

1. INTRODUCCIÓN	6
2. CONCEPTOS DE ANÁLISIS Y DINÁMICA ESTRUCTURAL	6
3. CONCEPTOS DE CONCRETO REFORZADO	6
4. ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO	6
4.1 INTRODUCCION	6
4.2 ENTREPISOS	14
4.2.1 Definición y clasificación	14
4.2.2 Placa aligerada con viguetas armadas en una dirección	20
4.2.2.1 Predimensionamiento	20
4.2.2.2 Evaluación de cargas	22
4.2.2.3 Diseño a flexión	24
4.2.2.4 Diseño a cortante	27
4.2.2.5 Despiece	30
4.2.2.6 Proceso constructivo	31
4.2.3 Placa aligerada con viguetas armadas en dos direcciones:	35
4.2.3.1 Predimensionamiento	35
4.2.3.2 Evaluación de cargas	35
4.2.3.3 Diseño mediante el método de coeficientes de la NSR-10	36
4.2.3.4 Diseño a través de modelo estructural	45
4.2.3.5 Revisión de deflexiones verticales de servicio	49
4.2.3.6 Planos - despiece	49
4.2.3.7 Proceso constructivo	49
4.2.4 Placa maciza en dos direcciones	49
4.2.4.1 Predimensionalamiento	49
4.2.4.2 Evaluación de cargas	51
4.2.4.3 Diseño mediante el método de los coeficientes de la NSR-10	51
4.2.4.4 Diseño a través de modelo estructural	55
4.2.4.5 . Planos - despiece	56
4.2.4.6 Proceso constructivo	57
4.3 EVALUACIÓN Y APLICACION DE CARGAS	57
4.3.1 Carga muerta	57
4.3.1.2 Entrepisos	57
4.3.1.3 Fachada	59
4.3.1.4 Peso propio del esqueleto estructural	59
4.3.1.5 Escalera	59
4.3.1.6 Peso del edificio y masas	60
4.3.2 Carga viva	62
4.3.3 Carga de sismo	62
4.3.3.1 Espectros de respuesta	62
4.3.3.2 Período de vibración del Edificio.	64
4.3.3.3 Cortante basal del edificio	64

4.3.3.4	Distribución vertical	65
4.3.3.5	Distribución horizontal y excentricidad	65
4.3.3.6	Torsión	67
4.3.4	Coefficiente de disipación de energía	69
4.3.5	Combinaciones de carga	69
4.4	EVALUACIÓN DE RIGIDEZ - DERIVA	69
4.4.1	Definición y alcance	69
4.4.2	Evaluación para los tres edificios	71
4.5	COLUMNAS	75
4.5.1	Definición y clasificación	75
4.5.2	Edificio DMI	81
4.5.2.1	Evaluación de esbeltez	81
4.5.2.2	Flexo compresión	89
4.5.2.3	Cortante	100
4.5.2.4	Despiece	102
4.5.3	Edificio DMO	103
4.5.3.1	Evaluación de Esbeltez	103
4.5.3.2	Flexo compresión	105
4.5.3.3	Cortante	108
4.5.3.4	Despiece	113
4.5.4	Edificio DES	114
4.5.4.1	Evaluación de Esbeltez	114
4.5.4.2	Flexo compresión	115
4.5.4.3	Cortante	120
4.5.4.4	Despiece	125
4.5.5	Resumen de resultados	126
4.5.6	Proceso constructivo	129
4.6	VIGAS	131
4.6.1	Conceptos y definiciones	131
4.6.2	Edificio DMI	134
4.6.2.1	Flexión	134
4.6.2.2	Cortante	140
4.6.2.3	Despiece	142
4.6.2	Edificio DMO	143
4.6.2.1	Flexión	143
4.6.2.2	Cortante	147
4.6.2.3	Despiece	150
4.6.3	Edificio DES	150
4.6.3.1	Flexión	150
4.6.3.2	Cortante	154
4.6.3.3	Despiece	155
4.7	RELACION DE RIGIDEZ VIGAS Y COLUMNAS	156
4.7.1	Edificio DMO	157
4.8	MUROS CORTINA	160

4.8.1 EDIFIDIO DMO	160
4.9 ANALISIS NO LINEAL	169
4.9.1 EDIFICIO DMI	169
4.10 DISEÑO DE CIMENTACION	177
4.10.1 Cimentaciones superficiales	178
4.10.1.1 Diseño de zapata aislada – Edificio de Cartagena	178
4.9.1 Cimentaciones profundas	187
2.8.2.1 Diseño de dados y pilotes – Edificio de Tunja	187
5. REFERENCIAS	197

TÉRMINOS Y DEFINICIONES DE VARIABLES

“a”	Distancia del bloque de Wintney ($a=B1(c)$) expresada en m.
Aa	Aceleración pico probable (% g)
As	Área del acero en la zona a tracción expresada en cm^2 o mm^2
As ^l	Área del acero en la zona a compresión expresada en cm^2 o mm^2
Av	Área de las ramas de acero de flejes o estribos expresada cm^2 o mm^2
bv	Ancho de viga principal (m)
B1	Factor en función de la resistencia del concreto (f_c). $B1=0.85 f_c \leq 28$ Mpa. Decece 0.05 cada 7 Mpa, sin ser menor de 0.65.
b1	Ancho del alma de una viga “T” o “L”
“b”	Ancho total de la viga rectangular. Para vigas “T” o “L” es el ancho total de la aleta.
Be	Ancho efectivo de vigas con sección “T” o “L”
“c”	Localización del eje neutro estructural
c _b	Localización del eje neutro cuando falla simultáneamente el acero y el concreto. Dicha distancia esta relacionada con la cuantía balanceada.
“d”	Altura efectiva medida desde la fibra extrema a compresión al centro de gravedad del acero de refuerzo (As).
d’	Distancia relacionada con el recubrimiento del concreto (m). Para vigas rectangulares es la altura total menos “d”.
Ec	Módulo de elasticidad del concreto expresado en MPa
Es	Módulo de elasticidad del acero expresado en MPa
“fc”	Resistencia del concreto
Fy	Límite de fluencia del acero
he	Altura total del entrepiso (m)
H	Altura total de una viga rectangular
Mu	Momento último actuante
“t”	Espesor de la aleta de una viga de sección “T” o “L”
W _{cm}	Carga muerta por metro cuadrado del entrepiso expresada en KN/m^2
W _{cv}	Carga viva por metro cuadrado del entrepiso expresada en KN/m^2
W _f	Carga por metro lineal de la fachada (KN.m)
W _e	Carga por metro lineal de la escalera (KN.m)
Sa	Aceleración tomada del espectro de respuesta

S_v	Separación entre bordes de viguetas expresados en m.
S	Separación de flejes o estribos expresados en cm o m.
T_a	Periodo aproximado de vibración natural del edificio (seg)
V_n	Cortante nominal resistente expresado en KN
V_c	Cortante resistente suministrado por el concreto en términos de fuerzas expresado en KN
V_{ce}	Cortante resistente suministrado por el concreto en términos de esfuerzos expresado en Mpa
V_s	Cortante resistente suministrado por el acero en términos de fuerzas expresado en KN
V_{se}	Cortante resistente suministrado por el acero en términos de esfuerzos expresado en Mpa
T_s	Espesor de losa superior
T_i	Espesor de losa inferior
ϵ_{cu}	Deformación unitaria última del concreto (considerando 0.003)
ϵ_t	Deformación unitaria del acero
ϵ_y	Deformación unitaria de fluencia del acero, que se define como la división de f_y sobre E_s
λ	Facto que afecta la resistencia a cortante del concreto. Depende del tipo de concreto si es liviano o normal.
ϕ	Factor de reducción de resistencia que es diferentes para flexión, cortante y carga axial
ρ	Cuantía del acero en la zona a tracción (A_s/bd)
ρ^l	Cuantía del acero en la zona a compresión (A_s^l/bd)
ρ_b	Cuantía balanceada de acero, que se da cuando el acero falla simultáneamente cuando falla el concreto.
ρ_{max}	Cuantía máxima del acero que corresponde al 75% de la cuantía balanceada (ρ_b)
ρ_{min}	Cuantía mínima del acero

1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan algunos de los fundamentos principales de la ingeniería estructural, necesarios para el desarrollo y la solución de ejemplos reales de análisis y diseño de estructuras en concreto reforzado.

2. CONCEPTOS DE ANÁLISIS Y DINÁMICA ESTRUCTURAL

3. CONCEPTOS DE CONCRETO REFORZADO

4. ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO

Con el objeto de aplicar los conceptos básicos expuestos en los anteriores capítulos de este libro, se presenta el análisis y diseño estructural de tres (3) edificios en concreto reforzado que se van a construir en tres ciudades con diferentes zonas de amenaza sísmica: Tunja, Cali y Cartagena. Incluye dicho ejercicio: análisis estructural, dinámica estructural, hormigón reforzado y procesos constructivos. Se tiene el objetivo de estudiar y comparar el diseño sismo-resistente de edificios localizados en diferentes zonas de amenaza sísmica y se basa en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

4.1 INTRODUCCION

Para el análisis y diseño estructural de un edificio son necesario unos estudios bases o iniciales, relacionados con las área de arquitectura, topografía y suelos; a partir d de los cuales se elaboran las memorias de cálculo y los planos de diseño, que permiten gestionar y obtener la licencia de construcción, y por lo tanto la correspondiente construcción de un edificio en concreto reforzado. Mediante el siguiente mapa conceptual, se pretende explicar este proceso, exponiendo sus principales etapas y la correspondiente relación entre ellas.

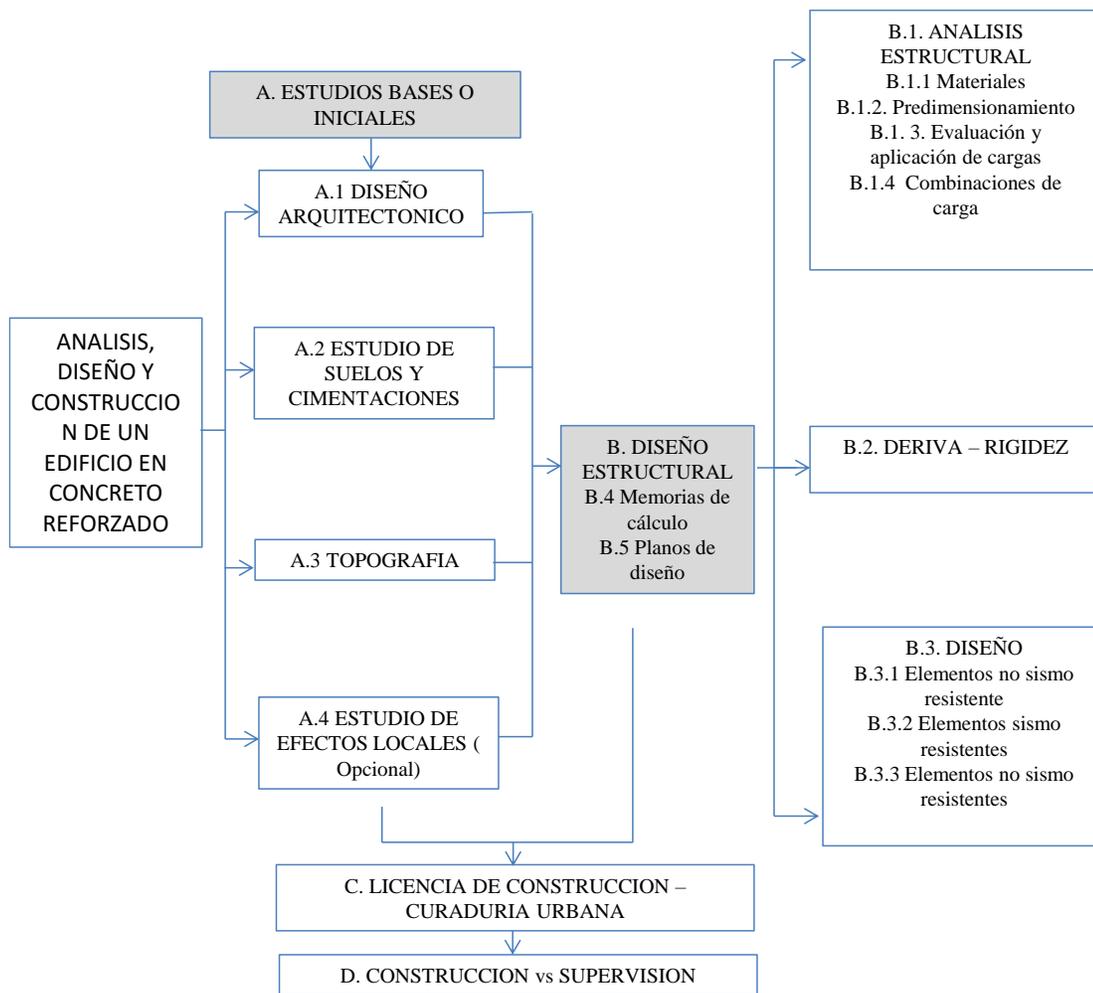


Figura 4 - 1 Mapa conceptual del proceso de análisis, diseño y construcción de un edificio de concreto reforzado.

Una breve descripción de cada una de las etapas descritas en la Figura 4 - 1 se exponen a continuación:

A. ESTUDIOS BASES O INICIALES

A.1 DISEÑO ARQUITECTONICO: Uno de ellos es el diseño arquitectónico, el cual depende básicamente del uso que tendrá el proyecto, es decir si es para: vivienda, colegio, hospital, bodega, centro comercial, etc. Este estudio es realizado generalmente por una empresa de Arquitectos e incluye la elaboración de los planos arquitectónicos de las diferentes plantas, como también los cortes y perfil necesarios en cada dirección del correspondiente proyecto. En la Figura 4 - 2 se presenta un ejemplo de una planta

arquitectónica de un piso tipo del edificio, donde se distinguen los muros divisorios, cuartos, baños, salones, etc. Basados en estos planos se define el sistema estructural de la estructura, respetando los criterios arquitectónicos inicialmente establecidos.

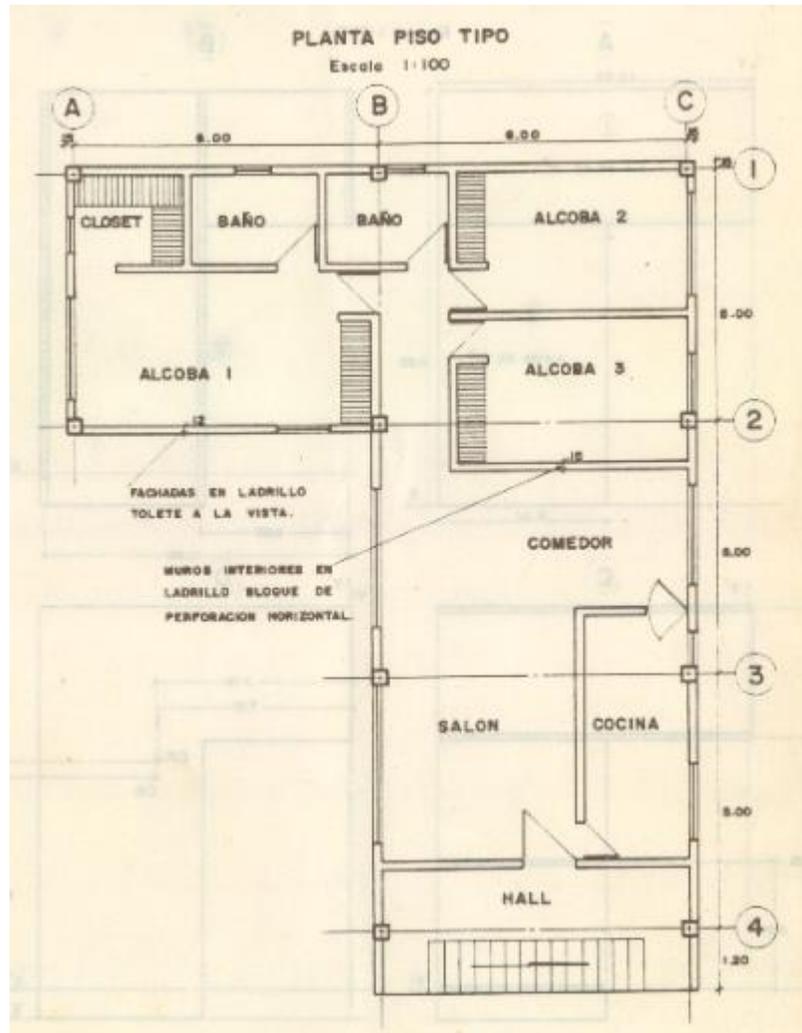


Figura 4 - 2 Planta típica arquitectónica. Fuente: Manual de ejemplos y ayudas de diseño del Código Colombiano de Construcción Sismo-resistente CCCSR-84.

A.2 ESTUDIO DE SUELOS Y CIMENTACIONES: Se debe realizar según las normas estipuladas en el capítulo H de la NSR-10, donde se deben cumplir con especificaciones mínimas relacionadas con la investigación del subsuelo y el diseño geotécnico. Dicho estudio incluye:

- Exploración del subsuelo
- Ensayos de laboratorio (clasificación, resistencia, etc)
- Definición de los tipos de cimentación

- Capacidad portante de los tipos de cimentación
- Valores de asentamientos absolutos y diferenciales
- Clasificación de los perfiles desde el punto de vista de dinámica de suelos, como se presenta en la Figura 4 - 3. Estos se realiza basados en el capítulo A de la norma NSR-10 y puede ser de tipo a “A” a la “F”, siendo el primero en roca competente o el último que se sub clasifica en:
 - F1 – Suelos licuables, arcillas sensitivas o suelos dispersivos o débilmente cimentados.
 - F2 – Turba o arcilla orgánica
 - F3 – Arcillas de muy alta plasticidad
 - F4 – Perfiles de gran espesor de arcilla de rigidez mediana o blanda.

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_{u1} \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_{u1} \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_{u1}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F ₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F ₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F ₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F ₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Figura 4 - 3 Clasificación de los perfiles del suelo. Fuente: Norma Colombiana de Construcción sismos resistentes – NSR-10

A.3 TOPOGRAFIA: Es un estudio necesario para establecer el área, los linderos y los diferentes niveles del área del lote donde se va ejecutar el proyecto del edificio en concreto.

A.4 ESTUDIO DE EFECTOS LOCALES: Es un estudio opcional y especializado que se ejecuta en proyecto con cierta importancia y relevante. Consiste en la determinación del espectro de diseño del área o de la zona donde se va ejecutar el proyecto, lo cual debe ser revisado por la Entidad competente. Dicho estudio incluye ensayos dinámicos del suelo y otras labores.

B. DISEÑO ESTRUCTURAL

B.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

B.1.1 Materiales

En esta parte el estudio debe definir las especificaciones de los materiales, especialmente el concreto y el acero de refuerzo, que se van a emplear para dicho edificio. Para ello, es muy importante tener en cuenta los conceptos básicos de tecnología del concreto que se explican en el capítulo 3 del presente libro.

B.1.2 Predimensionamiento

En parte se realiza a través de recomendaciones o sugerencias que da la norma Colombiana combinada con la experiencia del ingeniero estructural. En este aspecto se debe:

- Seleccionar el tipo de entrepiso utilizando las sugerencias de la norma y las recomendaciones que se presentan en el numeral 4.2 del presente documento.
- Definir la altura y la forma de distribución del entrepiso(Norma, modelos, otros)
- Establecer las dimensiones mínimas de las columnas, vigas y/o muros cortina dependiendo del sistema estructural que se decida utilizar: pórticos, combinado, dual, etc. En esta parte se debe tener en cuenta las especificaciones de la norma combinada con experiencia.
- Definir tipo de escalera o escaleras, como también el tipo de ascensor o ascensores (si está definido)

B.1.3 Evaluación y aplicación de cargas

La evaluación y aplicación de las cargas se basa en los capítulos A y B de la norma Colombiana e incluye: muerta, viva, sismo, viento, empuje de tierras, etc. Su forma de aplicación, depende de cada condición de carga, del tipo y la forma de distribución del entrepiso, entre otros aspectos. En el numeral 4.4 del presente libro se presenta la evaluación y aplicación de cargas de un edificio en concreto reforzado. En la figura siguiente se presenta una parte del mapa conceptual relacionada con este tema:

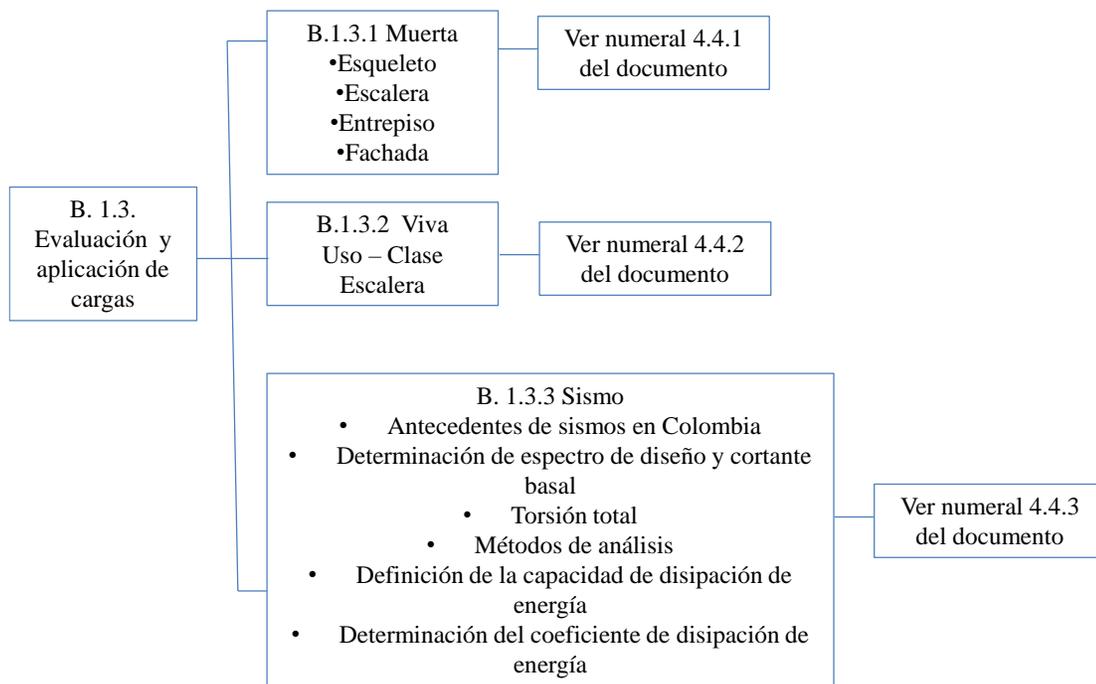


Figura 4 - 4 Evaluación y aplicación de las cargas

En el anterior mapa conceptual se especifica lo que incluye y los numerales donde se explica en el libro los temas de evaluación y aplicación de: carga muerta, viva y sismo.

B.1.4 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga se explican en el capítulo B de la norma y en la siguiente figura se presentan las principales para evaluar tres aspectos: deriva, diseño de elementos y diseño de cimentación.

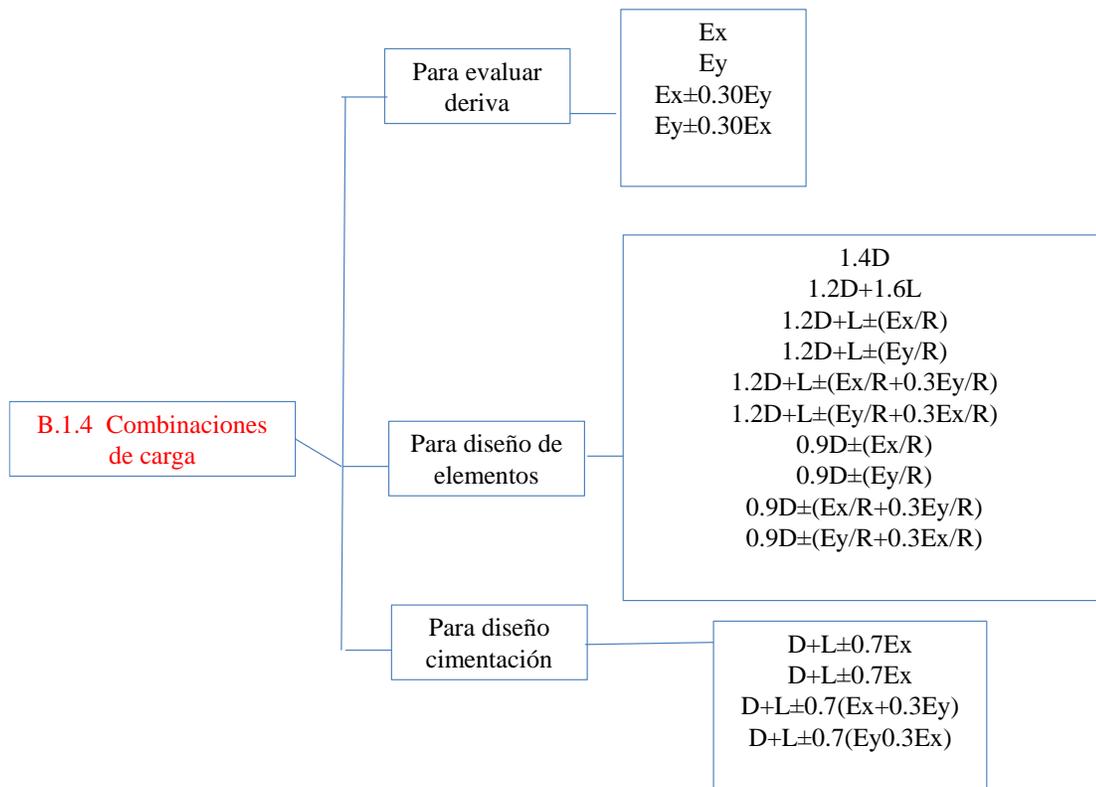
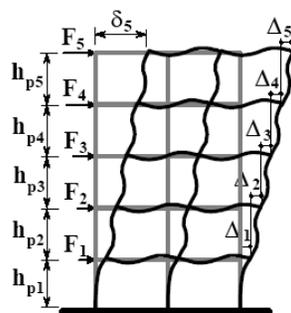


Figura 4 - 5 Combinaciones de carga estipuladas por la norma

B.2 DERIVA – RIGIDEZ

En el numeral 4.5 de este documento se presenta el procedimiento para evaluar deriva, con lo cual se cumple con los requisitos de rigidez de los edificios sísmos resistentes. En la figura siguiente se presenta un esquema donde se expone su requisito y el procedimiento.

Paso 8 - Verificación de derivas



Definición de la deriva

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1}$$

La deriva debe incluir los efectos torsionales de toda la estructura y el efecto P-Delta

Máxima deriva admisible
 $\Delta_i \leq 0.01 h_{pi}$
1% de la altura del piso (h_{pi})
para mampostería estructural
este límite es 0.5% de h_{pi}

Si la deriva es mayor que la máxima deriva admisible debe rigidizarse la estructura

Figura 12 - Procedimiento de verificación de las derivas

li

Figura 4 - 6 Esquema con la verificación de deriva

B.3 DISEÑO

B.3.1 Elementos no sismo resistentes

Incluye el diseño de elementos tales como: entrepisos, escalera, balcones, losas de piso, etc.

B.3.2 Elementos sismo resistentes

Incluye el diseño de elementos tales como: vigas principales, columnas, muros cortina, etc.

B.3.3 Elementos no estructurales

Se basa en el capítulo A.9 de la NSR-10 e incluye:

4.2 ENTREPISOS

4.2.1 Definición y clasificación

Los entrepisos son elementos estructurales que separan verticalmente los diferentes niveles de un edificio, deben ser impermeables y servir como aislante acústico. Tienen la función de soportar diferentes cargas gravitacionales y transmitírsela adecuadamente al esqueleto estructural del edificio, tales como: carga viva, el peso propio, acabados, los muros divisorios, entre otras. También debe tener deformaciones verticales menores a las admisibles estipuladas por la norma, lo cual depende de sus dimensiones (especialmente su altura), del módulo de elasticidad, entre otros aspectos. Los entrepisos generalmente no tienen funciones sísmo resistente y van apoyados especialmente sobre vigas (primarias o secundarias) y/o muros de concreto reforzados.

Se presenta un organigrama con algunos de los diferentes tipos de entrepisos que se construyen en la actualidad y su descripción.

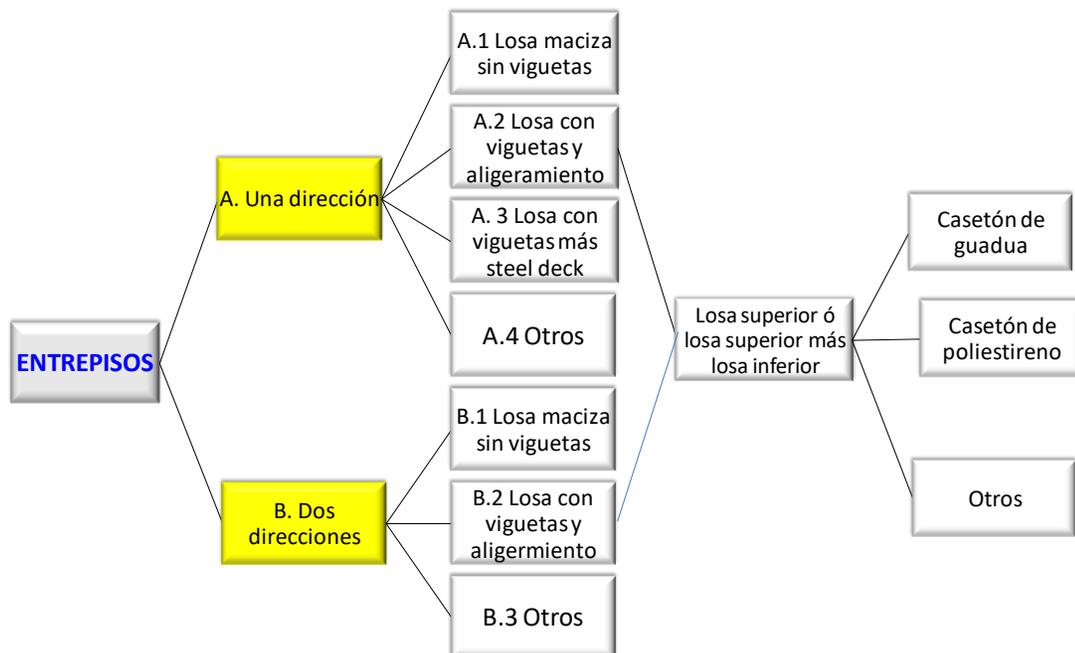


Figura 4 - 7 Organigrama con algunos de los diferentes tipos de entrepisos en edificios

Los entrepisos se pueden clasificar de diferentes formas, una de ellas, es en sistemas que se diseñan para que generen cargas a los pórticos en una dirección o dos direcciones. De los sistemas de una dirección se tienen los siguientes tipos:

- **Losa maciza sin viguetas:** Son losas con refuerzo principal en una sola dirección, que se construyen como entrepisos de casas, bodegas, estructuras industriales, entre otros. Estos elementos pueden ser simplemente apoyados o continuos, y se apoyan en muros de mampostería, vigas principales, etc.
- **Losa con viguetas y/o aligeramiento:** Este tipo está compuesto por una losa o loseta en la parte superior e/o inferior y viguetas o nervaduras en una sola dirección como se observa en Figura 4 - 8 y Figura 4 - 9. Además incluye elementos tipo riostras que son de menor rigidez y perpendiculares a las viguetas, que tiene la función de colaborar en la distribución de las cargas. Los aligeramientos puede ser de casetón de guadua o icopor envuelto en polietileno, los cuales quedan embebidos en el entrepiso cuando el entrepiso es de losa superior e inferior. Son usados temporalmente y reutilizados para cada piso cuando es un entrepiso con losa superior solamente.

