísmicas. A continuación se desarrolla de manera detallada el diseño a flexión y corte por capacidad de las vigas del grupo 1x.

El reglamento Cirsoc 201 satisface en todos los casos:

$$\phi S_n \geq U$$

Siendo S_n la resistencia nominal del elemento estructural; ϕ el coeficiente de minoración de la resistencia nominal; U es cualquier combinación de estado de carga dado en el reglamento Cirsoc 201.

En cambio en el reglamento Cirsoc 103 el diseño se basa en generar un mecanismo de colapso, se ubican zonas de formación potencial de rótulas plásticas que ante un sismo tengan un comportamiento dúctil; en estas zonas debe evitarse fallas frágiles (corte, anclaje o inestabilidad) y el resto de los elementos debe permitir que se genere la sobrerresistencia flexional de la rótula.

Para las zonas que se rotulan se cumple:

$$\phi S_n \geq U$$

Para el resto de las zonas se cumple:

$$\phi S_n = f(\text{Rótulas})$$

Siendo S_n la resistencia nominal del elemento estructural; ϕ el coeficiente de minoración de la resistencia nominal; U es cualquier combinación de estado de carga dado en el reglamento Cirsoc 103.

5.2. Mecanismo de colapso propuesto

En ambas direcciones como se observa en la Figura 5.1 se forman rotulas en los extremos de vigas y base de columnas del nivel sub suelo, se exceptúa la formación de rotulas plasticas en las vigas del nivel sub suelo y sobre 6° piso; estas últimas no se rotulan porque con la mínima armadura se verifica fácilmente el momento solicitante; en el caso de las vigas del nivel de sub suelo al estar confinadas por el suelo es difícil que tengan grandes giros por lo tanto no se plastifican.

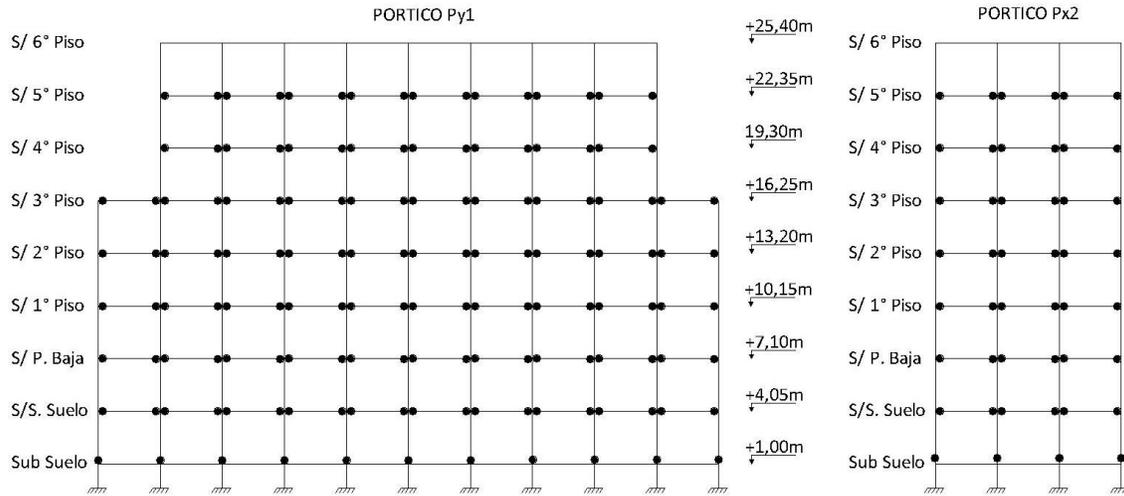


Figura 5.1. Mecanismo de colapso

Se detalla en la Figura 5.2 las dimensiones de la rótula de viga:

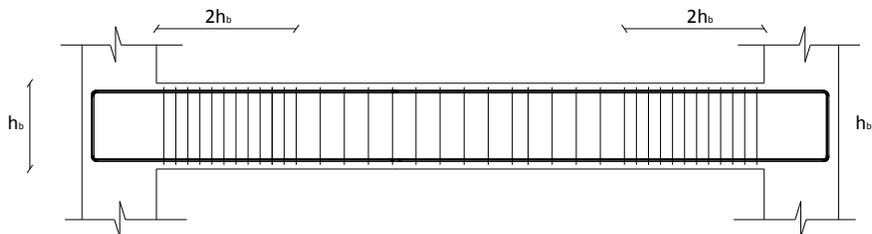


Figura 5.2. Detalle de rotula de extremo de viga

Nota: Para determinar la longitud de la zona de formación potencial de rotulas plasticas en columnas (l_p) debera tenerse en cuenta la amplificación dinamica y la sobrerresistencia en la sección transversal extrema. Se desarrolla el tema en el capítulo 6.

5.3. Diseño a flexión

A continuación utilizando el reglamento Cirsoc 103 (edición 2005) se desarrolla paso a paso el diseño del tramo de viga del nivel sobre 1° piso del pórtico 2x para el estado de carga $0,9D+S_x$ y para el resto de las combinaciones se mostraran solamente las Tablas.

5.3.1. Redistribución de momentos

La redistribución de momentos de flexión conduce a la obtención de una mejor distribución de resistencia a lo largo de las vigas.

Los propósitos principales de la redistribución de momentos son los siguientes:

Reducir el máximo momento absoluto, usualmente negativo y compensarlo incrementando los momentos, usualmente positivos, en las secciones no críticas. Cuando sea posible, el ajuste debe hacerse de manera tal que los momentos de diseño negativo y positivo en las secciones críticas tiendan a la igualdad. Esto conducirá a una disposición simple y a menudo simétrica de las armaduras longitudinales de flexión en estas secciones.

Los puntos principales a considerar son:

- a) Se debe mantener el equilibrio para las acciones de las cargas gravitatorias y sísmicas.
- b) Los momentos de diseño no deben reducirse por debajo del 70% de los valores obtenidos del análisis elástico para cualquier combinación de estados de cargas.
- c) El momento de flexión redistribuido no debe exceder el 30% del máximo absoluto obtenido del análisis elástico par cualquier combinación de estados de cargas.

La redistribución de momentos de flexión está asociada de dos rotulas plásticas en cada viga. El procedimiento de redistribución de momentos de flexión de vigas que se desarrolla a continuación, está basado en la igualdad de los momentos superiores e inferiores de los momentos a cara de las columnas. El mismo se resume en la Tabla 5.1, a continuación se desarrolla como se obtiene el valor de cada fila para un estado de carga $0,9D+S_x$:

Fila a: es el momento referido a los extremos de viga a eje de columna correspondiente a la combinación $0,9D+S_x$ obtenidos del sap2000.

Fila b: se indica la mayor redistribución permitida, y representa el 30% del momento máximo en la viga. Se tiene en nuestro caso:

$$\begin{aligned} \text{(Viga 401)} &\rightarrow 30\%8,78Tnm = 2,63Tnm \\ \text{(Viga 402)} &\rightarrow 30\%10,72Tnm = 3,22Tnm \\ \text{(Viga 403)} &\rightarrow 30\%10,14Tnm = 3,04Tnm \end{aligned}$$

Fila c: se indica la igualdad (Promedios) de los momentos positivos y negativos a eje de columna de todo el tramo de vigas:

$$\begin{aligned} M(+) &= \frac{(6,74 + 9,88 + 10,14)Tnm}{3} = 8,92Tnm \\ M(-) &= \frac{(-8,78 - 10,72 - 8,74)Tnm}{3} = -9,41Tnm \end{aligned}$$

Fila d: se muestra para cada extremo de viga el momento a cara de columna, estos valores se obtienen también del sap2000.

Fila e: es la igualdad (promedio) de los momentos positivos y negativos a cara de columna correspondiente a cada viga:

$$\begin{aligned} \text{(Viga 401)} &\rightarrow \frac{(6,37+7,76)Tnm}{2} = 7,06Tnm \\ \text{(Viga 402)} &\rightarrow \frac{(8,85+9,41)Tnm}{2} = 9,13Tnm \\ \text{(Viga 403)} &\rightarrow \frac{(8,82+7,92)Tnm}{2} = 8,37Tnm \end{aligned}$$

Fila f: se indica la igualdad (Promedios) de los momentos a cara de columna de todo el tramo de vigas:

$$M = \frac{(7,06 + 9,13 + 8,37)Tnm}{3} = 8,19Tnm$$

Estos momentos serán utilizados para dimensionar las vigas en caso que se cumpla la condición de máxima redistribución.

Fila g: es el momento redistribuido a eje de columna, el mismo se obtiene haciendo la resta de la fila 'f' menos la fila 'd' y sumándole el valor de la fila 'c'; para la viga v401 resulta:

$$\begin{aligned} \text{(Viga 401-extremo A)} &\rightarrow (8,19 - 6,37)Tnm + 8,92Tnm = 10,74Tnm \\ \text{(Viga 401-extremo B)} &\rightarrow -(8,19 - 7,76)Tnm + (-9,41)Tnm = -9,84Tnm \end{aligned}$$

Fila h: representa la cantidad redistribuida, se obtiene restando el valor de la fila 'i' menos el de la fila 'b'; para la viga v401 resulta:

$$\text{(Viga 401-extremo A)} \rightarrow |6,74 - 10,74|Tnm = 4,00Tnm$$

$$\text{(Viga 401-extremo B)} \rightarrow |8,78 - 9,84|Tnm = 1,06Tnm$$

Fila i: determina si se verifica la condición de máxima redistribución, para que lo sea el valor obtenido en la fila 'j' deberá ser menor que el de la fila 'c' (Máxima redistribución); de no serlo como ocurre con el extremo A de la viga 401 se modifica a criterio el valor del momento de tal manera que la sumatoria de todos los momentos del tramo redistribuido permanezca igual al total de los momentos sin redistribuir.

Comentarios: Durante el proceso se observa que el total de los momentos a eje de columna se mantiene constante, antes y después de la redistribución, esto debe cumplirse siempre para asegurar el equilibrio de momentos, de esta manera se simplifica notablemente el armado de las vigas.

Tabla 5.1. Redistribución de momento, pórtico 2x – Nivel sobre 1° piso

Estado de carga: 0,9D+Sx			c33	v401		c34	v402		c35	v403		c36	Total
				A	B		A	B		A	B		
a	0,9D+Sx (eje de columna)	Tnm		6,74	-8,78		9,88	-10,72		10,14	-8,74		55,0
b	Máxima Redistribución	Tnm		2,63	2,63		3,22	3,22		3,04	3,04		
c	Igualdad de M+ y M- (eje de columna)	Tnm		8,92	-9,41		8,92	-9,41		8,92	-9,41		
d	Momento (cara de col)	Tnm		6,37	-7,76		8,85	-9,41		8,82	-7,92		
e	Igualdad de M+ y M- por viga(cara de columna)	Tnm		7,06	7,06		9,13	9,13		8,37	8,37		
f	Igualdad de M+ y M- todas vigas(cara de columna)	Tnm		8,19	8,19		8,19	8,19		8,19	8,19		
g	Momento redistribuido a eje de columna	Tnm		10,74	-9,84		8,26	-8,19		8,29	-9,68		55,0
h	Cantidad redistribuida	Tnm		4,00	1,06		1,63	2,53		1,85	0,94		
i	Cantidad redistribuida < Máxima Redistribución	Tnm		No	Si		Si	Si		Si	Si		

Tabla 5.2. Redistribución de momento, pórtico 2x – Nivel sobre 1° piso

Estado de carga: 0,9D-Sx			c33	v401		c34	v402		c35	v403		c36	Total
				A	B		A	B		A	B		
a	0,9D-Sx (eje de columna)	Tnm		-7,69	8,12		-10,60	9,59		-10,68	7,97		54,6
b	Máxima Redistribución	Tnm		2,43	2,43		3,18	3,18		3,20	3,20		
c	Igualdad de M+ y M- (eje de columna)	Tnm		-9,65	8,56		-9,65	8,56		-9,65	8,56		
d	Momento (cara de col)	Tnm		-7,17	7,36		-9,31	8,59		-9,07	7,32		
e	Igualdad de M+ y M- por viga(cara de columna)	Tnm		7,26	7,26		8,95	8,95		8,19	8,19		
f	Igualdad de M+ y M- todas vigas(cara de columna)	Tnm		8,13	8,13		8,13	8,13		8,13	8,13		
g	Momento redistribuido a eje de columna	Tnm		-10,62	9,34		-8,48	8,11		-8,72	9,37		54,6
h	Cantidad redistribuida	Tnm		2,93	1,22		2,12	1,48		1,95	1,41		
i	Cantidad redistribuida < Máxima Redistribución	Tnm		No	Si		Si	Si		Si	Si		

Tabla 5.3. Redistribución de momento, pórtico 2x – Nivel sobre 1° piso

Estado de carga: 1,2D+0,25L+Sx

		c33	v401		c34	v402		c35	v403		c36	Total
			A	B		A	B		A	B		
a	1,2D+0,25L+Sx (eje de columna)	Tnm	6,56	-8,86		9,77	-10,92		10,09	-8,90		55,1
b	Máxima Redistribución	Tnm	2,66	2,66		3,28	3,28		3,03	3,03		
c	Igualdad de M+ y M- (eje de columna)	Tnm	8,81	-9,56		8,81	-9,56		8,81	-9,56		
d	Momento (cara de col)	Tnm	6,22	-7,80		8,79	-9,56		8,81	-8,05		
e	Igualdad de M+ y M- por viga(cara de columna)	Tnm	7,01	7,01		9,17	9,17		8,43	8,43		
f	Igualdad de M+ y M- todas vigas(cara de columna)	Tnm	8,20	8,20		8,20	8,20		8,20	8,20		
g	Momento redistribuido a eje de columna	Tnm	10,79	-9,96		8,22	-8,21		8,20	-9,71		55,1
h	Cantidad redistribuida	Tnm	4,24	1,10		1,55	2,71		1,89	0,82		
i	Cantidad redistribuida < Máxima Redistribución	Tnm	No	Si		Si	Si		Si	Si		

Tabla 5.4. Redistribución de momento, pórtico 2x – Nivel sobre 1° piso

Estado de carga: 1,2D+0,25L-Sx			c33	v401		c34	v402		c35	v403		c36	Total
				A	B		A	B		A	B		
a	1,2D+0,25L-Sx (eje de columna)	Tnm		-7,87	8,03		-10,70	9,40		-10,73	7,81		54,5
b	Máxima Redistribución	Tnm		2,41	2,41		3,21	3,21		3,22	3,22		
c	Igualdad de M+ y M- (eje de columna)	Tnm		-9,77	8,41		-9,77	8,41		-9,77	8,41		
d	Momento (cara de col)	Tnm		-7,32	7,31		-9,38	8,44		-9,08	7,20		
e	Igualdad de M+ y M- por viga(cara de columna)	Tnm		7,32	7,32		8,91	8,91		8,14	8,14		
f	Igualdad de M+ y M- todas vigas(cara de columna)	Tnm		8,12	8,12		8,12	8,12		8,12	8,12		
g	Momento redistribuido a eje de columna	Tnm		-10,57	9,22		-8,51	8,09		-8,81	9,34		54,5
h	Cantidad redistribuida	Tnm		2,70	1,19		2,19	1,30		1,92	1,53		
i	Cantidad redistribuida < Máxima Redistribución	Tnm		No	Si		Si	Si		Si	Si		

5.3.2. Diseño de la armadura longitudinal

El diseño a flexión en un estado límite último se hace de acuerdo con el reglamento Cirsoc 201 (edición 2005), las hipótesis de diseño se muestran a continuación:

- Se acepta la ley de conservación de secciones planas de navier
- Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón.
- Ase trabaja directamente con una distribución rectangular de tensiones de compresión del hormigón equivalente al bloque real de tensiones.
- La deformación específica límite del hormigón vale 0,003
- El dimensionamiento de las secciones se hace con deformaciones específicas en el acero mayores a 0,00625 correspondiente a la cuantía máxima permitida para la zona de formación potencial de rotulas plásticas para un hormigón H-21 (en la tabla 5.5 se puede observar el valor en la fila en negrita)

El dimensionado se hará en base a Tablas de los siguientes valores de coeficientes adimensionales:

$$K_c = \frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (\text{Ec. 5.1}) \quad \text{Profundidad relativa del eje neutro}$$

$$K_z = \frac{z}{d} = \frac{d-a/2}{d} = 1 - \frac{\beta_1 K_c}{2} \quad (\text{Ec. 5.2}) \quad \text{Brazo de palanca reducido}$$

$$K_r = \frac{Mu}{b d^2 f_c} \quad (\text{Ec. 5.3}) \quad \text{Momento resistente reducido y minorado}$$

Siendo M_u el momento que resulta de la combinación de estados de cargas del reglamento afectado por el coeficiente de reducción de resistencia que vale 0,9 por tratarse del momento; f_c es la tensión de compresión admisible del hormigón; β_1 es el coeficiente de reducción de la profundidad de la zona comprimida del hormigón y depende del tipo hormigón; el resto de las variables pueden identificarse en la Figura 5.1.

En la imagen siguiente, Figura 5.1 se aprecia gráficamente los valores de las variables a tener en cuenta para el diseño de la armadura traccionada considerando las hipótesis nombradas:

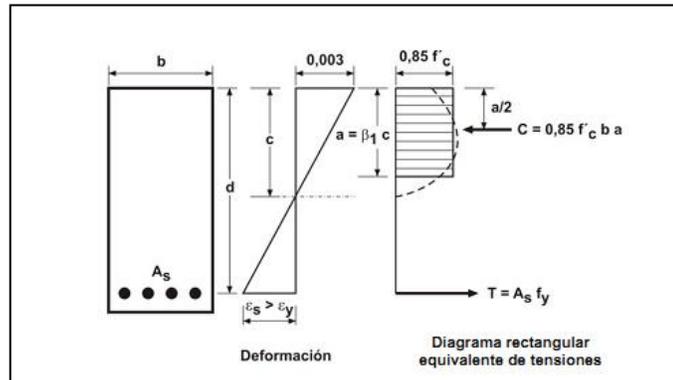


Figura 5.3. Distribución rectangular equivalente en el hormigón

A continuación se muestran los valores de los coeficientes adimensionales nombrados con las correspondientes cuantías para un hormigón H-21.

Tabla 5.5. Dimensionado y verificación de secciones rectangulares según Cirsoc 201-2005

	K_c	K_z	K_r	e_s (1 por 1000)	e_c (1 por 1000)	ϕ	ρ %
ZONA CONTROLADA POR TRACCIÓN	0,08	0,97	0,05	35,00	3,00	0,90	0,34
	0,09	0,96	0,06	30,00	3,00	0,90	0,39
	0,10	0,96	0,06	26,00	3,00	0,90	0,44
	0,12	0,95	0,07	23,00	3,00	0,90	0,50
	0,13	0,94	0,08	20,00	3,00	0,90	0,56
	0,14	0,94	0,09	18,00	3,00	0,90	0,61
	0,16	0,93	0,10	16,00	3,00	0,90	0,68
	0,18	0,93	0,11	14,00	3,00	0,90	0,76
	0,20	0,92	0,12	12,00	3,00	0,90	0,86
	0,23	0,90	0,14	10,00	3,00	0,90	0,99
	0,25	0,89	0,15	9,00	3,00	0,90	1,08
	0,27	0,88	0,16	8,00	3,00	0,90	1,17
ZONA DE TRANSICIÓN	0,30	0,87	0,17	7,00	3,00	0,90	1,29
	0,32	0,87	0,18	6,50	3,00	0,90	1,36
	0,32	0,86	0,18	6,25	3,00	0,90	1,39
	0,33	0,86	0,19	6,00	3,00	0,90	1,43
	0,34	0,85	0,19	5,75	3,00	0,90	1,47
	0,35	0,85	0,20	5,50	3,00	0,90	1,52
	0,36	0,85	0,20	5,25	3,00	0,90	1,56
	0,38	0,84	0,20	5,00	3,00	0,90	1,61
ZONA DE TRANSICIÓN	0,39	0,84	0,21	4,75	3,00	0,89	1,66
	0,40	0,83	0,21	4,50	3,00	0,87	1,72
	0,41	0,82	0,21	4,25	3,00	0,85	1,78
	0,43	0,82	0,21	4,00	3,00	0,84	1,84
	0,43	0,82	0,21	3,95	3,00	0,83	1,86
	0,45	0,81	0,21	3,64	3,00	0,81	1,94
	0,47	0,80	0,22	3,36	3,00	0,80	2,03
	0,49	0,79	0,22	3,10	3,00	0,78	2,12
	0,51	0,78	0,22	2,86	3,00	0,76	2,20
	0,53	0,77	0,22	2,62	3,00	0,75	2,30
	0,56	0,76	0,22	2,38	3,00	0,73	2,40
0,58	0,75	0,23	2,14	3,00	0,71	2,51	
ZONA CONTROLADA POR COMPRESIÓN	0,60	0,75	0,23	2,00	3,00	0,70	2,58
	0,61	0,74	0,23	1,88	3,00	0,70	2,64
	0,64	0,73	0,23	1,72	3,00	0,70	2,73
	0,66	0,72	0,24	1,57	3,00	0,70	2,82
	0,68	0,71	0,24	1,43	3,00	0,70	2,91
	0,70	0,70	0,25	1,29	3,00	0,70	3,01
	0,72	0,69	0,25	1,17	3,00	0,70	3,09
	0,74	0,69	0,26	1,05	3,00	0,70	3,19
	0,80	0,66	0,27	0,77	3,00	0,70	3,42
0,84	0,64	0,27	0,57	3,00	0,70	3,61	

Tabla 5.6. Valores de β_1 en función de la calidad del hormigón.

Hormigón	H 20	H 25	H 30	H 35	H 40	H 45
β_1	0,85	0,85	0,85	0,81	0,77	0,69

Para el cálculo de la armadura y su disposición se detalla a continuación como se obtienen los valores de cada fila de la Tabla 5.6 para una combinación de estado de carga 0,9D+Sx de la viga v401:

Fila a: corresponde a los momentos redistribuidos a cara de columna determinado en el punto anterior.

Fila b: es el coeficiente de minoración de la resistencia nominal, vale 0,9 debido a que se trata de una falla dúctil.

Fila c: es el momento de diseño, el cual se obtiene de dividir el momento redistribuido máximo que resulta de las distintas combinaciones por el valor de la fila anterior:

$$\text{(Viga 401 extremo A)} \rightarrow M_u = \frac{8,24Tnm}{0,9} = 9,16Tnm$$

$$\text{(Viga 401 extremo B)} \rightarrow M_u = \frac{8,24Tnm}{0,9} = 9,16Tnm$$

Aclaración: no se hace diferencia en el signo del momento ya que los valores son bastantes similares.

Fila d: es el valor del momento resistente reducido y minorado antes nombrado (Ec 5.3):

$$\text{(Viga 401 extremo A)} \rightarrow K_r = \frac{Mu}{b d^2 f_c} = \frac{9,16}{25cm \cdot 50^2 cm^2 \frac{250Kg}{cm^2} / 100000} = 0,07$$

$$\text{(Viga 401 extremo B)} \rightarrow K_r = \frac{Mu}{b d^2 f_c} = \frac{9,16}{25cm \cdot 50^2 cm^2 \frac{250Kg}{cm^2} / 100000} = 0,07$$

Fila e: es el valor K_z asociado al K_r obtenido del punto anterior a partir de la Tabla 5.2 a 5.3:

$$\text{(Viga 401 extremo A)} \rightarrow K_r = 0,07 \rightarrow K_z = 0,95$$

$$\text{(Viga 401 extremo B)} \rightarrow K_r = 0,07 \rightarrow K_z = 0,95$$

Fila f: indica el área que satisface el momento último obtenido en la fila c, la misma se determina a través de la ecuación 5.4:

$$A_s = \frac{M_u}{K_z d f_y} \quad (\text{Ec. 5.4})$$

$$(\text{Viga 401 extremo A}) \rightarrow A_s = \frac{9,16 \ 100 \ \text{Tncm}}{0,95 \frac{50\text{cm}}{1000} 4200 \ \text{Kg/cm}^2} = 5,10 \ \text{cm}^2$$

$$(\text{Viga 401 extremo B}) \rightarrow A_s = \frac{9,16 \ 100 \ \text{Tncm}}{0,95 \frac{50\text{cm}}{1000} 4200 \ \text{Kg/cm}^2} = 5,10 \ \text{cm}^2$$

Fila g: le corresponde a la cuantía referida al área calculada en el punto anterior.

$$(\text{Viga 401 extremo A}) \rightarrow \rho\% = \frac{A_s}{b h} 100 = \frac{5,10}{25 \ 50} 100 = 0,41\%$$

$$(\text{Viga 401 extremo B}) \rightarrow \rho\% = \frac{A_s}{b h} 100 = \frac{5,10}{25 \ 50} 100 = 0,41\%$$

Fila h: representa la cuantía según el reglamento, coincidirá con la cuantía anterior de estar dentro de los siguientes límites:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

Siendo la cuantía mínima:

$$\rho_{min}\% = \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} 100 = \frac{\sqrt{25\text{Mpa}}}{4 \ 420\text{Mpa}} 100 = 0,30\%$$

Y la cuantía máxima como el menor de los siguientes valores:

$$\rho_{max}\% = \frac{f_c + 10}{6 f_y} 100 = \frac{25\text{Mpa} + 10}{6 \ 420\text{Mpa}} 100 = 1,39\% \quad ; \quad \rho_{max}\% = 2,5\%$$

Por lo tanto debe respetarse los siguientes valores:

$$\rho_{min}\% = 0,3\% \leq \rho \leq \rho_{max}\% = 1,39\%$$

Finalmente para la viga v401 resulta:

$$(\text{Viga 401 extremo A}) \rightarrow \rho\% = 0,41\%$$

$$(\text{Viga 401 extremo B}) \rightarrow \rho\% = 0,41\%$$

Fila j: se tiene el área real que difícilmente coincidirá con la cuantía anterior por los diámetros comerciales de los hierros; está en función de la disposición de las barras de acero seleccionada para satisfacer la cuantía del punto anterior respetando los límites mencionados.

Es importante destacar que debe ser lo más cercana al área del punto anterior porque en función de la capacidad de las vigas definida por esta armadura se calculan las sollicitaciones en las columnas.

Fila m: es el momento nominal y se obtiene de manera simplificada como:

$$M_n^{(+)} = A_s f_y d \quad (\text{Ec. 5.5})$$

$$M_n^{(-)} = A'_s f_y d$$

$$(\text{Viga 401-extremo A}) \rightarrow M_n^{(+)} = A_s f_y d = 5,15 \text{cm}^2 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 0,45 \text{m} / 1000 = 9,70 \text{Tnm}$$

$$(\text{Viga 401-extremo B}) \rightarrow M_n^{(-)} = A'_s f_y d = 5,15 \text{cm}^2 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 0,45 \text{m} / 1000 = 9,70 \text{Tnm}$$

Nota: No se diferencia para el cálculo del momento último el signo ya que los valores tanto positivos como negativos son similares. Esto es resultado de la redistribución de momentos.

Tabla 5.7. Dimensionamiento a flexión, Pórtico 2x- Nivel sobre 1° piso

		c33	v401			c34	v402			c35	v403			c36
			A	tramo	B		A	tramo	B		A	tramo	B	
a	Momento Redistribuido (0,9D+Sx)	Tnm	-8,24	0,34	8,18		-8,17	0,22	8,19		-8,18	0,23	8,18	
	Momento Redistribuido (0,9D-Sx)		-8,02	0,34	8,24		-8,11	0,22	8,19		-8,19	0,23	8,05	
	Momento Redistribuido (1,2D+0,25L+Sx)		8,16	0,34	-8,19		8,21	0,22	-8,19		8,22	0,23	-8,20	
	Momento Redistribuido (1,2D+0,25L-Sx)		-8,05	0,34	8,18		-8,17	0,22	8,19		-7,95	0,23	8,08	
b	ϕ		0,9	0,9	0,9		0,9	0,9	0,9		0,9	0,9	0,9	
c	Momento de diseño	Tnm	9,16	0,38	9,16		9,12	0,24	9,11		9,13	0,26	9,11	
d	Kr		0,07	0,00	0,07		0,07	0,00	0,07		0,07	0,00	0,07	
e	Kz		0,95	1,01	0,95		0,95	1,01	0,95		0,95	1,01	0,95	
f	Área según calculo	cm2	5,10	0,20	5,10		5,08	0,13	5,07		5,08	0,14	5,07	
g	Cuantía según calculo	%	0,41%	0,02%	0,41%		0,41%	0,01%	0,41%		0,41%	0,01%	0,41%	
h	Cuantía según reglamento	%	0,41%	0,41%	0,41%		0,41%	0,41%	0,41%		0,41%	0,41%	0,41%	
i	Área según reglamento	cm2	5,10	5,10	5,10		5,08	5,10	5,07		5,08	5,10	5,07	
j	Área real	cm2	5,15	5,15	5,15		5,15	5,15	5,15		5,15	5,15	5,15	
k	Cuantía real	%	0,41%	0,41%	0,41%		0,41%	0,41%	0,41%		0,41%	0,41%	0,41%	
l	Amax>Áreal>Anec	cm2	OK	OK	OK		OK	OK	OK		OK	OK	OK	
m	Disposición	ϕ												
		12	1	1	1		1	1	1		1	1	1	
		16	2	2	2		2	2	2		2	2	2	
		20	0	0	0		0	0	0		0	0	0	
n	Asc/Áreal		99%	99%	99%		99%	99%	98%		99%	99%	98%	
m	Momento nominal	0	9,7	9,7	9,7		9,7	9,7	9,7		9,7	9,7	9,7	

A continuación se muestra en la Figura 5.2. la envolvente de los momentos teniendo en cuenta el efecto del decalaje producido por el corte, para una combinación de estados límites últimos, y el momento nominal de las vigas v401, v402 y v403.

Se observa una cercanía entre la envolvente de los momentos solicitantes y el nominal en los extremos de las vigas, lo cual indica que ante un incremento del sismo estas zonas serán las primeras en agotarse y con un adecuado diseño de la armadura transversal permitirá la formación de las rotulas.

Comparando los valores de las distintas combinaciones, aquellas que incluyen el sismo son superiores que el resto para la estructura analizada; las pequeñas luces de las vigas hacen que los efectos gravitatorios no sean de gran magnitud.

Por lo expuesto en el párrafo anterior no hizo falta hacer el cálculo de la armadura longitudinal de los tramos de vigas, ya que en todos los casos con la cuantía mínima se verifican las solicitaciones de los Estados Limite Últimos del Cirsoc 201.

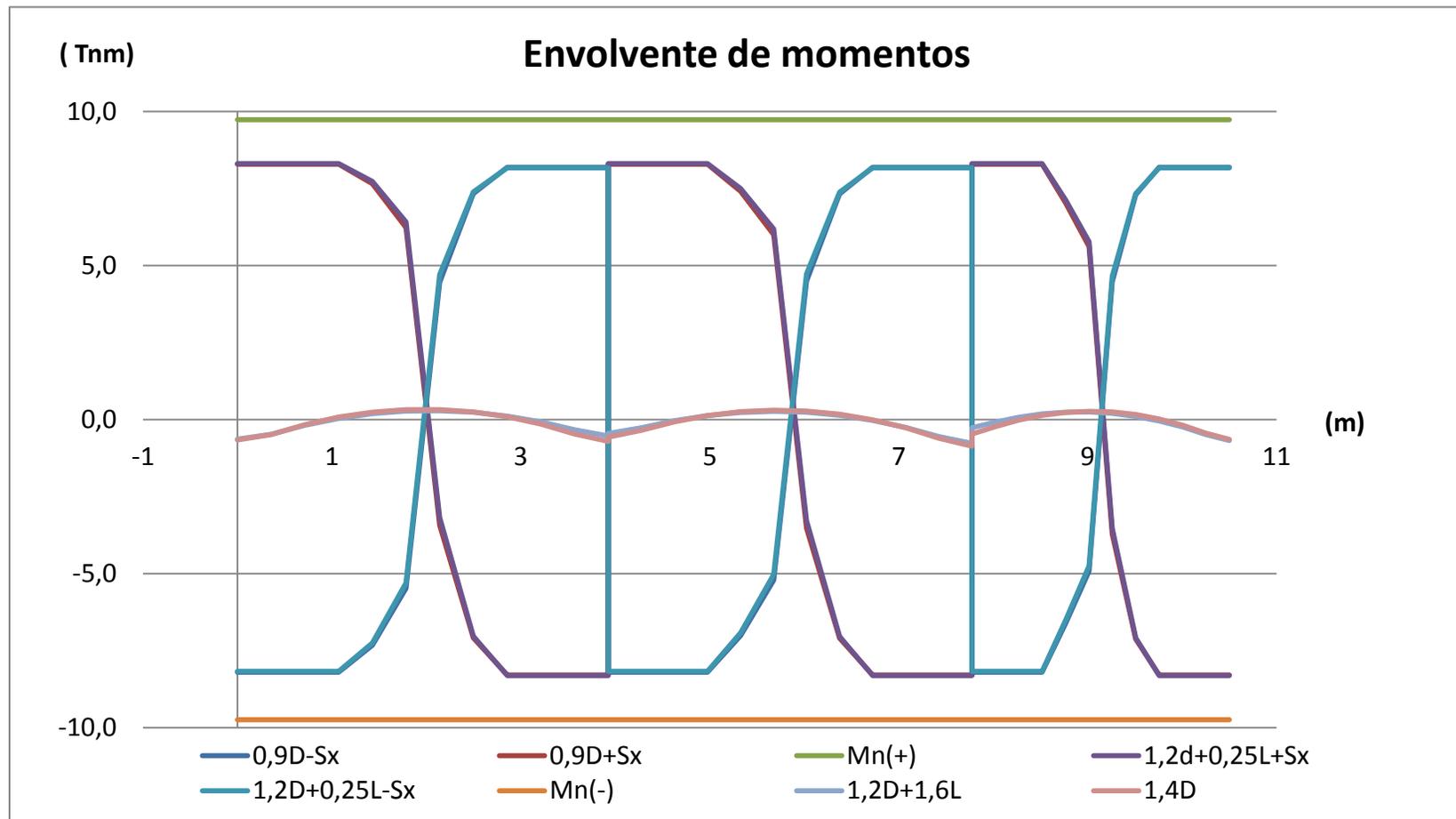


Figura 5.4. Envolvente de momentos

5.3.3. Factor de sobrerresistencia flexional de viga

Los principios del diseño por capacidad para estructuras dúctiles requiere determinar con precisión la diferencia existente entre la tensión de fluencia del acero especificada y la real, como así también el aumento de la resistencia, provocada por el proceso de endurecimiento del acero para elevadas demandas inelásticas de la estructura para los aceros permitidos en el reglamento, y la diferencia entre la armadura necesaria y la realmente dispuesta, se especifica un factor de sobrerresistencia igual a $\lambda_o=1,4$.

El factor de sobrerresistencia flexional de viga se calcula como:

$$\phi_b^o = \frac{\sum M_e^o}{\sum M_e} = \frac{\sum \lambda M_n}{\sum M_e}$$

Siendo ϕ_b^o el factor de sobrerresistencia flexional de una viga referida a una dirección y a un sentido del sismo; $\sum M_e^o$ es la sumatoria de los momentos de sobrerresistencia flexional de las vigas que concurren a un nudo según la dirección analizada; $\sum M_e$ es la sumatoria de los momentos debido al sismo de las vigas que concurren a un nudo según la dirección analizada; λ es el factor de sobrerresistencia del acero; M_n es el momento nominal de la viga.

Se necesita determinar el factor ϕ_b^o en cada piso al eje de cada columna independientemente para ambas direcciones y sentidos de la acción sísmica. Este factor posibilita considerar el momento total impartido a las columnas por la acción combinada del sismo con la carga gravitatoria. En la Tabla 5.7 se observa el factor de sobrerresistencia flexional por piso, para las vigas del pórtico x2. Se aclara que, por la distribución de armadura adoptada en este proyecto, los valores del factor de sobrerresistencia flexional valen lo mismo en ambos sentidos de la acción sísmica por eso no se los diferencia, y para los niveles de sub suelo y sobre y sobre 6° piso el factor es uno ya que las vigas de dichos niveles no se rotulan.

Tabla 5.8. Factor de sobrerresistencia flexional de viga – dirección x

Viga	Nivel sobre sub suelo							
	c33	v201	c34	v202	c35	v203	c36	
Momento producido por el sismo	7,6	-7,8	8,0	-7,9	10,3	-9,8		
Capacidad flexional de viga	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6		
Factor de sobrerresistencia flexional	1,79		1,72		1,72		-	

Viga	Nivel sobre planta baja							
	c33	v301	c34	v302	c35	v303	c36	
Momento producido por el sismo	6,8	-8,1	10,0	-9,9	10,2	-8,0		
Capacidad flexional de viga	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6		
Factor de sobrerresistencia flexional	2,02		1,51		1,36		1,71	

Viga	Nivel sobre 1° piso							
	c33	v401	c34	v402	c35	v403	c36	
Momento producido por el sismo	7,2	-8,4	10,2	-10,2	10,4	-8,4		
Capacidad flexional de viga	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6		
Factor de sobrerresistencia flexional	1,89		1,46		1,33		1,63	

Viga	Nivel sobre 2° piso							
	c33	v501	c34	v502	c35	v503	c36	
Momento producido por el sismo	6,8	-7,9	9,7	-9,6	9,5	-7,7		
Capacidad flexional de viga	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6		
Factor de sobrerresistencia flexional	2,01		1,55		1,42		1,78	

Viga	Nivel sobre 3° piso							
	c33	v601		v602	c35	v603	c36	
Momento producido por el sismo	6,1	-7,2		9,1	-9,0	8,5	-6,8	
Capacidad flexional de viga	13,6	13,6		13,6	13,6	13,6	13,6	
Factor de sobrerresistencia flexional	2,24		1,67		1,55		2,01	

Viga	Nivel sobre 4° piso							
	c33	v701	0	v702	c35	v703	c36	
Momento producido por el sismo	5,1	-5,8		7,0	-7,0	6,7	-5,6	
Capacidad flexional de viga	9,0	9,0		9,0	9,0	9,0	9,0	
Factor de sobrerresistencia flexional	1,77		1,41		1,31		1,60	

Viga	Nivel sobre 5° piso							
	c33		0	v805	c35	v806	c36	
Momento producido por el sismo	4,2	-4,7		5,7	-5,7	5,2	-4,5	
Capacidad flexional de viga	9,0	9,0		9,0	9,0	9,0	9,0	
Factor de sobrerresistencia flexional	2,12		1,72		1,64		2,00	

5.4. Diseño de corte por capacidad

5.4.1. Corte ultimo y tensión ultima

Se determina a continuación el corte ultimo y la tensión ultima referido a la combinación 5 de estado de carga 0,9D+Sx de la viga v401.