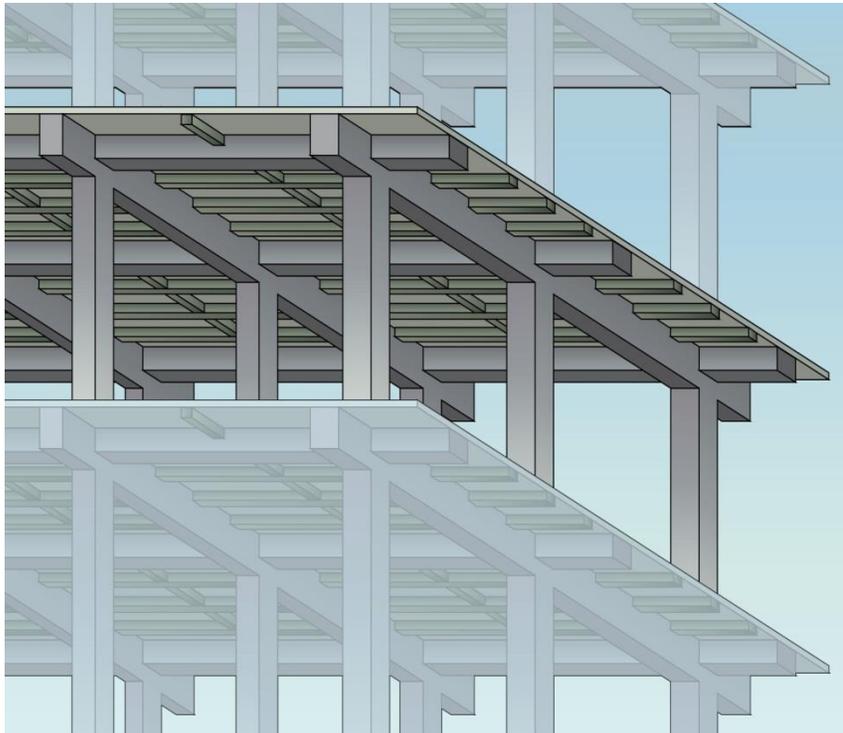


Figura 4 - 8 Esquema tridimensional de losa con viguetas en una dirección

Este sistema puede estar compuesto también por losa superior o inferior como se observa en la siguiente figura:

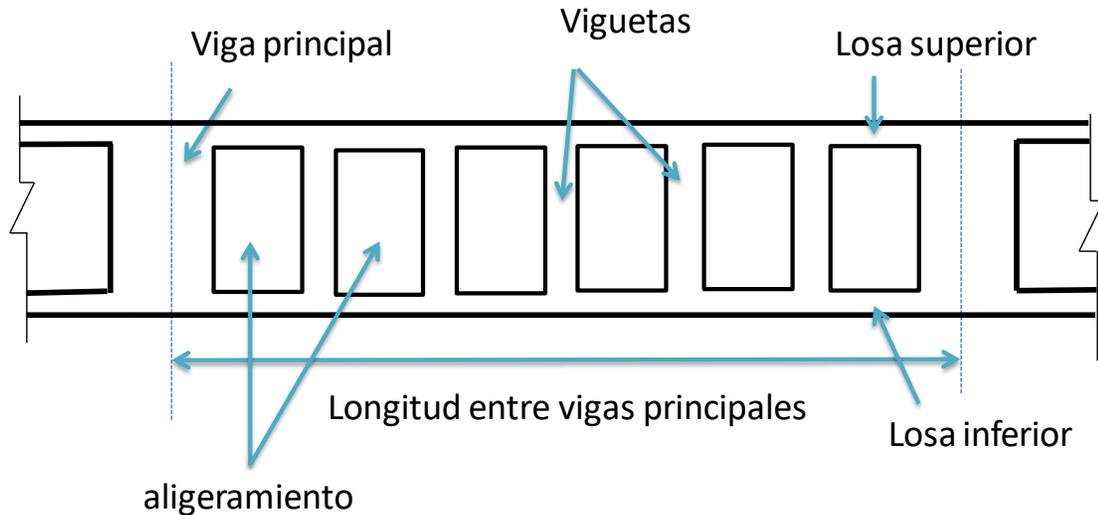


Figura 4 - 9 Esquema de corte de entrepiso con losa superior, inferior y viguetas en una dirección

- **Losa con viguetas más “steel deck”:** Está compuesto por una losa superior en concreto reforzado más un “steel deck” apoyado en viguetas en concreto reforzado en una dirección como se observa en la
- Figura 4 - 10 y Figura 4 - 11. El steel deck es una lámina de acero desplegada que sirve como formaleta y refuerzo de la losa.

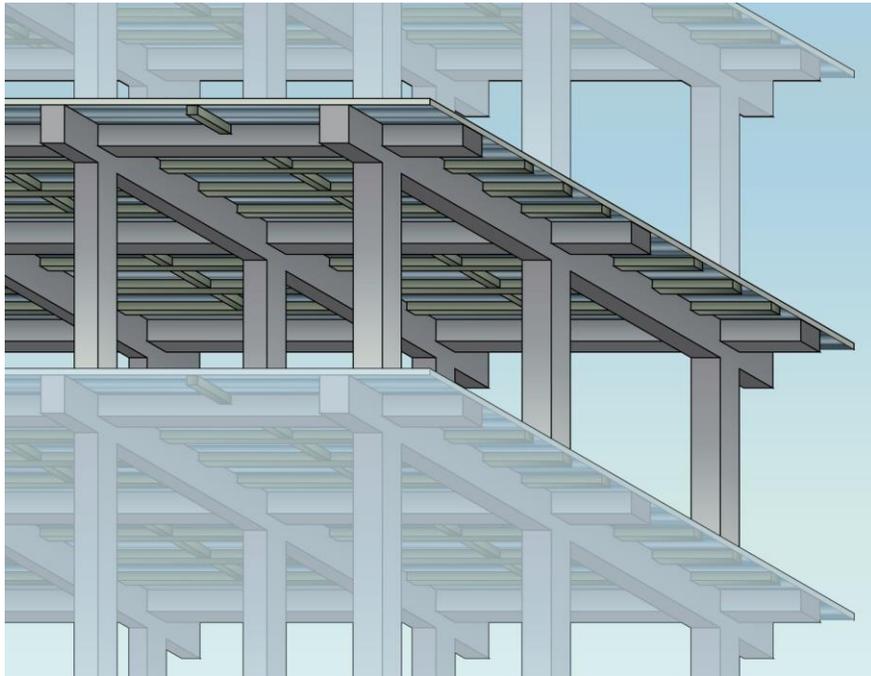


Figura 4 - 10 Esquema tridimensional de losa más “Steel Deck” con viguetas en una dirección



Figura 4 - 11 Ejemplo de losa más “Steel Deck” con viguetas en una dirección

- **Otras:** En esta clasificación se encuentran entrepisos, tales como: prefabricados, vigas pretensadas, etc.

Con respecto a los entrepisos en dos (2) direcciones se tienen los siguientes tipos:

- **Losa maciza sin viguetas:** Son losas sin nervaduras o viguetas con refuerzo principal en las dos (2) direcciones como se observa en la Figura 4 - 12. Su refuerzo principal puede estar compuesto por mallas electrosoldada en la parte superior e inferior.

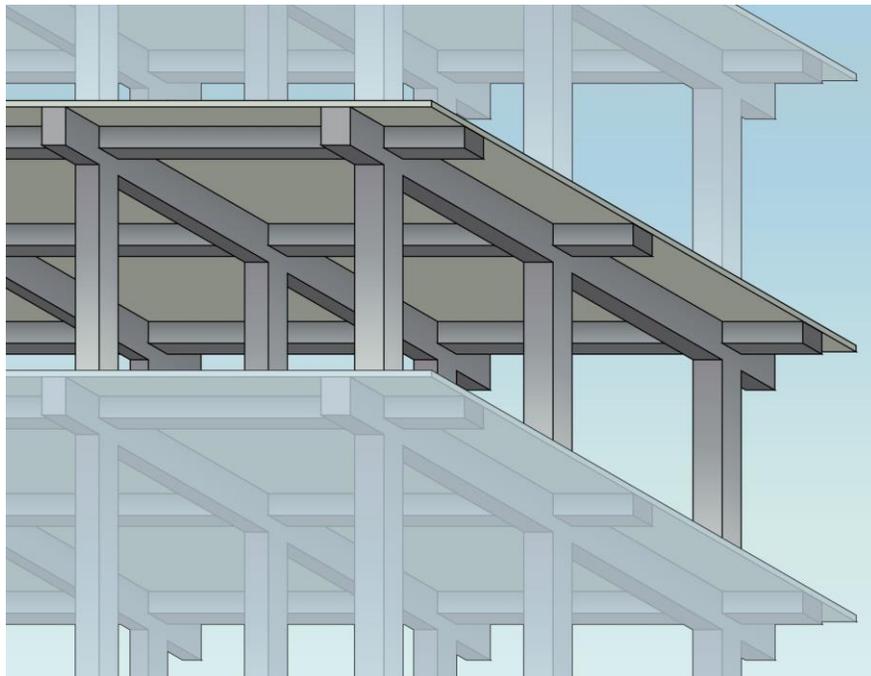


Figura 4 - 12 Losa maciza con refuerzo en dos(2) direcciones

- **Losa con viguetas y aligeramiento:** Este tipo está compuesto por una losa o loseta en la parte superior y viguetas o nervaduras en las dos(2) direcciones como se observa en la Figura 4 - 13. Además incluye elementos tipo riostras que son de menor rigidez y perpendiculares a las viguetas. Incluye los mismos tipos de aligeramientos explicados anteriormente.

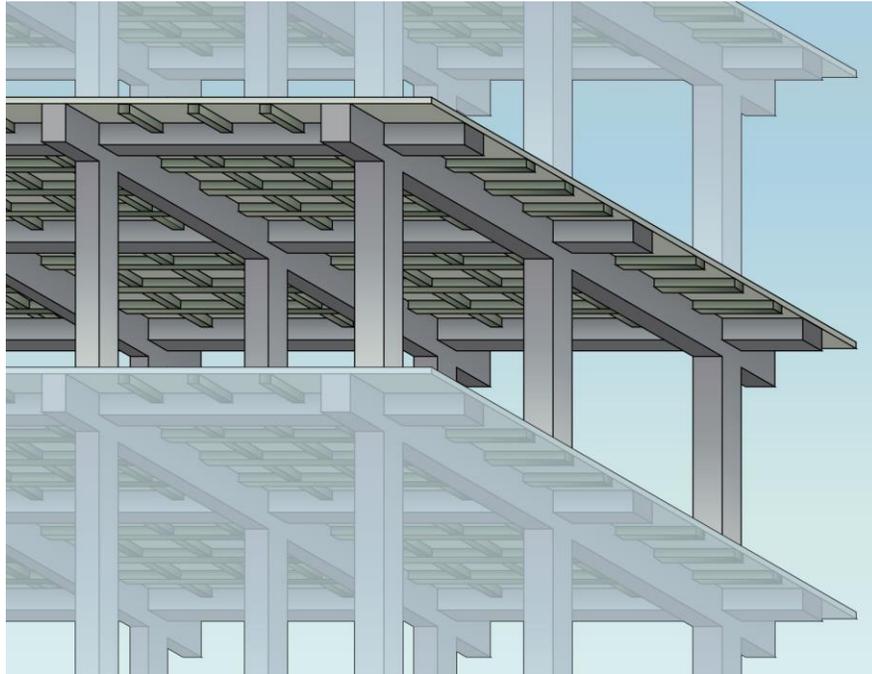


Figura 4 - 13 Losa con viguetas en dos(2) direcciones

4.2.2 Placa aligerada con viguetas armadas en una dirección

4.2.2.1 Predimensionamiento

El predimensionamiento depende básicamente del criterio, la experiencia y el cumplimiento de las normas mínimas sismo-resistentes por parte del ingeniero estructural. Este tipo de losas deben cumplir con los siguientes requisitos de acuerdo a las recomendaciones o sugerencias de diferentes especificaciones.

- El ancho mínimo del nervio o vigueta es de 10 cm en su parte superior y su ancho promedio no debe ser inferior a 8 cm.
- Su altura libre no puede ser superior a 5 veces su ancho promedio.
- La separación máxima entre nervios o viguetas, medidas centro a centro, no puede ser mayor de 2.5 veces la altura total de la losa, sin exceder 1.20 m.
- Cuando son losas en una dirección debe colocarse nervios transversales de repartición con una separación máxima de 10 veces el espesor de la losa, sin exceder 4 m.
- La loseta superior debe tener como mínimo 4.5 cm de espesor, pero esta no debe ser menor de 1/20 de la distancia libre entre los nervios o viguetas.
- Cuando se utilice bloques de aligeramiento permanente de hormigón o de arcilla recocida, la parte de la loseta superior vaciada en el sitio puede tomarse de 4 cm.
- La loseta superior debe tener un refuerzo mínimo equivalente para retracción y temperatura. Para mallas electrosoldadas esta cuantía es de 0.0018.
- El refuerzo positivo de los nervios debe llevarse hasta los apoyos, para evitar que un error constructivo relacionado con el recubrimiento produzca problemas de adherencia.
- Los apoyos extremos de los nervios deben modelarse con apoyos simples para evitar generar torsión en las vigas de apoyo.

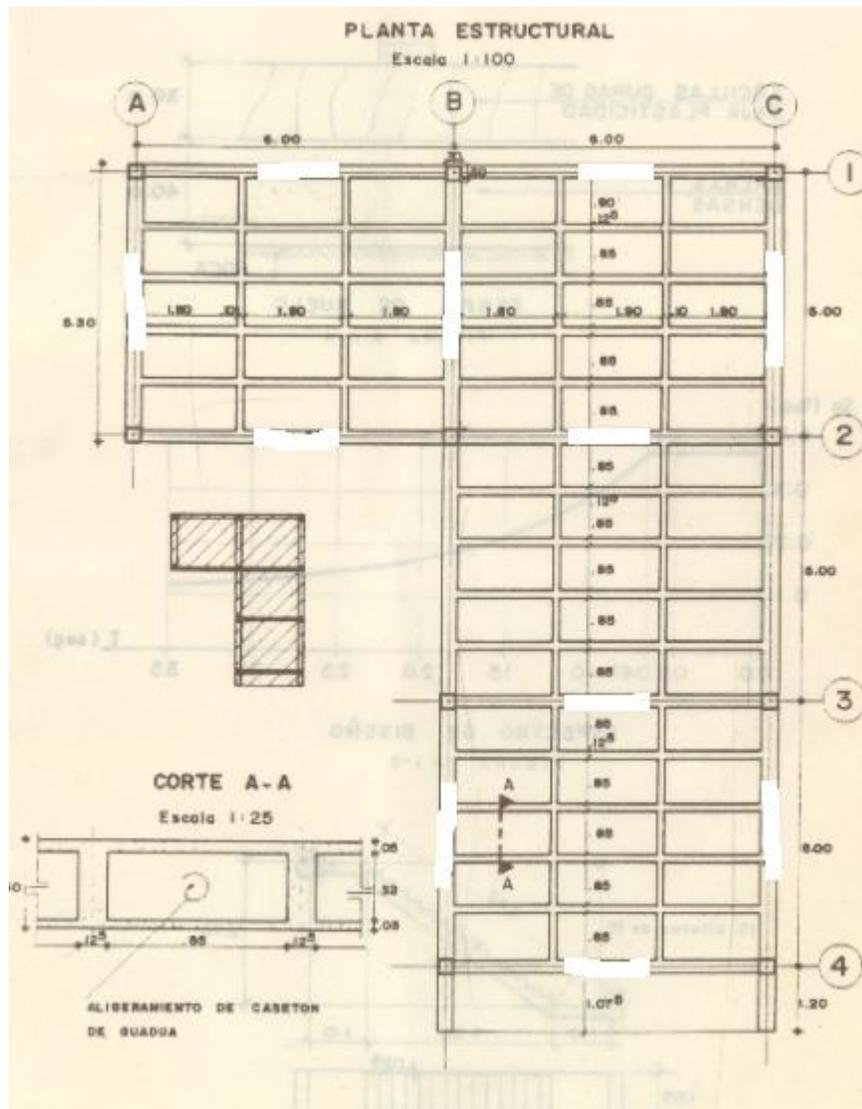


Figura 4 - 14 Planta estructural de Edificio

Fuente: Manual de ejemplos y ayudas de diseño del Código Colombiano de Construcción Sismo-resistente CCCSR-84.

En la Figura 4 - 14, se presentan los ejes principales, la localización de las columnas y la distribución de las viguetas. La altura de las vigas depende de la altura del entrepiso, la cual se evaluó según el numeral C.9.5.2 de la NSR-10 y considerando que no sostendrá muros divisorios y particiones frágiles susceptible de dañarse debido a deflexiones grandes.

Este sistema de entrepiso tiene viguetas simplemente apoyadas y con un apoyo continuo, siendo el caso más crítico:

$$h_e \approx \frac{l}{16} = \frac{6}{16} \approx 0.375m (\text{Simplemente _ Apoyada}) \quad (4 - 1)$$

Se decidió una altura del entrepiso y de las vigas principales de 0.40 metros. En la Figura 4 - 15 se presenta la sección transversal de dicho entrepiso.

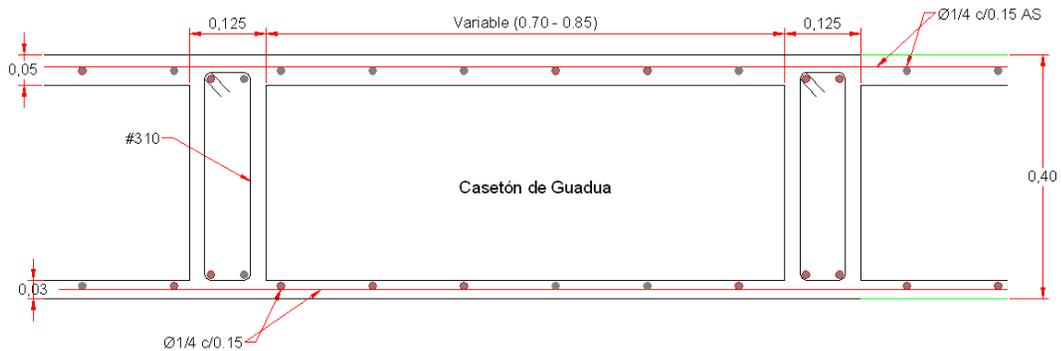


Figura 4 - 15 Sección de entrepiso de placa aligerada

4.2.2.2 Evaluación de cargas

La vigueta continua del entrepiso consta de dos (2) luces iguales con las siguientes características:

Altura total de vigueta (h_e)	0.4 m
Ancho vigueta (b_w)	0.125 m
Separación entre bordes de las viguetas (S)	0.875 m
Espesor de la losa superior (t_s)	0.05 m
Espesor de la losa inferior (t_i)	0.03 m
Ancho de las vigas principales (b_v)	0.35 m
Recubrimiento + diámetros de fleje + diámetro de barras/2 (d' - Consideración inicial)	0.03 m
Distancia efectiva ($d = h_e - d'$)	0.37 m

En la Tabla 4 - 1 se presenta el cálculo de la carga por metro cuadrado del entrepiso, la cual incluye (vigueta, losa superior, losa inferior, casetón, acabados y muros o reparticiones divisorios).

ITEM	CALCULO	kN/m ²	t/m ²
Losa Superior	0.05x24	1.2	0.120
Losa inferior	0.03x24	0.72	0.072
Vigueta	(0.125x0.32x24)/1.0	0.96	0.096
Casetón		0.2	0.02
Acabados	0.03*24	0.72	0.072
Muros divisorios		3	0.30
	Total	6.8 KN/m ²	0.68 t/m ²

Tabla 4 - 1 Cálculo de la carga por metro cuadrado del entrepiso

Para el diseño de estos elementos es importante revisar las diferentes hipótesis de carga que se pueden presentar en este elemento, como también las combinaciones de carga que permite la NSR-10, hasta verificar cuales producen los mayores esfuerzos. Con respecto a las hipótesis de carga para este elemento es indispensable verificar:

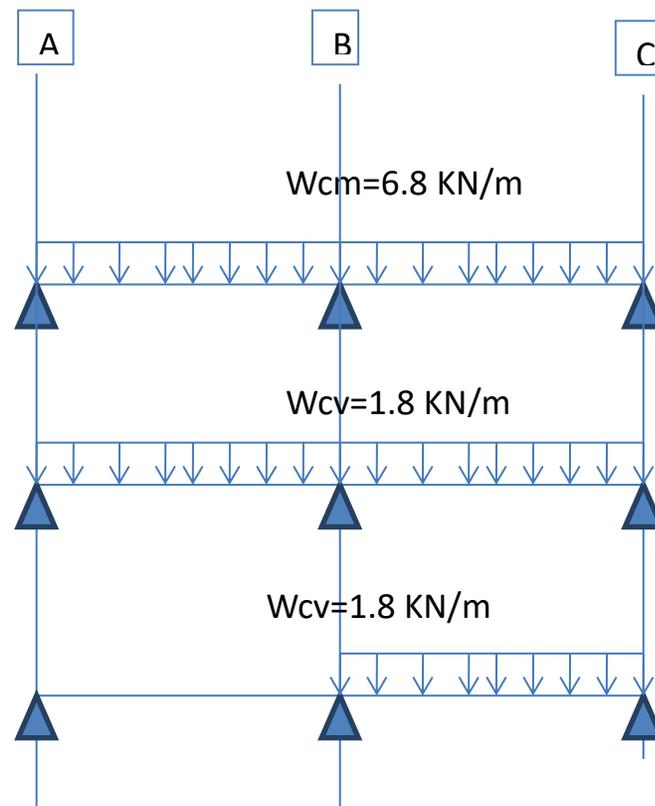


Figura 4 - 16 . Hipótesis de carga muerta y viva.

Las combinaciones de carga que se deben verificar son las que se presentan en el numeral 4.1. Basados en lo anterior, la carga muerta por metro cuadrado (W_{cm}) del entrepiso es de 6.8 kN/m² y la carga viva (W_{cv}) por metro cuadrado es de 1.8 kN/m² porque su uso es de vivienda. La carga última (W_u) por metro lineal que le corresponde a esta vigueta, empleando las combinaciones de carga de la NSR-10 (Numeral B.2.4.2) y multiplicando la carga muerta y viva por un ancho de (0.875+0.125) m es:

$$W_u = 1.2W_{cm} + 1.6W_{cv} = 11.04 \text{ kN/m}$$

4.2.2.3 Diseño a flexión

De acuerdo con el diagrama de momentos que se observa en la Figura 4 - 17, el máximo momento se genera en el apoyo del eje B y tiene un valor de:

$$M_u = 49.3 \text{ kN.m.}$$

Esta vigueta se apoya sobre vigas principales sismo resistente que tienen un ancho de 0.35 m, por lo que al momento al borde con el que se puede diseñar es (esto es un criterio, es decir se puede utilizar al calculado al eje o al borde):

$$M_u = 42.32 \text{ kN.m.}$$

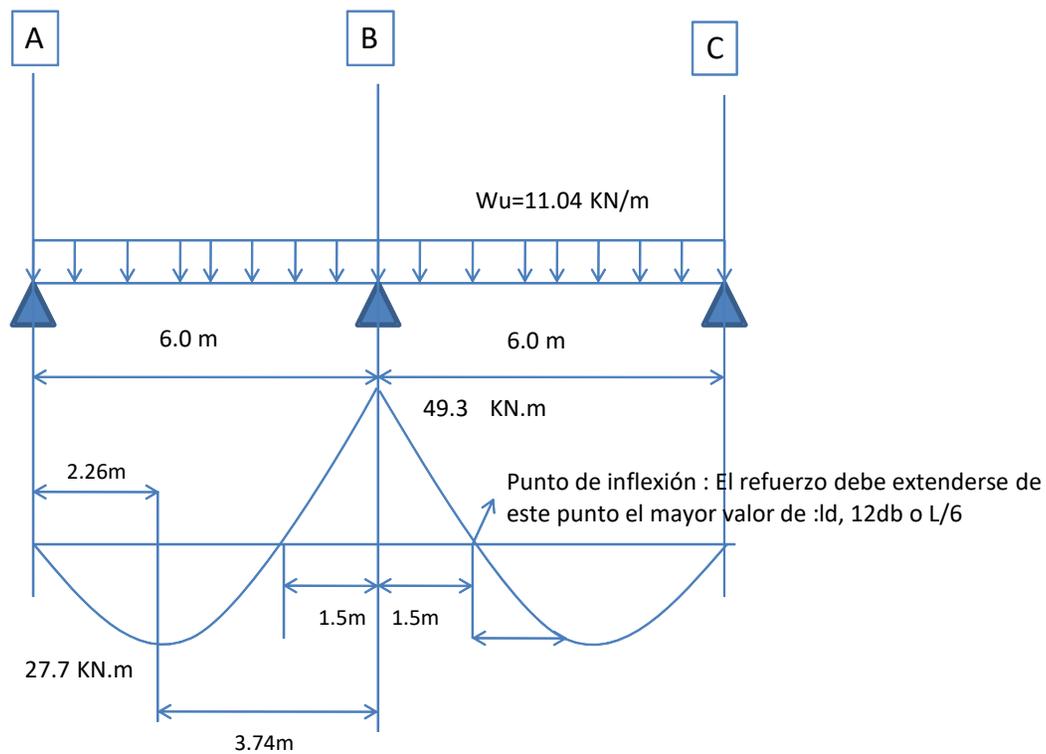


Figura 4 - 17 . Viga continua y su diagrama de momento

Determinación de la cuantía requerida (ρ_r):

$$R_n = \frac{Mu}{b * d^2} = \frac{42.32/1000}{0.125 * 0.37^2} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 * 21} = 23.52$$

$$\rho_r = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{\phi f_y}} \right] = \frac{1}{23.52} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.5)(23.52)}{0.9 * 420}} \right] = 0.0072$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

Cuantía máxima

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 * 0.85 B_1 \frac{f_c}{F_y} \frac{E_s * 0.003}{E_s * 0.003 + F_y} = 0.01606$$

Basados en los anterior, se cumple que la cuantía requerida es mayor que la mínima y menor que la máxima, por lo que la sección es “sub-reforzada”:

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

Por lo anterior, el área requerida es:

$$A_{s(\text{requerida})} = \rho_r bd = 0.0072 * 12.5 * 37 = 3.3 \text{ cm}^2$$

Colocar en la parte superior (eje B) 2 varillas número 5 o una número 7. Este mismo procedimiento se realizó para el momento máximo positivo, siendo necesario colocar en esta zona, 2 barras número 4, los cuales proporcionan un área de 2.54 cm². Es necesario verificar si el número de barras cabe dentro del ancho de la vigueta, cumpliendo con el correspondiente recubrimiento y separación entre barras. Para eso se debe cumplir un ancho mínimo:

$$b_{\text{mínimo}} = 2r + 2de + (n - 1)S + ndb$$

Dónde:

- r : El recubrimiento hasta el borde del estribo (r = 2 cm)
de : El diámetro del estribo (de = 0.95 cm)
n : El número de barras (n=2)
S : Separación entre barras. Según la norma se debe seleccionar el Mayor valor entre:
- 2.5 cm
 - 1.33 veces el tamaño máximo del agregado
 - Diámetro de la mayor barra (db=1.58 cm)

Por lo tanto:

$$b_{\text{mínimo}} = 2(2) + 2(0.95) + (2 - 1)2.5 + 2(1.58) = 11.56 \text{ cm} (12.5 \text{ cm} \text{ _ok})$$

De esta forma el número de varillas es adecuado para el ancho de la vigueta, cumpliendo con los requisitos mínimos. También es necesario verificar la distancia efectiva “d”, conociendo el diámetro de las barras que se van a colocar y recalculando el momento resistente, con el objeto de compararlo con el momento último actuante.

$$d = H - r - de - db/2 = 40 - 2 - 0.95 - 1.58/2 = 36.26cm$$

De acuerdo a lo anterior el momento nominal resistente con dos varillas No. 5 es:

$$a = \frac{AsFy}{0.85fc*b} = \frac{3.98*420}{0.85*21*12.5} = 7.49cm$$

$$\phi M_n = \phi Asfy(d - \frac{a}{2}) = 0.9*3.98*4200*(36.26 - \frac{7.49}{2}) = 48.9kN.m > Mu_{ok}$$

Detallado estructural

El refuerzo a flexión, producto de los momentos negativos, debe extenderse del punto de inflexión la mayor de las siguientes distancias:

- La longitud de desarrollo (l_d)
 - Para las barras No. 5 $l_d = 0.69$ m
 - Para las barras No. 4 $l_d = 0.55$ m
- $12db = 12*1.58 = 19$ cm = 0.19 m
- $L/6 = 6/6 = 1.0$ m

Se emplean para el despiece de esta vigueta, las especificaciones del código para empalmes a tracción. Son de clase A o B, dependiendo de la relación entre el área suministrada con la requerida y porcentaje máximo de A_s empalmado dentro de la longitud de traslapo. Para este caso se consideraron tipo B. Por lo cual los empalmes fueron:

- Barras No. 5 $1.3l_d = 0.69*1.3 = 0.9$ m
- Barras No. 4 $1.3l_d = 0.55*1.3 = 0.71$ m

4.2.2.4 Diseño a cortante

En la Figura 4 - 18 se presentan el diagrama de cortante a nivel de fuerzas y esfuerzos, con el cual se procede a realizar el correspondiente diseño. El cortante último se genera en el apoyo del centro (eje B) y es de 41.3 KN. A una distancia de $b_v/2+d$ ($0.35/+0.37$ (redondeado y revisado en el numeral anterior)), se genera la sección crítica para evaluar cortante, cuyo esfuerzo último es:

$$v_{ue} = \frac{35.2/1000}{0.125 * 0.37} = 0.76 \text{ Mpa}$$

Para lo anterior, se tuvo en cuenta que para el edificio de Cartagena el ancho de las vigas sismo resistentes (bv) es de 0.35 m, lo cual se determinó para garantizar los requisitos de deriva, lo cual se sustenta en el numeral 4.4 y la Tabla 4 - 22 del presente documento.