El corte inducido por el sismo +Sx se calcula como sigue:

$$V_s = \frac{M_c^{o(+)} + M_c^{o(-)}}{L_e} \quad (\text{Ec. 5.6})$$

Siendo V_s el corte inducido por la sobrerresistencia flexional de la rótula; $M_c^{o(+)}$ la sobrerresistencia flexional positiva a eje de columna del extremo A de la viga; $M_c^{o(-)}$ la sobrerresistencia flexional negativa a eje de columna del extremo B de la viga; L_n es la distancia que separa las caras de las columnas.

El valor de la sobrerresistencia flexional se obtiene al considerar el efecto que produce la deformación inelástica en el acero de la rótula incrementando su resistencia un 40% según el reglamento:

$$M_c^{o(+)} = M_n^{(+)} \lambda$$

$$M_c^{o(-)} = M_n^{(-)} \lambda$$

$$M_c^{o(+)} = 9,74 \cdot 1,4 = 13,63 \text{ Tnm}$$

$$M_c^{o(-)} = 9,74 \cdot 1,4 = 13,63 \text{ Tnm}$$

Siendo $M_c^{o(+)}$ la sobrerresistencia flexional positiva a cara de columna; $M_c^{o(-)}$ la sobrerresistencia flexional negativa a cara de columna; $M_n^{(+)}$ el momento nominal positivo a cara de columna; $M_n^{(-)}$ el momento nominal negativo a cara de columna; λ el factor de sobrerresistencia del acero, el reglamento especifica un valor de 1,4.

Finalmente se tiene el corte inducido por el sismo +Sx de la viga v401:

$$V_s = \frac{M_c^{o(+)} + M_c^{o(-)}}{L_n} = \frac{(13,63 + 13,63) \text{ Tnm}}{3,975 \text{ m}} = 6,86 \text{ Tn}$$

En la tabla 5.8 se muestran los valores del corte inducido por el sismo para el resto de las vigas del nivel.

Para determinar el corte último hay que sumarle el término debido a la carga gravitatoria, ($Comb5=Sx+0,9D$) de acuerdo a la combinación analizada le sumamos el término $0,9D$ que se lo obtiene del Sap2000. Se muestran los valores en la tabla 5.7:

Tabla 5.9. Corte ultimo

		V401	
		A	B
Corte ($0,9D$)	Tn	-0,79	0,64
Corte (Sx)	Tn	6,86	6,86
Vu ($Sx+0,9D$)	Tn	6,07	7,50

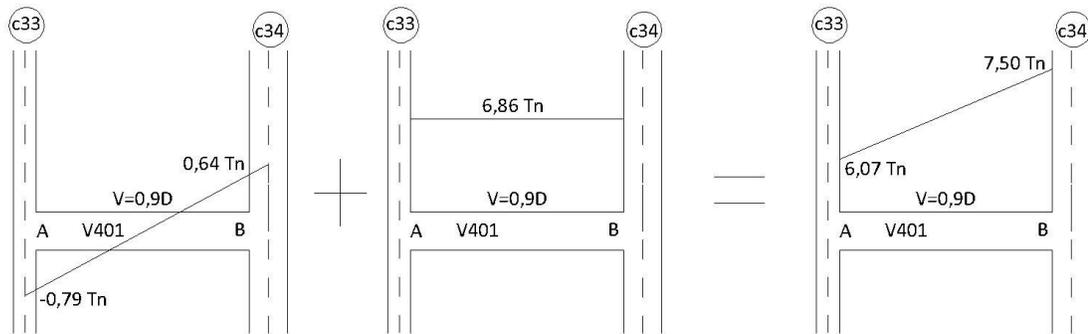


Figura 5.5. Corte de viga v401

Tabla 5.10. Corte inducido por la capacidad de la rotula

Viga	Sección	Momento nominal	Sobrerresistencia flexional	L_v	h_c	L_{nv}	Corte inducido por cap. rotula
v101	A	9,74	13,63	4,45	0,25	3,975	6,86
v101	Tramo	9,74		4,45		3,975	6,86
v101	B	9,74	13,63	4,45	0,45	3,975	6,86
v102	A	9,74	13,63	4,45	0,45	4	6,82
v102	Tramo	9,74		4,45		4	6,82
v102	B	9,74	13,63	4,45	0,45	4	6,82
v103	A	9,74	13,63	3,2	0,45	2,625	10,39
v103	Tramo	9,74		3,2		2,625	10,39
v103	B	9,74	13,63	3,2	0,25	2,625	10,39

Limitaciones del corte

Para lograr la plastificación de la estructura a través de mecanismos de rotulas en las vigas es importante limitar las deformaciones inelásticas por corte, a continuación se muestran los límites de la tensión de corte que establece el reglamento Cirsoc 103:

Para determinar la tensión de corte última se divide el corte calculado por el área de la viga; para la viga v401 resulta:

$$v_u = \frac{V_u}{bd'}$$

$$\text{Viga 401 extremo A} \rightarrow v_u = \frac{6,07 \times 1000 \text{ Kg}}{25\text{cm} \times 45\text{cm}} = 5,40 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Viga 401 extremo B} \rightarrow v_u = \frac{7,50 \times 1000 \text{ Kg}}{25\text{cm} \times 45\text{cm}} = 6,67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Siendo V_u el corte ultimo; b es el ancho de la viga; d' es la altura de la viga menos dos recubrimiento.

En secciones críticas de formación potencial de rotulas plásticas, donde debido a la reversibilidad de las sollicitaciones sísmicas, las armaduras (superior e inferior) puedan estar sujetas a fluencia por tracción, debe satisfacerse:

- a) La tensión nominal total de corte (v_u) no deberá exceder $0,16f_c$ o $0,85\sqrt{f_c}$, pero puede ser mayor solo si toda la carga sobre el elemento es resistida por la armadura diagonal.
- b) Cuando la tensión nominal total de corte exceda $v_u > 0,25(2+r)\sqrt{f_c}$ deberá proveerse armadura de corte diagonal en el alma de la viga, en una o ambas direcciones para resistir un esfuerzo de corte dado por:

$$V_{di} = 0,70 \left(\frac{v_n}{\sqrt{f_c}} + 0,40 \right) (-r)V_u \text{ (Ec. 5.7)}$$

Donde V_{di} solo necesita considerarse cuando $-1 \leq r \leq -0,2$ teniendo en cuenta la reversibilidad de los esfuerzos de corte.

Siendo V_{di} el corte que debe resistir la armadura diagonal; r es el factor de reversibilidad y es el cociente entre el corte ultimo del sismo en ambos sentidos de una sección de la viga.

Los límites mencionados en el ítem a) valen:

$$0,16f_c = 0,16 \cdot 25\text{Mpa} = 4\text{MPa} = 40 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} > 5,40 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$0,85\sqrt{f_c} = 0,85\sqrt{25\text{Mpa}} = 4,25\text{MPa} = 42,5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} > 6,67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

En ambos casos se la tensión última es menor; respecto el ítem b):

Viga 401 extremo A $\rightarrow r = -\frac{6,07}{7,64} = -0,79$

$$0,25(2+r)\sqrt{f_c} = 0,25(2-0,76)\sqrt{25\text{Mpa}} = 1,51\text{Mpa} = \frac{15,1\text{Kg}}{\text{cm}^2} > 5,40 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Viga 401 extremo B $\rightarrow r = -\frac{6,22}{7,50} = -0,83$

$$0,25(2+r)\sqrt{f_c} = 0,25(2-0,80)\sqrt{25\text{Mpa}} = 1,46\text{Mpa} = \frac{14,6\text{Kg}}{\text{cm}^2} > 5,40 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Por cumplirse la condición $v_u > 0,25(2+r)\sqrt{f_c}$ no se requiere de armadura diagonal.

En la tabla 5.9 a 5.11 se muestran los valores del corte último y la tensión última para las vigas v401, v402 y v403 respectivamente.

Tabla 5.11. Corte ultimo y Tensión ultima (Viga v401)

		0,9D+Sx		0,9D-Sx		1,2D+0,25L+Sx		1,2D+0,25L-Sx	
		A	B	A	B	A	B	A	B
Corte inducido por sismo	Tn	6,86	6,86	-6,86	-6,86	6,86	6,86	-6,86	-6,86
Vg (Corte gravitatorio)	Tn	-0,79	0,64	-0,79	0,64	-1,10	0,90	-1,10	0,90
Vu = Vn (cara de columna)	Tn	6,07	7,50	-7,64	-6,22	5,76	7,76	-7,96	-5,96
Vu = Vn (en el tramo)	Tn	6,31	7,31	-7,41	-6,41	6,09	7,49	-7,63	-6,23
vn	Kg/cm2	5,40	6,67	-6,80	-5,53	5,12	6,89	-7,07	-5,30
valor de "r"		-0,79	-0,83	-0,79	-0,83	-0,72	-0,77	-0,72	-0,77
0,25*(2+r)*f'c^0,5	Kg/cm2	15,0	14,6	15,0	14,6	15,9	15,3	15,9	15,3
armadura diagonal		No	No	No	No	No	No	No	No
vn < 0,16f'c	40	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
vn < 0,85(f'c)1/2	42,5	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 5.12. Corte ultimo y Tensión ultima (Viga v402)

		0,9D+Sx		0,9D-Sx		1,2D+0,25L+Sx		1,2D+0,25L-Sx	
		A	B	A	B	A	B	A	B
Corte inducido por sismo	Tn	6,82	6,82	-6,82	-6,82	6,82	6,82	-6,82	-6,82
Vg (Corte gravitatorio)	Tn	-0,65	0,78	-0,65	0,78	-0,90	1,09	-0,90	1,09
Vu = Vn (cara de columna)	Tn	6,17	7,60	-7,46	-6,04	5,91	7,91	-7,72	-5,73
Vu = Vn (en el tramo)	Tn	6,36	7,36	-7,27	-6,27	6,18	7,58	-7,45	-6,05
vn	Kg/cm2	5,48	6,75	-6,63	-5,37	5,25	7,03	-6,86	-5,09
valor de "r"		-0,83	-0,79	-0,83	-0,79	-0,77	-0,72	-0,77	-0,72
$0,25*(2+r)*f'c^{0,5}$	Kg/cm2	14,6	15,0	14,6	15,0	15,4	15,95	15,43	15,95
armadura diagonal		No	No	No	No	No	No	No	No
$vn < 0,16f'c$	40	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
$vn < 0,85(f'c)^{1/2}$	42,5	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 5.13. Corte ultimo y Tensión ultima (Viga v401)

		0,9D+Sx		0,9D-Sx		1,2D+0,25L+Sx		1,2D+0,25L-Sx	
		A	B	A	B	A	B	A	B
Corte inducido por sismo	Tn	10,3	10,3	-10,3	-10,3	10,3	10,3	-10,3	-10,3
Vg (Corte gravitatorio)	Tn	-0,68	0,82	-0,68	0,82	-0,95	1,15	-0,95	1,15
Vu = Vn (cara de col)	Tn	9,71	11,21	-11,06	-9,57	9,44	11,54	-11,33	-9,24
Vu = Vn (en el tramo)	Tn	9,91	10,96	-10,86	-9,81	9,72	11,19	-11,05	-9,58
vn	Kg/cm2	8,63	9,96	-9,83	-8,50	8,39	10,25	-10,08	-8,21
valor de "r"		-0,88	-0,85	-0,88	-0,85	-0,83	-0,80	-0,83	-0,80
$0,25*(2+r)*f'c^{0,5}$	Kg/cm2	14,0	14,3	14,0	14,3	14,5	14,9	14,5	14,9
armadura diagonal		No	No	No	No	No	No	No	No
$vn < 0,16f'c$	40	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
$vn < 0,85(f'c)^{1/2}$	42,5	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

5.4.2. Diseño de la armadura transversal

Obtenido el corte último en función de la capacidad de sobrerresistencia flexional de las rotulas, se realiza el dimensionamiento de acuerdo al reglamento Cirsoc 103 (edición 2005). Se dimensiona de manera diferenciada las zonas de formación potencial de rotulas plásticas (Figura 5.6) y las que no se rotulan. Estas últimas tienen en cuenta el corte solicitante y las primeras además del corte, el pandeo de las barras longitudinales y el confinamiento de la viga.

5.4.2.1. Armadura transversal en zonas de formación potencial de rotulas plásticas

Armadura trasversal de pandeo y confinamiento

La capacidad resistente de una rama de un estribo, para que sea capaz de servir de apoyo lateral a una barra lateral comprimida, debe ser mayor 1/16 del esfuerzo necesario para que la barra o conjunto de barras que se quiere restringir entre en fluencia, y con una separación igual a 6 db, siendo db el diámetro menor de la barra longitudinal. El área de la sección de una rama de estribo en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal, se determina mediante:

$$A_{te} = \frac{\sum Ab f_y}{16 f_{yt}} \frac{s}{6 d_b} \quad (\text{Ec. 5.8})$$

Siendo A_{te} el área mínima de la sección de una rama en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal; f_{yt} la tensión de fluencia del acero del estribo; s la separación adoptada; d_b es el diámetro mínimo de las barra longitudinales que se restringe el pandeo; f_y es la tensión de fluencia de las barras longitudinales; $\sum Ab$ es la sumatoria de las barras longitudinales restringida por esa rama.

Analizando el plano de detalle de viga (Figura 5.7), para calcular el término $\sum Ab$ se suma el la mitad del área de una barra del 12 más una barra del 16:

$$\sum Ab = \frac{\pi \frac{1,2^2}{4}}{2} \text{cm}^2 + \frac{\pi 1,6^2}{4} \text{cm}^2 = 2,58 \text{cm}^2$$

Respecto de la separación, nunca deberá ser mayor que:

- $6 d_b = 6 \cdot 12 \text{mm} = 72 \text{mm}$
- $\frac{1}{4} h_b = \frac{1}{4} \cdot 500 = 125 \text{mm}$

Se adopta por lo tanto una separación de 70mm.

Finalmente el área de la rama de estribo que restringe el pandeo longitudinal de las barras de la viga v401 resulta:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{16 f_{yt} 6 d_b} = \frac{2.58 \text{cm}^2 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} 70 \text{mm}}{16 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} 6 \times 12 \text{mm}} = 0,17 \text{cm}^2$$

Se adopta para una barra de estribo un diámetro de 6mm que tiene un área de $0,28 \text{cm}^2 > A_{te} = 0,17 \text{cm}^2$ verificando la condición de pandeo y garantiza a su vez el confinamiento de las barras longitudinales, debido a la restricción de que la separación máximas de los estribos debe ser $\frac{1}{4}$ de la altura de la viga.

Armadura transversal de corte

Cuando las solicitaciones demandadas se obtienen por capacidad como es en este caso, sería innecesariamente conservativo reducir la resistencia nominal de una sección usando factores de reducción de resistencia ϕ iguales a la unidad, por lo tanto el corte nominal se toma igual que el corte último. En zona de formación potencial de rotulas plásticas el aporte al corte del hormigón es nulo ya que la trabazón de los agregados a través de anchas grietas es inefectivo por lo que todo el corte lo absorbe la armadura

$$A_s = \frac{V_u b_w s}{f_y b_w d} \quad (\text{Ec. 5.9})$$

Siendo A_s el área de estribo mínima para resistir todo el corte solicitante de la viga; b_w es el ancho de la viga; d es la altura de la viga menos un recubrimiento; s es la separación adoptada.

Teniendo en cuenta la disposición de la armadura transversal del punto anterior se determina el corte nominal, de no satisfacer el corte último se modifica el diámetro de estribo o la separación:

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

Siendo V_s el corte nominal de la armadura transversal; A_s es el área total del estribo; d es la altura de la viga menos un recubrimiento; s es la separación adoptada, vale 70mm.

$$V_s = \frac{A_s f_y d}{s} = \frac{0,28 \times 2 \text{ cm}^2 4,2 \frac{\text{Tn}}{\text{cm}^2} 47,5 \text{cm}}{7 \text{cm}} = 16,12 \text{Tn}$$

Recordando que el corte último de la viga v401 vale 6,84 Tn se está verificando con la armadura de pandeo el corte último.

5.4.2.2. Armadura transversal en zona normal

El área de la armadura transversal por corte se determina teniendo en cuenta el corte teniendo en cuenta la contribución del hormigón:

$$V_s + V_c = V_n = V_u$$

Siendo V_s+V_c la suma del corte nominal de la armadura más la contribución del hormigón respectivamente; V_n el corte nominal total.

Con la separación máxima como el menor de los siguientes valores:

- a) $0,5d$ o $600mm$
- b) Cuando $(v_n - v_c) > 0,07f'_c \times 0,25d$ o $300mm$

La contribución del hormigón al corte se determina a través de la tensión de corte básica, dada por la siguiente expresión:

$$v_b = (0,07 + 10\rho_w)\sqrt{f_c} < 0,2\sqrt{f_c} \text{ (Ec. 5.10)}$$

Siendo v_b la tensión de corte básica del hormigón; ρ_w la armadura longitudinal traccionada.

$$v_b = (0,07 + 10 \times 0,0048)\sqrt{25MPa} = 0,591MPa < 0,2\sqrt{25MPa} = 1MPa$$

Multiplicando este valor por el área de la viga se obtiene la contribución del hormigón al corte:

$$V_c = v_b db_w = \frac{5,56}{1000} \frac{Tn}{cm^2} 45cm 25cm = 6,26Tn$$

Por lo tanto el corte que debe tomar la armadura transversal debe ser mayor que:

$$V_s = V_u - V_c = 7,63Tn - 6,26Tn = 1,37Tn$$

Adoptando una separación de estribos de 20 cm (cumpliendo lo expresado en los ítems a y b nombrados), el corte que toma la armadura transversal resulta:

$$V_s = \frac{Asf_y d}{s} = \frac{0,28 \text{ } 2cm^2 4,2 \frac{Tn}{cm^2} 47,5cm}{20cm} = 5,34Tn > 1,37Tn = V_u - V_c$$

Por ser mayor que $V_u - V_c$ se está verificando la condición de corte.

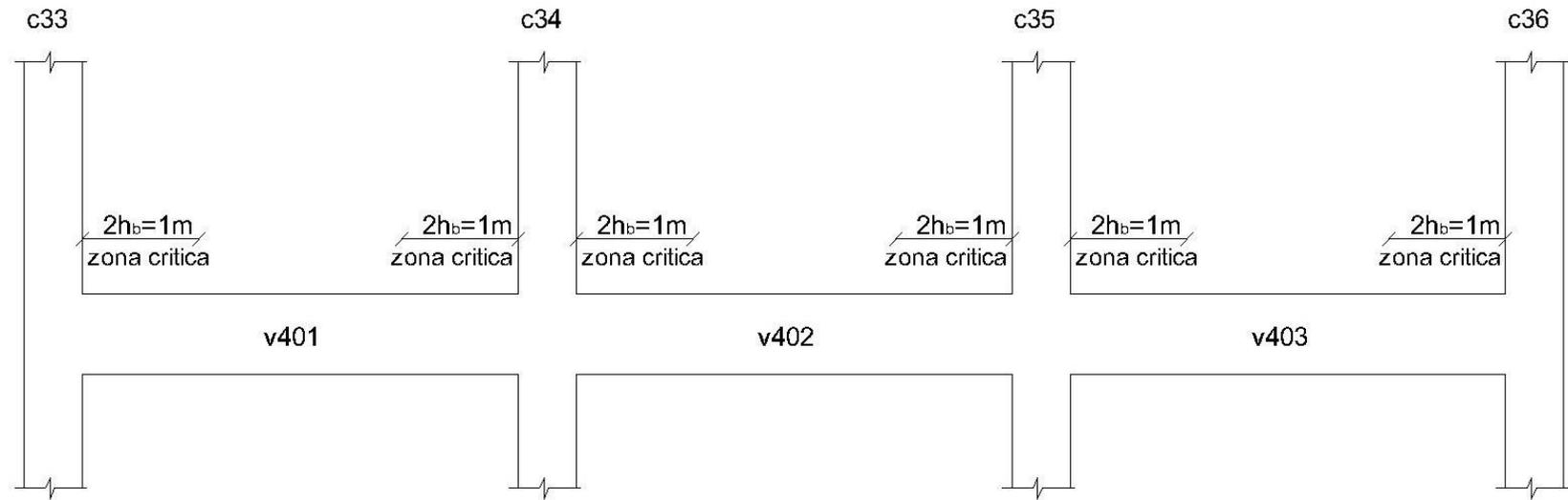


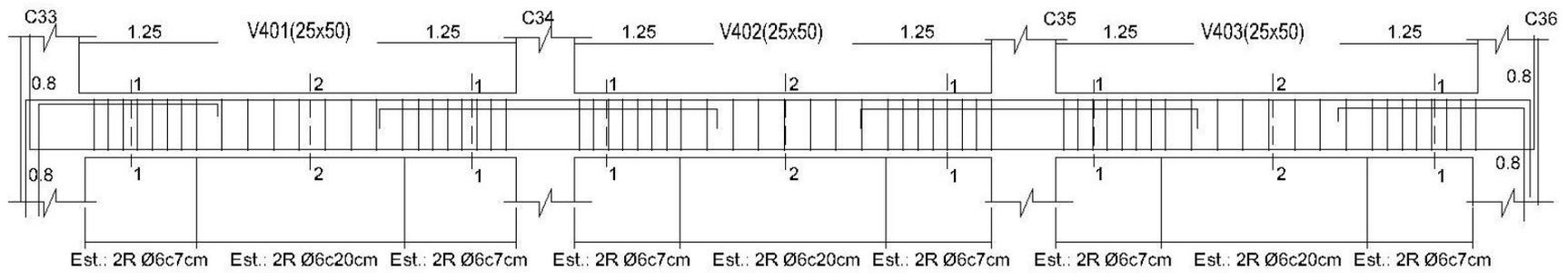
Figura 5.6. Longitud de las zonas de formación potencial de rotulas plásticas

Tabla 5.14. Armadura transversal en zona de formación potencial de rotula, Pórtico 2x- Nivel s/ Sub suelo a s/3° piso

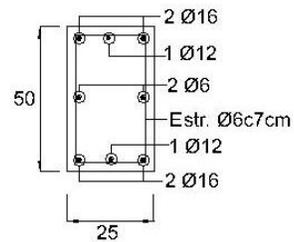
Viga	Dimensiones			separación					Ate		Estribos						
	b _v m	h _v m	d _v - r m	db min mm	6db min mm	1/4 x h mm	1/4 x b _v mm	Final mm	Σ Ab cm ²	Ate cm ²	φ mm	Área cm ²	As > Ate	N°	Vs Tn	Vu Tn	Vs>Vu
v401	0,25	0,5	0,45	12	72	125	112,5	70	2,58	0,16	6	0,28	OK	2	16,12	7,96	OK
v402	0,25	0,5	0,45	12	72	125	112,5	70	2,58	0,16	6	0,28	OK	2	16,12	7,91	OK
v403	0,25	0,5	0,45	12	72	125	112,5	70	2,58	0,16	6	0,28	OK	2	16,12	11,54	OK

Tabla 5.15. Armadura transversal en el tramo, Pórtico 2x - Nivel s/ Sub suelo a s/3° piso

Viga	Dimensiones			Estribos						Contribución hormigón				
	b _v m	h _v m	d _v - r m	db min mm	s mm	φ mm	Área cm ²	N°	Vs Tn	vb Kg/cm ²	Vc Tn	Vs+Vb Tn	Vu Tn	Vs+Vb>Vu
v401	0,25	0,5	0,45	12	200	6	0,28	2	5,34	5,56	6,26	11,60	7,63	OK
v402	0,25	0,5	0,45	12	200	6	0,28	2	5,34	5,56	6,26	11,60	7,45	OK
v403	0,25	0,5	0,45	12	200	6	0,28	2	5,34	5,56	6,26	11,60	11,05	OK



Seccion 1-1



Seccion 2-2

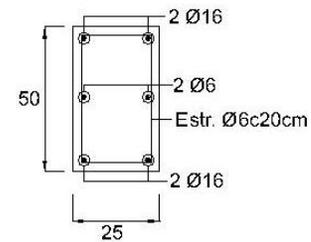


Figura 5.7. Plano de detalle de viga - Nivel: S/ Planta baja a S/ 3° Piso

6. DISEÑO DE COLUMNAS

Se detalla a continuación el diseño de la columna c33.

6.1. Acciones de diseño

6.1.1. Solicitaciones de diseño para columna donde se prevé la formación de rotulas plásticas.

De acuerdo al mecanismo de colapso propuesto, la base de la columna c133 debe permitir la formación de una rótula, en estas secciones el momento de diseño (M_u/ϕ) es obtenido del sap2000 y proviene de la combinación de estados de carga, teniendo en cuenta el factor de reducción de resistencia correspondientes (ϕ); de distinta manera se obtiene el corte de diseño que se lo obtiene en función de la capacidad de sobrerresistencia de las rotulas que se forman en la columna utilizando un factor de reducción de resistencia unitario ($\phi=1$); el cálculo del esfuerzo axial de diseño es indistinto para las columnas en donde se prevé o no la formación de rotulas plásticas y se calcula teniendo en cuenta el esfuerzo axial inducido por la sobrerresistencia flexional de las rotulas de todas las vigas considerando además las cargas gravitatorias y las posibles combinaciones.

Para la determinación del corte de diseño V_u de la columna c133, debe considerarse la capacidad de sobrerresistencia flexional de la rótula como se mencionó anteriormente:

$$V_u = \frac{M_{base}^o + M_{ucapitel}}{L_n} \quad (Ec. 6.1)$$

Siendo V_u el corte de diseño de la columna; M_{base}^o el momento nominal de la sección que se rotula; M_u el momento elástico de diseño del capitel; L_n es la altura de la columna.

Para el desarrollo de la capacidad de la rótula se tiene en cuenta además de la sobrerresistencia del acero (como ocurre en vigas) la sobrerresistencia debido al hormigón confinado representado en el 2° término de la ecuación 6.2:

$$M_{base}^o = \left[\lambda_o + 2 \left(\frac{P_u}{f_c A_g} - 0.10 \right)^2 \right] M_n^c \quad (Ec. 6.2)$$

Siendo M_{base}^o el momento de sobrerresistencia flexional de la rotula de la columna; M_n^c el momento nominal de la sección que se rotula de la columna; λ_o el factor de sobrerresistencia del acero que vale 1,4.

6.1.2. Solicitaciones de diseño para columna en donde no se prevé la formación de rotulas plásticas.

En el caso de columnas donde no se espera la formación de rotulas, su resistencia debe permitir la formación de las rotulas propuestas tanto en vigas y columnas sin que se modifique el mecanismo de colapso propuesto para el edificio; para lograr este efecto se mayor las sollicitaciones obtenidas por un factor que tiene en cuenta la sobrerresistencia flexional de las rotulas.

Momento de diseño

Los momentos de diseño de las secciones extremas de columna donde no se prevé la formación de rotulas plásticas se determinan con un factor de reducción de resistencia unitario ($\phi = 1$) de acuerdo con la ecuación:

$$M_u = \phi_b^o \omega M_E^o - 0,30 h_b V_u \quad (Ec. 6.3)$$

Siendo M_u el momento de diseño de la sección de la columna donde no se prevé la formación de rotulas plásticas; ϕ_b^o el factor de sobrerresistencia flexional de viga; ω el factor de amplificación dinámica; V_u el corte de diseño de la columna; h_b la altura de la viga.

Se destaca que la amplificación de momentos expresada en la ecuación anterior solo se aplica a los momentos de capitel y base y no al diagrama de momento de flexión de la columna. Estos dos momentos extremos no se espera que ocurran juntos.

Se supone que la sección crítica de la columna está en la cara de la viga y, por lo tanto, los momentos al eje $\phi_b^o \omega M_E^o$ deberían reducirse. Se considera solo el 60% del gradiente de momentos, que se utiliza para la determinación del esfuerzo de corte en la columna. Por lo tanto, los momentos al eje, se reducen $0,60(0,50 h_b V_u)$.

Corte de diseño

En todos los pisos con excepción al primer piso y el último, el esfuerzo de corte puede estimarse a partir del gradiente del diagrama de momentos derivado de un análisis

elástico de la estructura ante las acciones sísmicas a lo largo de la columna. Y debe ser afectado por el factor de sobrerresistencia flexional de viga. Se debe tener en cuenta, una distribución desproporcionada de los momentos de las vigas entre las columnas ubicadas por debajo y por encima de una viga, que pudiera dar un gradiente mayor que el que resulta de un análisis elástico; por esta causa, se considera un 20% de aumento. Se tiene en cuenta las fallas que puede traer aparejado el corte introduciendo un factor adicional igual a 0,9/0,85. Finalmente el corte de diseño para las secciones extremas de columnas que no se rotulan y que pertenecen a pórticos espaciales resulta:

$$V_u = 1,6\phi^o V_E \text{ (Ec. 6.4)}$$

Siendo V_u el corte de diseño para secciones de columna que no se prevé la formación de rotula; ϕ^o el factor de sobrerresistencia flexional de viga; el corte generado por las acciones sísmicas considerando un análisis elástico.

Esfuerzo axial de diseño

El esfuerzo axial de diseño de las columnas se calcula de acuerdo con las combinaciones de carga nombradas en el capítulo 3 y es indistinto para las secciones que se rotulan como las que no se rotulan. En ellas se tienen dos términos uno representa a las fuerzas verticales gravitatorias y el otro a las acciones sísmicas:

$$P_u = P_E^o + P_G = R_V \sum V_E^o + P_G \text{ (Ec. 6.5)}$$

Siendo P_u el esfuerzo axial de diseño; $P_E^o = R_V \sum V_E^o$ el esfuerzo axial de diseño inducido por el sismo; $\sum V_E^o$ es la sumatoria de los esfuerzos de corte inducido por el sismo cuando se desarrolla toda la capacidad de la rótula; R_V es un factor de minoración de la carga axial; P_G es el esfuerzo axial de diseño debido a las cargas gravitatorias, peso propio y sobrecargas.

El valor que toma P_G depende de la combinación de estado de carga que se analiza en nuestro caso por ser la *combinación 5:0,9D + Sx* $\rightarrow P_G = 0,9D$

En la Figura 6.3 e aprecia para los distintos niveles el corte inducido por la capacidad de las rotulas V_E^o como así también la sumatoria de los mismos $\sum V_E^o$.

El factor de minoración de la carga axial tiene en cuenta la suposición de que a medida que aumenta el número de pisos por encima del nivel considerado, se reduce el número relativo de rotulas plásticas que desarrollan simultáneamente su sobrerresistencia flexional; se puede obtener el valor de R_v de la Tabla 6.1:

Tabla 6.1. Factor de reducción de carga axial

N° de pisos por encima del nivel considerado	Factor de amplificación dinámica ω					
	1,30 o menor	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90
2	0,97	0,97	0,96	0,96	0,96	0,95
4	0,94	0,94	0,93	0,92	0,91	0,91
6	0,91	0,90	0,89	0,88	0,87	0,86
8	0,88	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81
10	0,85	0,84	0,82	0,80	0,79	0,77
12	0,82	0,81	0,78	0,76	0,74	0,72
14	0,79	0,77	0,75	0,72	0,70	0,67
16	0,76	0,74	0,71	0,68	0,66	0,63
18	0,73	0,71	0,68	0,64	0,61	0,58
20 o más	0,70	0,68	0,64	0,61	0,57	0,54

Determinación del factor de amplificación dinámica

Para darle a las columnas un alto grado de protección a la fluencia prematura, debe considerarse el apartamiento del diagrama de momento de las mismas, el obtenido de un análisis elástico a fuerzas horizontales. Este apartamiento se debe a los efectos dinámicos, en particular el de los modos superiores en la estructura inelástica. El fenómeno puede medirse por el movimiento del punto de inflexión de la posición dado por un análisis elástico. Se supone que estos efectos son más importantes en los pisos superiores y a medida que aumenta el periodo fundamental de vibración de la estructura.

Teniendo en cuenta que la tipología estructural del edificio en ambas direcciones principales de análisis está conformada por pórticos sismorresistentes de hormigón armado, la misma se encuadra en pórticos espaciales; cuyo factor de amplificación dinámica resulta:

$$1,50 < \omega = 0,50T_1 + 1,10 \leq 1,90 \text{ (Ec. 6.6)}$$

Donde ω es el factor de amplificación dinámica para columnas de pórticos espaciales; T_1 el primer modo de vibración de la estructura en segundos correspondiente a la dirección analizada.

$$T_{1x} = 0,52\text{seg} \quad ; \quad T_{1y} = 0,37\text{seg}$$

Luego:

$$\omega_x = 0,50 \times 0,52 + 1,10 = 1,36$$

$$\omega_y = 0,50 \times 0,37 + 1,10 = 1,28$$

Por ser ambos menores que 1,5 $\rightarrow \omega_x = \omega_y = 1,5$

En las columnas del último piso $\omega=1,1$ y en la sección inferior de las columnas del nivel de sub suelo se toma $\omega=1,1$ (Figura 6.1)

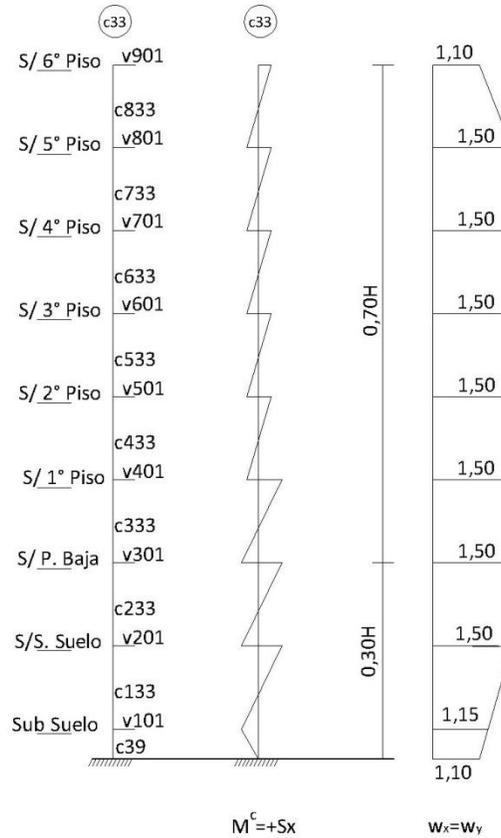


Figura 6.1. Factor de amplificación dinámica

6.1.3. Solicitaciones de la columna c133 para un estado de carga 0,9D+Sx

a- Momento de diseño

La columna c133 de acuerdo al mecanismo de colapso permite en su base la formación de una rotula. Para determinar el momento debido al sismo como se mencionó anteriormente se hace de acuerdo con los resultados del análisis de carga obtenido del sap2000 (capitulo 3) de acuerdo a un estado limite último.

Para la sección de la base

$$M_{ub} = -10,37Tnm$$

$$M_d = \frac{M_u}{\phi} = \frac{-10,37Tnm}{0,9} = -11,52nm$$

Para la sección del capitel

$$M_u = \phi_b^o \omega M_E^o - 0,30h_b V_u$$

$$M_u = 1,74 \times 1,15 \times 5,02Tnm + 0,3 \times 0,5m \times 9,67Tn = 8,61 Tnm$$

Siendo $\phi_b^o = 1,74$ el factor de sobrerresistencia flexional de viga calculado en el inciso 5.3.3; $\omega = 1,3$ de la Figura 6.1; $M_E^o = 5,02Tnm$ obtenido por el análisis de carga del capítulo 2; $h_b=0,5m$; $V_u=9,67Tn$ calculado en el siguiente punto.

Cuando el esfuerzo axial de diseño no supere el valor $0,10f_c A_g$, el momento de diseño puede reducirse mediante la expresión (valido para secciones que no se rotulan):

$$M_{u\ red} = R_m(\phi_b^o \omega M_E^o - 0,30h_b V_u) \text{ (Ec. 6.7)}$$

Donde R_m se obtiene de la Tabla 6.2.

Tabla 6.2. Factor de reducción de momento (R_m)

ω^*	$P_u / (f_c A_g)$										
	-0,150	-0,125	-0,100	-0,075	-0,050	-0,025	0,00	0,025	0,050	0,075	0,100
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,10	0,85	0,86	0,88	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,97	0,98	1,00
1,20	0,72	0,75	0,78	0,81	0,83	0,86	0,89	0,92	0,94	0,97	1,00
1,30	0,62	0,65	0,69	0,73	0,77	0,81	0,85	0,88	0,92	0,96	1,00
1,40	0,52	0,57	0,62	0,67	0,71	0,76	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
1,50	0,44	0,50	0,56	0,61	0,67	0,72	0,76	0,83	0,89	0,94	1,00
1,60	0,37	0,44	0,50	0,56	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
1,70	0,31	0,38	0,45	0,52	0,59	0,66	0,73	0,79	0,86	0,93	1,00
1,80	0,30	0,33	0,41	0,48	0,56	0,63	0,70	0,78	0,85	0,93	1,00
1,90	0,30	0,30	0,37	0,45	0,53	0,61	0,68	0,76	0,84	0,92	1,00
	TRACCIÓN						COMPRESIÓN				
* ω es el valor del factor de amplificación dinámica aplicable a la sección de la columna considerada											

En las Tablas 6.1 a 6.5 se tiene para cada columna los valores finales de los momentos teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente.

b- Corte de diseño

El corte de diseño se calcula teniendo en cuenta la capacidad de sobrerresistencia flexional de la rótula de la base de la columna c133 que resulta:

$$M_{base}^o = \left[\lambda_o + 2 \left(\frac{P_u}{f_c A_g} - 0.10 \right)^2 \right] M_n^c = \left[1,4 + 2 \left(\frac{380Kg}{250 \cdot \frac{Kg}{cm^2} 50.25cm^2} - 0.10 \right)^2 \right] 14,7Tnm$$

$$M_{base}^o = 20,88Tnm$$

El valor de M_n^c se determina en la Tabla 6.6 correspondiente al dimensionado de la armadura longitudinal; P_u corresponde al esfuerzo axial determinado por la suma del gravitatorio más el axial inducido del corte generado por la sobrerresistencia de las rotulas de las vigas, los valores se muestran en las Tablas 6.4 a 6.5.