Por otro lado, el concreto suministra la siguiente resistencia a cortante según C.11.2.11.1 de la NSR-10:

$$v_{ce} = 0.17 \lambda \sqrt{f_c} = \frac{\sqrt{f_c}}{6} = 0.76 \text{ Mpa}$$

El acero debe asumir:

Considerando flejes No. 3 de dos ramas y con un $f_y=240$ Mpa, se tiene:

$$v_{se} = \frac{A_{ve} f_y}{b_s d} = \frac{2 * 0.71 * 2400}{12.5 * 2.5} = 0.25 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 2400}{12.5 * 2.5} = 109 \text{ cm}$$

Por otro lado, la NSR-10 establece que se debe colocar un área mínima de refuerzo a cortante en todo elemento de concreto reforzado, cuando su:

$$v_{ue} \geq \frac{\phi V_{ce}}{2} = 0.28 \text{ Mpa} \quad (4 - 2)$$

En la siguiente figura se muestran las zonas que requieren y no requieren refuerzo a cortante, cuando el esfuerzo último es menor que $\phi V_{ce}/2$.

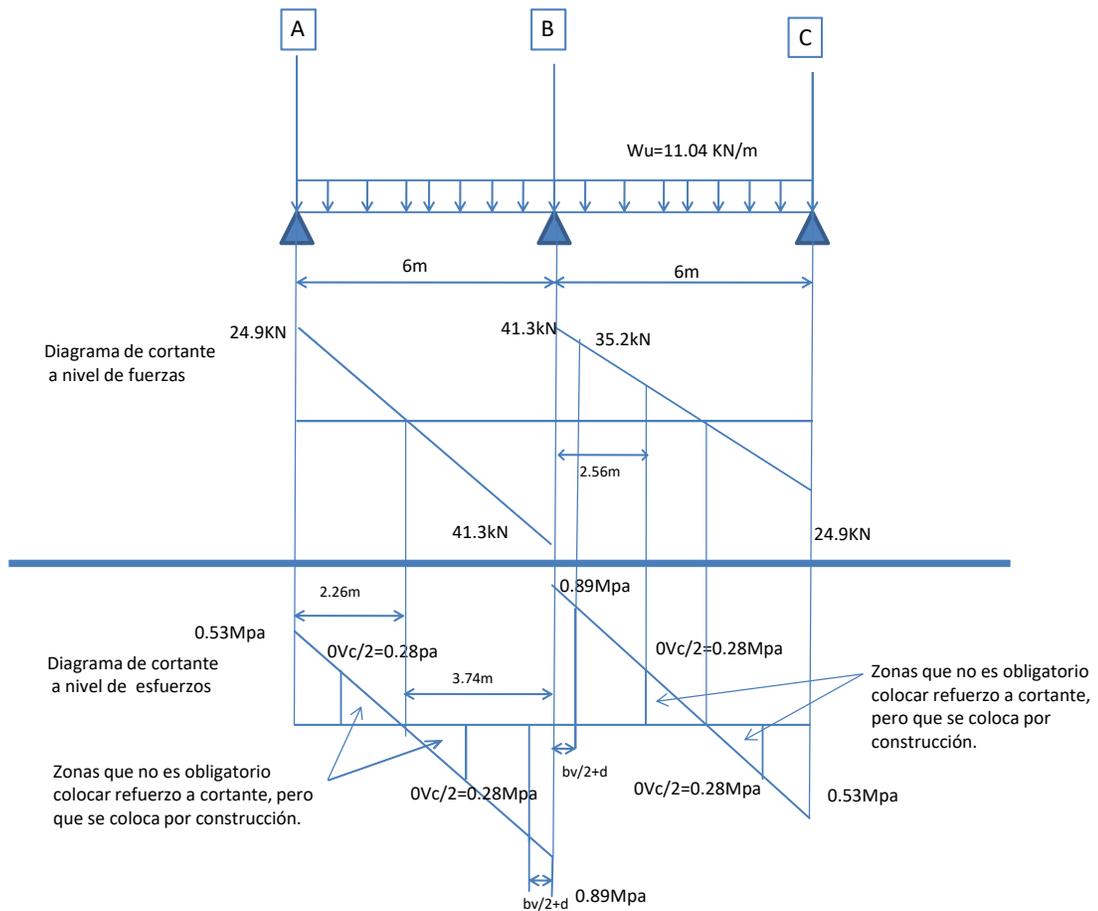


Figura 4 - 18 . Diagrama de cortante a nivel de fuerzas y esfuerzos

También la NSR-10, establece el área mínima del refuerzo a cortante, en las zonas que lo requieran y debe ser basado en la siguiente expresión:

$$A_{v(mínimo)} = \frac{bS}{3F_y} \quad (4 - 3)$$

Considerando $A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2 = 142 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{3A_v F_y}{b} = \frac{3(142) * 240}{125} = 817.92 \text{ mm} = 81.17 \text{ cm}$$

Considerando la necesidad del refuerzo a cortante a nivel de resistencia y los requisitos mínimos antes explicados, se optó por las sugerencias de la norma para este tipo de elementos (que no son sismo resistentes), que consiste en colocar flejes No.3 cada “ $d/2=0.185m$ ”, en las zonas que requieren refuerzo a cortante (Ver **Figura 4 - 19**) a partir de 5 cm del borde de las vigas sismo resistentes con una longitud de “ $2d=0.74m$ ”. (Ver **Figura 4 - 20**).

Para poder soportar el refuerzo longitudinal, se optó en colocar refuerzo constructivo en las zonas donde no es necesario refuerzo a cortante, constituido por flejes No. 3 cada 0.30 m.

4.2.2.5 Despiece

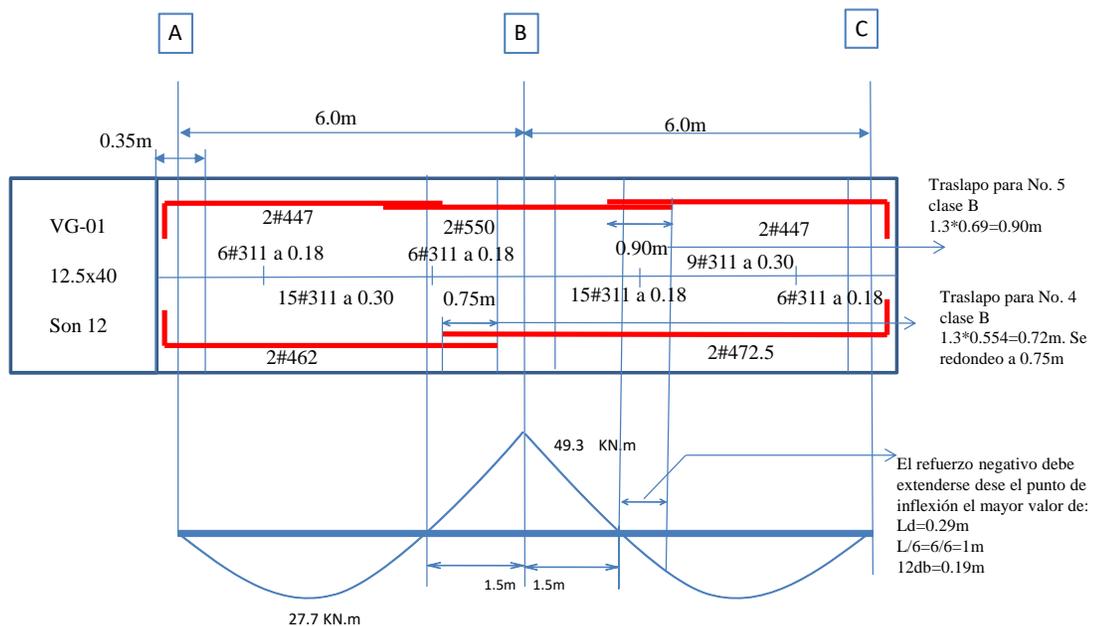


Figura 4 - 19 . Despiece de vigueta 01 incluyendo detalles y consideraciones para el refuerzo a flexión

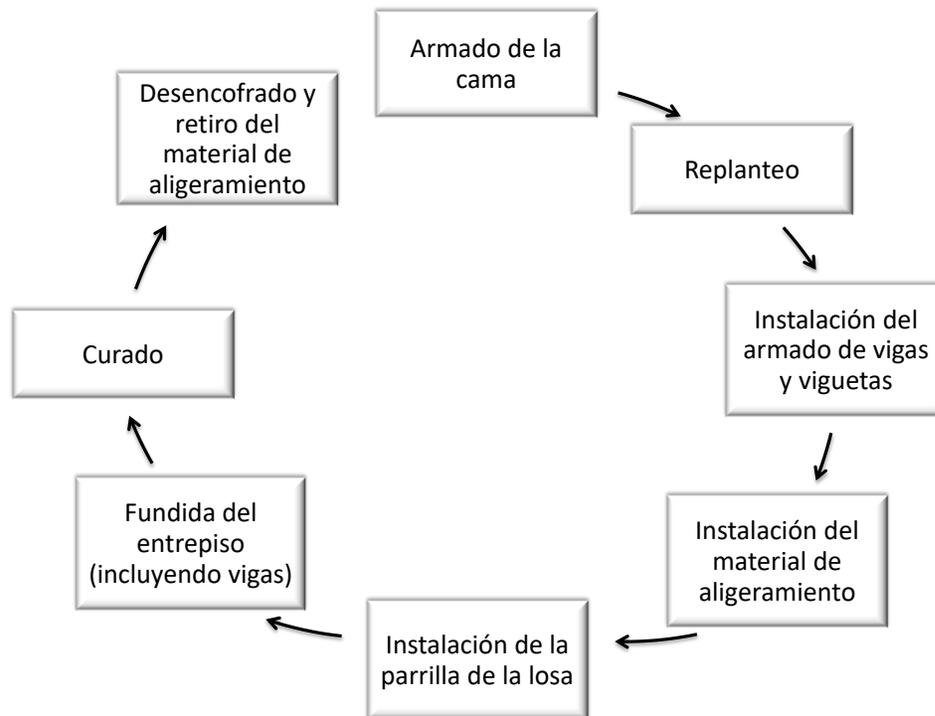


Figura 4 - 21 Etapas del proceso constructivo

- a) **Armado de la cama:** Lo primero que se debe hacer para construir un entrepiso es generar la superficie de soporte, que va a permitir armar las vigas, las viguetas y la losa como lo indica el diseño. Entonces, sobre la placa o entrepiso que se fundió anteriormente, se apoya el armado vertical de soporte de la cama, que se compone generalmente de: parales, cerchas y crucetas. Estos tienen una capacidad de carga y se arman de acuerdo a las dimensiones de la cama. Se ajustan los parales, de tal manera que la cama quede totalmente nivelada. En esta parte es fundamental que el director de obra revise y se asegure que el sistema de armado es adecuado y capaz de resistir el entrepiso durante su construcción.
- b) **Replanteo:** Una vez se tiene la cama, el oficial ejero y la comisión de topografía en caso de ser necesaria, traslada los ejes con los que se ha ido construyendo y procede a hacer el replanteo de las vigas, viguetas y de la losa.
- c) **Instalación del armado de vigas y viguetas:** Se procede a instalar el acero de refuerzo de las vigas y viguetas. En Figura 4 - 22 se presenta un entrepiso compuesto por viguetas y losa aligerada, donde se refleja que las viguetas tienen la función de soportar las cargas verticales muerta y viva y transmitírselas a las vigas principales. También se muestra la forma como es el despiece de las

viguetas, que está compuesto por dos varillas longitudinales arriba y abajo, y flejes de dos ramas



Figura 4 - 22 Ejemplo de refuerzo de una viga principal y algunas viguetas

- d) **Instalación del material de aligeramiento:** Una vez se tiene el armado de las vigas y viguetas, se coloca el material de aligeramiento. Este puede ser casetón de guadua o de poliestireno recubierto con polietileno(Ver Figura 4 - 23).



Figura 4 - 23 Ejemplos de casetones

- e) **Instalación de la parrilla de la losa:** En esta etapa se instala el acero correspondiente de la losa. En el caso de la losa superior de un entrepiso aligerado combinado con viguetas, se diseña su refuerzo a flexión y se verifica que el espesor de concreto asuma su resistencia a cortante. Es necesario colocar un refuerzo mínimo a este tipo de losa, de tal forma se evita la presencia de fisuras producto de retracción y fraguado del concreto.
- f) **Fundida del concreto del entrepiso:** En este paso se funde la losa junto con las vigas y viguetas. El concreto generalmente es llevado por medio de una bomba hasta el nivel donde se esté fundiendo el entrepiso. Se esparce el concreto mediante palas al mismo tiempo que se hace el proceso de vibrado. Después se va nivelando mediante la boquillera (Ver Figura 4 - 24).



Figura 4 - 24 Fundida del concreto del entrepiso

- g) **Curado:** Después se pasa al proceso de curado, con el cual se debe mantener humedecida la superficie de la losa. Este proceso es muy importante ya que controlara la perdida de humedad en el concreto para que este pueda desarrollar adecuadamente su resistencia.
- h) **Desencofrado y/o retiro de material de aligeramiento:** Para retirar la formaleta de un entrepiso se debe esperar 7 días para que el concreto desarrolle el 70% de su resistencia y pueda soportar las cargas de los pisos superiores. De igual manera se retira el material que se utilizó para aligerar la placa, para el caso de entrepisos sin losa inferior.

4.2.3 Placa aligerada con viguetas armadas en dos direcciones:

Para el análisis estructural de este tipo de entrepisos se pueden emplear métodos aproximados estipulados por la NSR-10 o a través de modelos parrillas o en elementos finitos discretos y/o continuos.

4.2.3.1 Predimensionamiento

En la Figura 4 - 25 se presenta la sección transversal de este entrepiso. Como la separación entre ejes de viguetas varía entre 0.83 y 0.85 metros, se decidió para este ejercicio diseñar dichos elementos para una separación equivalente de 0.85 m. Se optó inicialmente por una altura de viguetas de 0.30 m y un ancho de 0.10 m. La losa tiene un espesor de 0.05 m. Dichos valores de pre dimensionamiento se confirmaran al revisar la resistencia y los efectos de deformación para cargas de servicio.

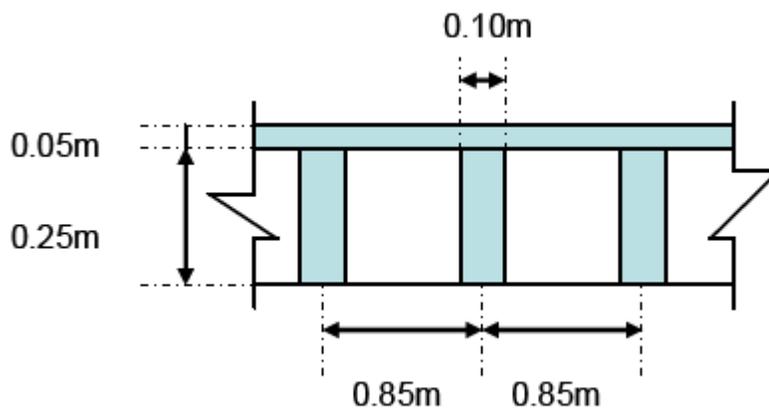


Figura 4 - 25 . Sección transversal de entrepiso

4.2.3.2 Evaluación de cargas

De acuerdo al anterior pre dimensionamiento, la carga muerta por metro cuadrado de este entrepiso es:

Ítem	Calculo	Peso(KN/m2)
Losa	$0.05 * 24$	1.20

viguetas	$24*(1*0.1*0.25+(1-0.1)*0.1*0.25)$	1.14
Muros divisorios		3.00
Cielo raso		0.45
Acabados	$0.03*22$	0.66
		6.45

Tabla 4 - 2 Cálculo de la carga muerta por metro cuadrado

Teniendo en cuenta la carga muerta antes calculada y una carga viva de 1.8 KN/m² por ser de vivienda, se tiene una carga última sobre el entrepiso de 10.62 KN/m². (1.2Cm+1.6CV).

4.2.3.3 Diseño mediante el método de coeficientes de la NSR-10

Se reconocen como apropiados los métodos de líneas de influencia y el método de las franjas para el análisis de placas o entrepisos en dos (2) direcciones. En el último método, los momentos positivos y negativos en la media franja de columnas y franja central, se determinan empleando las tablas estipuladas en la NSR-10 (C. 13.9-1 hasta la C.13.9-4).

Por la distribución de las viguetas en dos direcciones que se hizo en el entrepiso se encontraron ocho (8) tipos de viguetas, como se observa en la Figura 4 - 26. Unas son localizadas en las “franjas centrales” y otra en “franja de columnas”. Los momentos actuantes determinados para las “franjas de columnas” corresponden a 2/3 de los de “Franjas centrales” y están localizados a 1/3 en los extremos. Las distancias de estas franjas son de 1/2 en la parte central y de 1/4 en las franjas de columnas.

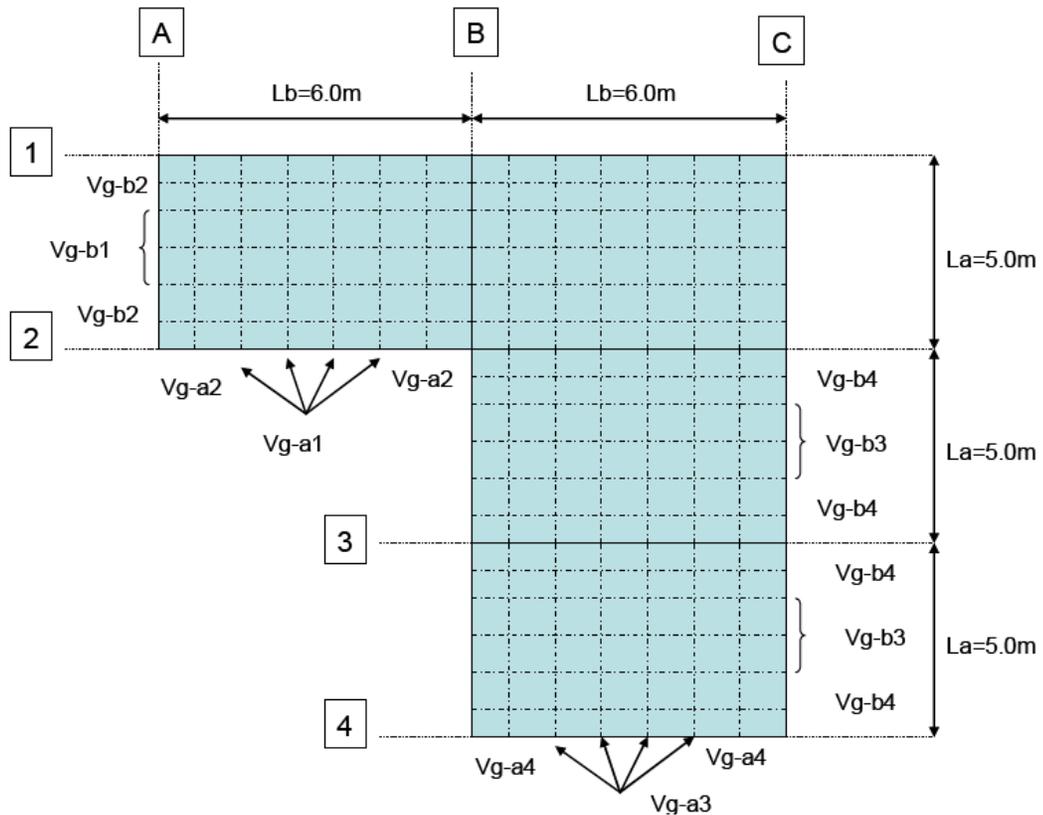


Figura 4 - 26 .Tipificación y localización de viguetas del entrepiso

Momento negativo en las viguetas

Utilizando la tabla C.13.9-1 de la NSR-10 se determinaron los coeficientes en cada panel necesarios para evaluar los momentos negativos. Esto se basó en las condiciones de apoyo de cada uno de los paneles. En la Figura 4 - 27 se expone la denominación y localización de momentos negativos en los apoyos.

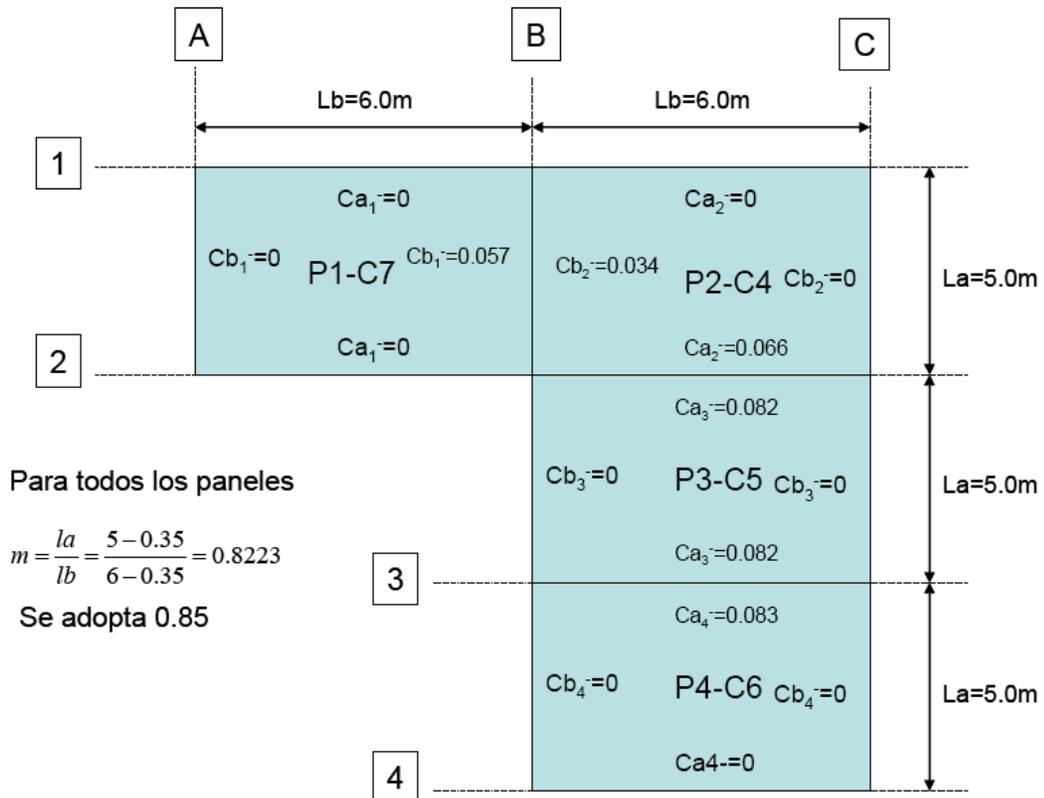


Figura 4 - 27 . Denominación y localización de coeficientes para momento negativos en los

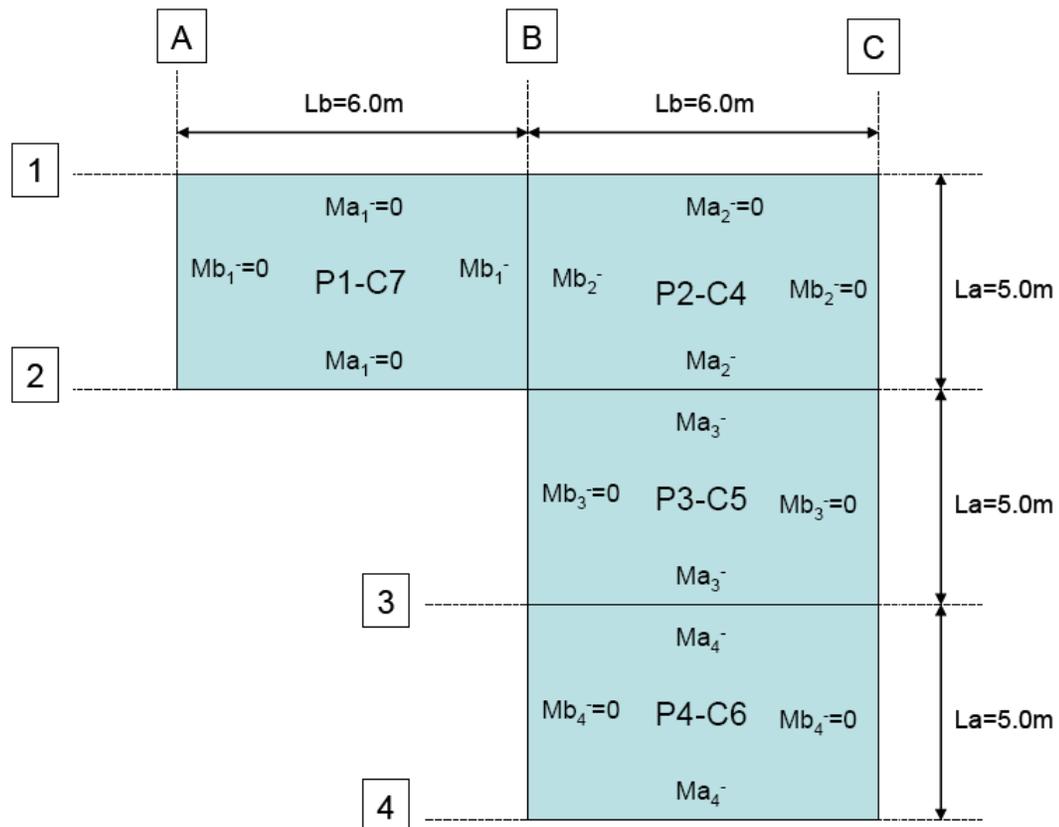


Figura 4 - 28 . Denominación y localización de momentos negativos en los apoyos

Vigueta Vg-b1(Franja central):

Para el diseño a flexión de la vigueta Vg-b1 se calculan los momentos negativos. Se determina uno en el panel 1 (caso 7) y otro en el panel 2(caso 4). Se calculan los momentos Mb_1^- y Mb_2^- .

$$Mb_1^- = 0.85 * Cb_1 * W_u * lb^2 = 0.85 * 0.057 * 10.62 * 5.65^2 = 16.42\text{KN.m}$$

$$Mb_2^- = 0.85 * Cb_2 * W_u * lb^2 = 0.85 * 0.034 * 10.62 * 5.65^2 = 9.79\text{KN.m}$$

Para esta misma viga se calculan los momentos positivos, para lo que es necesario emplear la tabla C.13.9-2 para determinar el momento por carga muerta y C.13.9-3 para el momento por carga viva. Los coeficientes y la denominación de los momentos para cada caso se presentan en Figura 4 - 29 a la Figura 4 - 32.

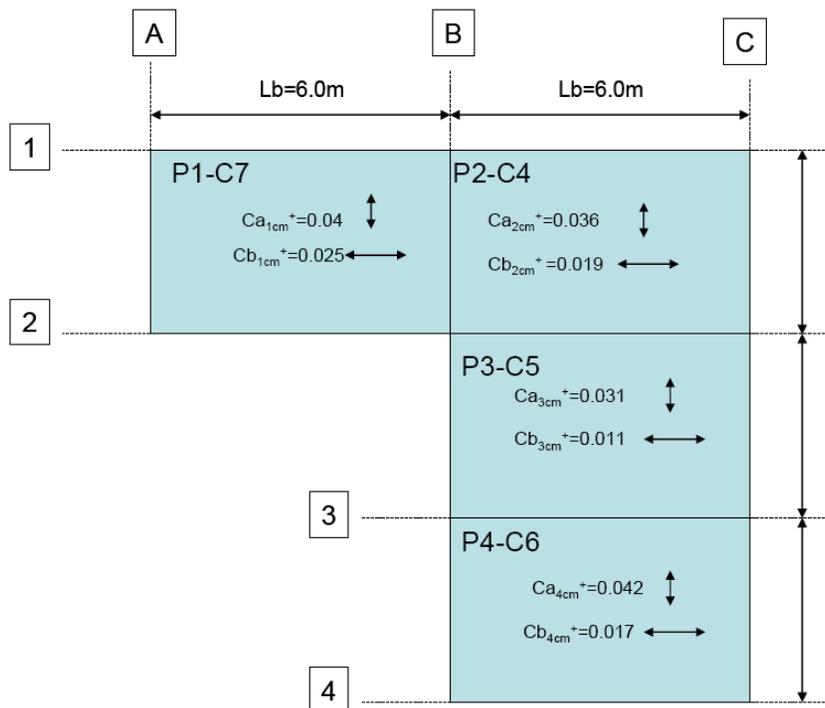


Figura 4 - 29 . Valores y localización de los coeficientes para momento positivo por carga muerta

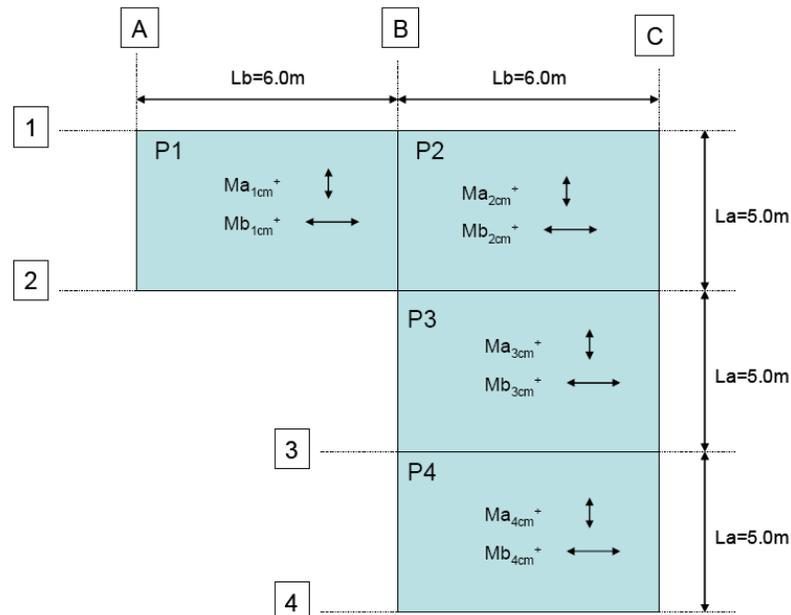


Figura 4 - 30 . Localización y definición de los momentos positivos por carga viva

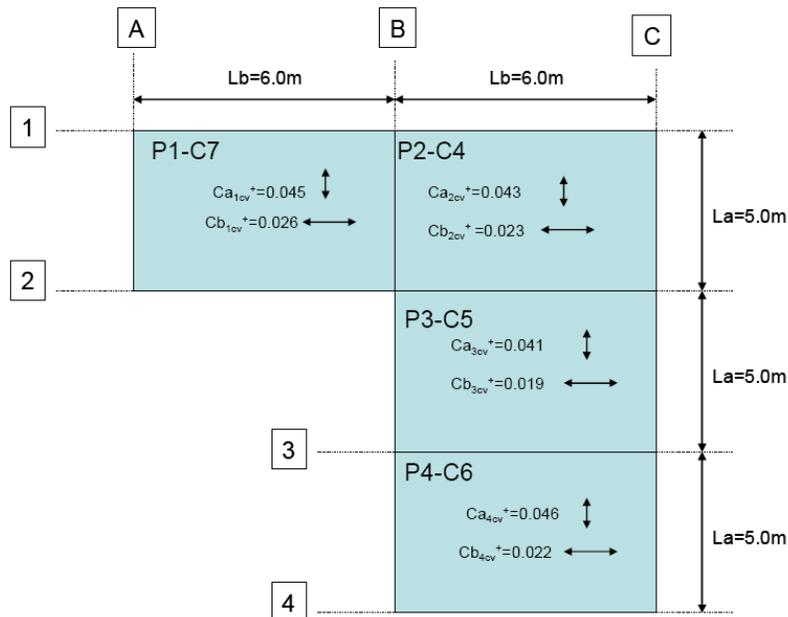


Figura 4 - 31 . Valores y localización de los coeficientes para determinar momento positivo