Finalmente el corte de diseño para la columna que se rotula vale:

$$V_u = \frac{M_{base}^o + M_{ucapitel}}{L_n} = \frac{(-20,88 + 8,61)Tnm}{3,05m} = 9,67 Tn$$

Tabla 6.3. Momento de sobrerresistencia flexional y factor de sobrer. Flexional

Combinación - 0,9D+Sx

Nivel	Columna	Sección	w	M_U^c	P_u	M_n^c	M_c^o	ϕ_c^o
				Tnm	Tn	Tnm	Tnm	
S/ sub suelo	c133	base	1,1	-10,37	0,38	14,70	20,88	2,01

Combinación - 0,9D-Sx

Nivel	Columna	Sección	w	M_E^c	P_u	M_n^c	M_c^o	ϕ_c^o
				Tnm	Tn	Tnm	Tnm	
S/ sub suelo	c133	base	1,1	11,22	81,33	14,70	22,61	2,02

Combinación - 1,2D+0,25L+Sx

Nivel	Columna	Sección	w	M_E^c	P_u	M_n^c	M_c^o	ϕ_c^o
				Tnm	Tn	Tnm	Tnm	
S/ sub suelo	c133	base	1,1	-10,21	9,68	14,70	21,00	2,06

Combinación - 1,2D+0,25L-Sx

Nivel	Columna	Sección	w	M_E^c	P_u	M_n^c	M_c^o	ϕ_c^o
				Tnm	Tn	Tnm	Tnm	
S/ sub suelo	c133	base	1,1	11,37	91,50	14,70	22,93	2,02

Tabla 6.4. Momento y Corte de diseño (Sismo derecha)

Nivel	Col	Sec.	h_c	b_c	h_b	se rotula	ϕ_v^o	w	M_E^c	V_E^c	Vu	Mu
									Tnm	Tn	Tn	Tnm
Sub suelo	c133	base	0,25	0,50	0,50	si	1,00	1,10	-11,52	-	9,67	12,64
		capitel	0,25	0,50	0,50	no	1,74	1,15	5,02	-	9,67	8,61
S/ Sub suelo	c233	base	0,25	0,50	0,50	no	1,74	1,15	-2,57	1,77	4,95	-4,42
		capitel	0,25	0,50	0,50	no	1,65	1,30	2,84	1,77	4,68	5,38
S/ Planta baja	c333	base	0,25	0,50	0,50	no	1,65	1,30	-3,79	2,44	6,44	-7,15
		capitel	0,25	0,50	0,50	no	1,58	1,50	3,66	2,44	6,16	7,74
S/ 1º piso	c433	base	0,25	0,50	0,50	no	1,58	1,50	-3,42	2,26	5,69	-7,23
		capitel	0,25	0,50	0,50	no	1,69	1,50	3,46	2,26	6,10	7,87
S/ 2º piso	c533	base	0,25	0,50	0,50	no	1,69	1,50	-3,15	2,11	5,70	-7,14
		capitel	0,25	0,50	0,50	no	1,87	1,50	3,28	2,11	6,31	8,24
S/ 3º piso	c633	base	0,25	0,50	0,50	no	1,87	1,50	-2,98	1,92	5,73	-7,49
		capitel	0,25	0,50	0,50	no	1,52	1,50	2,87	1,92	4,67	5,85
S/ 4º piso	c733	base	0,25	0,45	0,50	no	1,52	1,50	-2,15	1,45	3,54	-4,37
		capitel	0,25	0,45	0,50	no	1,87	1,50	2,29	1,45	4,35	5,76
S/ 5º piso	c833	base	0,25	0,45	0,50	no	1,87	1,10	-1,89	1,38	4,12	-3,28
		capitel	0,25	0,45	0,50	no	1,00	1,10	2,30	1,38	2,20	2,20

Tabla 6.5. Momento y Corte de diseño (Sismo izquierda)

Nivel	Columna	sección	hc	bc	h _b	se rotula	ϕ_v^o	w	M _E ^c	V _E ^c	Vu	Mu
									Tnm	Tn	Tn	Tnm
Sub suelo	c133	base	0,25	0,50	0,50	si	1,00	1,10	12,64	-	10,31	12,64
		capitel	0,25	0,50	0,50	no	1,74	1,15	-5,02	-	10,31	-8,51
S/ Sub suelo	c233	base	0,25	0,50	0,50	no	1,74	1,15	2,57	1,77	4,95	4,42
		capitel	0,25	0,50	0,50	no	1,65	1,30	-2,84	1,77	4,68	-5,38
S/ Planta baja	c333	base	0,25	0,50	0,50	no	1,65	1,30	3,79	2,44	6,44	7,15
		capitel	0,25	0,50	0,50	no	1,58	1,50	-3,66	2,44	6,16	-7,74
S/ 1º piso	c433	base	0,25	0,50	0,50	no	1,58	1,50	3,42	2,26	5,69	7,23
		capitel	0,25	0,50	0,50	no	1,69	1,50	-3,46	2,26	6,10	-7,87
S/ 2º piso	c533	base	0,25	0,50	0,50	no	1,69	1,50	3,15	2,11	5,70	7,14
		capitel	0,25	0,50	0,50	no	1,87	1,50	-3,28	2,11	6,31	-8,24
S/ 3º piso	c633	base	0,25	0,50	0,50	no	1,87	1,50	2,98	1,92	5,73	7,49
		capitel	0,25	0,50	0,50	no	1,52	1,50	-2,87	1,92	4,67	-5,85
S/ 4º piso	c733	base	0,25	0,45	0,50	no	1,52	1,50	2,15	1,45	3,54	4,37
		capitel	0,25	0,45	0,50	no	1,87	1,50	-2,29	1,45	4,35	-5,76
S/ 5º piso	c833	base	0,25	0,45	0,50	no	1,87	1,10	1,89	1,38	4,12	3,28
		capitel	0,25	0,45	0,50	no	1,00	1,10	-2,30	1,38	2,20	-2,20

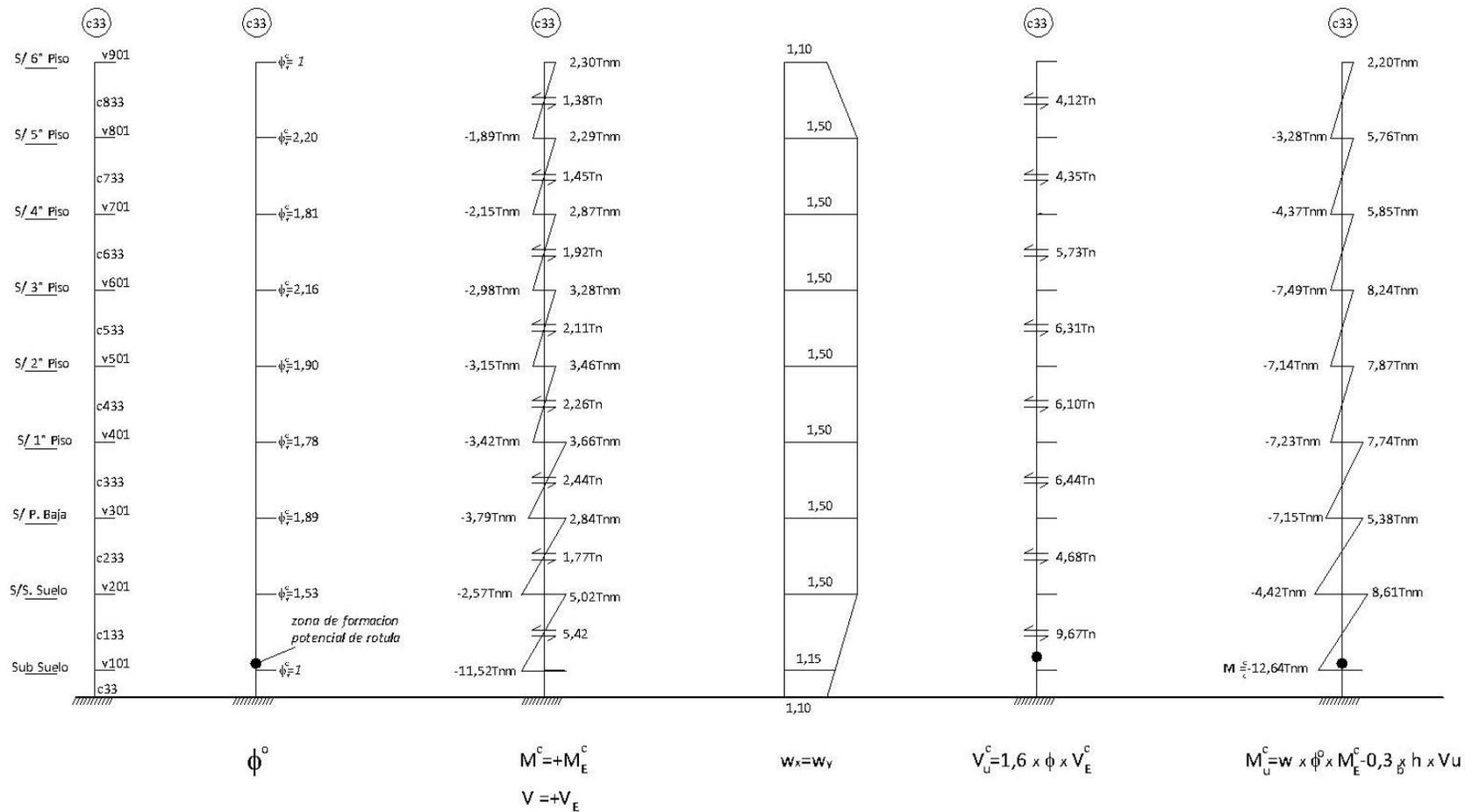


Figura 6.2. Momento ultimo y corte ultimo de columna c33 - Estado de carga: 0,9D+Sx

Esfuerzo axial de diseño

Finalmente para la combinación de carga analizada $0,9D+S_x$ el esfuerzo axial de diseño resulta de considerar el esfuerzo axial inducido por la sobrerresistencia de las rotulas, además de las cargas gravitatorias, en la Figura 6.3 y en las Tablas 6.4 y 6.5 se muestran los valores para las distintas columnas.

Tabla 6.6. Esfuerzo axial ultimo-Columna c33

Nivel	Columna	sección	N°pisos Sup.	Rv	Sismo izquierda				Sismo derecha				PoE		PoE + Pg		
					viga izquierda		viga derecha		viga izquierda		viga derecha		S.	S.	Pg 1,2D+0,25L	S.	S.
					V° _{Eb}	ΣV° _{Eb}	lza.	Der.		Tn	Tn						
	ZAPATA			0,88	0,0	0,0	0,0	-50,8	0,0	0,0	0,0	50,8	-44,7	44,7	54,6	9,9	99,2
		capitel	8	0,88	0,0	0,0	-6,3	-50,8	0,0	0,0	6,3	50,8	-44,7	44,7	54,6	9,9	99,2
Sub suelo	c133	base	7	0,90	0,0	0,0	-6,9	-44,5	0,0	0,0	6,9	44,5	-40,0	40,0	51,5	11,4	91,5
		capitel	7	0,90	0,0	0,0	-6,9	-44,5	0,0	0,0	6,9	44,5	-40,0	40,0	49,7	9,7	89,7
S/ Sub suelo	c233	base	6	0,92	0,0	0,0	-6,9	-37,6	0,0	0,0	6,9	37,6	-34,6	34,6	43,7	9,1	78,3
		capitel	6	0,92	0,0	0,0	-6,9	-37,6	0,0	0,0	6,9	37,6	-34,6	34,6	42,6	8,0	77,3
S/ Planta baja	c333	base	5	0,94	0,0	0,0	-6,9	-30,8	0,0	0,0	6,9	30,8	-28,9	28,9	36,6	7,7	65,5
		capitel	5	0,94	0,0	0,0	-6,9	-30,8	0,0	0,0	6,9	30,8	-28,9	28,9	35,5	6,6	64,4
S/ 1° piso	c433	base	4	0,95	0,0	0,0	-6,9	-23,9	0,0	0,0	6,9	23,9	-22,7	22,7	29,5	6,8	52,2
		capitel	4	0,95	0,0	0,0	-6,9	-23,9	0,0	0,0	6,9	23,9	-22,7	22,7	28,4	5,7	51,1
S/ 2° piso	c533	base	3	0,97	0,0	0,0	-6,9	-17,0	0,0	0,0	6,9	17,0	-16,5	16,5	22,7	6,1	39,2
		capitel	3	0,97	0,0	0,0	-6,9	-17,0	0,0	0,0	6,9	17,0	-16,5	16,5	21,6	5,0	38,1
S/ 3° piso	c633	base	2	0,99	0,0	0,0	-4,5	-10,2	0,0	0,0	4,5	10,2	-10,1	10,1	15,3	5,2	25,4
		capitel	2	0,99	0,0	0,0	-4,5	-10,2	0,0	0,0	4,5	10,2	-10,1	10,1	14,2	4,1	24,3
S/ 4° piso	c733	base	1	1,00	0,0	0,0	-4,5	-5,7	0,0	0,0	4,5	5,7	-5,7	5,7	10,0	4,4	15,7
		capitel	1	1,00	0,0	0,0	-4,5	-5,7	0,0	0,0	4,5	5,7	-5,7	5,7	8,9	3,3	14,6
S/ 5° piso	c833	base	0	1,00	0,0	0,0	-1,2	-1,2	0,0	0,0	1,2	1,2	-1,2	1,2	4,7	3,6	5,9
		capitel	0	1,00	0,0	0,0	-1,2	-1,2	0,0	0,0	1,2	1,2	-1,2	1,2	3,6	2,5	4,8

Tabla 6.7. Esfuerzo axial ultimo-Columna c33

Nivel	Columna	sección	N°pisos Sup.	Rv	Sismo izquierda				Sismo derecha				PoE		PoE + Pg		
					viga izquierda		viga derecha		viga izquierda		viga derecha		S.	S.	Pg	S.	S.
					V° _{Eb}	ΣV° _{Eb}	lq.	Der.	0,9D	lq.	Der.						
Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn		
	ZAPATA			0,88	0,0	-	0,0	-50,8	-	-	0,0	50,8	-44,7	44,7	43,3	-1,4	88,0
		capitel	8	0,88	0,0	0,0	-6,3	-50,8	0,0	0,0	6,3	50,8	-44,7	44,7	43,3	-1,4	88,0
Sub suelo	c133	base	7	0,91	0,0	0,0	-6,9	-44,5	0,0	0,0	6,9	44,5	-40,5	40,5	40,9	0,4	81,3
		capitel	7	0,91	0,0	0,0	-6,9	-44,5	0,0	0,0	6,9	44,5	-40,5	40,5	39,5	-1,0	80,0
S/ Sub suelo	c233	base	6	0,91	0,0	0,0	-6,9	-37,6	0,0	0,0	6,9	37,6	-34,2	34,2	35,1	0,9	69,4
		capitel	6	0,91	0,0	0,0	-6,9	-37,6	0,0	0,0	6,9	37,6	-34,2	34,2	34,1	-0,1	68,4
S/ Planta baja	c333	base	5	0,93	0,0	0,0	-6,9	-30,8	0,0	0,0	6,9	30,8	-28,6	28,6	29,6	1,0	58,2
		capitel	5	0,93	0,0	0,0	-6,9	-30,8	0,0	0,0	6,9	30,8	-28,6	28,6	28,6	0,0	57,2
S/ 1° piso	c433	base	4	0,95	0,0	0,0	-6,9	-23,9	0,0	0,0	6,9	23,9	-22,7	22,7	24,1	1,4	46,8
		capitel	4	0,95	0,0	0,0	-6,9	-23,9	0,0	0,0	6,9	23,9	-22,7	22,7	23,1	0,4	45,8
S/ 2° piso	c533	base	3	0,97	0,0	0,0	-6,9	-17,0	0,0	0,0	6,9	17,0	-16,5	16,5	18,6	2,1	35,2
		capitel	3	0,97	0,0	0,0	-6,9	-17,0	0,0	0,0	6,9	17,0	-16,5	16,5	17,6	1,1	34,2
S/ 3° piso	c633	base	2	0,99	0,0	0,0	-4,5	-10,2	0,0	0,0	4,5	10,2	-10,1	10,1	12,8	2,7	22,9
		capitel	2	0,99	0,0	0,0	-4,5	-10,2	0,0	0,0	4,5	10,2	-10,1	10,1	11,8	1,7	21,9
S/ 4° piso	c733	base	1	1,00	0,0	0,0	-4,5	-5,7	0,0	0,0	4,5	5,7	-5,7	5,7	8,4	2,8	14,1
		capitel	1	1,00	0,0	0,0	-4,5	-5,7	0,0	0,0	4,5	5,7	-5,7	5,7	7,4	1,8	13,1
S/ 5° piso	c833	base	0	1,00	0,0	0,0	-1,2	-1,2	0,0	0,0	1,2	1,2	-1,2	1,2	4,0	2,9	5,2
		capitel	0	1,00	0,0	0,0	-1,2	-1,2	0,0	0,0	1,2	1,2	-1,2	1,2	3,0	1,9	4,2

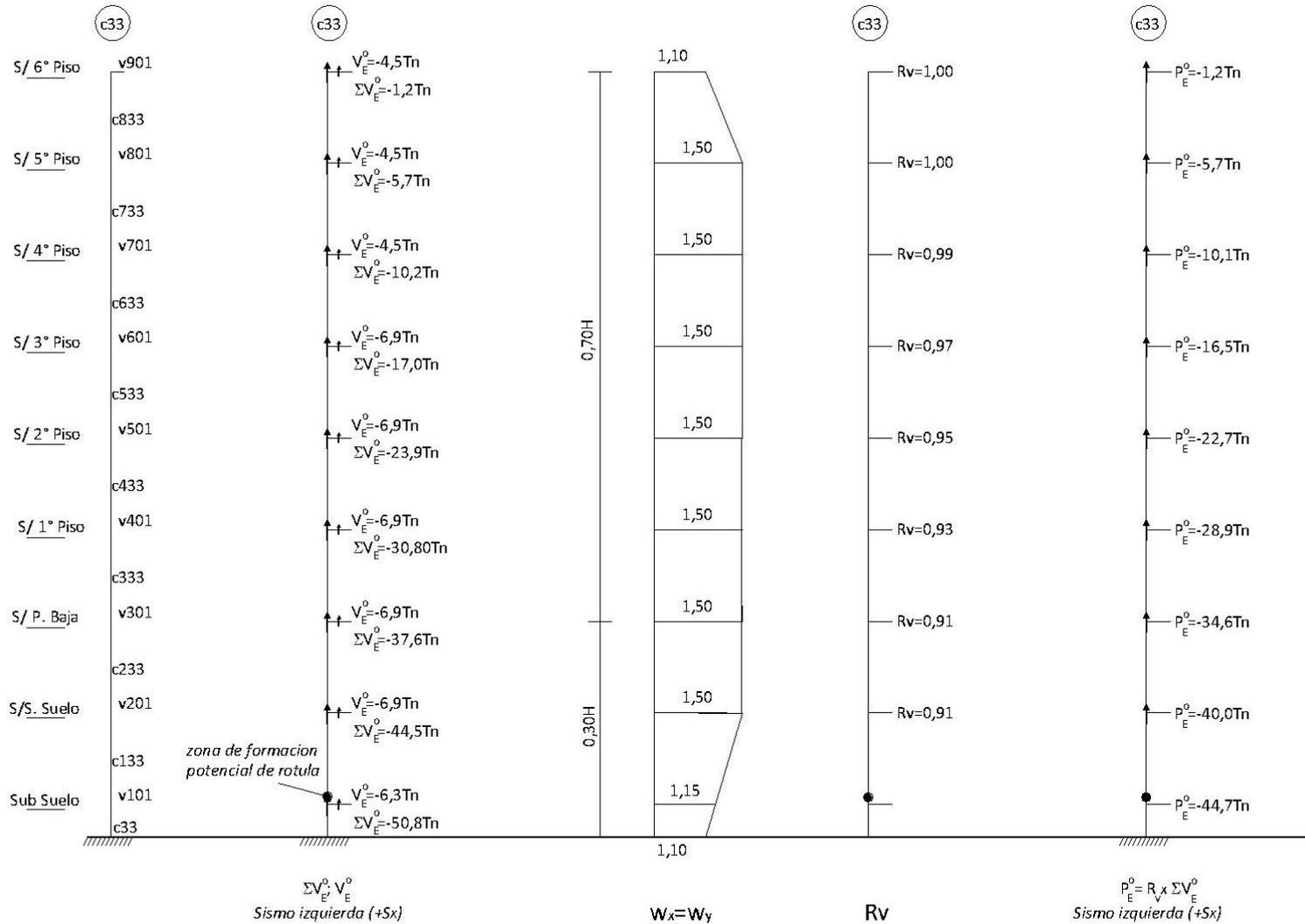


Figura 6.3. Esfuerzo axial inducido por la sobrerresistencia flexional de las rotulas en columna c33

6.2. Diseño de la armadura longitudinal

Las Tablas 5.6 y 5.7 muestran para cada columna los valores de diseño en base a los diagramas de interacción Figura 5.4 obtenidos del Cirsoc 201, para $f_c=25\text{MPa}$, $f_y=420\text{MPa}$ y $\gamma=0,8$.

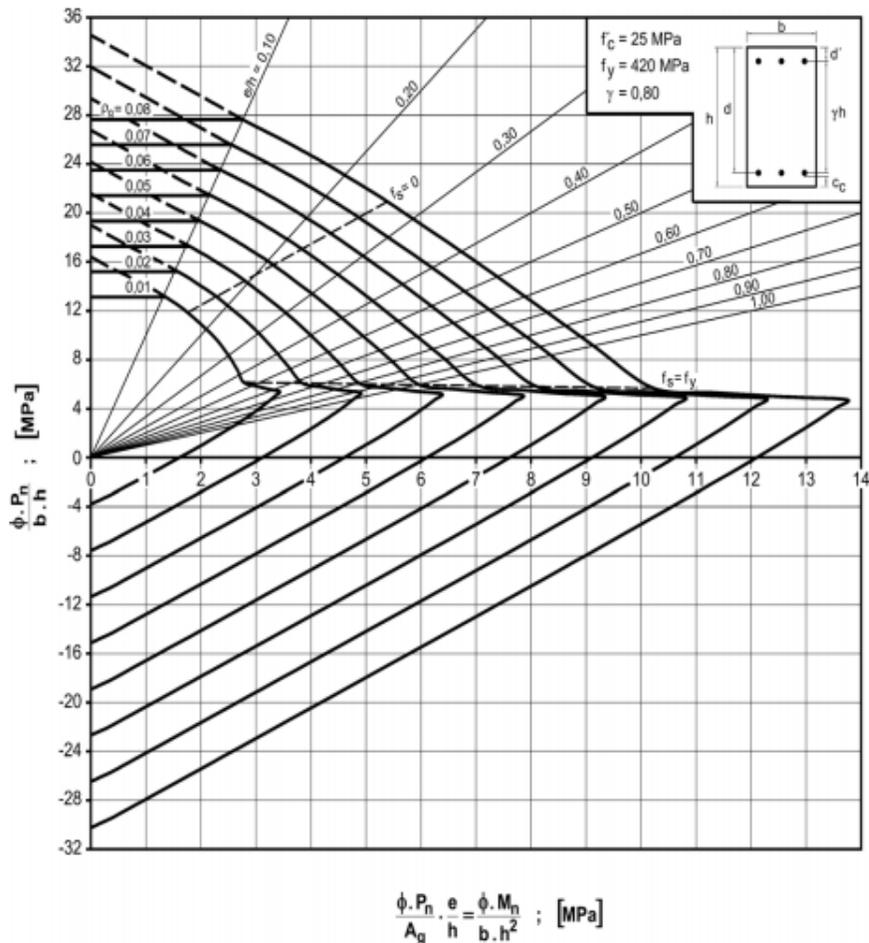


Figura 6.4. Diagrama de interacción

El valor de $n = \frac{\phi P_n}{bh}$ que manda en el diseño a flexo compresión es el correspondiente a los esfuerzos axiales mínimos y siempre caen por debajo del quiebre de la curva ($n=5$); por lo tanto los valores obtenidos en el ábaco corresponden a un $\phi = 0,9$, mismo valor que usa el del reglamento cirsoc 103 para elementos sollicitación a flexo compresión.

Tabla 6.8. Armadura Longitudinal - Columna c33 - Dirección x-x

Nivel	Col.	h cm	b cm	γ	Mu	Pu				mx			n		Disposicion						A. real cm ²
					x-x	1,2D+0,25L+PoEx		0,9D+PoEx		max	max	min	ρ	As	N°			N°	Diam.		
					tm	S. izq.	S. der.	S. izq.	S. der.	+Sx			max	cm ²	ϕ	mm			mm		
Sub suelo	c133	40	50	0,88	12,6	9,9	99,2	-1,4	88,0	1,6	5,0	-0,1	0,010	20,00	4 ϕ	20	+	4 ϕ	16	20,61	
		40	50	0,88	8,6	11,4	91,5	0,4	81,3	1,1	4,6	0,0	0,010	20,00	4 ϕ	20	+	4 ϕ	16	20,61	
S/ Sub suelo	c233	25	50	0,80	4,4	9,7	89,7	-1,0	80,0	1,4	7,2	-0,1	0,010	12,50	4 ϕ	20	+	4 ϕ	16	20,61	
		25	50	0,80	5,4	9,1	78,3	0,9	69,4	1,7	6,3	0,1	0,010	12,50	4 ϕ	20	+	4 ϕ	16	20,61	
S/ Planta baja	c333	25	50	0,80	7,1	8,0	77,3	-0,1	68,4	2,3	6,2	0,0	0,026	32,50	8 ϕ	20	+	4 ϕ	16	33,18	
		25	50	0,80	7,7	7,7	65,5	1,0	58,2	2,5	5,2	0,1	0,026	32,50	8 ϕ	20	+	4 ϕ	16	33,18	
S/ 1° piso	c433	25	50	0,80	7,2	6,6	64,4	0,0	57,2	2,3	5,2	0,0	0,026	32,50	8 ϕ	20	+	4 ϕ	16	33,18	
		25	50	0,80	7,9	6,8	52,2	1,4	46,8	2,5	4,2	0,1	0,026	32,50	8 ϕ	20	+	4 ϕ	16	33,18	
S/ 2° piso	c533	25	50	0,80	7,1	5,7	51,1	0,4	45,8	2,3	4,1	0,0	0,026	32,50	8 ϕ	20	+	4 ϕ	16	33,18	
		25	50	0,80	8,2	6,1	39,2	2,1	35,2	2,6	3,1	0,2	0,026	32,50	8 ϕ	20	+	4 ϕ	16	33,18	
S/ 3° piso	c633	25	50	0,80	7,5	5,0	38,1	1,1	34,2	2,4	3,0	0,1	0,026	32,50	8 ϕ	20	+	4 ϕ	16	33,18	
		25	50	0,80	5,9	5,2	25,4	2,7	22,9	1,9	2,0	0,2	0,010	12,50	4 ϕ	20	+	0 ϕ	16	12,57	
S/ 4° piso	c733	25	45	0,80	4,4	4,1	24,3	1,7	21,9	1,6	2,2	0,2	0,010	11,25	4 ϕ	20	+	0 ϕ	16	12,57	
		25	45	0,80	5,8	4,4	15,7	2,8	14,1	2,0	1,4	0,2	0,010	11,25	4 ϕ	20	+	0 ϕ	16	12,57	
S/ 5° piso	c833	25	45	0,80	3,3	3,3	14,6	1,8	13,1	1,2	1,3	0,2	0,010	11,25	4 ϕ	20	+	0 ϕ	16	12,57	
		25	45	0,80	2,2	3,6	5,9	2,9	5,2	0,8	0,5	0,3	0,010	11,25	4 ϕ	20	+	0 ϕ	16	12,57	

Carga axial máxima de diseño en compresión

La carga axial máxima de diseño no debe ser mayor que $0,70\phi P_n$ respecto la combinación de los estados de carga del reglamento Cirsoc 103 ni mayor que $0,90\phi P_n$ para los estados de carga del reglamento Cirsoc 201; siendo:

$$P_n = \alpha f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (\text{Ec. 6.8})$$

$$\alpha = 0,85 - 0,004(f_c - 55) \quad (\text{Ec. 6.9})$$

Para la columna c33 resulta:

Tabla 6.9. Carga axial máxima de diseño, dirección x

Nivel	Secc.	Col.	Pu	0,7Pn>Pu	0,9Pn>Pu
			Tn		
Sub suelo	base	c133	99,25	OK	OK
	capitel		91,50	OK	OK
S/ Sub suelo	base	c233	89,75	OK	OK
	capitel		78,35	OK	OK
S/ Planta baja	base	c333	77,25	OK	OK
	capitel		65,49	OK	OK
S/ 1º piso	base	c433	64,39	OK	OK
	capitel		52,25	OK	OK
S/ 2º piso	base	c533	51,15	OK	OK
	capitel		39,20	OK	OK
S/ 3º piso	base	c633	38,10	OK	OK
	capitel		25,40	OK	OK
S/ 4º piso	base	c733	24,30	OK	OK
	capitel		15,71	OK	OK
S/ 5º piso	base	c833	14,62	OK	OK
	capitel		5,86	OK	OK

El límite $0,70\phi P_n$ se establece por que las secciones fuertemente cargadas requieren una gran cantidad de armadura transversal para que sean adecuadamente dúctiles. Se aplica tanto a columnas donde no se espera la formación de rotulas plásticas como aquellas donde sí se espera que se formen rotulas plásticas. Y el límite $0,90\phi P_n$ corresponde a la verificación de la carga axial máxima para el estado de carga gravitatoria pura.

Longitud de la zona de formación potencial de rotulas plásticas

En columnas l_p se debe tener en cuenta la amplificación dinámica y la sobrerresistencia en la sección transversal extrema. La amplificación dinámica modifica la posición del punto de inflexión y consecuentemente la magnitud de los momentos de flexión extremos.

Para el cálculo de la sobrerresistencia de la sección crítica de la columna, se emplea:

$$M_c^o = \left[\lambda_o + 2 \left(\frac{P_u}{f_c A_g} - 0,10 \right)^2 \right] M_n^c$$

Cuando la carga axial en la columna es alta, la cantidad de armadura de confinamiento también será alta y resultara en un incremento de la resistencia del hormigón confinado. Así, la resistencia a flexión de las secciones fuertemente confinadas en las zonas de formación potencial de rotulas plásticas en los extremos del elemento puede ser significativamente mayor que la resistencia a flexión de las secciones menos confinadas que se encuentran fuera de la zona de formación potencial de rotulas plásticas. Por esta razón, la zona a ser confinada es mayor cuando el esfuerzo axial es alto. Teniendo en cuenta, que en este caso, las columnas presentan un punto de inflexión dentro del piso (caso a Figura 6.5), el momento a considerar será el que se obtiene tomando la capacidad flexional de las columnas en la sección crítica inferior y cero en el extremo opuesto, en correspondencia con el eje de la viga.

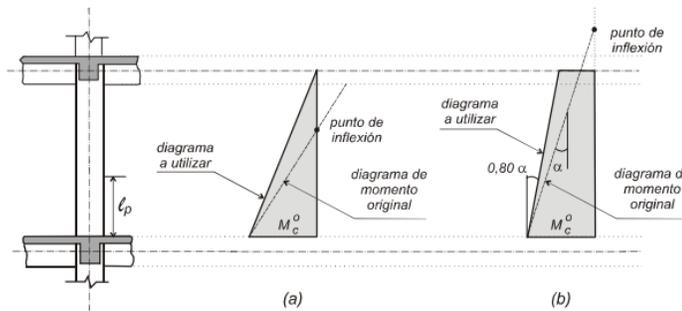


Figura 6.5. Diagrama de momento para determinar la longitud de la rótula plástica (l_p en columnas)

La longitud de las zonas de formación potencial de rotulas plásticas en columnas, medida desde la cara de la viga, se toma como la mayor entre un múltiplo de la máxima dimensión de la sección transversal o del diámetro y la longitud donde el momento excede un porcentaje del momento máximo, es decir, se distinguen tres casos:

- a) Cuando $P_u \leq 0,25\phi f_c A_g$, el mayor valor entre la dimensión mayor de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera 0,8 del máximo momento de acuerdo con lo especificado en la Figura 5.5.
- b) Cuando $0,25\phi f_c A_g \leq P_u \leq 0,50\phi f_c A_g$, el mayor valor entre 2 veces la dimensión mayor de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera el 0,70 del máximo momento de acuerdo a la Figura 5.5.
- c) Cuando $0,50\phi f_c A_g \leq P_u \leq 0,70\phi f_c A_g$ el mayor valor entre 3 veces la dimensión mayor de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera el 0,60 del máximo momento de acuerdo a la Figura 5.5.

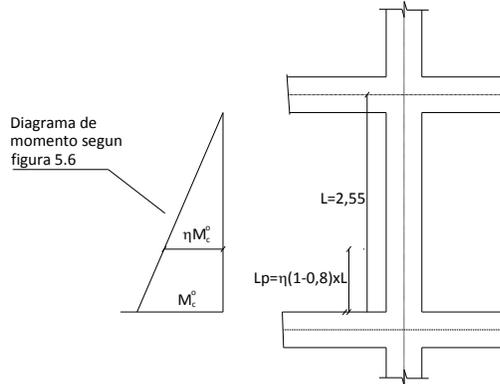


Figura 6.6. Determinación de la longitud (l_p) de la zona de formación potencial de rotulas plásticas en columnas

Tabla 6.10. Longitud de la zona crítica (L_p)

Nivel	Secc.	Col.	P_u	$\phi f'c A_g$	h_c	b_c	M_{max}	γ	η	γh_c	γb_c	ηM	L_p
			Tn	Tn	cm	cm	Tnm			cm	cm	cm	cm
Sub suelo	base	c133	1,38	450	40	50	12,64	1	0,8	40	50	45	50
	capitel		0,38	450	40	50	8,61	1	0,8	40	50	45	50
S/ Sub suelo	base	c233	0,95	281,25	25	50	4,42	1	0,8	25	50	45	50
	capitel		0,88	281,25	25	50	5,38	1	0,8	25	50	45	50
S/ Planta baja	base	c333	0,12	281,25	25	50	7,15	1	0,8	25	50	45	50
	capitel		0,99	281,25	25	50	7,74	1	0,8	25	50	45	50
S/ 1º piso	base	c433	0,01	281,25	25	50	7,23	1	0,8	25	50	45	50
	capitel		1,38	281,25	25	50	7,87	1	0,8	25	50	45	50
S/ 2º piso	base	c533	0,38	281,25	25	50	7,14	1	0,8	25	50	45	50
	capitel		2,09	281,25	25	50	8,24	1	0,8	25	50	45	50
S/ 3º piso	base	c633	1,09	281,25	25	50	7,49	1	0,8	25	50	45	50
	capitel		2,73	281,25	25	50	5,85	1	0,8	25	50	45	50
S/ 4º piso	base	c733	1,73	253,125	25	45	4,37	1	0,8	25	45	45	45
	capitel		2,77	253,125	25	45	5,76	1	0,8	25	45	45	45
S/ 5º piso	base	c833	1,77	253,125	25	45	3,28	1	0,8	25	45	45	45
	capitel		2,85	253,125	25	45	2,20	1	0,8	25	45	45	45

6.3. Diseño de la armadura transversal

La armadura transversal de las columnas se dispone de manera diferente según se trate de las zonas de formación potencial de rotulas plásticas o fuera de ellas:

6.3.1. Diseño de la armadura transversal en zonas de formación potencial de rotulas plásticas.

La armadura transversal para las columnas en zonas de formación potencial de rotulas plásticas además de absorber el corte producido por la sobrerresistencia flexional de las rotulas, debe garantizar los mismos requerimientos indicados para vigas respecto al pandeo de las barras longitudinales y brindar un confinamiento adecuado al núcleo de hormigón.

En zonas de formación potencial de rotulas plásticas se debe respetar los siguientes ítems:

El área total efectiva de estribos rectangulares y estribos suplementarios de una rama, en cada una de las direcciones principales de la sección transversal, no será menor que el valor obtenido de la ecuación 6.10 o ecuación 6.11, es decir:

$$A_{te} = \frac{\sum Ab f_y s}{16 f_{yt} 6 d_b} \quad (\text{Ec. 6.10})$$

$$A_{sh} = \left[\left(\frac{1,3 - \rho_t m}{3,30} \right) sh'' \frac{A_g f_y P_u}{A_c f_{yt} \phi f_c A_g} \right] - 0,0060 sh'' \quad (\text{Ec. 6.11})$$

$$A_s > \min(A_{sh}; A_{te})$$

Donde $\frac{A_g}{A_c} > 1,2$ y $\rho_t m < 0,4$

Siendo A_{te} el área mínima de la sección de una rama en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal ya nombrada anteriormente; A_{sh} es el área necesaria de confinamiento del núcleo de hormigón; ρ_t es la cuantía longitudinal de la columna; m es la relación definida como $m = \frac{f_y}{0,85 f_c}$; f_{yt} la tensión de fluencia del acero del estribo; s la separación adoptada; f_y es la tensión de fluencia de las barras longitudinales; A_g es el área bruta de la sección transversal de la columna; A_c es el área del núcleo de la sección transversal de la columna; h'' es la altura del núcleo confinado en cada dirección de la sección rectangular.