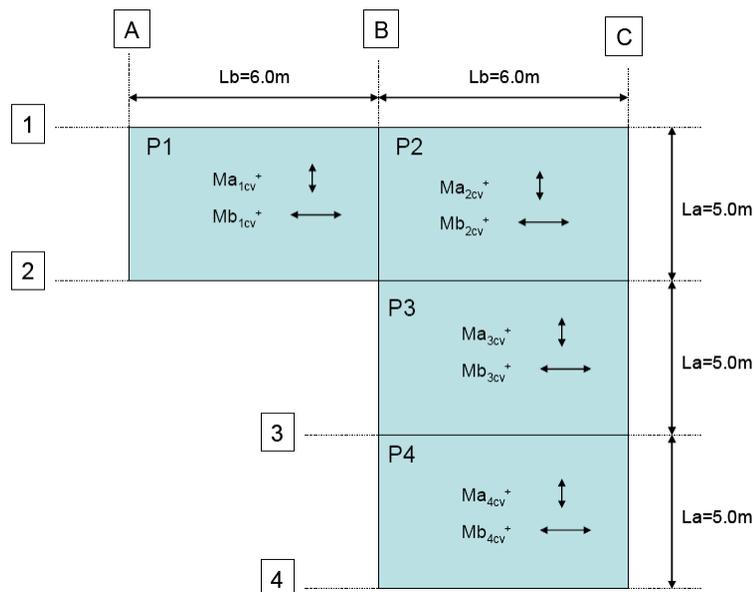


Figura 4 - 32 . Denominación y localización de los momento positivo por carga viva

Se determina inicialmente el momento último por carga muerta que se basa en la carga última de: $W_{ucm}=1.2*6.45=7,74 \text{ KN/m}^2$. Con esta información se evalúan los

momentos Mb_{1cm}^+ y Mb_{2cm}^+ que se localizan en la Figura 4 - 29 y basados en los coeficientes tomados de la NSR-10 que se presentan en la Figura 4 - 30

$$Mb_{1cm}^+ = 0.85 * Cb_{1cm} * W_{ucm} * lb^2 = 0.85 * 0.025 * 7,74 * 5.65^2 = 5.25KN.m$$

$$Mb_{2cm}^+ = 0.85 * Cb_{2cm} * W_{ucm} * lb^2 = 0.85 * 0,019 * 7,74 * 5.65^2 = 3.99KN.m$$

Se determina después el momento último por carga viva que se basa en la carga última: $W_{ucv}=1.6*1.8=2,88 KN/m^2$. Con esta información se evalúan los momentos Mb_{1cv}^+ y Mb_{2cv}^+ que se localizan en la Figura 4 - 31 y basados en los coeficientes tomados de la NSR-10 que se presentan en la Figura 4 - 32

$$Mb_{1cv}^+ = 0.85 * Cb_{1cv} * W_{ucv} * lb^2 = 0.85 * 0.026 * 2.88 * 5.65^2 = 2.03KN.m$$

$$Mb_{2cv}^+ = 0.85 * Cb_{2cv} * W_{ucv} * lb^2 = 0.85 * 0,023 * 2.88 * 5.65^2 = 1.79KN.m$$

Con los resultados anteriores se hace el diseño a flexión de momento positivo en los tramos A-B y B-C, como también el momento negativo en el eje B. Pare ello, se considera la vigueta “simplemente armadas” y su diseño es el siguiente:

fc	21 Mpa									
fy	420 Mpa									
d	0,27 m									
b	0,1 m									
m	23,5									
Separación viguetas	0,85 m									
Wcm	6,45 KN/m2									
Wcv	1,8 KN/m2									
Lb	5,65 m									
Tramo o eje	Mucm (KN.m)		Mucv (KN.m)		Mu (KN.m)		Rn(Mpa)	Cuantia calculada	Cuantia seleccionada	Area(cm2)
	Coficiente	Valor	Coficiente	Valor	Coficiente	Valor				
A-B	0,025	5,25	0,026	2,032	N.A	7,282	1,00	0,00273	0,00333	0,90
B	N.A	N.A	N.A	N.A	0,057	16,43	2,25	0,00645	0,00645	1,74
B-C	0,019	3,99	0,023	1,79	N.A	5,78	0,79	0,00215	0,00333	0,90

Tabla 4 - 3 Diseño a flexión de la vigueta Vg -b1

De la tabla anterior, se concluye que el diseño de dicha vigueta puede ser una varilla No. 4 en la parte inferior de los tramos A-B y B – C. Así mismo una varilla No. 5 en la parte superior del eje B.

Para el diseño a cortante se utiliza la tabla C.13.9-4 de la NSR-10. Para el panel 1(caso 7), le corresponde el 43% en el sentido “a” y el 57% en el sentido “b”, por lo que el cortante último en el borde del apoyo es:

$$V_u = \frac{0.57 * 10.62 * 5.65 * 0.85}{2} = 14.53 \text{KN}$$

$$V_{ue} = \frac{14.53/1000}{0.1 * 0.27} = 0.53 \text{Mpa}$$

$$V_{se} = \frac{V_{ue}}{0.75} - \frac{\sqrt{21}}{6} \leq 1.0$$

Basados en lo anterior, el esfuerzo a cortante actuante sobre esta vigueta lo absorbe en su totalidad la resistencia que suministra el concreto. Por lo anterior el refuerzo necesario a cortante será solamente el requerido por construcción o detallado estructural.

Vigueta Vg-b2 (Franja de columna):

Para el diseño a flexión de la vigueta Vg-b2, se tiene en cuenta que los momentos actuantes determinados para las “*franjas de columnas*” corresponden a $2/3$ de los de “*Franjas centrales*” y están localizados a $1/3$ en los extremos. De esta forma se tiene los siguientes resultados del diseño a flexión:

fc	21 Mpa									
fy	420 Mpa									
d	0,27 m									
b	0,1 m									
m	23,5									
Separación viguetas	0,85 m									
Wcm	6,45 KN/m ²									
Wcv	1,8 KN/m ²									
Lb	5,65 m									
Tramo o eje	Mucm (KN.m)		Mucv (KN.m)		Mu (KN.m)		Rn(Mpa)	Cuantia calculada	Cuantia seleccionada	Area(cm²)
	Coeficiente	Valor	Coeficiente	Valor	Coeficiente	Valor				
A-B	0,0250	5,25	0,0260	2,03	N.A	4,85	0,67	0,00	0,00	0,90
B	N.A	N.A	N.A	N.A	0,0570	10,95	1,50	0,00	0,00	1,13
B-C	0,0190	3,99	0,0230	1,79	N.A	5,18	0,71	0,00	0,00	0,90

Tabla 4 - 4. Diseño a flexión de la vigueta Vg –b2

Para el cortante de esta vigueta se debe utilizar los mismos criterios de la vigueta Vg-b1.

Vigueta Vg-a3 (Franja central):

Para el diseño a flexión de la vigueta Vg-a3 se utiliza el mismo procedimiento de la vigueta Vg – b1 y los resultados de diseño a flexión fueron los siguientes:

fc	21 Mpa									
fy	420 Mpa									
d	0,27 m									
b	0,1 m									
m	23,5									
Separación viguetas	0,85 m									
Wcm	6,45 KN/m ²									
Wcv	1,8 KN/m ²									
Lb	4,65 m									
Tramo o eje	Mucm (KN.m)		Mucv (KN.m)		Mu (KN.m)		Rn(Mpa)	Cuantia calculada	Cuantia seleccionada	Area(cm²)
	Coeficiente	Valor	Coeficiente	Valor	Coeficiente	Valor				
1-2	0,0360	5,12	0,0430	2,28	N.A	7,40	1,01	0,00278	0,0033	0,90
2	N.A	N.A	N.A	N.A	0,0820	16,01	2,20	0,00627	0,0063	1,69
2-3	0,0310	4,41	0,0410	2,17	N.A	6,58	0,90	0,00246	0,0033	0,89
3	N.A	N.A	N.A	N.A	0,0820	16,01	2,20	0,00627	0,0063	1,69
3-4	0,042	5,97	0,046	2,43	N.A	8,41	1,15	0,00317	0,0033	0,89

Tabla 4 - 5. Diseño a flexión de la vigueta Vg –a3

Vigueta Vg-a4 (Franja de columnas)

Para el diseño a flexión de la vigueta Vg-a4, se tiene en cuenta que los momentos actuantes determinados para las “*frangas de columnas*” corresponden a $2/3$ de los de “*Franjas centrales*”, que corresponde a la vigueta Vg-a2. De esta forma se tiene los siguientes resultados del diseño a flexión de esta nueva vigueta:

fc	21	Mpa								
fy	420	Mpa								
d	0,27	m								
b	0,1	m								
m	23,5									
Separación viguetas	0,85	m								
Wcm	6,45	KN/m ²								
Wcv	1,8	KN/m ²								
Lb	4,65	m								
Tramo o eje	Mucm (KN.m)		Mucv (KN.m)		Mu (KN.m)		Rn(Mpa)	Cuantia calculada	Cuantia seleccionada	Area(cm ²)
	Coeficiente	Valor	Coeficiente	Valor	Coeficiente	Valor				
'1-2	0,0360	5,12	0,0430	2,28	N.A	4,93	0,68	0,00183	0,0033	0,90
2	N.A	N.A	N.A	N.A	0,0820	10,67	1,46	0,00407	0,0041	1,10
'2-3	0,0310	4,41	0,0410	2,17	N.A	4,39	0,60	0,00162	0,0033	0,89
3	N.A	N.A	N.A	N.A	0,0820	10,67	1,46	0,00407	0,0041	1,10
'3-4	0,042	5,97	0,046	2,43	N.A	5,61	0,77	0,00209	0,0033	0,89

Tabla 4 - 6. Diseño a flexión de la vigueta Vg –a4

4.2.3.4 Diseño a través de modelo estructural

Otro método de análisis estructural de este tipo de entrepiso es mediante un modelo estructural que puede ser desarrollado en elementos finitos discretos y/o continuos. Se desarrolló el modelo en SAP2000 de dicho entrepiso como se observa en la Figura 4 - 33, considerando que sería para el edificio de Cartagena. En este modelo las vigas y viguetas se simularon como elementos “frame” y la losa superior como elementos “Área” en elementos finitos.

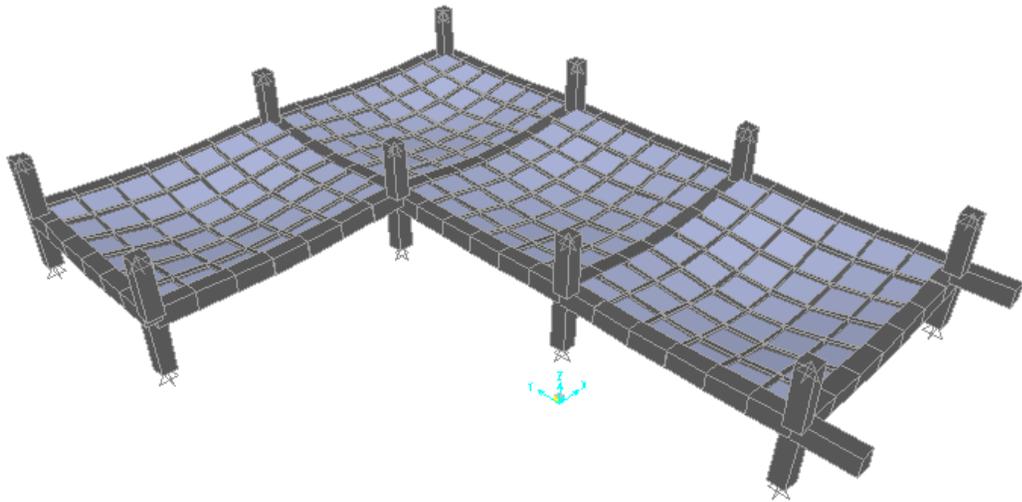


Figura 4 - 33 . Modelo parrilla de elementos finitos continuos y discretos del entpiso en dos direcciones (Incluye solamente los elementos vigas, viguetas y losa superior).

Cada vigueta se modelo con una sección de 0.10x0.25 m y tiene sus correspondientes “relése” en sus extremos, de tal forma se simula el apoyo entre las viguetas y las vigas principales como una conexión a cortante y no momento (equivalente a una articulación). Las vigas principales son de 0,35*0,40 de sección, es decir quedan descolgadas con respecto a las viguetas en dos direcciones. Para la vigueta Vg – b1, identificada en la Figura 4 - 34, se obtuvo el siguiente diagrama de momento.

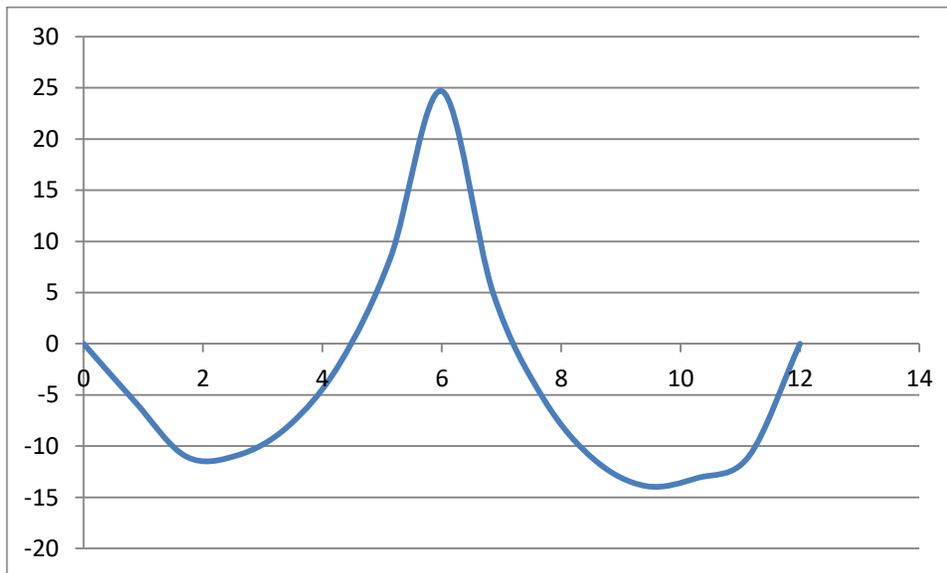


Figura 4 - 34 . Diagrama de momento de vigueta Vg- b1 producto del modelo estructural

El momento máximo se presenta sobre el eje B y tiene un valor de 24.67 KN.m. Por lo tanto el refuerzo a flexión necesario para este elemento sería el siguiente:

h	0.3 m
b	0.1 m
d	0.27 m

$$R_n = \frac{Mu}{b * d^2} = \frac{24.67 / 1000}{0.10 * 0.27^2} = 3.38 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 * 21} = 23.52$$

$$\rho_r = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{\phi f_y}} \right] = \frac{1}{23.52} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(3.38)(23.52)}{0.9 * 420}} \right] = 0.010$$

La cuantía anteriormente calculada es menor que la cuantía máxima y mayor que la mínima, con lo cual se garantiza que esta vigueta se comportará como sección sub-reforzada. El área de acero necesario es:

$$A_s = \rho_r b d = 0.010 * 10 * 27 = 2.74 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se decide colocar 1 barra 6 en la parte superior de dicha vigueta en el eje B, que nos suministra un área real de 2.85 cm². Se verifica posteriormente, si el número de barras cabe dentro del ancho de la vigueta, con lo cual se debe cumplir:

$$b_{\text{mínimo}} = 2r + 2de + (n - 1)S + ndb$$

Dónde:

- r : El recubrimiento hasta el borde del estribo (r = 2 cm)
- de : El diámetro del estribo (de = 0.95 cm)
- n : El número de barras (n=1)
- S : Separación entre barras. Con respecto a esta dimensión se selecciona el valor mayor de:
 - 2.5 cm

- 1.33 veces el tamaño máximo del agregado
- Diámetro de la mayor barra ($d_b=1.905$ cm)

Por lo tanto:

$$b_{\text{mínimo}} = 2(2.5) + 2(0.95) + 1 * 1.905 = 8.805 < 10\text{cm}$$

El cortante último que se genera en el apoyo del centro (eje B) tiene un valor de 19,52 KN. A una distancia de $b_v/2+d$, que es la sección crítica para evaluar cortante sería de 19.2 KN que equivale a un esfuerzo medio de 0,71 Mpa. El concreto suministra una resistencia a cortante para esta vigueta de:

$$v_c = \frac{\sqrt{21}}{6} = 0.76\text{Mpa}$$

Por lo tanto, el acero, compuesto por flejes, debe suministrar una resistencia para el siguiente esfuerzo remanente:

$$v_s = \frac{v_u}{0.75} - v_c \approx 0\text{MPa}$$

De acuerdo con estos resultados no es necesario refuerzo a cortante a nivel de resistencia (O es mínimo), pero si es necesario desde el punto de vista de construcción o detallado estructural. Este refuerzo a cortante será de un área mínima en la zona donde se cumpla la siguiente condición:

$$v_u \geq \frac{\phi v_c}{2} \quad (4 - 4)$$

Basado en los resultados anteriores y cumpliendo los requisitos constructivos, se decidió colocar flejes No.3 cada “ $d/2=0.135\text{m}$ ” y a una distancia ($2d$) en la zona de los apoyos equivalente a 54 cm. Para poder soportar el refuerzo longitudinal, se decidió colocar refuerzo constructivo en las demás zonas consistentes en flejes No. 3 cada 0.30 m.

4.2.3.5 Revisión de deflexiones verticales de servicio

Para evaluar este aspecto fue necesario conocer a través del modelo estructural las deflexiones máxima que se generan por carga muerta y viva sin mayorar. La máxima deformación identificada es de 2.3 cm, la cual es menor a “L/240” que equivale a 2.5 cm (L=6 m). Esta última recomendación es para: “Cubiertas o losas que soportan estén unidos a elementos no estructurales que no puedan ser dañados por deflexiones grandes”, según la NSR-10 (Ver Tabla 4 - 7).

TABLA C.9.5(b) — Deflexión máxima admisible calculada

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L.	$l/180^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L.	$l/360$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) [†]	$l/480^‡$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^§$

* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el empozamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

† Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con C.9.5.2.5 ó C.9.5.4.3, pero se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

‡ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

§ Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

Tabla 4 - 7. Deflexiones máxima admisible calculada

Esto se cumplió teniendo en cuenta un módulo de elasticidad de 4700Raiz (fc) según la NSR-10, que finalmente debe asegurarse en obra, de lo contrario dicha condición no se cumpliría.

4.2.3.6 Planos - despice

4.2.3.7 Proceso constructivo

4.2.4 Placa maciza en dos direcciones

4.2.4.1 Predimensionalamiento

Los entrepisos en dos direcciones de los edificios que se están estudiando en el presente documento puede ser: losa maciza. Igual que para el entrepiso anterior, su diseño se

puede basar en el método de los coeficientes estipulados en la NSR-10 o mediante el desarrollo de un modelo estructural en elementos finitos.

Inicialmente se determina el espesor de la losa, para lo cual hay diferentes recomendaciones de los códigos o experiencias en la ingeniería. Segura [5] sugiere que el espesor puede ser calculado basados en la siguiente expresión:

$$t = \frac{\text{Perimetro_libre_del_panel}}{180} \geq 0.09$$

$$t = \frac{(6 - 0.35) * 2 + (5 - 0.35) * 2}{180} = 0.11m$$

Otra opción para determinar dicho espesor es mediante la Tabla 4 - 8 tomada de la NSR-10.

TABLA C.9.5(c) — Espesores mínimos de losas sin vigas interiores*

f_y , MPa †	Sin ábacos ‡			Con ábacos ‡		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde§		Sin vigas de borde	Con vigas de borde§	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

* Para construcción en dos direcciones, ℓ_n , es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos en losas sin vigas y entre caras de las vigas, para losas con vigas u otros apoyos en otros casos.

† Para f_y , entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

‡ Ábaco, como se define en C.13.2.5.

§ Losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de α_f para la viga de borde no debe ser menor que 0.8.

Tabla 4 - 8. Espesores mínimos de losas sin vigas interiores

Según ella tendríamos para un panel interior el siguiente espesor:

$$t = \frac{(6 - 0.35)}{33} = 0.17m$$

Para un panel exterior con viga de borde:

$$t = \frac{(6 - 0.35)}{31} = 0.18m$$

Basados en los anteriores criterios expuestos, se optó por un espesor de la losa de 18 centímetros, el cual se verifica mediante las deformaciones de servicio determinadas a través del modelo estructural desarrollado en elementos finitos.

4.2.4.2 Evaluación de cargas

Basados en el espesor determinado se tiene la siguiente carga muerta por metro cuadrado del entrepiso:

Ítem	Calculo	Peso(KN/m2)
Losa	0.18*24	4.32
Muros divisorios		3.00
Acabados	0.03*22	0.66
		7.98

Tabla 4 - 9. Carga muerta por metro cuadrado de entrepiso de losa maciza

Considerando una carga viva de la edificación de 1.8 KN/m², correspondiente a vivienda, se tiene una carga última de 12,45 KN/m².

4.2.4.3 Diseño mediante el método de los coeficientes de la NSR-10

Este entrepiso, igual que el de viguetas en dos direcciones, tiene zonas localizadas en las “*franjás centrales*” y otras en “*franja de columnas*”. Los momentos actuantes determinados para las “*franjás de columnas*” corresponden a **2/3** de “*Franjas centrales*” y están localizados a **1/3** en los extremos. Las distancias de estas franjas son de **1/2** en la parte central y de **1/4** en las franjas de columnas.

Panel 1 (caso 7):

Para el diseño por flexión del primer panel (P1-C7) que se observa en la Figura 4 - 27, se tiene que el momento máximo negativo en el apoyo B es el siguiente:

$$Mb_1^- = Cb_1 * W_u * lb^2 = 0.057 * 12.45 * 5.65^2 = 22.65 \text{ KN.m / m}$$

Para el refuerzo a flexión se consideró un $d=0.18-0.03=0.15\text{m}$ y un $b=1.0\text{ m}$. Por lo tanto:

$$R_n = \frac{Mu}{b * d^2} = \frac{22.65/1000}{1 * 0.15^2} = 1.0 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 * 21} = 23.52$$

$$\rho_r = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{\phi f_y}} \right] = \frac{1}{23.52} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.0)(23.52)}{0.9 * 420}} \right] = 0.0027$$

Teniendo en cuenta que la cuantía mínima para este tipo de losa es de 0.002, se tiene:

$$A_s = 0.0027 * 100 * 15 = 4.09 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Basado en lo anterior, el refuerzo puede ser No. 4 cada 30 cm. Para este mismo panel se calculan también los momentos positivos, para lo que es necesario emplear la tabla C.13.9-2 para determinar el momento por carga muerta y la tabla C.13.9-3 para el momento por carga viva.

Se determina inicialmente el momento último por carga muerta que se basa en la carga última de: $W_{ucm}=1.2*7,98=9,57 \text{ KN/m}^2$. Con esta información se evalúa el momento Mb_{1cm}^+

$$Mb_{1cm}^+ = Cb_{1cm} * W_{ucm} * lb^2 = 0.025 * 9,57 * 5.65^2 = 7,64KN.m / m$$

Se determina después el momento último por carga viva que se basa en la carga última:
 $W_{ucv} = 1.6 * 1.8 = 2,88 \text{ KN/m}^2$.

$$Mb_{1cv}^+ = Cb_{1cv} * W_{ucv} * lb^2 = 0.026 * 2.88 * 5.65^2 = 2.39KN.m / m^2$$

Teniendo en cuenta que el momento último es de 10.03 KN.m/m, se tiene una cuantía necesaria de refuerzo de 0.0012, por lo que se utiliza la mínima, cuya área correspondería a 3 cm²/m (No. 4 a 0.40m)-

Para el diseño a cortante se utiliza la tabla C.13.9-4 de la NSR-10. Para el panel 1(caso 7), le corresponde el 43% en el sentido “a” y el 57% en el sentido “b”, por lo que el cortante último en el borde del apoyo es:

$$Vu = \frac{0.57 * 12.45 * 5.65}{2} = 20.04KN$$

$$Vue = \frac{20.04/1000}{1 * 0.15} = 0,13Mpa$$

Este cortante actuante útil es menor que el que suministra el concreto por lo que el espesor es adecuado para este panel. A continuación se presentan los resultados de flexión de toda la losa maciza en la zona de “Franja central” y “Franja Columna”.

fc	21	Mpa								
fy	420	Mpa								
d	0,15	m								
b	1	m								
m	23,5									
	1									
Wcm	7,98	KN/m2								
Wcv	1,8	KN/m2								
Wu	12,456	KN/m2								
Lb	5,65	m								
La	4,65	m								
Tramo o eje	Mucm (KN.m/m)		Mucv (KN.m/m)		Mu (KN.m/m)		Rn(Mpa)	Cuantia calculada	Cuantia seleccionada	Area(cm2/m)
	Coeficiente	Valor	Coeficiente	Valor	Coeficiente	Valor				
A-B (Panel 1)	0,025	7,6422465	0,026	2,39	N.A	10,03	0,45	0,00120	0,00200	3,00
B	N.A	N.A	N.A	N.A	0,057	22,66	1,01	0,00275	0,00275	4,13
B-C (Panel 2)	0,019	5,80810734	0,023	2,115	N.A	7,923	0,35	0,00094	0,00200	3,00
B-C (Panel 3)	0,011	3,36258846	0,019	1,747	N.A	5,109	0,23	0,00061	0,00200	3,00
B-C (Panel 4)	0,017	5,19672762	0,022	2,023	N.A	7,219	0,32	0,00086	0,00200	3,00
'1-2 (panel 1)	0,04	8,2822824	0,045	2,802	N.A	11,08	0,49	0,00132	0,00200	3,00
'1-2 (panel 2)	0,03	6,2117118	0,043	2,678	N.A	8,889	0,40	0,00106	0,00200	3,00
'2-3 (panel 3)	0,031	6,41876886	0,041	2,553	N.A	8,972	0,40	0,00107	0,00200	3,00
'3-4 (panel 4)	0,042	8,69639652	0,046	2,865	N.A	11,56	0,51	0,00138	0,00200	3,00
2	N.A	N.A	N.A	N.A	0,082	22,09	0,98	0,00268	0,00268	4,02
3	N.A	N.A	N.A	N.A	0,083	22,35	0,99	0,00272	0,00272	4,07

Tabla 4 - 10. Diseño a flexión de la losa maciza – franja central

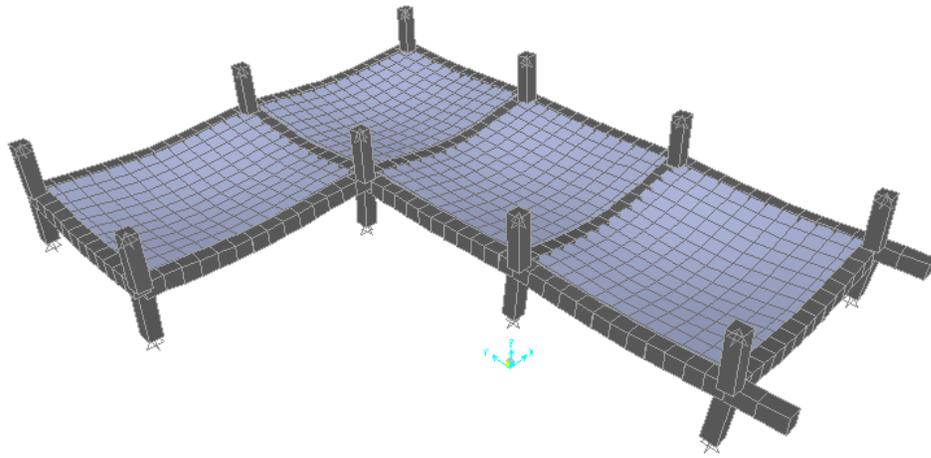


Figura 4 - 35 . Modelo estructural de losa maciza

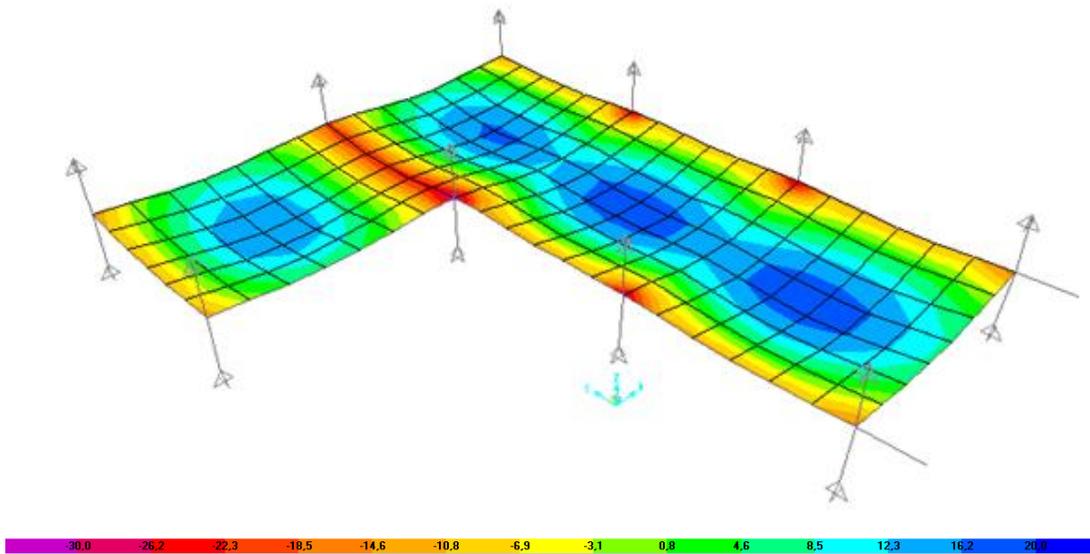


Figura 4 - 36 . Resultados de los diagramas de momento

4.2.4.5 . Planos - despiece

4.2.4.6 Proceso constructivo

4.3 EVALUACIÓN Y APLICACION DE CARGAS

4.3.1 Carga muerta

Son todas aquellas cargas permanentes que se presentan en la estructura. A continuación se presenta el cálculo de la carga muerta, el cual es válido para los tres (3) edificios evaluados en el presente documento. Lo único que cambia es el peso propio del esqueleto de las estructuras, las cuales son de diferentes secciones transversales en sus elementos principales.