La separación vertical entre capas de estribos, no deberá exceder el menor valor entre $\frac{1}{4}$ de la menor dimensión total de la sección y 6 veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe.

Cada barra longitudinal o conjunto de barras deberá estar restringida lateralmente por la esquina de un estribo cerrado o por un estribo suplementario de una rama.

Contribución del hormigón a la resistencia al corte

En las zonas de formación potencial de rotulas plásticas, cuando el esfuerzo axial de compresión se pequeño, esto es; cuando $\frac{P_u}{A_g f_c} < 0,10$ el valor de v_c debe tomarse igual a cero como en el caso de vigas sin carga axial. Para esfuerzos de compresión mayor, la ecuación:

$$v_c = 4v_b \sqrt{\frac{P_u}{A_g f_c} - 0,10} \quad (\text{Ec. 6.12})$$

Da un incremento gradual de la contribución del hormigón a medida que aumenta el esfuerzo de compresión. Como para el caso de vigas, el valor de v_b resulta para cada columna:

$$v_b = (0,7 + 10\rho_w) \sqrt{f_c}$$

6.3.2. Diseño de la armadura transversal en zonas normales.

El reglamento establece que en columnas de pórticos donde no se prevea la formación de rotulas plásticas, la cantidad de armadura transversal deberá ser el 70% de la requerida por la ecuación 6.11 pero no menor que la requerida por la ecuación 5.10. Las columnas diseñadas por capacidad a fin de disminuir la posibilidad de que se formen rotulas plásticas, se reduce la necesidad de armadura transversal ya que solo pueden soportar fluencia limitada bajo condiciones extremas. Por lo tanto, se considera que la cantidad de armadura de confinamiento puede reducirse un 70% de la requerida por la ecuación 6.11. Esto posibilita que la columna lograr un factor de ductilidad de curvatura de al menos $\mu_\phi = 10$ por si fuera necesario. Sin embargo, se requiere la protección contra el pandeo de las barras, y algún grado de confinamiento del hormigón, y por lo tanto son necesarios todos los otros requerimientos detallados, es decir no se puede reducir Ast.

Por otro lado el reglamento no permite la reducción de la armadura transversal del capitel del 1° piso.

Contribución del hormigón a la resistencia al corte

En zonas normales la contribución del hormigón al corte depende de la tensión de corte básica v_b :

a) En columnas con compresión axial:

$$v_c = \left[1 + \frac{3P_u}{A_g f_c} \right] v_b \text{ (Ec. 6.13)}$$

b) En columnas con tracción axial.

$$v_c = \left[1 + \frac{12P_u}{A_g f_c} \right] v_b \text{ (Ec. 6.14)}$$

Donde P_u deberá tomarse como negativo para tracción.

Tabla 6.11. Armadura transversal por confinamiento (Ash)-Columna c133

P_u	N	915033,2
ϕ		1
f_c	Mpa	25
f_y	MPa	420
b_c	mm	500
h_c	mm	400
h''	mm	350
A_g	mm ²	200000
A_c	mm ²	157500
A_g/A_c		1,27
A_{st}	mm ²	2000,00
r_t		0,010
m		19,76
$r_t \times m$		0,20
d_b	mm	16
s_f	mm	100
A_{sh}	mm ²	-48,27
A_{sh}	cm ²	-0,48

Tabla 6.12. Armadura transversal por pandeo de barras longitudinales- Columna c133

N° de barras longitudinales que restringe el estribo	16	1
	20	1
Diámetro mínimo de las barras longitudinales	16	mm
ΣAb	515,22	mm ²
A_t	26,83	mm ²
A_t	0,27	cm ²

Tabla 6.13. Armadura transversal – c133

Nivel		Sub suelo			
Columna		c133			
Sección		Base	Capitel	tramo	
h_c	mm	400	400	400	
b_c	mm	500	500	500	
A	mm ²	200000	200000	200000	
$V_u(x-x)$	Tn	10,31	10,31	10,31	
Separación	S_1	mm	96	96	160
	S_2	mm	100	100	133
	S_f	mm	100	100	100
Limitaciones	A_{sh}	mm ²	-0,48	-0,48	-0,33791
	A_{te}	mm ²	0,27	0,27	0,27
	Corte	mm ²	66,35	66,34	66,35
Disposición	N° de ramas		2	2	2
de la	diámetro	mm	6	6	6
armadura	Área estribo	mm ²	28,27	28,27	28,27
	$A_s > A_t$	mm ²	OK	OK	OK
	Área total	mm ²	56,55	56,55	56,55
	V_s	Tn	9,50	9,50	9,50
v_b - Tensión de corte básica	P_u mínimo	Kg/cm ²	0,85	0,85	0,85
		Tn	-1,38	0,38	-1,38
Tensión del hormigón - v_c		Kg/cm ²	0,82	0,85	0,82
Corte del hormigón - V_c		Tn	1,44	1,49	1,44
Corte nominal - $V_n = V_c + V_s$		Tn	10,94	10,99	10,94
	V_u/V_n	%	94%	94%	94%

Nota: El valor de S_1 es la separación obtenido del reglamento como 6 veces el diámetro mínimo de la armadura longitudinal que restringe el estribo, para zonas de formación potencial de rotulas plásticas. Este valor evita el pandeo y contribuye al confinamiento del núcleo de hormigón por efecto arco; o 10 veces el diámetro mínimo de la armadura longitudinal que restringe el estribo, para zonas normales (tramo); y S_2 es la separación obtenido del reglamento como un cuarto de la mínima dimensión de la sección de la columna, para zonas de formación potencial de rotulas plásticas; o un tercio de la mínima dimensión de la sección de la columna, para zonas normales (tramo).

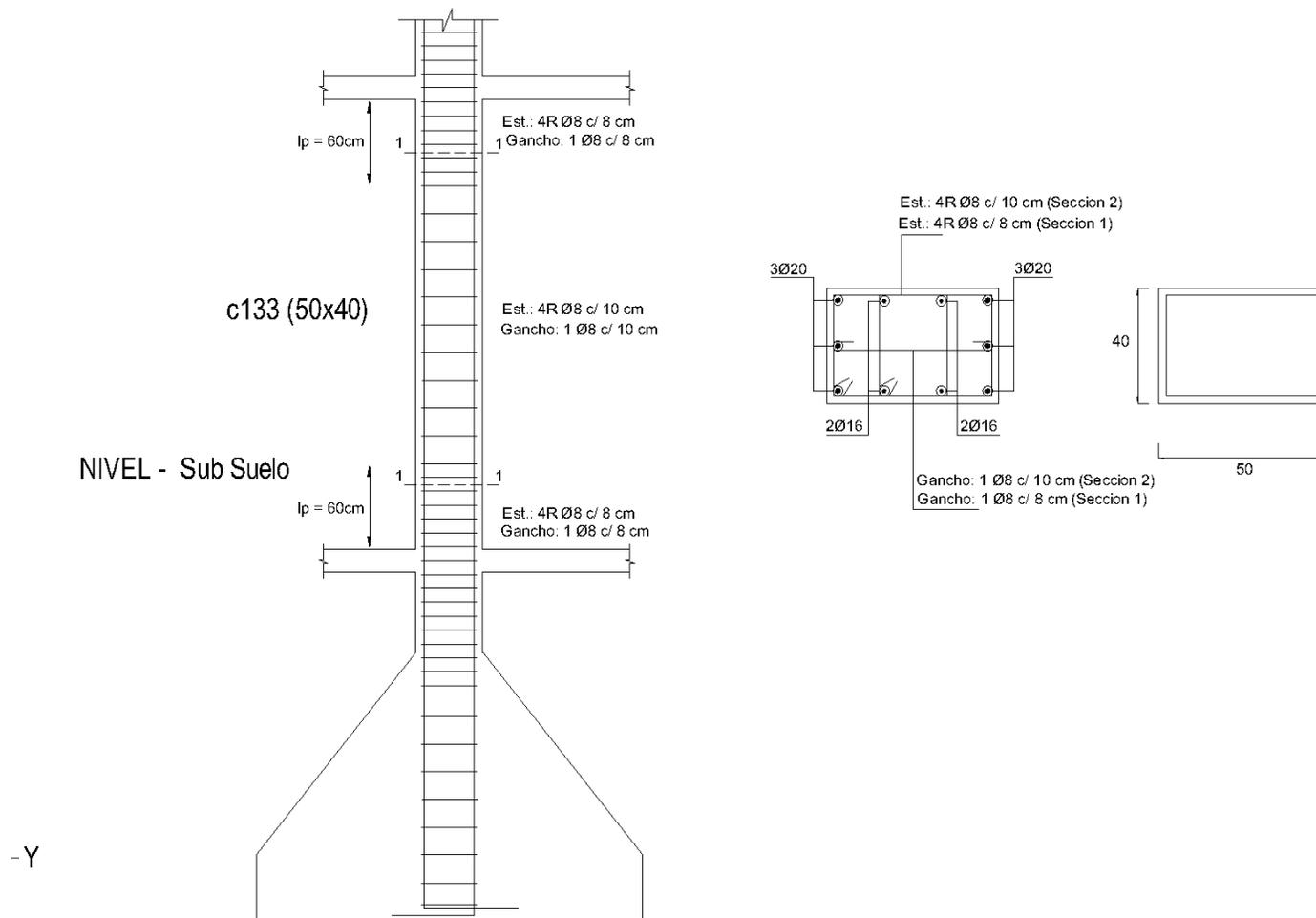


Figura 6.7. Plano de detalle de columna c133

7. DISEÑO DEL NUDO VIGA-COLUMNA

7.1. Generalidades

El nudo viga columna es el elemento que le brinda a los pórticos la rigidez necesaria para resistir acciones sísmicas laterales; para ello debe ser capaz de transmitir los momentos que viajan de las vigas a las columnas y viceversa, lo mismo con el corte. De no cumplirse esta condición tendríamos un reticulado que para rigidizarlo sería necesario de algún elemento diagonal que a través de un esfuerzo axial pueda estabilizar la estructura frente a la acción lateral.

7.2. Ancho efectivo del nudo

El ancho efectivo del nudo b_j deberá tomarse como:

a- Cuando $b_c > b_w$ el menor de:

$$b_j = b_c \quad \text{o} \quad b_j = b_w + 0,5h_c$$

b- Cuando $b_c < b_w$ el menor de:

$$b_j = b_w \quad \text{o} \quad b_j = b_c + 0,5h_c$$

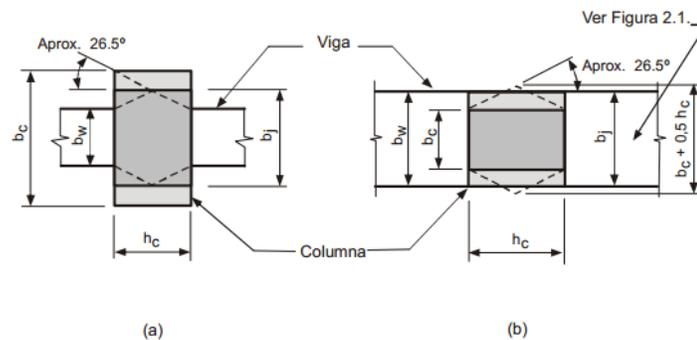


Figura 7.1. Ancho efectivo del nudo

Para el caso del pórtico 2x se muestra en la Tabla 7.1 los anchos efectivos de los nudos que lo integra.

Tabla 7.1. Ancho efectivo de nudo viga columna – Pórtico 2x

Nivel	b_j						
	c33		c34		c35		c36
Sub Suelo	50	v101	50	v102	50	v103	50
S/Ss	50	v201	50	v202	50	v203	50
S/PB	50	v301	50	v302	50	v303	50
S/1°	50	v401	50	v402	50	v403	50
S/2°	50	v501	50	v502	50	v503	50
S/3°	50	v601	50	v602	50	v603	50
S/4°	45	v701	45	v702	45	v703	45
S/5°	40	v801	40	v802	40	v803	40
S/6°	40	v901	40	v902	40	v903	40

7.3. Limitación de la tensión nominal horizontal de corte

Se especifica un límite superior de la tensión horizontal nominal de corte a través de un área efectiva, para salvaguardar al hormigón del núcleo de tensiones excesivas de compresión diagonal.

La tensión nominal horizontal de corte esta dada por:

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_c}$$

Siendo v_{jh} la tensión nominal horizontal de corte del nudo j en el nivel k; V_{jh} el esfuerzo de corte horizontal del nudo j en el nivel k; b_j es el ancho efectivo del nudo j; h_c es el ancho de la columna.

La tensión v_{jh} cuando se emplea hormigones con $f'_c < 30 \text{ Mpa}$, que es el caso que se analiza ($f'_c = 25 \text{ Mpa}$), debe cumplir la siguiente condición:

$$v_{jh} < 0,16 f'_c$$

El esfuerzo de corte horizontal V_{jh} en el nudo, se calcula considerando la capacidad flexional de la sección extrema de la viga que concurre al nudo, excepto en los casos en que se permite que se rotula la sección extrema de la columna. Se debe tomar $\phi = 1$.

El esfuerzo de corte horizontal en el nudo V_{jh} podrá calcularse como:

- a- Para el caso de nudos externos con rotulas plásticas en las secciones extremas de vigas, V_{jh} se calcula como:

$$V_{jh} = \lambda_o f_y A_s - V_u$$

- b- Para nudos internos con rotulas plásticas en las secciones extremas de vigas

$$V_{jh} = \lambda_o f_y (A_s + A'_s) - V_u$$

- c- Para nudos internos o externos donde las rotulas plásticas se desarrollen en los extremos de las columnas, el esfuerzo de corte vertical V_{jv} , se obtendrá de consideraciones similares, teniendo en cuenta que:

$$V_{jv} = V_{jv} \frac{h_b}{h_c}$$

En la Figura 7.2 se observa la situación representada en el ítem a.

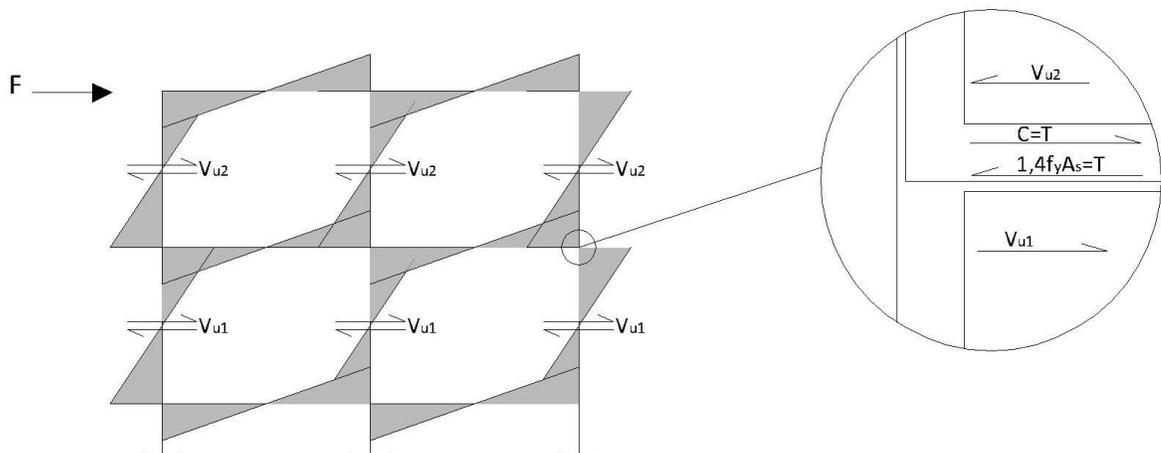


Figura 7.2. Esfuerzo de corte horizontal, caso a

La verificación de la tensión nominal horizontal de corte v_{jh} de los nudos vigas-columnas de la columna c33 se muestran en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2. Verificación de tensión nominal horizontal de corte de nudo externo viga columna – Columna c33 viga v1

Nivel	Viga	b _i cm	h _c cm	Armadura long.		Tipo de nudo	λ _o	As.fy.λ Tn	Vu Tn	Vjk Tn	v _{jk} Kg/cm ₂	v _{jk} <0,16f _c
				Sup. cm ²	Inf.							
Sub Suelo	v101	50	50	7,00	7,00	Externo	1,4	18,7	10	-9	0,23	OK
S/Ss	v201	50	50	5,15	5,15	Externo	1,4	30,3	10	-21	8,25	OK
S/PB	v301	50	50	5,15	5,15	Externo	1,4	30,3	6	-24	9,65	OK
S/1°	v401	50	50	5,15	5,15	Externo	1,4	30,3	6	-24	9,68	OK
S/2°	v501	50	50	5,15	5,15	Externo	1,4	30,3	6	-24	9,60	OK
S/3°	v601	50	50	5,15	5,15	Externo	1,4	30,3	5	-26	10,25	OK
S/4°	v701	45	50	3,39	3,39	Externo	1,4	20,0	4	-16	6,93	OK
S/5°	v801	40	40	3,39	3,39	Externo	1,4	20,0	2	-18	11,09	OK

8. DISEÑO DE LA FUNDACION

8.1. Generalidades

Se realiza el diseño de la zapata de la columna c33 (Figura 8.1) para los estados límites último y de servicio. De acuerdo a las condiciones de vínculos utilizado para el modelo, la zapata z33 no transmite momento en ambas direcciones. Al suponer la zapata como un empotramiento ideal la excentricidad que resulta de los momentos y los esfuerzos axiales solicitantes es mayor a la dimensión de la zapata, por lo cual se modificó la condición de empotramiento por un apoyo simple.

Por ser la zapata medianera respecto la dirección x, para solucionar la excentricidad se utilizó una viga de vinculación a nivel de sub suelo (v101) complementado por una cupla de fuerza entre la viga de vinculación y la viga del nivel del sobre subsuelo (V201) como se observa en la Figura 8.1.