4.3.1.2 Entrepisos

Para este cálculo se empleó el entrepiso con viguetas en una dirección. En la Tabla 4 - 1 se presenta la carga del entrepiso por metro cuadrado que corresponde a 6.8 kN/m². Basados en el capítulo B de la NSR-10 se estableció el peso de los muros divisorios, para lo cual se consideraron muros de ladrillo hueco de una altura promedio de 2.2 metros, restándole la altura de las vigas y de los acabados. Mediante la evaluación de la carga por metro cuadrado del entrepiso y teniendo en cuenta el sistema estático de los diferentes tipos de viguetas, se determinaron las cargas por metro lineal que transmite el entrepiso a las vigas principales que hacen parte de los pórticos denominados “cargueros” (ejes A, B y C). Se tienen dos (2) tipos de viguetas cuyos resultados se presentan a continuación.

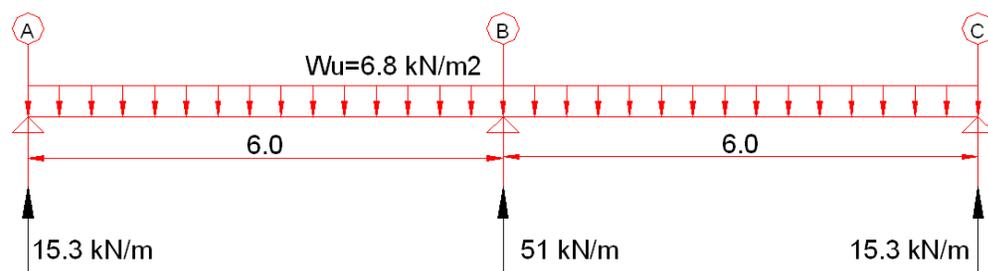


Figura 4 - 37 Distribución de carga muerta a las vigas principales, de los ejes A1-A2, B1-B2 y C1-C2. (En los pisos 2 y 3).

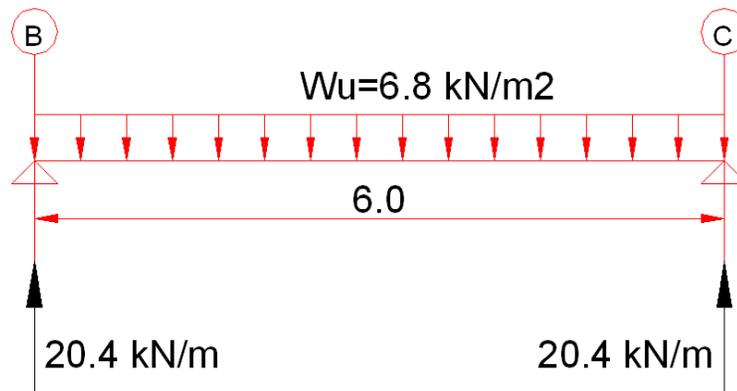


Figura 4 - 38 . Distribución de carga muerta de las vigas principales en los ejes B2-B4 y C2-C4. (Pisos 2 y 3)

Para la cubierta o placa del último piso no se tiene en cuenta los muros divisorios, es decir que restamos dicho peso del peso final y hallamos las nuevas reacciones que se generan en las vigas. Para los ejes A1-A2, B1-B2, C1-C2.

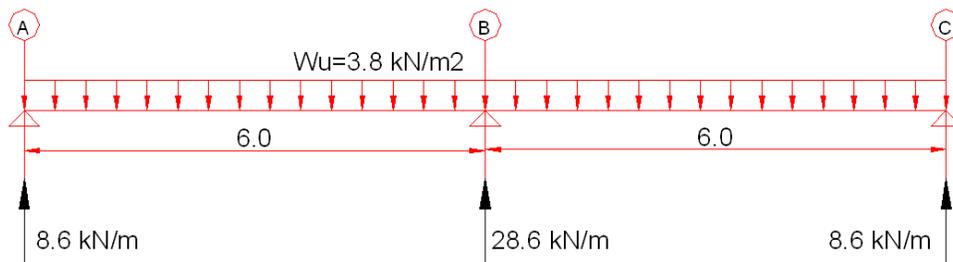


Figura 4 - 39 . Distribución de carga muerta de las vigas principales, de los ejes A1-A2, B1-B2 y C1-C2. (En los piso 4).

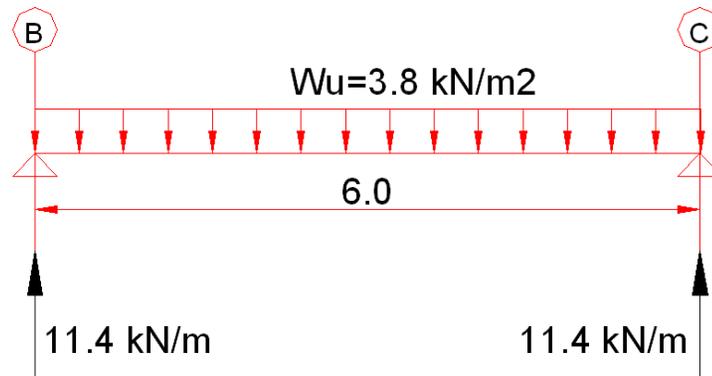


Figura 4 - 40 . Distribución de carga muerta de las vigas principales en los ejes B2-B4 y C2-C4. (Piso 4)

4.3.1.3 Fachada

El peso de la fachada es asumido por las vigas del perímetro de los pisos 2 y 3. El peso por metro lineal que produce la fachada es de **6.21 KN/m**, considerando: 0.15 metros de espesor, una altura de 2.3 metros y un peso específico de 18 KN/m³.

4.3.1.4 Peso propio del esqueleto estructural

Corresponde al peso de cada una de las columnas y vigas que conforman los pórticos sismo resistente del edificio. Las dimensiones de las columnas y vigas de edificio fueron definidas para cumplir inicialmente los requisitos de rigidez, es decir para cumplir la deriva.

4.3.1.5 Escalera

Corresponde al peso por metro lineal que la escalera le transmite a las vigas en voladizo de los ejes B y C de 1.20 metros de longitud. En la siguiente figura se presenta un corte longitudinal y una planta de dicha escalera.

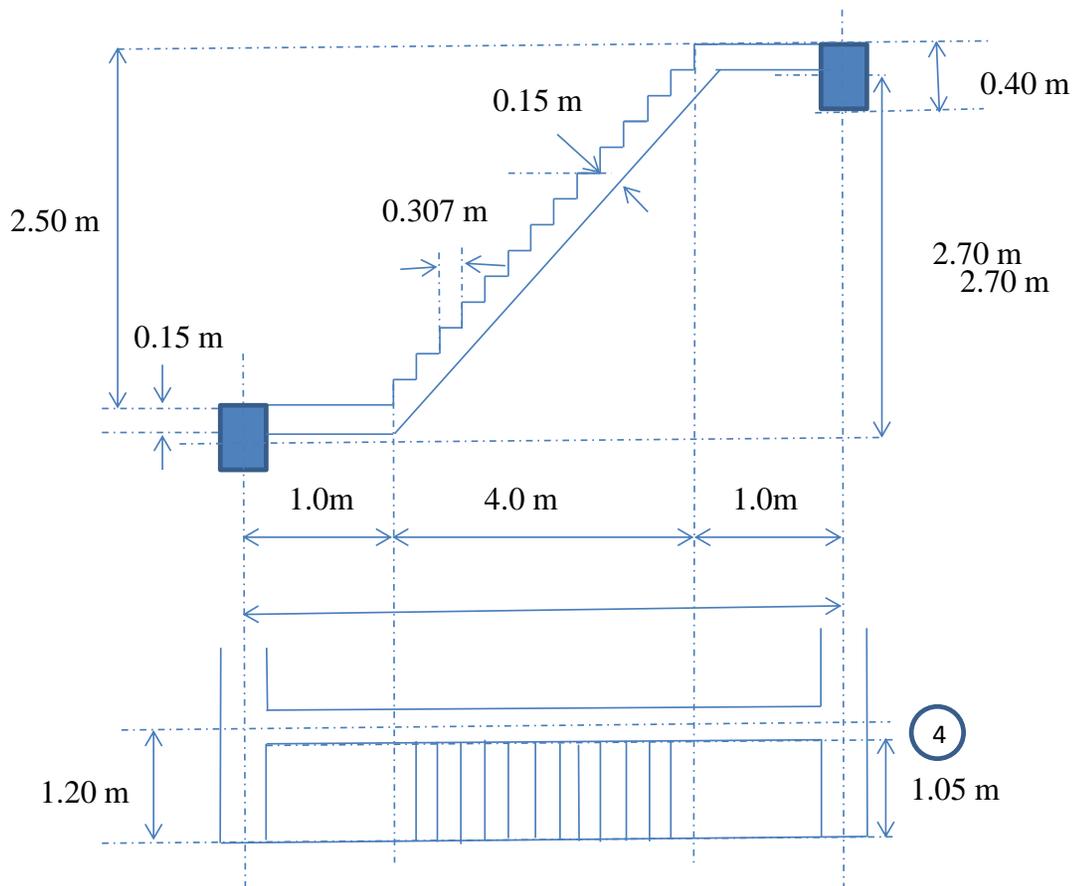


Figura 4 - 41 Esquema de planta y corte de escalera

Está compuesta por dos descansos de 0.15 metros de espesor, 1.05 m de ancho y 1.0 metros de largo, lo que representa un peso inicial (P1) de:

$$P1 = (0.15) * (1.0)(1.05) * 24 * 2 = 7,56 \text{ KN}$$

También por una parte inclinada con una losa maciza de 0,15 metros de espesor. Trece peldaños de 0.307 de ancho y 0,192 de altura. Este equivale a un segundo peso (p2) igual a:

$$P2 \approx (4,63) * (1.05) * 0,15 * 24 + 0,305 * 0,195 * 1,05 * 0,5 * 13 * 24 \approx 27.2 \text{ KN}$$

La escalera pesa en total 34.75 KN, es decir que cada viga le corresponde 17,37 KN. La carga por metro lineal sobre cada una de los sectores en voladizos de las vigas B y C es de: 16,5 KN/m.

4.3.1.6 Peso del edificio y masas

Para fines de hacer el análisis sísmico de la estructura, es necesario cuantificar el peso en cada uno de los pisos y del edificio en total. Para cada uno de los edificios se tienen los siguientes resultados:

Pisos	Entrepiso(KN)		Vigas(KN)		Columnas(KN)		Fachada(KN)		Escalera(KN)		Total(KN)
1,0	755,4	55%	211,4	15%	58,3	4%	313,0	23%	34,8	3%	1372,9
2,0	755,4	55%	211,4	15%	58,3	4%	313,0	23%	34,8	3%	1372,9
cubierta	422,1	50%	211,4	25%	29,2	3%	156,5	19%	17,4	2%	836,6
											3582,3
									Peso kN/m2		10,0

Tabla 4 - 12 Cálculo del peso del edificio de Cartagena

Pisos	Entrepiso(kN)		Vigas(kN)		Columnas(kN)		Fachada(kN)		Escalera(kN)		Total(kN)
2,0	745,4	52%	246,6	17%	103,7	7%	313,0	22%	34,8	2%	1443,5
3,0	745,4	52%	246,6	17%	103,7	7%	313,0	22%	34,8	2%	1443,5
cubierta	416,6	47%	246,6	28%	51,8	6%	156,5	18%	17,4	2%	888,9
											3775,8
									Peso kN/m2		10,5

Tabla 4 - 13. Calculo del peso del edificio de Tunja

Pisos	Entrepiso(kN)		Vigas(kN)		Columnas(kN)		Fachada(kN)		Escalera(kN)		Total(kN)
2,0	730,5	49%	299,8	20%	116,6	8%	313,0	21%	34,8	2%	1494,7
3,0	730,5	49%	299,8	20%	116,6	8%	313,0	21%	34,8	2%	1494,7
cubierta	408,2	43%	299,8	32%	58,3	6%	156,5	17%	17,4	2%	940,2
											3929,6
									Peso kN/m2		10,9

Tabla 4 - 14. Cálculo del peso del edificio de Cali

4.3.2 Carga viva

Esta carga depende del uso de la edificación. En este caso es una estructura que será utilizada para vivienda, luego la carga de acuerdo con la NSR 10 es de 1.8 kN/m^2

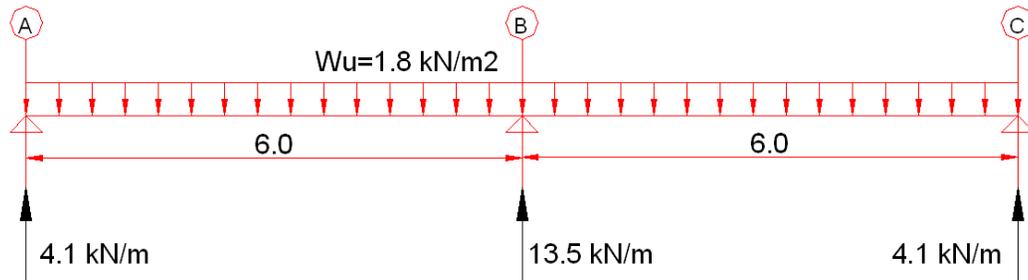


Figura 4 - 42 . Distribución de carga viva a las vigas principales, de los ejes A1-A2, B1-B2 y C1-C2. (En los pisos 2, 3 y 4).

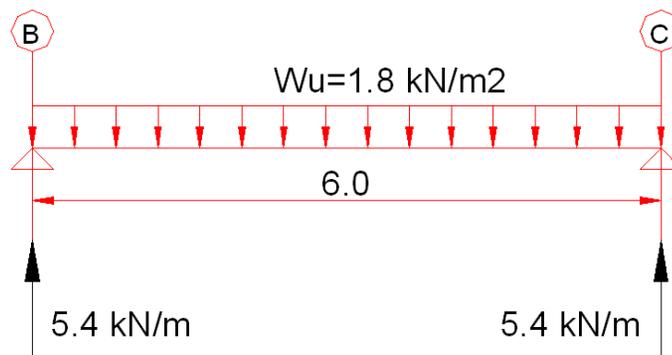


Figura 4 - 43 . Distribución de carga viva de las vigas principales en los ejes B2-B4 y C2-C4. (Pisos 2,3 y4)

4.3.3 Carga de sismo

4.3.3.1 Espectros de respuesta

Se definieron los espectros de respuesta con los cuales se va a analizar y diseñar las edificaciones de Cartagena, Tunja y Cali, basados en el estudio de Amenaza sísmica Nacional. En la Tabla 4 - 15 se presentan los datos empleados para evaluar los espectros de cada una de las zonas. En la Figura 4 - 45 y Figura 4 - 46 se presenta espectro de la NSr-10 y los espectros de cada ciudad respectivamente.

Tipo de suelo:	B	
Fv	1	
Fa	1	
Ciudad	Zona de riesgo sísmico	Aa o Av
Cartagena	Bajo	0.1
Tunja	Intermedia	0.2
Calí	Alta	0.25

Tabla 4 - 15 Datos para la construcción del espectro de respuesta de cada ciudad

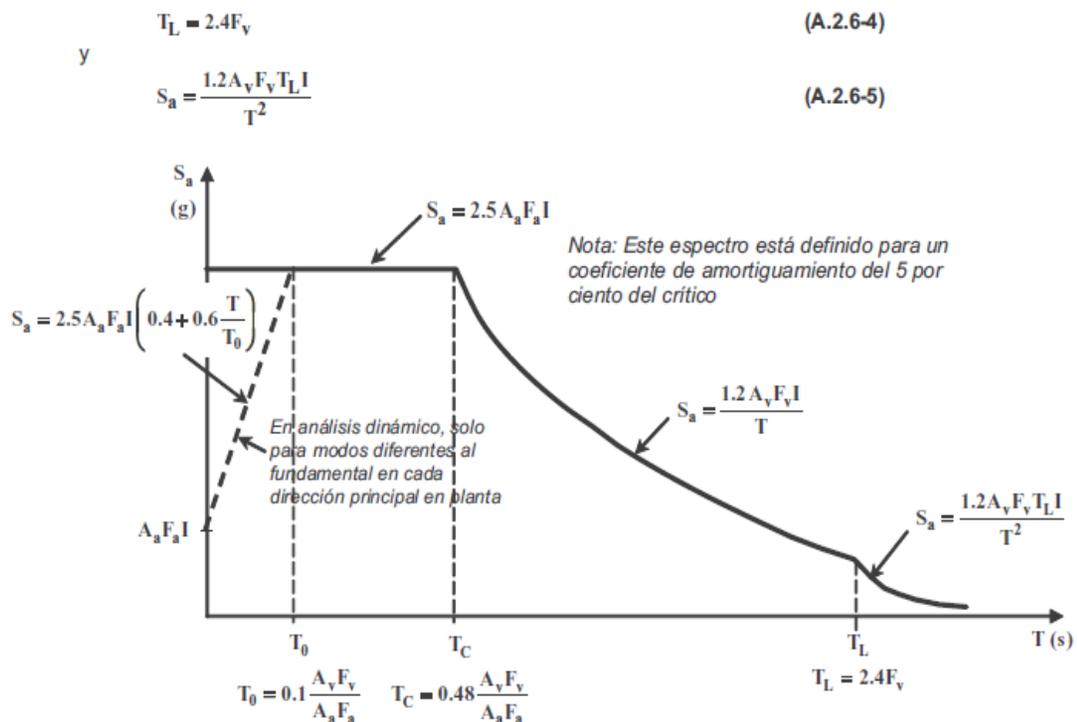


Figura A.2.6.4 Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de ...

Figura 4 - 44 . Espectros de respuesta de la NSR-10

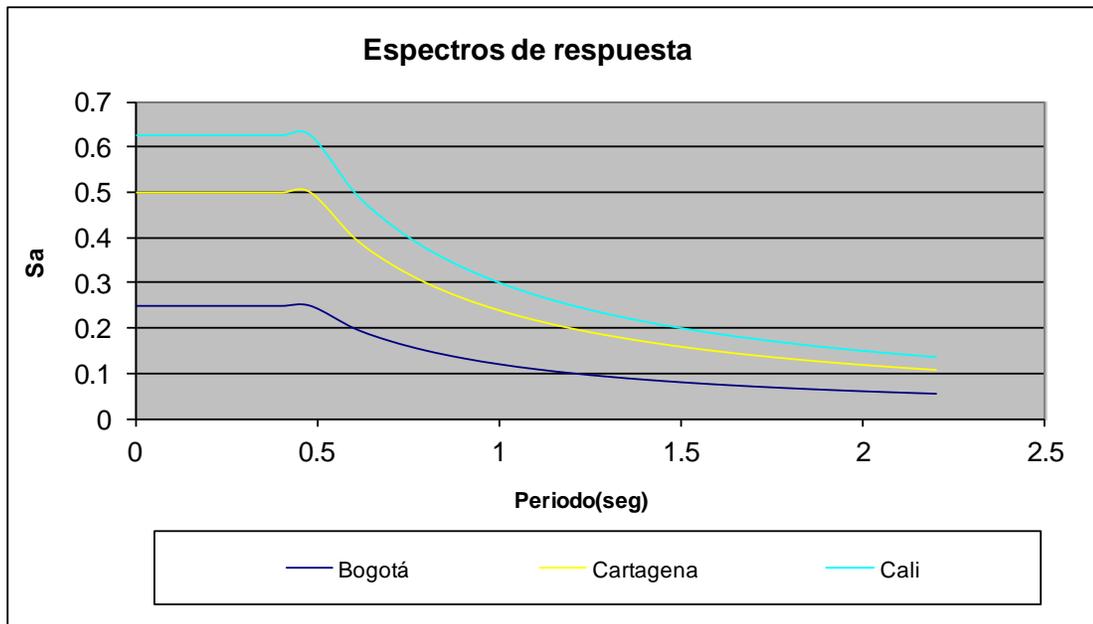


Figura 4 - 45 . Espectros de respuesta de cada una de las zonas

4.3.3.2 Período de vibración del Edificio.

El periodo del edificio se puede evaluar en forma aproximada basada en las recomendaciones de la NSR-10 o empleando dinámica estructural. Según el numeral A.4.2.2 el periodo aproximado para pórticos de concreto reforzado que resisten la totalidad de la fuerza sísmica es:

$$T_a = C_t h_n^\alpha = 0.047 h_n^{0.9} = 0.308 \text{ seg} \quad (4 - 5)$$

4.3.3.3 Cortante basal del edificio

Con el periodo de vibración de la estructura y el espectro de respuesta, se evalúa la aceleración espectral probable (S_a) para cada una de las zonas. Con el peso de cada uno de los edificios se calcula su cortante basal como se observa en la Tabla 4 - 16

Zona	Sa	Peso edificio(kN)	Cortante basal (kN)
Cartagena	0,25	3582,3	895,6
Tunja	0,5	3775,8	1887,9
Cali	0,625	3929,6	2456,0

Tabla 4 - 16. Aceleración pico probable y cortante basal para cada zona

4.3.3.4 Distribución vertical

Inicialmente se distribuye en altura el cortante basal en cada piso, empleando las recomendaciones de la NSR-10. En la Tabla 4 - 17; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presenta el cortante basal distribuido en cada piso para cada edificio.

Cartagena					
PISO	Peso por piso(KN)	h (m)	W x h	Cvx	Fuerza horizontal por piso (KN)
1.0	1372.9	2.7	3706.7	0.21	185.5
2.0	1372.9	5.4	7413.4	0.41	371.0
Cubierta	836.6	8.1	6776.1	0.38	339.1
			17896.3	1	895.6
Tunja					
PISO	Peso por piso(KN)	h (m)	W x h	Cvx	Fuerza horizontal por piso (KN)
1.0	1443.5	2.7	3897.4	0.21	389.5
2.0	1443.5	5.4	7794.7	0.41	778.9
Cubierta	888.9	8.1	7200.1	0.38	719.5
	3775.8		18892.2	1	1887.9
Cali					
PISO	Peso por piso(KN)	h (m)	W x h	Cvx	Fuerza horizontal por piso (KN)
1.0	1494.7	2.7	4035.7	0.21	524.7
2.0	1494.7	5.4	8071.4	0.43	1049.3
Cubierta	940.2	8.1	7615.9	0.40	990.1
	3929.6		19723.0	1.04398	2564.0

Tabla 4 - 17. Cortante basal y distribución vertical de cada edificio

4.3.3.5 Distribución horizontal y excentricidad

La fuerza sísmica que adsorbe cada uno de los pórticos depende básicamente de su rigidez. Para evaluar la rigidez de pórticos planos existen diferentes métodos manuales.

La mayoría de programas de estructuras comerciales realizan esta labor en forma automática, empleando el concepto estructural de diafragma rígido y condensación estática, que reduce apreciablemente el tamaño de la matriz de rigidez de la estructura y permite un cálculo numérico más eficiente.

En la Tabla 4 - 19 se presentan para los tres edificios de este trabajo los siguientes aspectos:

- La rigidez relativa de cada uno de los tres (3) pórticos en dirección X(A, B y C) presentes en cada edificio, la cual se determinó aplicando una fuerza horizontal en cada piso dividida por la deformación horizontal que produce. Este fuerza fue de 1000 KN en cada piso de cada pórtico.
- La rigidez total de cada piso que se determinó como la suma de la rigidez que aporta los pórticos A, B y C.
- Las cargas que adsorbería cada pórtico en función de su rigidez presentado en forma de porcentaje.
- El centro de rigidez en y (CRy), basado en la rigidez relativa de los pórticos en dirección X y su correspondiente distancia tomando la localización del sistema de coordenadas que se observa en la Figura 4 - 46.
- Excentricidad en dirección Y, que se determinó como la diferencia entre el centro de rigidez (CRy) y el centro de masa (CMy). Este último se halló en forma aproximada, considerando que la carga vertical es aproximadamente uniforme en todos los pisos, por lo cual se hizo equivalente al centro de gravedad por piso. Colocando el origen de la planta en la parte izquierda e inferior, se tiene que el centro de masa para los tres edificios y en cada dirección es:

Sección	CG en X			CG en Y		
	X(m)	A(m2)	A*X	Y(m)	A(m2)	A*Y
1.0	2.5	60.0	150.0	3.0	30.0	90.0
2.0	10.6	67.2	712.3	9.0	97.2	874.8
		127.2	862.3		127.2	964.8
	CMx=	6.78		CMy=	7.58	

Tabla 4 - 18. Cálculo del centro de masa en X y Y(CMx y CMy)

	Rigidez relativa				% carga horizontal en:			Centro de rigidez - CRy (m)	Excetricidad en y(m)
	Eje C (KN/m)	Eje B (KN/m)	Eje A (KN/m)	Rigidez total de cada piso	Eje C	Eje B	Eje A		
CARTAGENA									
Piso 3	4943.15	4943.15	2049.18	11935.49	41.4%	41.4%	17.2%	7.45	0.130
Piso 2	6353.24	6353.24	2702.70	15409.18	41.2%	41.2%	17.5%	7.42	0.163
Piso 1	13054.83	13054.83	5882.35	31992.01	40.8%	40.8%	18.4%	7.35	0.240
TUNJA									
Piso 3	6410.26	6410.26	2570.03	15390.55	41.7%	41.7%	16.7%	7.50	0.088
Piso 2	8488.96	8488.96	3513.70	20491.63	41.4%	41.4%	17.1%	7.46	0.128
Piso 1	18518.52	18518.52	8006.41	45043.44	41.1%	41.1%	17.8%	7.40	0.185
CALI									
Piso 3	7739.94	7739.94	3124.02	18603.90	41.6%	41.6%	16.8%	7.49	0.096
Piso 2	10162.60	10162.60	4215.85	24541.05	41.4%	41.4%	17.2%	7.45	0.131
Piso 1	21786.49	21786.49	9487.67	53060.65	41.1%	41.1%	17.9%	7.39	0.194

Tabla 4 - 19 Rigidez relativa, distribución de la cargas para los pórticos en sentido X y excentricidad

En la Tabla 4 - 20 se presenta el mismo ejercicio anteriormente explicado pero para los pórticos en la dirección Y:

	Rigidez relativa					% carga horizontal en:				Centro de rigidez - CRx (m)	Excetricidad en x(m)
	Eje 1(KN/m)	Eje 2(KN/m)	Eje 3(KN/m)	Eje 4(KN/m)	Rigidez total de cada piso	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4		
CARTAGENA											
Piso 3	3203.07	3203.07	1870.56	1870.56	10147.26	31.6%	31.6%	18.4%	18%	6.2	0.592
Piso 2	4182.35	4182.35	2482.62	2482.62	13329.94	31.4%	31.4%	18.6%	19%	6.2	0.554
Piso 1	8880.99	8880.99	5437.74	5437.74	28637.47	31.0%	31.0%	19.0%	19%	6.3	0.482
TUNJA											
Piso 3	4071.66	4071.66	2322.88	2322.88	12789.08	31.8%	31.8%	18.2%	18%	6.13	0.65
Piso 2	5500.55	5500.55	3201.02	3201.02	17403.15	31.6%	31.6%	18.4%	18%	6.18	0.60
Piso 1	12422.36	12422.36	7479.43	7479.43	39803.58	31.2%	31.2%	18.8%	19%	6.26	0.52
CALI											
Piso 3	5073.57	5073.57	2876.04	2876.04	15899.22	31.9%	31.9%	18.1%	18%	6.12	0.66
Piso 2	6968.64	6968.64	4042.04	4042.04	22021.36	31.6%	31.6%	18.4%	18%	6.17	0.61
Piso 1	16129.03	16129.03	9671.18	9671.18	51600.42	31.3%	31.3%	18.7%	19%	6.25	0.53

Tabla 4 - 20. Rigidez y distribución de la cargas para los pórticos en sentido Y

4.3.3.6 Torsión

Basados en la excentricidad que es la diferencia entre el masa (CM) y el centro de rigidez (CR) en cada dirección y en cada piso, se determina una torsión inicial. Para el caso de solamente el piso 1 del edificio de Cartagena, se tiene en la siguiente figura la ubicación del centro de masa y rigidez:

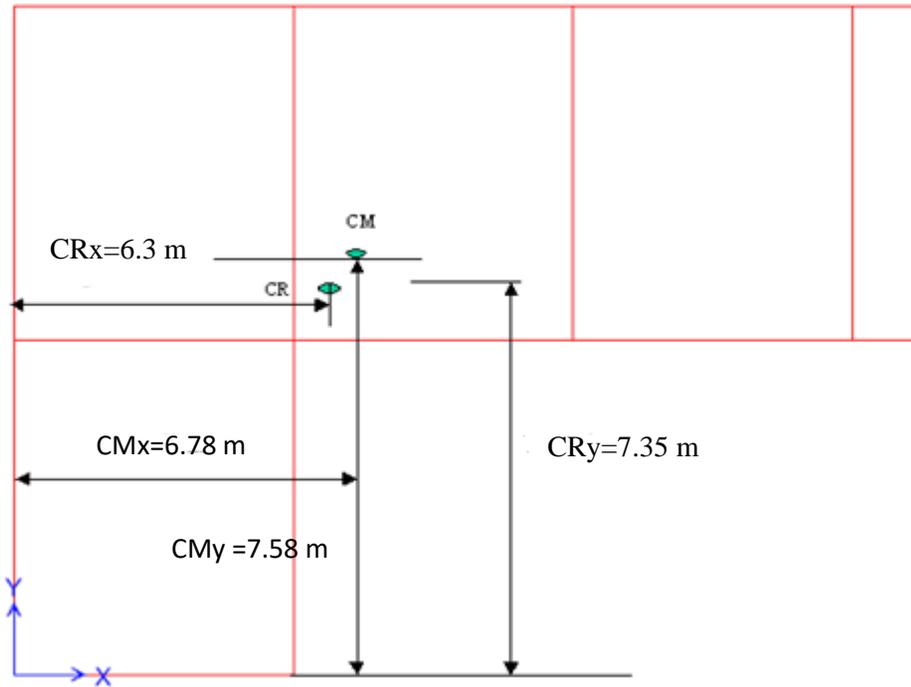


Figura 4 - 46 . Ejes estructurales de edificación y localización de centro de masa y rigidez del piso 1 del edificio de Cartagena.

Con base en las recomendaciones de la NSR-10 se debe también evaluar la torsión accidental, debido a la incertidumbre en la localización de las masas dentro de los pisos. Para esto se supone que el centro de masa se desplaza transversalmente (en dos direcciones), una distancia igual al 5 por ciento de la dimensión perpendicular al caso de estudio. En la **Tabla 4 - 21** se presentan los momentos torsores para cada edificio y piso:

PISO	Fx o Fy (KN)	Torsión entre el Cm y Cr		Torsión accidental		Torsión Total	
		Mt _{zx1} (KN.m)	Mt _{zy1} (KN.m)	Mt _{zx2} (KN.m)	Mt _{zy2} (KN.m)	Mt _{zx1} +Mt _{zx2} (KN.m)	Mt _{zy1} +Mt _{zy2} (KN.m)
Cartagena							
1	185.5	44.5	89.3	111.3	150.2	155.8	239.6
2	371.0	60.6	205.7	222.6	300.5	283.2	506.2
3	339.1	44.1	200.9	203.5	274.7	247.6	475.6
Tunja							
1	389.5	71.9	202.9	233.7	315.5	305.6	518.4
2	778.9	99.8	467.8	467.4	630.9	567.2	1098.7
3	719.5	63.2	465.3	431.7	582.8	494.9	1048.1
Cali							
1	524.7	101.9	278.5	314.8	425.0	416.7	703.4
2	1049.3	137.5	638.2	629.6	849.9	767.0	1488.2
3	990.1	95.3	654.8	594.0	802.0	689.3	1456.8
Mt _{zx1}	Momento torsor producido por la fuerza sísmica cuando actúa en dirección X - Diferencia entre centro de						
Mt _{zy1}	Momento torsor producido por la fuerza sísmica cuando actúa en dirección Y- Diferencia entre centro de						
Mt _{zx2}	Momento torsor producido por la fuerza sísmica cuando actúa en dirección X - Caso accidental						
Mt _{zy2}	Momento torsor producido por la fuerza sísmica cuando actúa en dirección Y- Caso accidental						

Tabla 4 - 21 Evaluación de la torsión para cada edificio y piso

4.3.4 Coeficiente de disipación de energía

4.3.5 Combinaciones de carga

Para la evaluación y el diseño estructural de un edificio es necesario utilizar combinaciones de carga que están especificadas en el capítulo B de la NSR-10 y que se exponen en el numeral 4.1 de este documento.

4.4 EVALUACIÓN DE RIGIDEZ - DERIVA

4.4.1 Definición y alcance

Para cumplir con la rigidez de los edificios sismo resistente las normas en el mundo establecen un límite de deriva. La norma para el cálculo de los desplazamiento en el centro de masa del piso, permite en las edificaciones de todos los grupos de usos

utilizar un coeficiente de importancia $I = 1.0$, pero en el cálculo de las fuerzas de diseño si hay que emplear el valor de I prescrito en el Capítulo A.2.

En la NSR-10 las edificaciones con diafragma rígido que no tengan irregularidades torsionales en planta se puede evaluar la deriva solamente en el centro de masa del diafragma. Cuando la estructura tiene irregularidades torsionales, la deriva debe evaluarse en todos los ejes verticales de columna y en los bordes verticales de los muros estructurales (Ver A.6.3.1.2 d e la NSR-10).

Hay un procedimiento nuevo en la norma para edificaciones con base en muros estructurales por medio del cual se permite evaluar la deriva máxima en los pisos superiores utilizando la deriva tangente. Esto produce un alivio en este tipo de edificaciones que anteriormente se obligaba a rigidizarlas exageradamente cuando el sistema estructural consistía en muros únicamente.

La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_p :

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% ($\Delta_{max}^i \leq 0.010 h_{pi}$)
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% ($\Delta_{max}^i \leq 0.005 h_{pi}$)

Figura 4 - 47 . Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

El control de la rigidez de los edificios y por lo tanto de sus desplazamientos horizontales a través de los límites de deriva está relacionado con los siguientes efectos durante un temblor:

- (a) Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.
- (b) Estabilidad global de la estructura.
- (c) Daño a los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc.

(d) Alarma y pánico entre las personas que ocupen la edificación.

Este requisito está relacionado también con el control de la separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas. La Norma tiene requisitos explícitos acerca de la separación entre edificaciones colindantes más acordes con la reglamentación urbana de las ciudades colombianas y para evitar la interacción nociva entre edificaciones colindantes durante un sismo.

La deriva se define como la diferencia entre los desplazamientos horizontales de los niveles entre los cuales está comprendido el piso. Se debe calcular basado en los desplazamientos elásticos laterales que se producen en las estructuras producto de las fuerzas sísmicas en cada dirección sin ser dividida por el coeficiente de disipación de energía (R). Debe incluir su cálculo los efectos torsionales y para edificios de gran altura o especiales considerar los efectos PDELTA. En la siguiente ecuación se presentan la máxima deriva admisible para estructuras en concreto reforzado, que corresponde al 1% de la altura de piso.

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1} \leq 0.01h_{pi} \quad (4 - 6)$$

4.4.2 Evaluación para los tres edificios

Para poder cumplir con la deriva de la estructura se depende del nivel de rigidez lateral adecuada en cada dirección de cada edificio que permita cumplir con los límites mencionados en el numeral anterior. Dicha rigidez tiene relación con el módulo de elasticidad y con las dimensiones especialmente de las columnas o muros estructurales que tenga el edificio. Con respecto a los materiales se utilizó el módulo de elasticidad que se especifica en el numeral C.8.5 de la NSR-10. Este valor tiene la siguiente expresión:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ en } Mpa \quad (4 - 7)$$

Definido los ejes de la edificación, las secciones transversales de las columnas y vigas, las cargas correspondientes, se elaboró el modelo estructural de cada uno de los edificios en el programa SAP-2000(ver Figura 4 - 48). Mediante este modelo se realizó

la revisión de la rigidez y la resistencia. Basado en lo anterior se definieron las secciones transversales tanto de las columnas y las vigas de cada uno de los edificios.

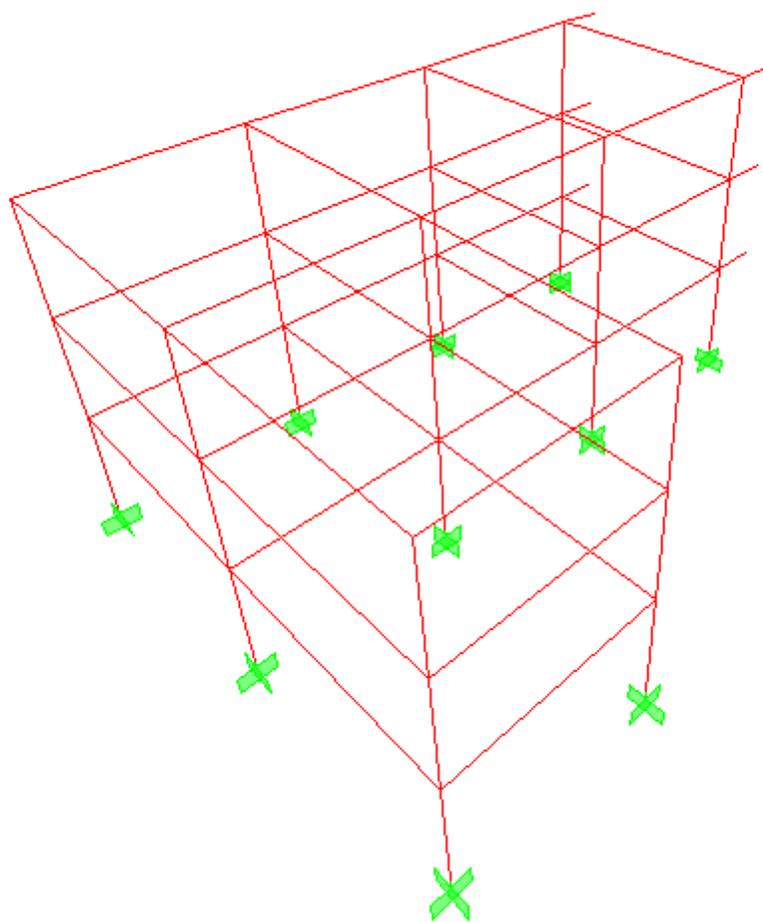


Figura 4 - 48 Modelo estructural general en SAP-2000 del edificio.

En la Tabla 4 - 22 se presenta para cada edificio las dimensiones establecidas después de diferentes pruebas hasta cumplir con el requisito de rigidez (Deriva).

Localización	Zona de amenaza sísmica	Capacidad de disipación de energía	Secciones de columnas(m)	Secciones de vigas en x(m)	Secciones de vigas en y(m)
Cartagena	Baja	DMI	0.35x0.35	0.35x0.40	0.35x0.40
Tunja	Intermedia	DMO	0.40x0.40	0.35x0.40	0.35x0.40
Cali	Alta	DES	0.45x0.40	0.45x0.40	0.40x0.40

Tabla 4 - 22 Dimensiones de las columnas y vigas principales para cada edificio basados en diferentes pruebas. El sistema de coordenadas en planta se presenta en la ;Error! No se encuentra el origen de la referencia..

En Figura 4 - 49 se presentan la evaluación de la deriva en cada piso y para cada combinación de carga del edificio localizado en Cartagena. La máxima deriva determinada fue de 0.76%, menor que la límite especificada por la NSR-10.

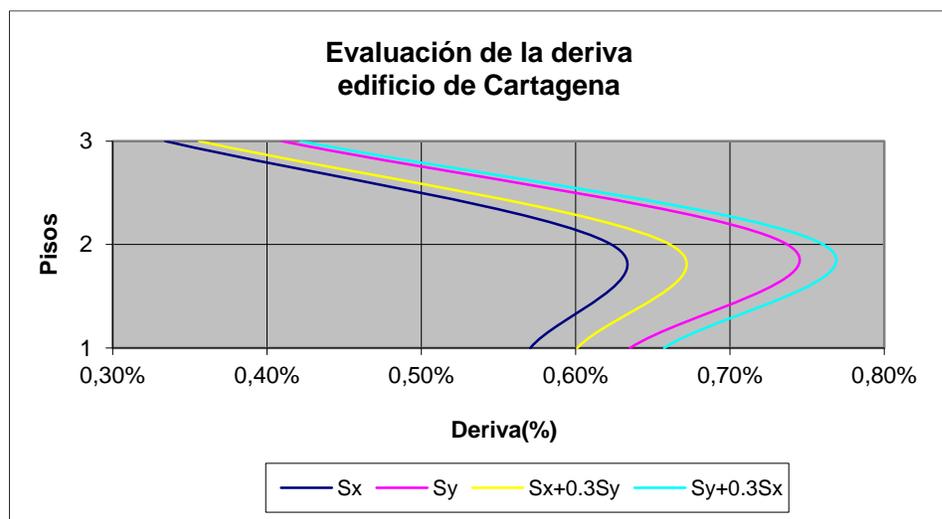


Figura 4 - 49 . Deriva del edificio de Cartagena

En la Figura 4 - 50 se presentan la evaluación de la deriva en cada piso y para cada combinación de carga del edificio localizado en Tunja. La máxima deriva que tiene este edificio es de 0.91%, menor que la límite especificada por la NSR-10.

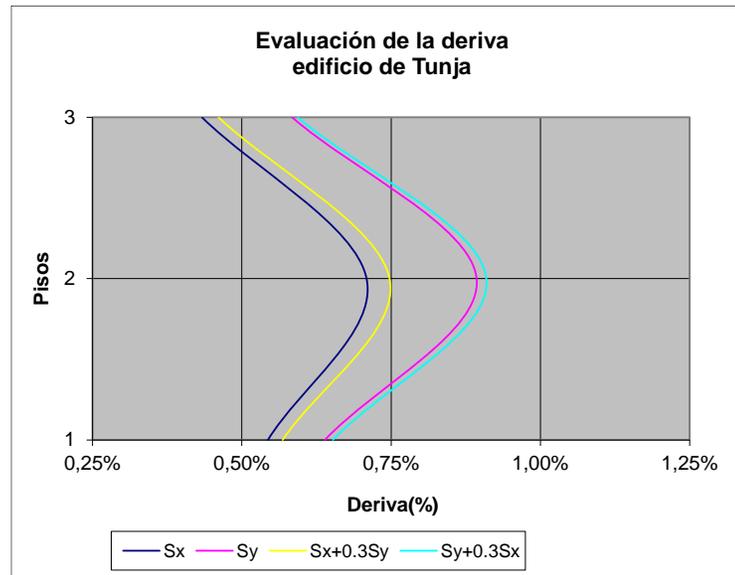


Figura 4 - 50 . Deriva del edificio de Tunja

También en la Figura 4 - 51, se presentan la evaluación de la deriva en cada piso y para cada combinación de carga del edificio localizado en Cali. La máxima deriva evaluada para este edificio es de 1,00%, igual que el límite especificada por la NSR-10.

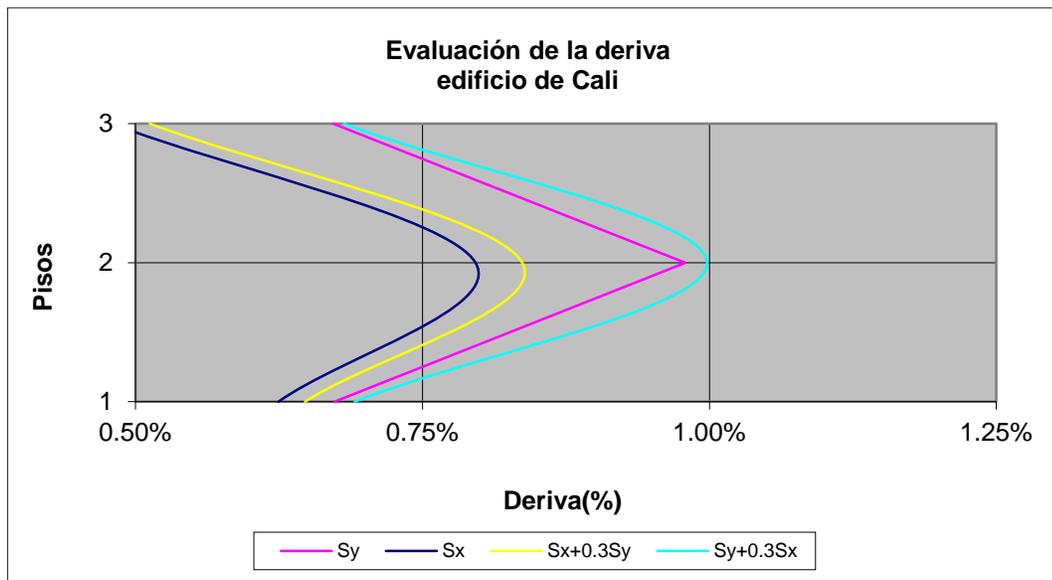


Figura 4 - 51 . Deriva del edificio de Cali

4.5 COLUMNAS

4.5.1 Definición y clasificación

Las columnas son elementos estructurales sometidos principalmente a carga axial de compresión o tensión combinada con flexión, que también deben soportar torsión y cortante. La diferencia principal de un muro y una columna es la proporción del largo (L_w) y ancho (t) de su sección transversal. Algunas referencias consideran un muro cuando la relación de sus dimensiones principales t y L_w es mayor o igual de 5 (Ver Figura 4 - 52).



Figura 4 - 52 . Edificio de concreto en construcción. Identificación de un un muro y una columna. Fuente: Suarez - 2013 [1].

Las columnas se pueden clasificar por diferentes aspectos. Uno de ellos es basado en su comportamiento estructural. Pueden presentarse pedestales como los que se observan a continuación.

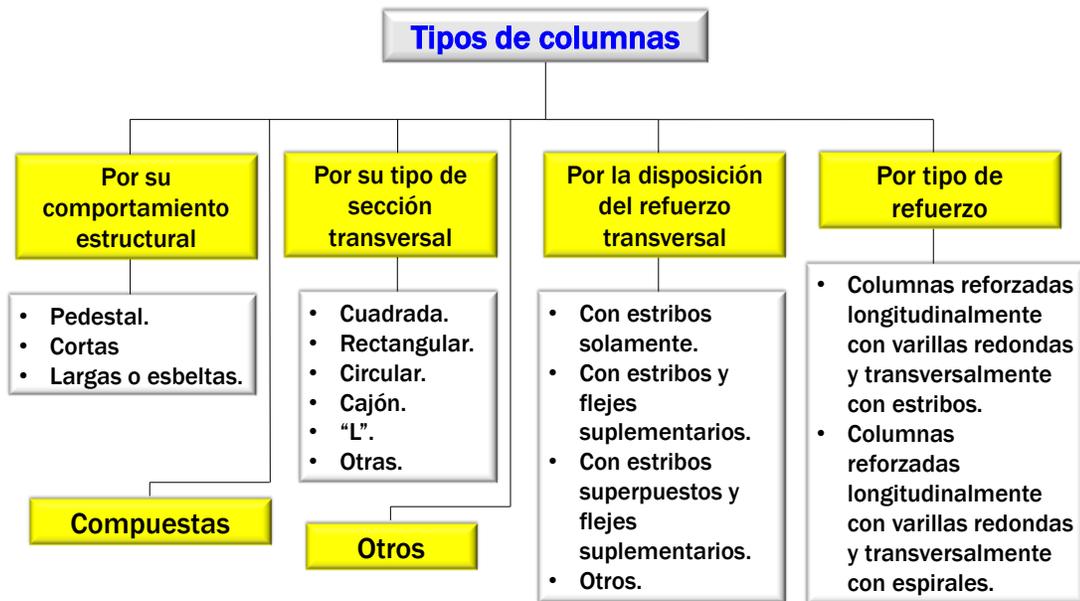


Figura 4 - 53 Organigrama con la clasificación de las columnas. Fuente: Suarez - 2013 [1].

a. Por su comportamiento estructural. Pueden ser:

1. **Pedestales:** Son elementos o bloques cortos a compresión. Son aquellos que tienen una altura vertical menor que tres veces su menor dimensión transversal. En la Figura 4 - 54, se muestra un pedestal rectangular que ayuda como soporte de una pila de acero de un puente peatonal. En la Figura 4 - 55, se muestra un pedestal circular que sirve de anclaje de un cable que soporta una cubierta.



Figura 4 - 54 Ejemplo de pedestal que soporta pila de acero de puentes peatonal. Fuente: Suarez - 2013 [1].



Figura 4 - 55 Ejemplo de pedestal que sirve de anclaje de cable cubierta. Fuente: Suarez - 2013 [1].

2. **Cortas:** Es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad. Es decir, con una relación de esbeltez baja. Entendiéndose relación de esbeltez a la relación que existe entre la longitud efectiva de la columna sobre su radio de giro.
3. **Largas o esbeltas:** Es un miembro con alta relación de esbeltez y flexibilidad. Generalmente, son aquellos elementos verticales en edificio de doble altura como se observa en la figura. Pueden hacer parte de dos o más pisos sin restricción lateral.

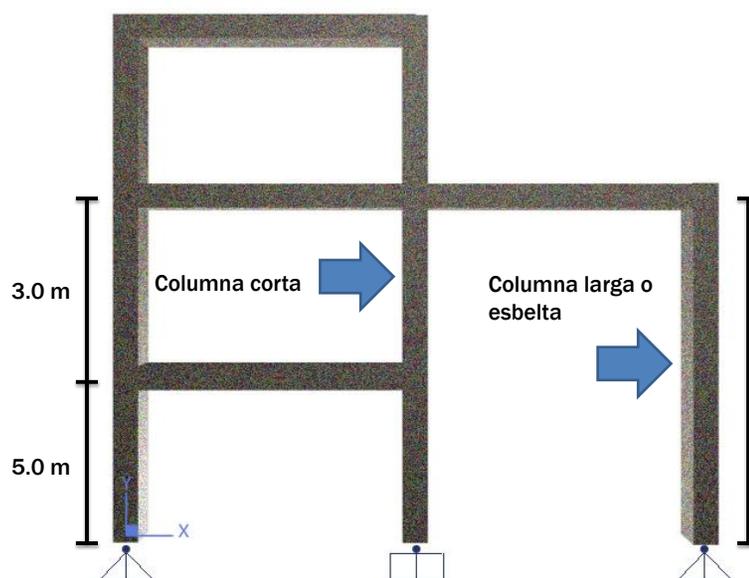


Figura 4 - 56 Identificación de una columna corta y otra esbelta en un pórtico plano.

b. **Por su tipo de sección transversal.** Pueden ser como las que se presentan en la Figura 4 - 57:

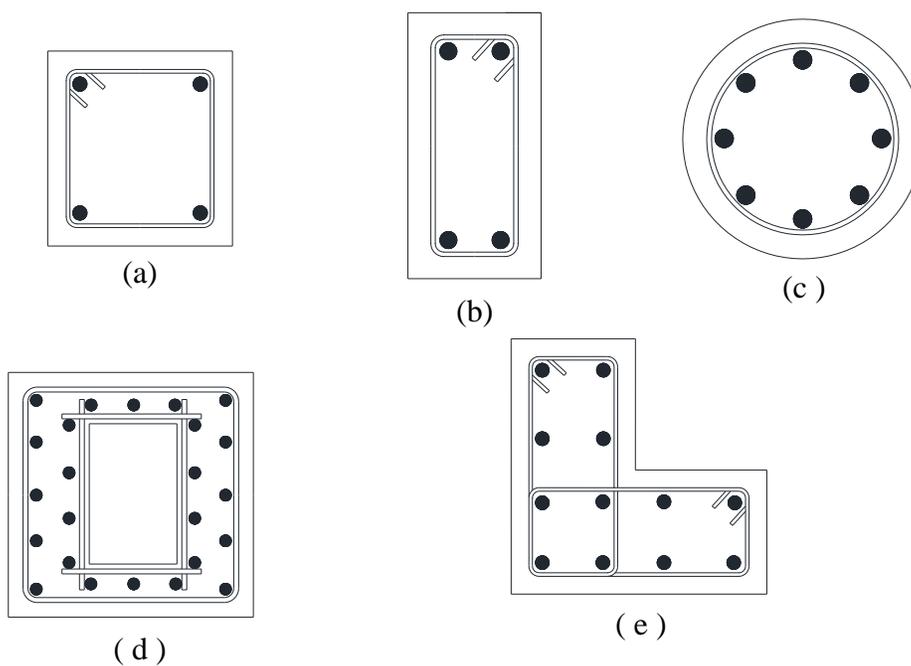


Figura 4 - 57 Algunos tipos de secciones transversales de columnas.(a) cuadrada. (b) rectangular. (c) Circular. (d) Cajón. (e). En “L”.

- c. **Por la disposición de su refuerzo transversal.** Pueden ser como las que se presentan en la Figura 4 - 58:

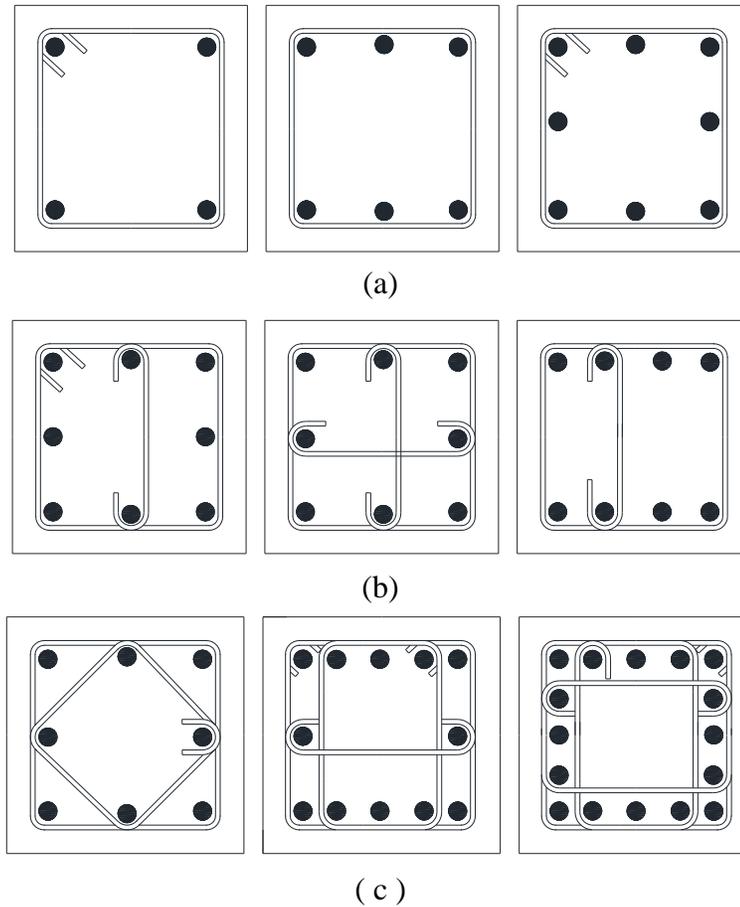


Figura 4 - 58 Algunos tipos de disposición de flejes en columnas. (a) Solamente estribos. (b) Estribos con flejes suplementarios (c) Estribos superpuestos con flejes suplementarios.

- d. **Por tipo de refuerzo.** Pueden ser como las que se presentan en la Figura 4 - 59:

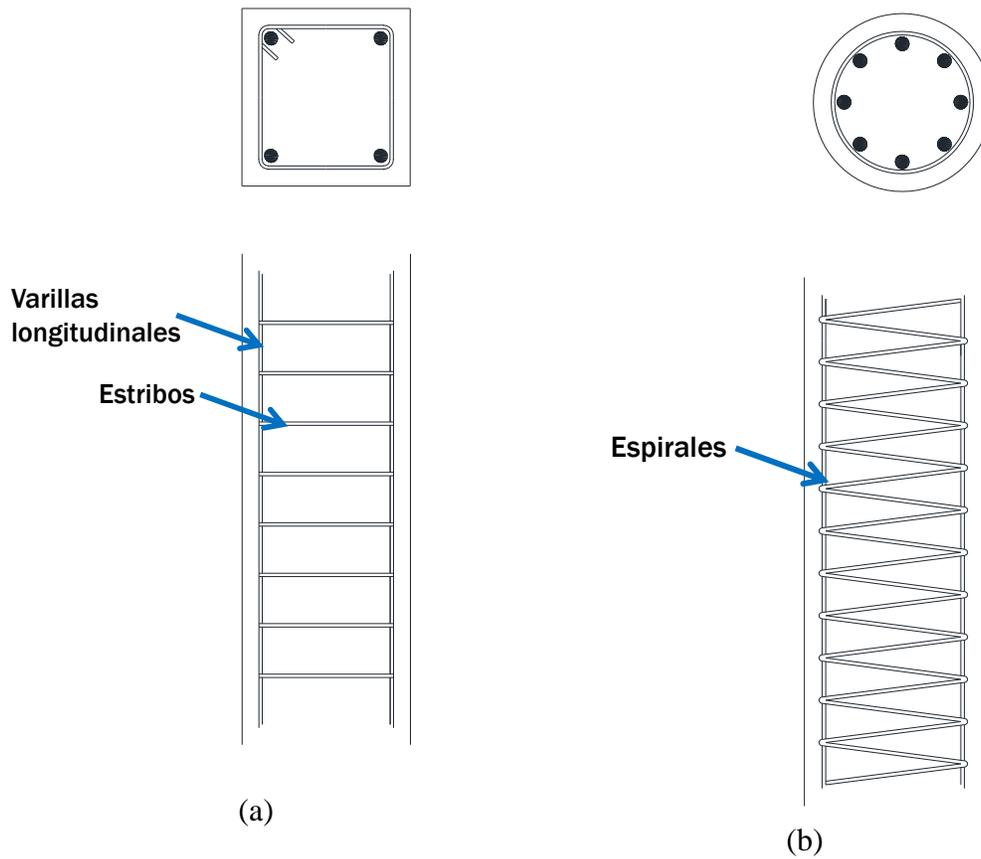


Figura 4 - 59 Algunos tipos de refuerzo en columnas. (a) Columnas reforzadas longitudinalmente con varillas redondas y transversalmente con estribos. (b) Columnas reforzadas longitudinalmente con varillas redondas y transversalmente con espirales

e. **Compuestas.** Pueden ser como las que se presentan en la Figura 4 - 60:

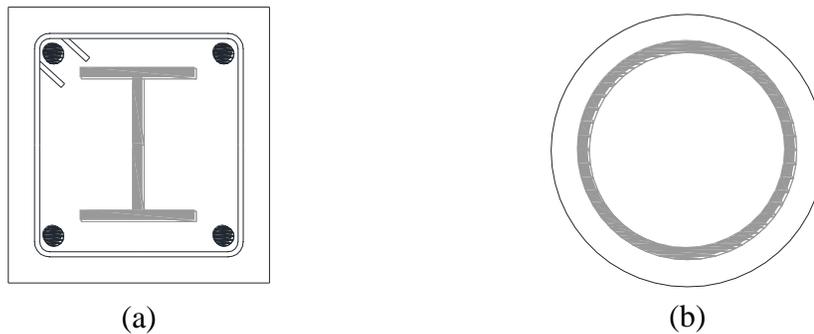


Figura 4 - 60 Algunos tipos de columnas compuestas. (a) Columnas compuestas con perfiles de acero. (b) Columnas compuestas con tubos de acero

A continuación se presenta el diseño estructural de una columna de cada edificio concebido con DMI, DMO y DES. A cada uno se le hace una evaluación de esbeltez, flexo compresión, cortante, ductilidad, detallado estructural y despiece.

4.5.2 Edificio DMI

4.5.2.1 Evaluación de esbeltez

Inicialmente se hace una evaluación de su esbeltez global, con el propósito de determinar si las columnas de esta estructura son elementos cortos o esbeltos, y si tienen que ser magnificados por los efectos no lineales de segundo orden o P – Delta, cuya magnitud depende de la estabilidad general de la misma y de la relación de esbeltez de cada elemento.

Para ello, es necesario hallar el índice de estabilidad (Q) del edificio en cada piso en cada dirección y para cada combinación de carga. Esta índice se define según el numeral c.10.10.5.2 de la NSR-10 como:

$$Q = \frac{\sum Pu\Delta_o}{V_{us}L_c} \quad (4 - 8)$$

Dónde:

Q	Índice de estabilidad por piso
$\sum Pu$	Sumatoria de la carga vertical (generalmente a compresión) total por piso (carga mayoradas)
Δ_o	Diferencia entre la deformación horizontal de la parte superior e inferior de cada piso (deriva)
V _{us}	Sumatoria del cortante total por piso (mayorado)
L _c	Longitud entre ejes de cada piso(medidas centro a centro)

Para la evaluación de los índices de estabilidad la norma recomienda que las secciones de las columnas y las vigas tengan algunos niveles de agrietamiento. Por lo que, se debe modificar el modelo estructural de este edificio con una disminución de la inercia en las dos direcciones de las vigas en un 35% y las columnas en un 70%. De esta forma, para la combinación de carga: 1.2D+1.0L+Sx/R, se tiene los siguientes resultados:

Piso	$\sum P_u$ (KN)	Vus (KN)	Δ_o (m)	lc(m)	Q
1	5310,7	394	0,008	2,7	0,04
2	3078,7	312,4	0,0109	2,7	0,04
3	1183	149,1	0,0071	2,7	0,02

Tabla 4 - 23 Estabilidad lateral del edificio de Cartagena – En dirección X y para la combinación de carga 1.2D+1.0L+Sx/R.