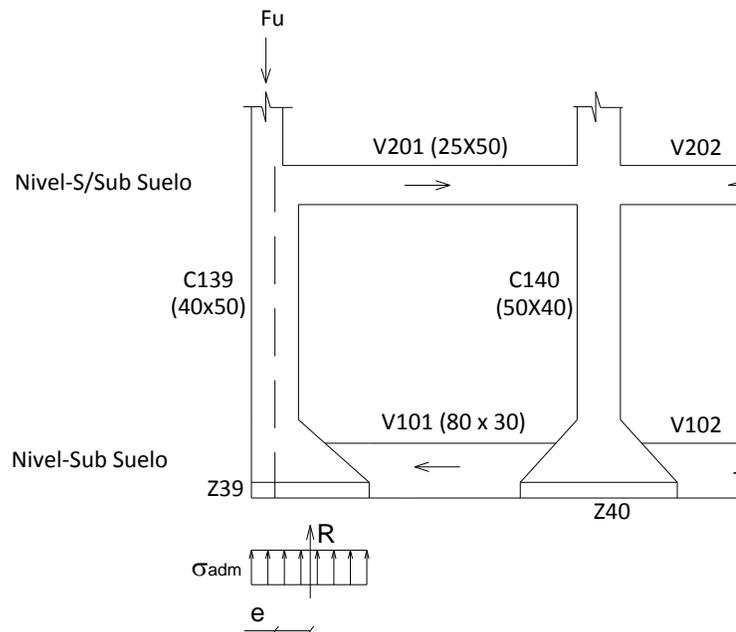


Figura 8.1. Solución de la excentricidad de zapata z33

La columna se supone lo suficientemente rígida para considerar una distribución uniforme de la tensión del suelo debajo de la zapata.

8.2. Dimensionamiento de la zapata

Se realiza el dimensionamiento de la sección de la zapata para el estado límite último en función de la tensión última del suelo. La tensión admisible del suelo vale 4 Kg/cm^2 para el estado último se afecta dicho valor por un factor que tiene en cuenta el efecto dinámico del sismo en el comportamiento del suelo, que en nuestro caso vale 1 por ser un suelo tipo 1.

La combinación más desfavorable es $1,2D+0,25L+S_x$ para el cual se tiene una carga de 102 Tn ; en la figura 8.2 se muestra el diagrama de presiones para el cual se realiza el calcula del área de la zapata como se muestra a continuación con una relación de lados de 1,5:

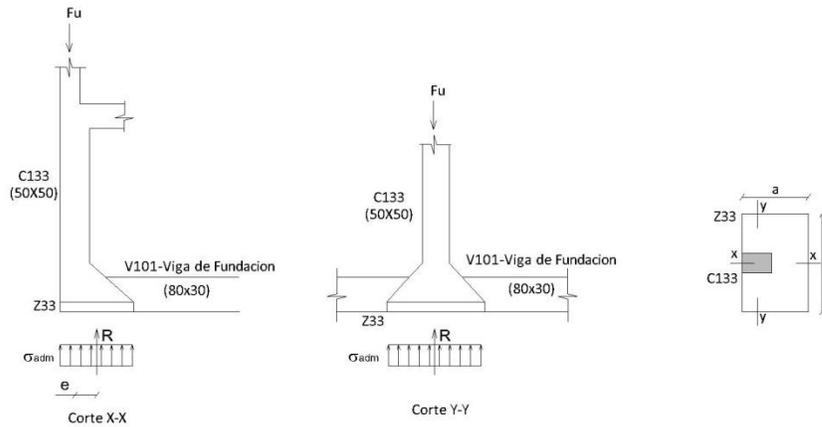


Figura 8.2. Dimensiones de zapata z33

Considerando el peso de la zapata se tiene F_u :

$$F_u = F \times 1,05 = 102 \text{ Tn} \times 1,05 = 107,10 \text{ Tn}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_u} = \frac{107,1 \text{ Tn}}{50 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}} = 2,15 \text{ m}^2$$

$$b = 1,5 \times a$$

$$A = b \times a = 1,5 \times a^2$$

$$a = \sqrt{\frac{A}{1,5}} = \sqrt{\frac{2,15 \text{ m}^2}{1,5}} = 1,2 \text{ m}$$

$$b = 1,5 \times 1,2 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Luego la excentricidad vale } \rightarrow e = \frac{a}{2} - \frac{h_{C133}}{2} = \frac{1,20}{2} - \frac{0,4}{2} = 0,40 \text{ m}$$

8.3. Solicitaciones

Para encontrar las solicitaciones sobre la zapata y el resto de la estructura de la Figura 8.2 se hizo un modelo en sap2000 reemplazando la reacción del suelo por un apoyo móvil ubicado en la resultante del diagrama de tensión del suelo según se aprecia en la Figura 6.3:

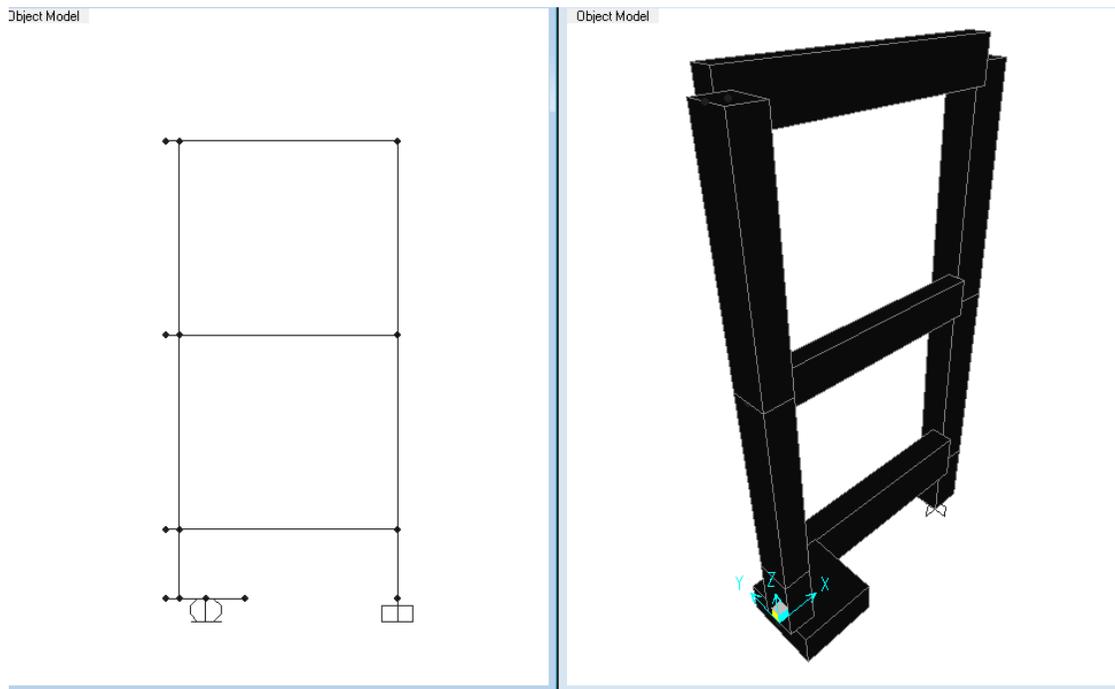


Figura 8.3. Modelo de la fundación

Para el dimensionamiento de las vigas además de considerar el modelo reciente que tiene en cuenta la excentricidad de la fundación, se tiene presente las solicitaciones obtenidas en el modelo anterior que se utilizó para el dimensionamiento del edificio. En el anexo se muestran las solicitaciones (Axial, Momento y Corte) sobre la viga de vinculación y la viga v201 respecto de los dos modelos.

8.4. Dimensionamiento de la viga de vinculación (v101)

Sumando ambas solicitaciones, a continuación en la Tabla 8.1 a 8.2 se muestra el dimensionamiento de la armadura a flexión corte:

Tabla 8.1. Dimensionamiento de la armadura longitudinal de viga v101

Estado de carga: 1,2D+0,25L+Sx		c33	Viga de vinculación (V101)		c40	
			A	tramo	B	
Momento (Modelo: Fundacion)	Tnm		32,98	15,00	-3,50	
Momento (Modelo: Edificio)	Tnm		-12,86	2	10,99	
Momento Total	Tnm		20,12	17,00	7,49	
f			0,9	0,9	0,9	
Momento Diseño	Tnm		22,36	18,89	8,32	
Kr			0,06	0,05	0,02	
Kz			0,96	0,97	0,99	
Área según calculo	cm2		8,18	6,85	2,94	
Cuantía según calculo	%		0,34%	0,29%	0,12%	
Cuantía según reglamento	%		0,34%	0,30%	0,30%	
Área según reglamento	cm2		8,18	7,14	7,14	
Área real	cm2		8,04	8,04	8,04	
Cuantía real	%		0,34%	0,34%	0,34%	
Amax>Áreal>Anec	cm2		Verifica	Verifica	Verifica	
Disposición	φ					
	12		0	0	0	
	16		4	4	4	
	25		0	0	0	

Tabla 8.2. Dimensionamiento de la armadura transversal de viga v101

Viga		v101		
		A	Tramo	B
b	cm	30	30	30
h	cm	80	80	80
d - r	cm	74	74	74
db min	mm	20	20	20
Separación Adoptada	mm	120	250	120
Diámetro adoptado	mm	6	6	6
As - Área de estribo	cm ²	0,28	0,28	0,28
Nº de ramas		2	2	2
Vs	Tn	14,65	7,03	14,65
vb	Kg/cm ²	3,52	3,52	3,52
Vb	Tn	7,81	7,81	7,81
Vs+Vb		22,45	14,84	22,45
Vu	Tn	7,4	7,4	7,4
Vs+Vb>Vu		Verifica	Verifica	Verifica

$V_u = V_n$ (cara de columna)	Tn	8,00
$V_u = V_n$ (en el tramo)	Tn	8,00
V_n	Kg/cm ²	3,60
valor de "r"		-0,80
$0,25*(2+r)*f'c^{0,5}$	Kg/cm ²	15,00
armadura diagonal		No requiere
$v_n < 0,16f'c$	40	verifica
$v_n < 0,85(f'c)^{1/2}$	42,5	verifica

Nota: No fue necesario realizar el dimensionamiento a compresión por la pequeña magnitud de la carga frente a las dimensiones de la viga.

8.5. Dimensionamiento de la viga v201

a- Diseño de la armadura longitudinal

La viga v201 contrarresta el efecto de la excentricidad a través de una cupla realizando un esfuerzo a tracción, que a pesar de estar en el orden de magnitud que la fuerza de compresión realizada por la viga v101, el efecto que genera la tracción es tenida en cuenta en este caso; en la situación anterior el hormigón absorbe sin problema el esfuerzo axial de compresión, pero en tracción como se sabe el hormigón tiene poca resistencia y por ende lo toma la armadura que debe dimensionarse para tal fin.

El cálculo de la armadura longitudinal se realiza a través de los ábacos de interacción (Figura 8.4 y Tabla 8.3) como se realizó en columnas, por estar sometido a un esfuerzo axial y a un momento.

Considerando la suma de las solicitaciones de los dos modelos se tiene los siguientes valores de momento y axial para ingresar al Abaco:

$$M_{DA} = \frac{M_{UA}}{\phi} = \frac{6,94 - 0,90}{0,9} = 6,71Tnm$$

$$M_{DB} = \frac{M_{UB}}{\phi} = \frac{-6,04 - 1,08}{0,9} = -7,12Tnm$$

$$P_D = \frac{P_u}{\phi} = \frac{6,61}{0,65} = 10,15Tn$$

Siendo M_A y M_B los momentos de diseño de los extremos A y B respectivamente de la viga v204; M_{UA} y M_{UB} los momentos mayorados de los extremos A y B respectivamente de la viga v204; ϕ es el factor de minoración de resistencia, el cual vale 0,9 para flexión y 0,65 para compresión; P_D es el esfuerzo axial de diseño; P_u es el esfuerzo axial mayorado.

Tabla 8.3. Dimensionamiento de la armadura longitudinal de la viga v201

Nivel		S/ Sub suelo	
Viga		v201	
Secc.		A	B
h	cm	50	50
b	cm	25	25
Ag	cm ²	1250	1250
γ		0,90	0,90
Momento x-x	Tnm	6,0	-7,1
Pu(1,2D+0,25L+PoEx9	S. izq.	-10,2	-10,2
mx		1,0	-1,1
nx		-0,8	-0,8
ρ	mx	0,013	0,013
As	cm ²	16,25	16,25
N°		0 ϕ	0 ϕ
	mm	12	12
		+	+
N°		8 ϕ	8 ϕ
Diam.	mm	16	16
Área real	cm ²	16,08	16,08
ρ real		0,013	0,013
Momento Nominal	Tnm	15,20	15,20

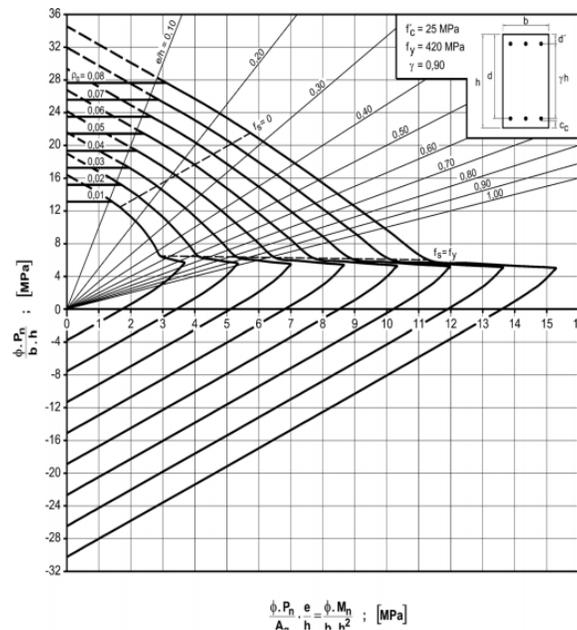


Figura 8.4. Diagrama de interacción

b- Diseño de la armadura transversal

El diseño de la armadura transversal es por capacidad, esto significa que se tiene en cuenta el corte desarrollado por la capacidad de las rotulas de la viga v201; El corte inducido por las rotulas se calcula teniendo en cuenta el momento de sobrerresistencia flexional determinado en la Tabla 6.3 con un valor de 9,67 Tn.

A continuación en la Tabla 8.4 se muestra el cálculo de la armadura transversal:

Tabla 8.4. Dimensionamiento de la armadura transversal de viga v201

Viga		v101		
		A	Tramo	B
b	cm	30	30	30
h	cm	80	80	80
d - r	cm	74	74	74
dbmin	mm	16	16	16
S ₁	mm	96	160	96
S ₂	mm	200	267	200
S _f	mm	120	180	120
Diámetro adoptado	mm	6	6	6
As Área estribo	cm ²	0,28	0,28	0,28
Nº de ramas		2	2	2
Vs	Tn	14,65	9,76	14,65
vb	Kg/cm ²	3,56	3,56	3,56
Vc (Corte del hormigon)	Tn	0,00	0,00	0,00
Vs+Vc		14,65	9,76	14,65
Vu	Tn	9,67	9,67	9,67
Vs+Vb>Vu		Verifica	Verifica	Verifica

Vu = Vn (cara de columna)	Tn	9,67
Vu = Vn (en el tramo)	Tn	9,67
vn	Kg/cm2	4,36
valor de "r"		-0,90
$0,25*(2+r)*f'c^{0,5}$	Kg/cm2	13,75
armadura diagonal		No
$vn < 0,16f'c$	40	verifica
$vn < 0,85(f'c)^{1/2}$	42,5	verifica

9. CONCLUSIONES

Lograr el diseño del edificio no implica solamente tener un buen manejo de algún software de diseño estructural, a modo de experiencia me sirvió para simplificar los cálculos, ahorrar tiempo, tener más exactitud en el análisis estructural que usando una planilla de cálculo, pero si las variables ingresadas en el modelo no son representativas de la realidad, el edificio puede fallar por alguna incompatibilidad que no se tuvo en cuenta. Para calcular un edificio se requiere fundamentalmente de conocimientos en geotecnia y análisis estructural y de criterio para proponer una estructura que cumpla con los condicionantes estructurales y arquitectónicos.

Lo primero que se hace es proponer una estructura en función de las luces para comenzar con el análisis de carga; la estructura propuesta es muy distinta a la definitiva ya que esta última esta cumple con todos los condicionantes nombrados en el desarrollo del informe.

Es importante para un buen diseño además de tener una idea temprana de como viajan las cargas en la estructura, identificar los puntos débiles del proyecto ya sea planos verticales débiles, un mal suelo de fundación, la calidad de los materiales y mano de obra; se puede tener un buen diseño estructural pero si no se cuenta con la mano de obra acorde o con las propiedades de los materiales que se exigen el cálculo el edificio puede tener un comportamiento no deseado.

El análisis sísmico del edificio se realizó con el método estático equivalente, si bien no tiene en cuenta los modos superiores de vibración, por ser un edificio regular y de pocos pisos son confiables los resultados del análisis.

El edificio calculado si bien tenia pocos pisos (siete pisos), buena regularidad estructural en planta, la relación de lados ($\frac{32,4}{12,3} = 2,63$) es cercana a 3 y bastante esbelto respecto la dirección x, hace al edificio deformable frente a los momentos torsores y el corte sísmico en la dirección nombrada.

La tipología propuesta para hacer frente a las deformaciones fue de 11 pórticos sismorresistentes y se agregaron 3 tabiques en la dirección débil y 4 pórticos sismorresistentes en la dirección fuerte, procurando siempre que el centroide de los planos verticales caiga lo más cercano posible al centro de masas para minimizar los momentos torsores. En un principio se buscó una estructura de vigas chatas por las ventajas constructivas y una mejor terminación pero los valores de la distorsiones por pisos eran mayores que el admisible.

Un error que se cometió durante la práctica por falta de experiencia es centrar la atención en las deformaciones y dejar de lado la interacción suelo estructura, lo que llevo

al replanteo del diseño habiendo verificado el resto de los condicionantes. Se tenían elevados momentos y axiales que no permitían a la zapata poder transmitirlo a la estructura, también en algunos casos aparecían tracciones en las columnas medianeras por el efecto del mecanismo de colapso del edificio ante el sismo.

Habiendo resuelto el problema de las distorsiones y las condiciones de vínculos, se dimensionan las partes estructurales a través de un diseño por capacidad. Con esta metodología ante sismos mayores la estructura forma un mecanismo de colapso disipando energía sísmica mediante incursiones en el campo inelástico. Las zonas que se plastifican deben tener una resistencia lo más cercana posible a las solicitaciones debidas al sismo de diseño teniendo en cuenta la reducción de las acciones por la ductilidad de la estructura.

El mecanismo de colapso propuesto es de viga débil y columna fuerte, con rotulas en los extremos de vigas; se logró sin problemas una resistencia nominal muy cercana a la demandada en las zonas que se plastifican. Al dimensionar las columnas y las fundaciones, se tiene en cuenta las solicitaciones obtenidas producto del mecanismo de colapso y no las del análisis lineal obtenido del cálculo estructural. Siempre es mayor la exigencia de la 1°, pero se pueden dimensionar sin problemas.

Los párrafos anteriores muestran la diferencia que existe con el reglamento anterior, en donde el diseño por capacidad es un procedimiento de diseño determinístico, racional y relativamente simple y no de análisis; con esta metodología el reglamento se independiza de la demanda, ante sismos mayores la estructura disipa energía a través de las deformaciones plásticas.

Para terminar es importante en obra respetar siempre las longitudes de anclajes, las dobleces de la armadura si las hubiere, la densificación de estribos, la calidad del hormigón en su relación agua cemento y fundamentalmente los detalles en los nudos que son el elemento principal que garantizan la transferencia de esfuerzos entre las vigas y columnas.