Con el mismo procedimiento se realizó la verificación para las otras combinaciones de carga y la dirección del edificio, obteniéndose los siguientes resultados:

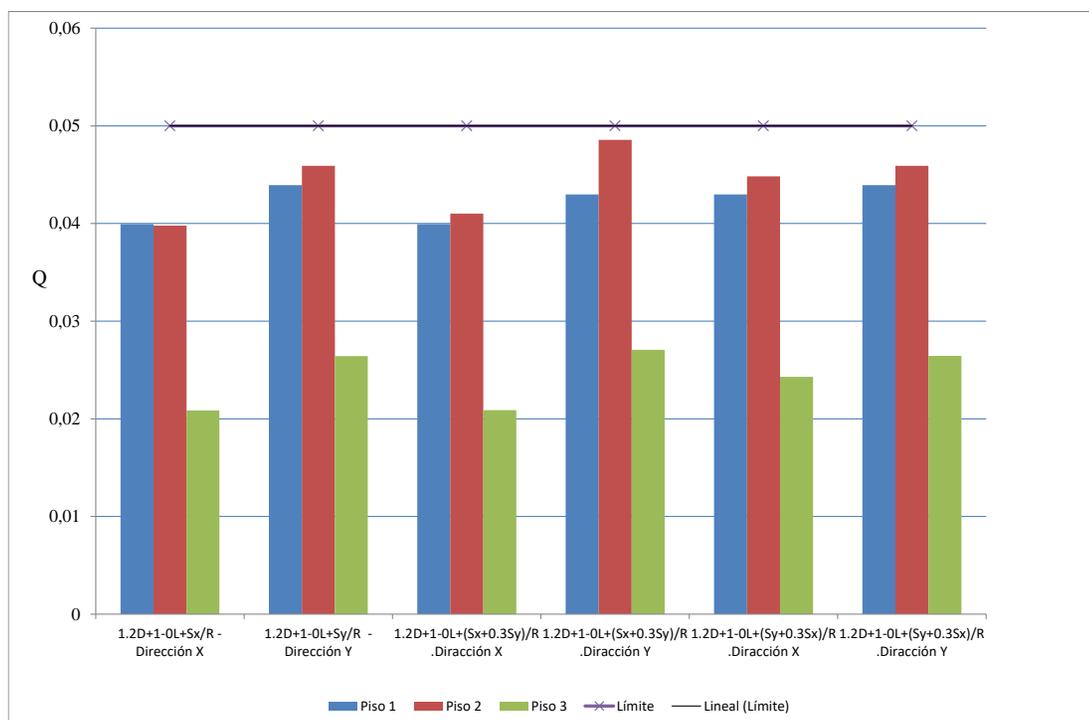


Figura 4 - 61 . Índice de estabilidad del edificio de Cartagena

De los anteriores resultados se concluye que esta estructura es arriostrada (sin desplazamiento lateral), ya que para todas las combinaciones de carga estudiadas sus índices de estabilidad son menores de 0.05.

Sin embargo, aunque es arriostrada, se debe hacer la revisión de la esbeltez local de cada una de las columnas del edificio, teniendo en cuenta que se pueden presentar casos en que uno o varias columnas tengan una relación de esbeltez alta por sus condiciones de apoyo, longitud y rigidez y por lo tanto su diseño estructural debe ser afectado por los efectos no lineales de segundo orden.

Para ello, la norma NSR-10, en el numeral C.10.10.1, permite ignorar o no tener en cuenta para el diseño de los elementos los efectos de segundo orden, si se presentan los siguientes casos:

1. En elementos sometidos a compresión no arriostrados contra desplazamiento lateral:

$$\frac{KL_u}{r} \leq 22 \quad (4 - 9)$$

2. En elementos sometidos a compresión arriostrados contra desplazamiento lateral:

$$\frac{KL_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M1}{M2} \leq 40 \quad (4 - 10)$$

Dónde:

K	Factor de longitud efectiva que se determina por medio de los nomogramas que se muestran en la Figura 4 - 62
Lu	Longitud efectiva de la columna, entre bordes y no entre ejes
R	Radio de giro de la columna. Para ello permite que sea 0.30 por la dimensión de la columna en la dirección de estudio
M1	Menor momento mayorado en el extremo de la columna. Tiene signo positivo si el miembro esta flexionado en curvatura doble y positivo en curvatura simple.

M2 Mayor momento mayorado en el extremo de la columna

M1/M2 N debe tomarse menor de -0.5.

Cuando no se puedan ignorar los efectos de no lineales de segundo orden, se debe considerar los factores magnificación de los momentos obtenidos de primer orden. Para ello, se debe aplicar la siguiente expresión:

$$M_c = \delta M_2 \quad (4 - 11)$$

Dónde:

δ Factor de amplificación de momentos para tener en cuenta los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento a compresión

M2 El mayor momento mayorado en los extremos de elemento a compresión.

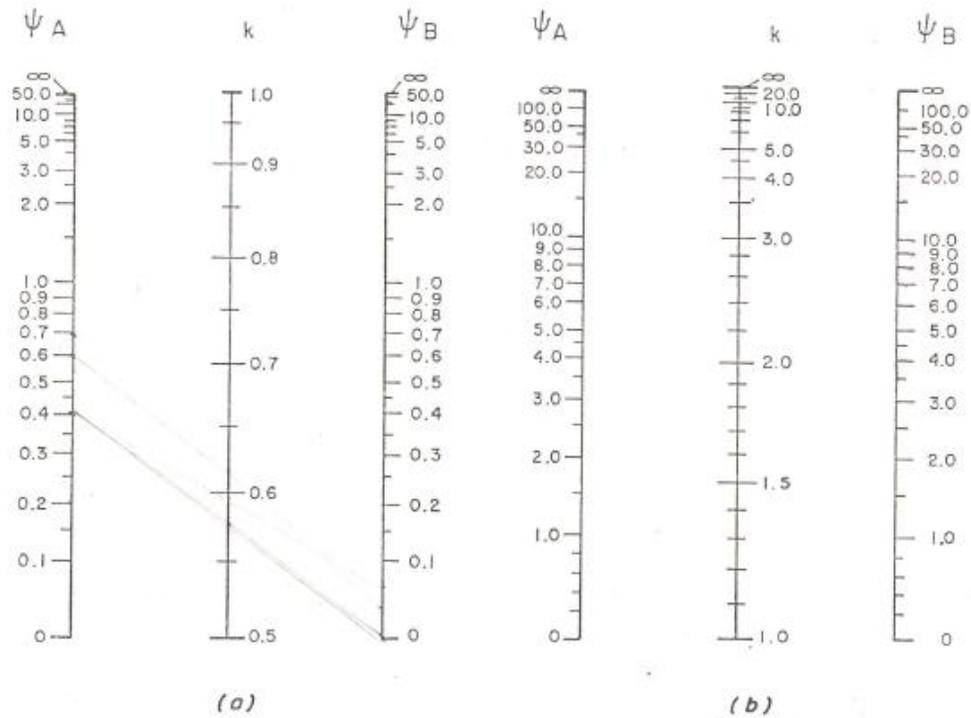
Dicho factor se determina como:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \quad (4 - 12)$$

Donde P_u es la fuerza axial mayorada y P_c es la carga crítica de Euler, definida como:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} \quad (4 - 13)$$

K es el coeficiente para determinar la longitud efectiva del elemento y se halla usando los nomogramas o ábacos de Jackson y Moreland, que se presentan a continuación:



COLUMNAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL COLUMNAS CON DESPLAZAMIENTO LATERAL

ψ = Relación $\sum(EI/l_c)$ de columnas a $\sum(EI/l_g)$ de vigas en un plano en el extremo de la columna. A = arriba y B = abajo

k = Coeficiente de longitud efectiva

Figura 4 - 62 Nomogramas o ábacos de Jackson y Moreland (Fuente: tomado de García [13])

Para la determinación de EI la norma permite el uso de una de las siguientes dos expresiones:

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{(1 + B_{dns})} \quad (4 - 14)$$

o

$$EI = \frac{(0.4E_c I_g)}{(1 + B_{dns})} \quad (4 - 15)$$

Donde B_{dns} es la relación entre la carga muerta axial mayorada sobre la carga mayorada total.

Ahora se hace la evaluación de da la esbeltez local de algunas columnas del edificio de Cartagena. Una de ellas es la que se muestra en la siguiente figura:

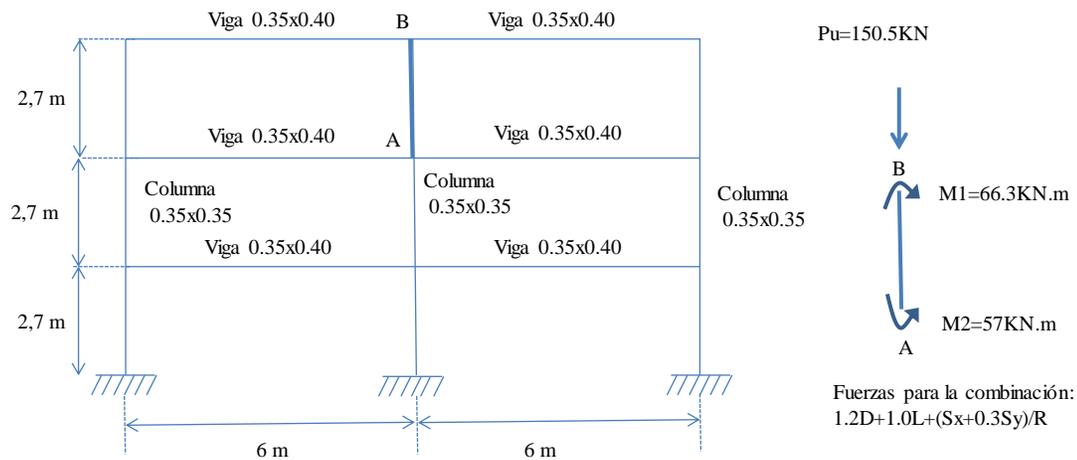


Figura 4 - 63 Pórtico eje 1. Identificación de la primera columna (A-B) y sus fuerzas internas para la combinación de carga: $1.2D+1.0L+(Sx+0.3Sy)/R$

Para esta columna se determina las relaciones de rigidez de las columnas y las vigas que convergen en los nudos A y B que se muestran en la figura anterior, con el objeto de hallar el factor de longitud efectiva(K) a través del nomograma de la Figura 4 - 62.

$$\psi_A = \frac{\left(\frac{0.7I_{gc}}{lc} + \frac{0.7I_{gc}}{lc}\right)}{\left(\frac{0.35I_{gv}}{lv} + \frac{0.35I_{gv}}{lv}\right)} = \frac{\left(\frac{0.7(0.001250)}{2.7} + \frac{0.7(0.001250)}{2.7}\right)}{\left(\frac{0.35 * 0.001866}{6} + \frac{0.35 * 0.001866}{6}\right)} = 2.97$$

$$\psi_B = \frac{\left(\frac{0.7I_{gc}}{lc}\right)}{\left(\frac{0.35I_{gv}}{lv} + \frac{0.35I_{gv}}{lv}\right)} = \frac{\left(\frac{0.7(0.001250)}{2,7}\right)}{\left(\frac{0.35 * 0.001866}{6} + \frac{0.35 * 0.001866}{6}\right)} = 1.50$$

Utilizando el caso arriostrado o sin desplazamiento lateral, se encontró un factor “K” de aproximadamente 0.85 según la Figura 4 - 62, para lo cual la relación de esbeltez es de:

$$\text{Relación_esbeltez} = \frac{KLc}{r} = \frac{0,85 * (2,7 - 0,4)}{0,3 * 0,35} = 18,6$$

Se determina posteriormente la relación de esbeltez límite para las condiciones de este caso:

$$34 - 12 \frac{M1}{M2} = 34 - 12 * \frac{57}{66.3} = 21,70$$

Por ser la relación de esbeltez de la columna en estudio menor al valor límite anteriormente calculado, se pueden ignorar los efectos de segundo orden o p-delta de la primera columna para estas condiciones. Adicionalmente, para la columna del primer piso se hizo este mismo procedimiento, obteniéndose:

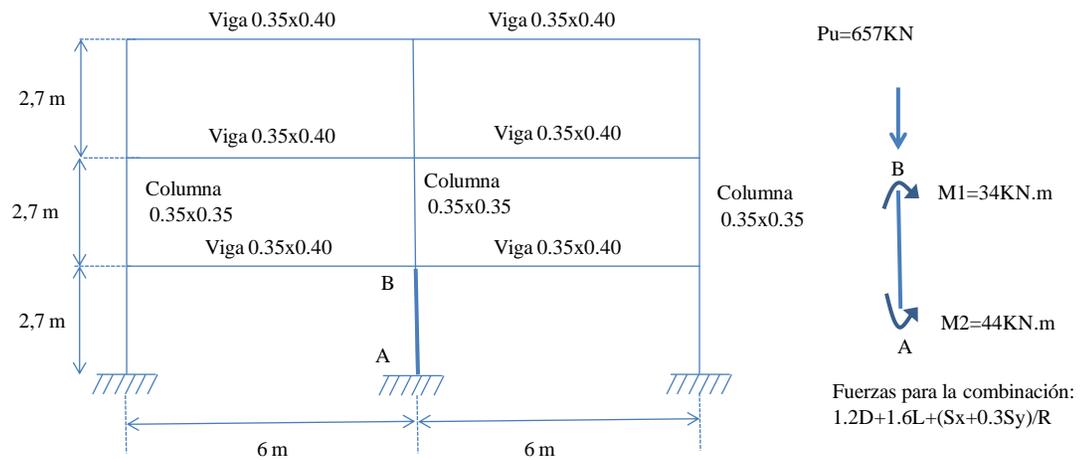


Figura 4 - 64 Pórtico eje 1. Identificación de la primera columna (A-B) y sus fuerzas internas para la combinación de carga: $1.2D+1.0L+(Sx+0.3Sy)/R$

$$\psi_B = \frac{\left(\frac{0.7I_{gc}}{lc} + \frac{0.7I_{gc}}{lc}\right)}{\left(\frac{0.35I_{gv}}{lv} + \frac{0.35I_{gv}}{lv}\right)} = \frac{\left(\frac{0.7(0.001250)}{2.7} + \frac{0.7(0.001250)}{2.7}\right)}{\left(\frac{0.35 * 0.001866}{6} + \frac{0.35 * 0.001866}{6}\right)} = 2.97$$

Por ser empotrado el apoyo se puede considerar la relación de rigidez en el nudo “A” como:

$$\psi_A = 1.0$$

Utilizando el caso arriostrado o sin desplazamiento lateral, se tiene un K de aproximadamente 0,84, para lo cual la relación de esbeltez es de:

$$Relación_esbeltez = \frac{KLc}{r} = \frac{0,84 * (2,7 - 0,4)}{0,3 * 0,35} = 18,4$$

Teniendo en cuenta que:

$$34 - 12 \frac{M1}{M2} = 34 - 12 * \frac{34}{44} = 22.7$$

Se encuentra también como sucedió en la primera columna, que la relación de esbeltez es menor al valor anteriormente calculado, por lo cual se pueden ignorar sus efectos de segundo orden.

++4.5.2.2 Flexo compresión

Después de hacer una evaluación de la esbeltez global de la estructura y local de cada columna, se hace el análisis y el diseño estructural a flexo compresión de una de las columnas (ejes B y 2) del edificio localizado en Cartagena en zona de amenaza sísmica bajo y con capacidad de disipación de energía mínima. Para ello, se tuvieron en cuenta en el modelo estructural las combinaciones de carga recomendadas por la NSR-10.

Para hacer la revisión de la columna que está sometida a carga axial (compresión o tensión) combinada con flexión, se deben realizar las siguientes etapas:

- a) Estimación inicial de la cuantía de acero, basados en los efectos uniaxiales de flexión, a través de la construcción de cartas de diseño en cada dirección con los diagramas de interacción de fuerza axial contra momento en cada dirección para cuantías del 1, 2, 3 y 4% respectivamente. Siendo 1% la cuantía mínima y 4% la cuantía máxima como lo establece la NSR-10.
- b) Revisión de los efectos biaxiales a flexión combinada con carga axial mediante el método de Bresler.

La columna de este edificio es cuadrada con una sección de 0.35x0.35 m, por lo que es necesario una sola carta de diseño que es válida para revisar los efectos en X y en Y. Para una cuantía del 1% dicha sección tiene la siguiente área de acero:

$$A_s = 0.01 * 35x35 = 12.25cm^2$$

Para esta cuantía se decidió colocar en la sección ocho (8) varillas distribuidas simétricamente con un área de 1.53 cm² cada una. Se puede utilizar para la construcción de una carta de diseño áreas de varillas no comerciales. En la Figura 4 - 65 se presenta un esquema con:

- Sección transversal de la columna.
- Localización y distribución de las barras de acero.
- Diagramas de deformaciones unitarias
- Diagramas de fuerzas.

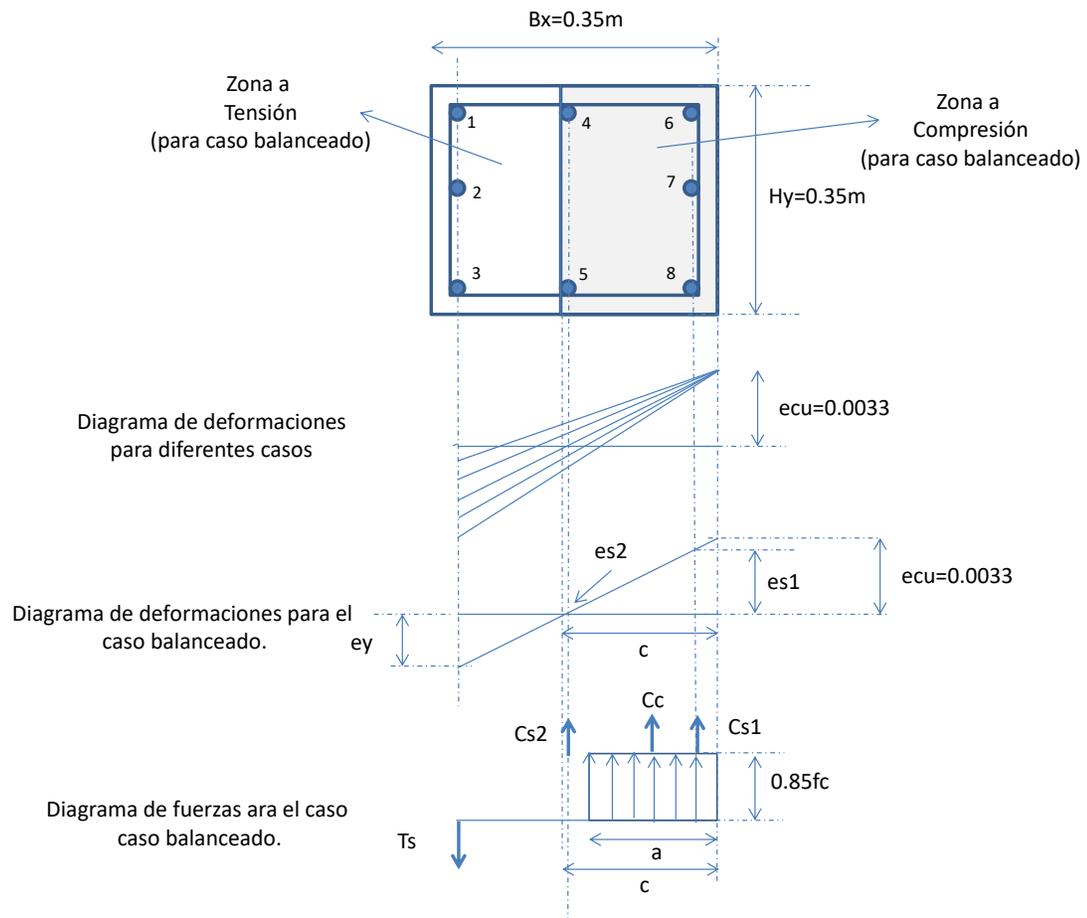


Figura 4 - 65 . Esquema de sección transversal – Diagramas de deformaciones y fuerzas

Los datos de los materiales son los siguientes:

Concreto

Resistencia a la compresión
Deformación unitaria última

$f_c = 21\text{ Mpa}$
 $\epsilon_{cu} = 0.003$

Acero

Resistencia
Módulo de elasticidad
Deformación unitaria de fluencia(ϵ_y)

$f_y = 420\text{ Mpa}$
 $E_s = 203900\text{ Mpa}$
 $\epsilon_y = 0.00206$

Con respecto a la localización y el área de acero en la sección de la columna, considerando barras de acero de 1.53 cm^2 , se tiene:

Fila	As(cm ²)	X(m)
1	4.59	0.05
2	3.06	0.175
3	4.59	0.3
Fila	As(cm ²)	y(m)
1	4.59	0.05
2	3.06	0.175
3	4.59	0.3

Tabla 4 - 24. Distribución del refuerzo en la columna en sus dos (2) caras. Área total 12.24 cm^2 .

Inicialmente se determina el punto correspondiente a la “Falla a compresión axial”, que corresponde a la máxima fuerza de compresión que puede resistir la columna sin el factor de reducción de resistencia.

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y = 2678.9 \text{ KN}$$

Posteriormente se halla el punto correspondiente a la “Falla a tensión axial”, que es la máxima fuerza a tensión sin factor de reducción de resistencia.

$$P_{ot} = -A_s f_y = -514.1 \text{ KN}$$

Se determina a continuación la localización del punto balanceado del diagrama de interacción, que se presenta cuando falla simultáneamente el acero y el concreto. Para ello, es necesario emplear compatibilidad de deformaciones y el diagrama de fuerzas que se presentó en la Figura 4 - 65. Por relación de triángulos del diagrama de deformaciones se determina “C”, que es la localización del eje neutro:

$$\frac{C}{0.003} = \frac{0.30}{\epsilon_y + 0.003} \Rightarrow C = 0.17787 \text{ m}$$

Basados en la localización de “C” para el punto balanceado, se encuentra que las varilla 1,2 y 3 están sujetas a esfuerzos de tensión y el resto de varillas (4,5,6,7 y 8) a esfuerzos de compresión. Para poder determinar P_b y M_b se deben hallar las fuerzas de cada grupo de varillas y la fuerza a compresión que proporciona el concreto. Para la fuerza C_{s1} , se debe identificar la deformación unitaria e_{s1} :

$$\frac{e_{s1}}{C - 0.05} = \frac{0.003}{C} \Rightarrow e_{s1} = 0.00215 > e_y$$

Al ser la deformación unitaria del acero (e_{s1}) mayor que la deformación de fluencia (e_y) en la zona de compresión, se encuentra que el esfuerzo de estas varillas fluye, por lo que es igual a f_y (basados en el diagrama esfuerzo - deformación).

$$f_{s1} = f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$C_{s1} = \left(\frac{4.59}{100^2}\right) * 420 * 1000 = 192.8 \text{ KN}$$

Para la Fuerza C_{s2} , se determina la deformación unitaria e_{s2} :

$$\frac{e_{s2}}{C - 0.175} = \frac{0.003}{C} \Rightarrow e_{s2} = 0.0000484 > e_y$$

Para este caso el esfuerzo de compresión de estas varillas no fluye, por lo tanto:

$$f_{s2} = E_s e_{s2} = 203900 * 0.0000484 = 9.87 \text{ Mpa}$$

$$C_{s2} = \left(\frac{3.06}{100^2}\right) * 9.87 * 1000 = 3 \text{ KN}$$

Para determinar la fuerza a compresión (C_c), se halla el B_1 , que es de 0.85 por ser un concreto con una resistencia a la compresión menor o igual a 28 Mpa. Por lo tanto, la fuerza C_c es la siguiente:

$$C_c = 0.85 * \beta_1 * C * H_y * f_c = 944.6 \text{ KN}$$

La fuerza T_s es:

$$T_s = -\left(\frac{4.59}{100^2}\right) * 420 * 1000 = -192.8KN$$

La fuerza balanceada (P_b) se determina como la suma algebraica de las cuatro(4) fuerzas previamente determinadas:

$$P_b = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_s = 947.6KN$$

Se halla el momento balanceado (M_b) utilizando como punto de referencia el centro de la sección transversal de la columna en dirección x , que corresponde a $b_x/2$:

$$M_b = C_c \left(\frac{b_x}{2} - \frac{\beta_1 C}{2}\right) + C_{s1} \left(\frac{b_x}{2} - 0.05\right) + C_{s2} (0) + T_s \left(\frac{b_x}{2} - 0.05\right) = 142KN.m$$

Posteriormente se deben determinar puntos adicionales (de 20 a 30) para poder construir adecuadamente la curva del diagrama de interacción, para lo cual se varía el valor de “C” y se emplean las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones para determinar los valores de momentos y carga axial correspondientes. La resistencia nominal de los valores del diagrama de interacción se determinó multiplicando los valores obtenidos por un coeficiente de reducción de resistencia (ϕ), basado en las recomendaciones de la NSR-10. Dichos factores son variables y dependen si los diferentes puntos (M y P) del diagrama de interacción están controlados por tensión o compresión o en están en una zona de transición. Se determina basado en la siguiente curva:

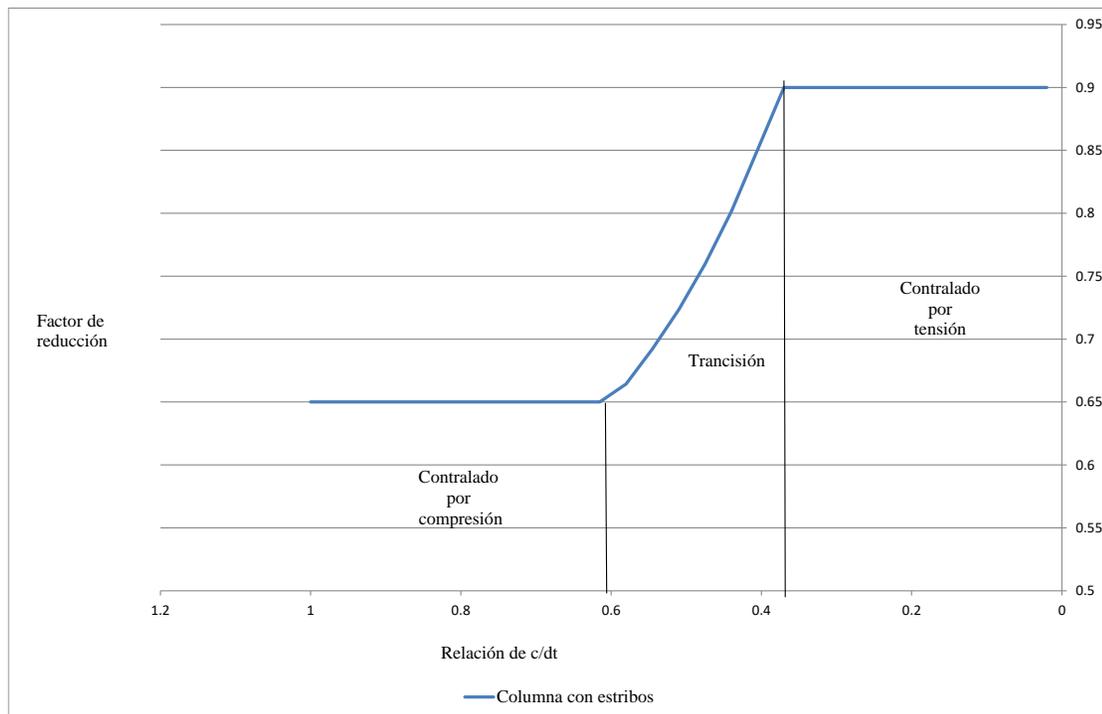


Figura 4 - 66 Curva para determinar los factores de reducción de resistencia de la columna con flejes o estribos

- Cuando la relación entre la localización del eje neutro (c) sobre la distancia efectiva (dt) es mayor o igual a 0.6 de uno de los puntos del diagrama de interacción, dicho caso está “controlado por compresión” y el factor de reducción de resistencia es de 0.65.
- Cuando la relación “c/dt” es menor o igual es menor a 0.375 de uno de los puntos del diagrama de interacción, dicho caso está “controlado por tensión” y el factor de reducción de resistencia es de 0.90.
- Cuando la relación “c/dt” está entre 0.6 y 0.375, se debe aplicar la siguiente expresión:

$$\phi = 0.65 + 0.25 * \left(\frac{1}{c/dt} - 5/3 \right) \quad (4 - 16)$$

De esta forma, para el caso del punto balanceado, P_b y M_b , se tiene:

$$\frac{c}{dt} = \frac{0.17787}{0.30} 0.5929$$

Por lo que este punto está en la zona de transición y :

$$\phi = 0.65 + 0.25 * \left(\frac{1}{0.5929} - 5/3 \right) \approx 0.65$$

Para el punto de la “falla a compresión” el factor de reducción es de 0.65 y para el punto de la “falla a tensión” es de 0.9. De esta forma, al afectar todos los puntos con los factores de reducción, el diagrama de interacción de esta columna para una cuantía mínima del 1% es:

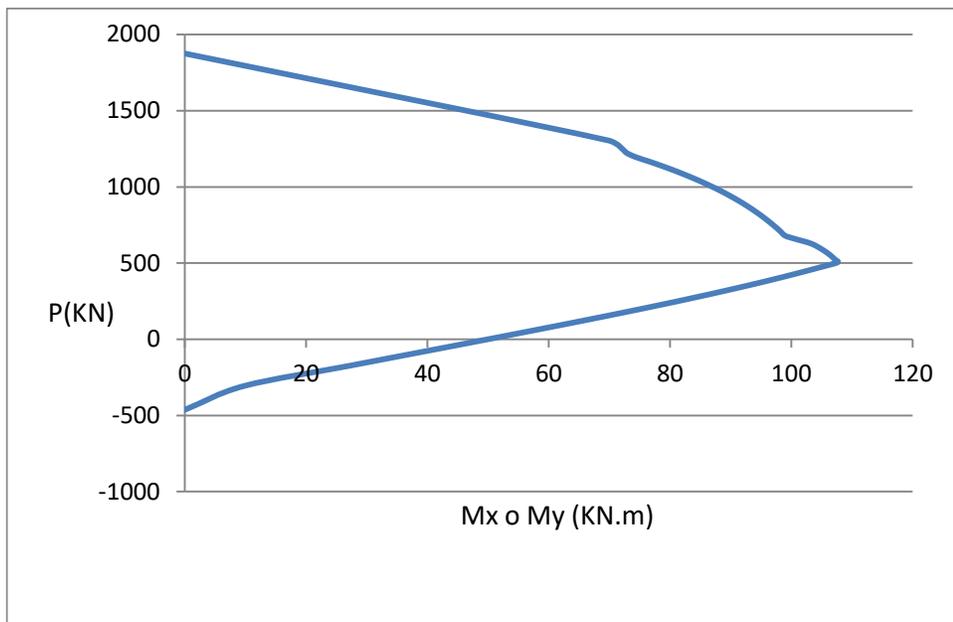


Figura 4 - 67 . Diagrama de interacción para una cuantía del 1% afectado por factores de reducción (variables).

Aplicando las consideraciones anteriores, se presenta la carta de diseño. En esta misma carta de diseño se incluyen los puntos con las solicitaciones que generadas en la columna por los efectos de las diferentes combinaciones de carga que actúan sobre el

modelo estructural desarrollado. Por la simetría de la sección, es igual la carta de diseño (diagramas de interacción) de esta columna en los dos (2) sentidos.

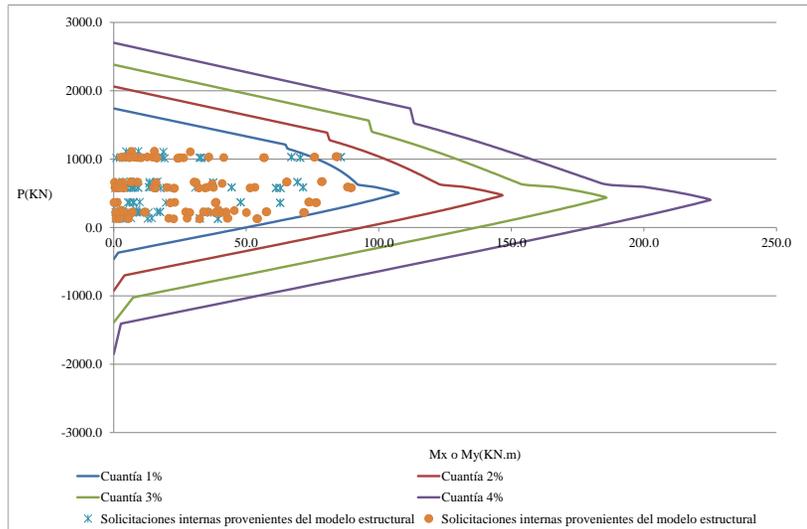


Figura 4 - 68 . Carta de diseño diagrama de interacción de columna del edificio de Cartagena. Incluye solicitaciones internas obtenidas del SAP-2000.

Basados en la revisión de compresión con flexión uniaxial realizada anteriormente, se determinó que es necesario una cuantía del 1.5% para dicha columna. Teniendo en cuenta el uso de diámetros de varillas comerciales, los refuerzos que más se acercan a dicha cuantía son ocho varillas No. 5 o No. 6. Esto representa los siguientes diagramas de interacción:

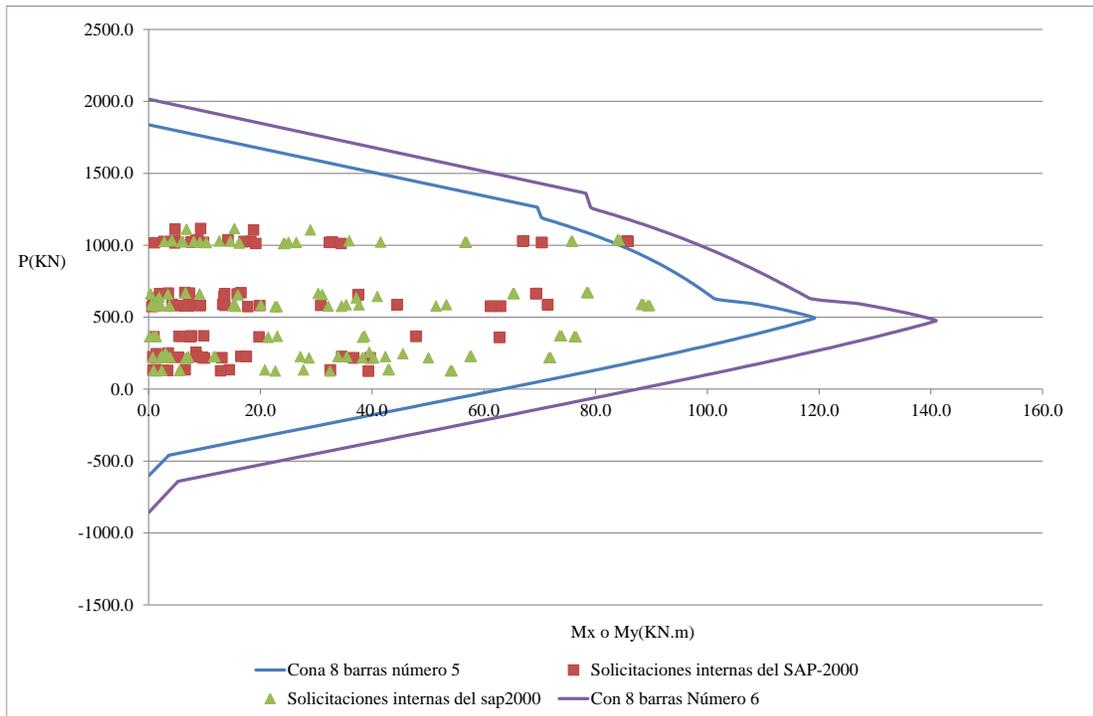


Figura 4 - 69 . Diagramas de interacción con factor de reducción y sin factor de reducción de resistencia columna del edificio de Cartagena con ocho varillas No. 5 (5/8) y ocho varillas No. 6 (6/8)

Del anterior resultado, se determinó que a nivel de flexión uniaxial combinada con carga axial se requiere para la columna un refuerzo consistente en ocho barras número 6 que representa una cuantía de 1.85%. Posteriormente se debe hacer la revisión de flexión biaxial más fuerza axial (compresión o tensión), para lo cual se emplea el método de Bresler. Dicho método se basa en la siguiente ecuación:

$$\left[\frac{M_x}{\phi M_{xo}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_y}{\phi M_{yo}} \right]^\alpha \leq 1.0 \quad (4 - 17)$$

Dónde:

Mx Momento actuante alrededor del eje X

My Momento actuante alrededor del Y

ϕM_{xo} Momento nominal resistente alrededor del eje X, obtenido con base a la carga axial actuante relacionada con los momentos Mx y My

- ϕM_{yo} Momento nominal resistente alrededor del eje Y, obtenido con base a la carga axial actuante relacionada con los momentos M_x y M_y
- α Es un coeficiente que depende de la relación entre la carga axial resistente suministrada por el acero y el concreto.

$$\alpha = \frac{\log(0.5)}{\log(B_b)} \quad (4 - 18)$$

Donde B_b depende de la carga axial actuante. Para ello se definen las siguientes variables:

$$C_c = \phi B_x H_y f'_c \quad (4 - 19)$$

$$C_s = \phi A_s f_y \quad (4 - 20)$$

Para valores de la carga axial solicitada, P_u , mayores o iguales a $0.25C_c$

$$B_B = B_{25} + 0.20 \frac{P_u / C_c - 0.25}{0.85 + C_s / C_c} \quad (4 - 21)$$

Para valores de la carga axial solicitada, P_u , menores de $0.25C_c$

$$B_B = B_{25} + (0.25 - P_u / C_c)^2 (0.85 - (C_s / (2C_c))) \quad (4 - 22)$$

Para B_{25} , se tiene las siguientes expresiones. Cuando C_s/C_c es mayor o igual a 0.50:

$$B_{25} = 0.485 + 0.03(C_c / C_s) \quad (4 - 23)$$

Cuando C_s/C_c es menor a 0.50:

$$B_{25} = 0.545 + 0.35(0.5 - C_s / C_c)^2 \quad (4 - 24)$$

A continuación se hace la revisión biaxial para uno de los casos de cargas sobre esta columna. Inicialmente se determinan las constantes basadas en las ecuaciones anteriores, empleado un factor de reducción de resistencia de 0.70:

Área sección columna(m2)	0.12
Área acero (cm2)	22.72
Compresión Cc (KN)	1800.75
Tensión Cs (KN)	667.97
Cs/Cc	0.37
B25	0.55
0.25*Cc	450.1875

Se tiene que debe soportar dicha columna en una combinación de carga una carga axial de 1036,48 KN y los siguientes momentos actuantes:

Mx Momento actuante en dirección X : 14,23 KN.m
 My Momento actuante en dirección Y : 84,25 KN.m

Del diagrama de interacción de la Figura 4 - **69** se determina ϕM_{xo} y ϕM_{yo} correspondientes, que tienen la misma magnitud por ser una columna con sección simétrica. Para ello, se ingresa a dicho diagrama con la fuerza axial mayorada (1036,48 KN) y se encuentra que: $\phi M_{xo} = \phi M_{yo} = 96.4$ KN.m. Para determinar α , es necesario determinar B_b y B_{25} .

Como C_s/C_c es menor a 0.50:

$$B_{25} = 0.545 + 0.35(0.5 - 0,37)^2 = 0.551$$

Como P_u es mayor a $0.25C_c$

$$P_u / C_c = 0.575$$

$$B_B = 0.551 + 0.20 \frac{0.575 - 0.25}{0.85 + 0.37} = 0.604$$

Por lo tanto α es:

$$\alpha = \frac{\text{Log}(0.5)}{\text{Log}(0.604)} = 1.38$$

La relación del método de Bresler es:

$$\left[\frac{14.23}{96.4} \right]^{1.38} + \left[\frac{84.25}{96.4} \right]^{1.38} = 0.90 < 1.0 \text{ _ OK}$$

Finalmente para la columna se revisó para cada combinación de carga el efecto a flexo compresión biaxial, como se observa en la Figura 4 - 70, donde se confirma que cumple con este requisito.

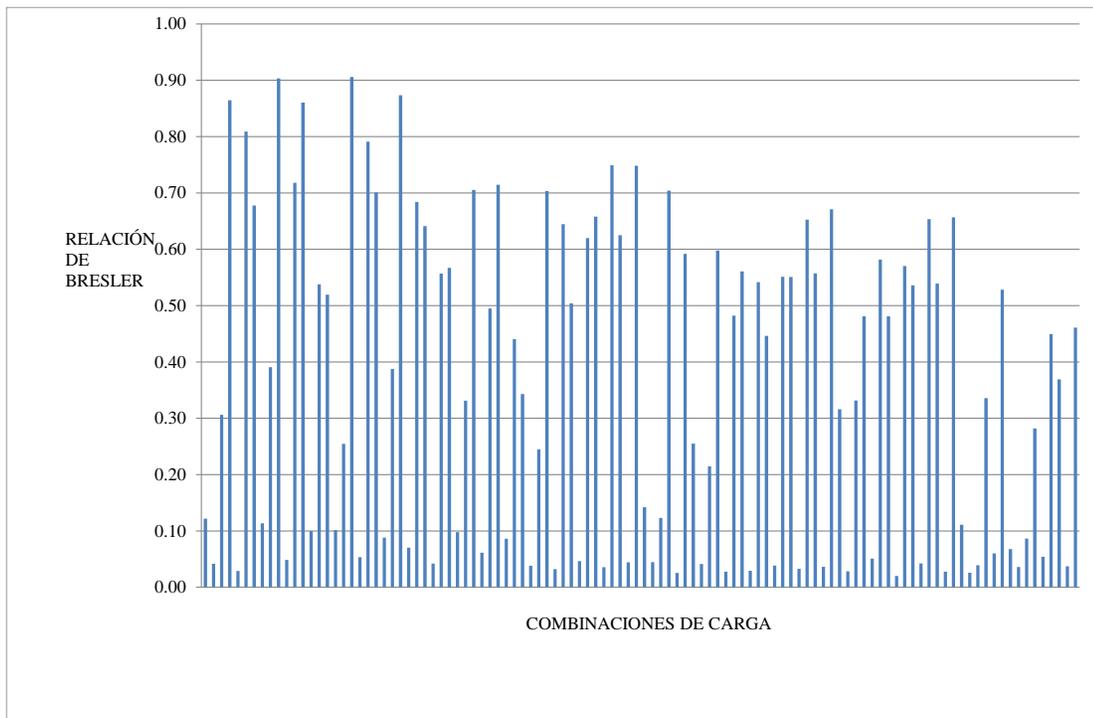


Figura 4 - 70 . Resultados de la revisión Biaxial de la columna de Cartagena

4.5.2.3 Cortante

Se prosigue con el diseño a cortante de la columna, basados en las fuerzas internas que deben soportar y que se obtienen a través del modelo estructural. La norma NSR-10 no exige requisitos especiales para el diseño a cortante de columnas con capacidad mínima

de disipación de energía (DMI). Su diseño se basa en las especificaciones de elementos sometidos a fuerza axial y cortante, con algunos requisitos mínimos de detallado estructural. Se debe cumplir con:

$$v_u \leq \phi v_n \Rightarrow v_u \leq \phi(v_c + v_s) \quad (4 - 25)$$

Para las columnas la resistencia a cortante que suministra el concreto depende de su resistencia a compresión y las fuerzas axiales a compresión y a tensión que va estar sometida. Dicha resistencia es:

$$v_c = \left[1 + \frac{N_u}{14A_g} \right] \frac{\sqrt{f_c}}{6} \quad (4 - 26)$$

Dónde:

- “Nu” es la fuerza axial en N.
- “Ag” es el área bruta de la columna en mm²
- “fc” es la resistencia compresión del concreto en Mpa.

La resistencia del acero a cortante está dada por la misma ecuación para flexión de vigas. Para una de las combinaciones de carga que tiene el modelo estructural, dicha columna debe soportar las siguientes fuerzas internas:

Fuerza axial (Pu)	510.2 KN
Cortante en dirección X (Vux)	85.9 KN
Cortante en dirección Y (Vuy)	3.6 KN

Revisión en una dirección

La resistencia a cortante (a nivel de esfuerzos) que proporciona el concreto es:

$$v_c = \left[1 + \frac{N_u}{14A_g} \right] \frac{\sqrt{f_c}}{6} = \left[1 + \frac{510.2 * 1000}{14(350)(350)} \right] \frac{\sqrt{21}}{6} = 0.991 \text{ Mpa}$$

El esfuerzo cortante actuante en la dirección X es:

$$V_{ux} = \frac{89.9}{0.35 * 0.30} = 0.81 \text{Mpa}$$

Como $\phi V_c \sim V_{ux}$, teóricamente no se requiere refuerzo a cortante por resistencia. Sin embargo se debe cumplir con los requisitos mínimos de detallado estructural para asegurar su comportamiento estructural. De acuerdo con la NSR-10 es necesario una longitud de confinamiento (l_o) a partir de la cara del nudo y corresponde a la mayor distancia entre:

$$l_o \geq \left\{ \begin{array}{l} h_w = 0.35m \\ \frac{L}{6} = \frac{2.3}{6} = 0.38m \\ 0.5m \end{array} \right\} \Rightarrow l_o = 0.50m$$

La separación máxima de los estribos en la zona de confinamiento debe ser de 150 mm y el primer estribo se debe colocar a 50 mm de la cara. La separación de los estribos en la zona no confinada debe ser el menor valor de. (“db” es el diámetro de las barras longitudinales y “de” el diámetro de los flejes):

$$\left\{ \begin{array}{l} 16db = 30.48cm \\ 45de = 42.9cm \\ bx \end{array} \right\} \Rightarrow S = 30.48cm$$

+

De lo anterior se decide colocar flejes de 3/8” cada 15 cm en la zona confinada y de 30 cm en la zona no confinada.

4.5.2.4 Despiece

Basados en los anteriores resultados, a nivel de flexo compresión, cortante y detallado estructural, se presenta a continuación el despiece de esta columna:

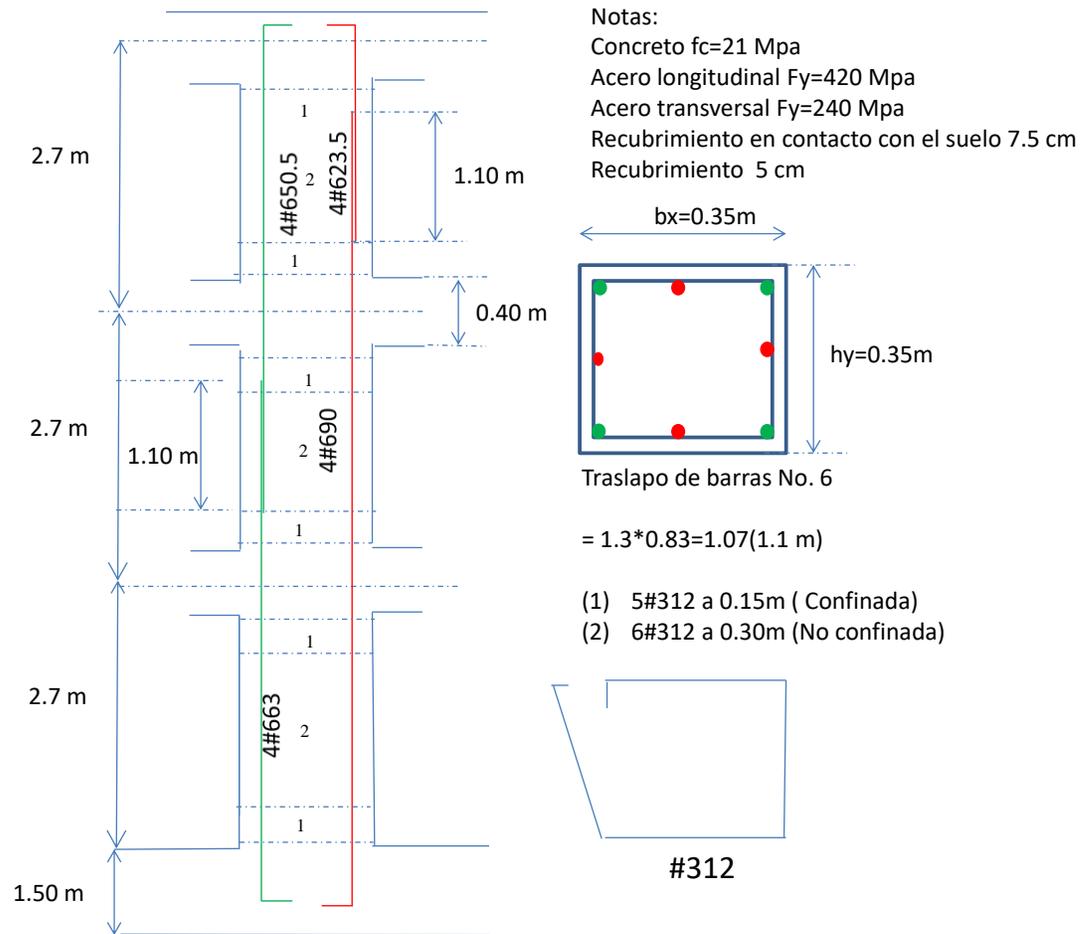


Figura 4 - 71 . Despiece de columna de Cartagena

4.5.3 Edificio DMO

4.5.3.1 Evaluación de Esbeltez

Se hace para el edificio de Tunja la misma evaluación de la esbeltez global que se hizo para el edificio de Cartagena. Para ello se halla el índice de estabilidad (Q) para cada dirección y para las diferentes combinaciones de carga. Para la combinación de carga: $1.2D+1.0L+S_x/R$, se tienen los siguientes resultados:

Piso	$\sum Pu$ (KN)	Vus (KN)	Δ_o (m)	lc(m)	Q
1	5183,422	415,2	0,0062	2,3	0,03
2	3232,903	329,6	0,0094	2,3	0,04
3	1213,2	158,3	0,0074	2,3	0,02

Tabla 4 - 25 Estabilidad lateral del edificio de Tunja – En dirección X y para la combinación de carga 1.2D+1.0L+Sx/R.

Con el mismo procedimiento se realizó la verificación para diferentes combinaciones de carga y direcciones de la edificación, obteniéndose los siguientes resultados:

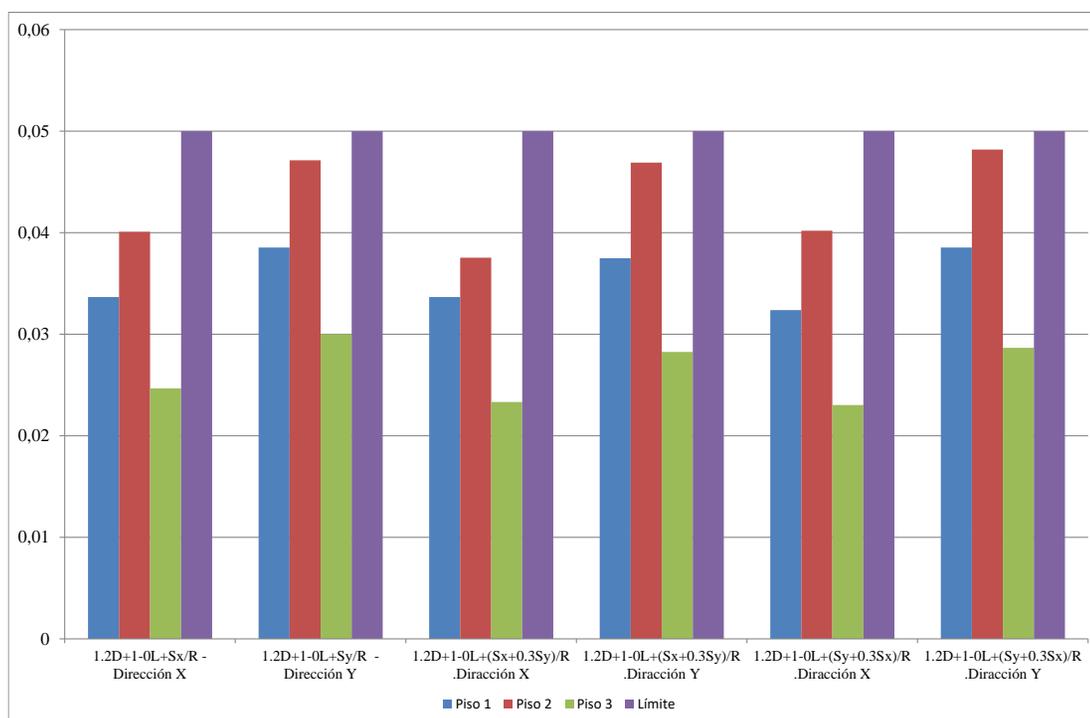


Figura 4 - 72 Índice de estabilidad del edificio de Tunja

Por los anteriores valores, se considera que el edificio es arriostrado. Además, se realizó la verificación local de algunas columnas encontrándose que se puede ignorar sus efectos no lineales de segundo orden.

4.5.3.2 Flexo compresión

Por otro lado, se presenta el análisis y el diseño estructural de una de las columnas (ejes B y 2) del edificio localizado en Tunja en zona de riesgo de sísmico intermedio y con capacidad de disipación de energía moderada. Se construyó la carta de diseño con el mismo procedimiento de la anterior columna. La columna de este edificio es también cuadrada con una sección de 0.40×0.40 m. En la Figura 4 - 73 se presenta un esquema con la sección transversal de la columna y los diagramas de deformaciones y fuerzas.

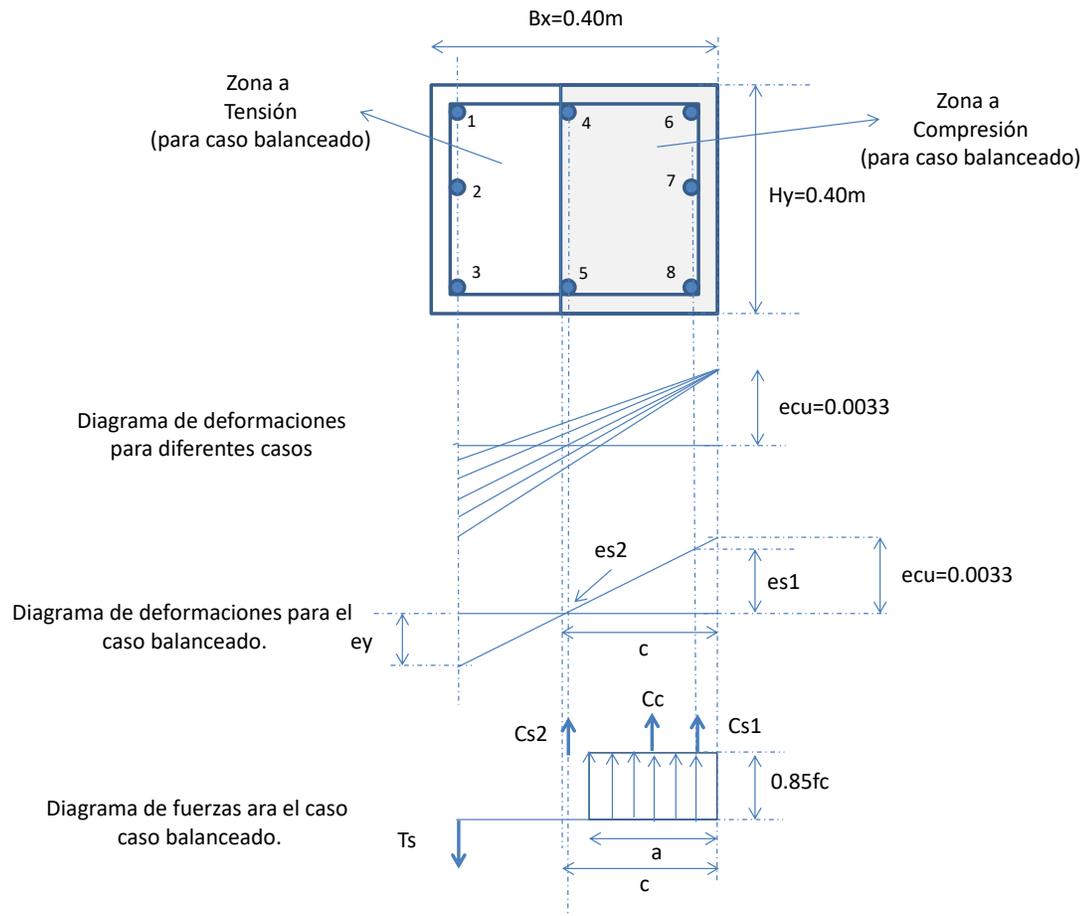


Figura 4 - 73 . Esquema de sección transversal – Diagramas de deformaciones y fuerzas

A continuación se observa la carta de diseño de esta columna con los cuatro (4) diagramas de interacción para cuantías de 1, 2, 3 y 4%. En esta misma carta de diseño se incluyen los puntos con las solicitaciones generadas en la columna por los efectos de las diferentes combinaciones de carga que actúan sobre el modelo estructural

desarrollado. Por la simetría de la sección, son iguales los diagramas de interacción de esta columna en los dos (2) sentidos, por lo que se anexa solamente una carta de diseño.

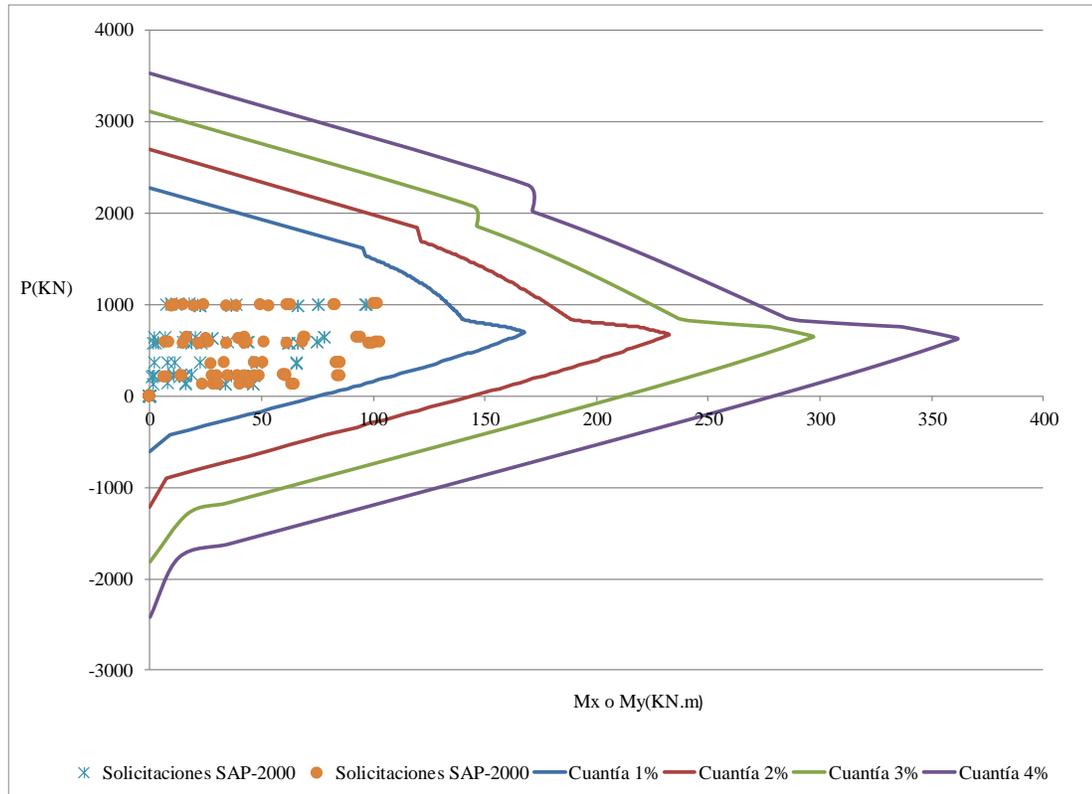


Figura 4 - 74 . Carta de diseño diagrama de interacción de columna del edificio de Tunja

Basados en los resultados anteriores, es necesario para este columna cuantía del 1%, para lo cual se decide colocar ocho (8) varillas No.5. Estas condiciones representan el siguiente diagrama de interacción:

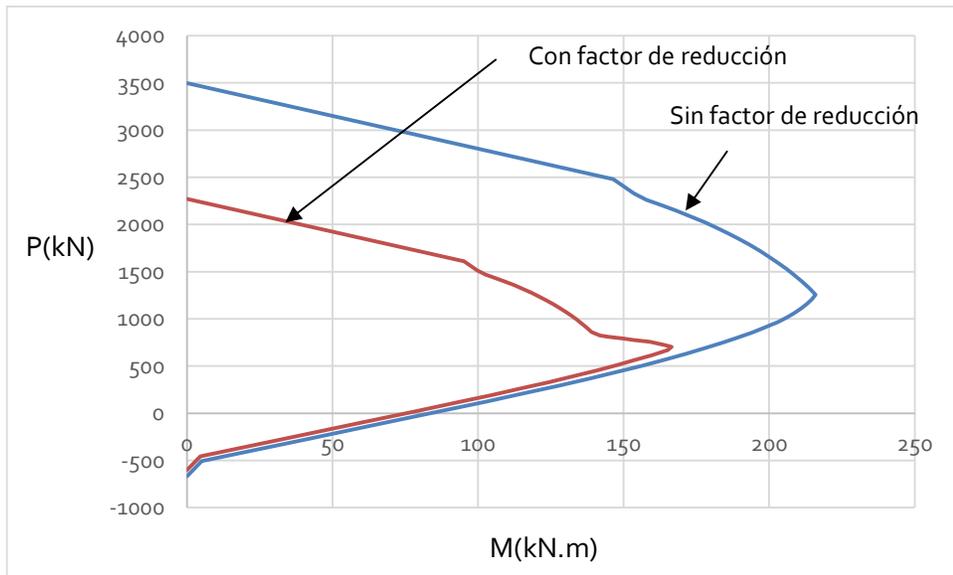


Figura 4 - 75 . Diagramas de interacción con factor de reducción y sin factor de reducción de resistencia columna del edificio de Tunja con ocho varillas de No. 5 (5/8)

Empleando el método de Bresler, que se explicó en el edificio anterior, se realiza la revisión de fuerza axial (compresión o tensión) con flexión biaxial de esta columna. Para ello, se revisó para esta columna los efectos flexo compresión biaxial que produce cada combinación de carga. En la Figura 4 - 76 se observan los resultados, donde se confirma que se cumple con este requisito, ya que ninguna relación del método de Bresler (Ver ecuación (4 - 17) es mayor que 1.0.

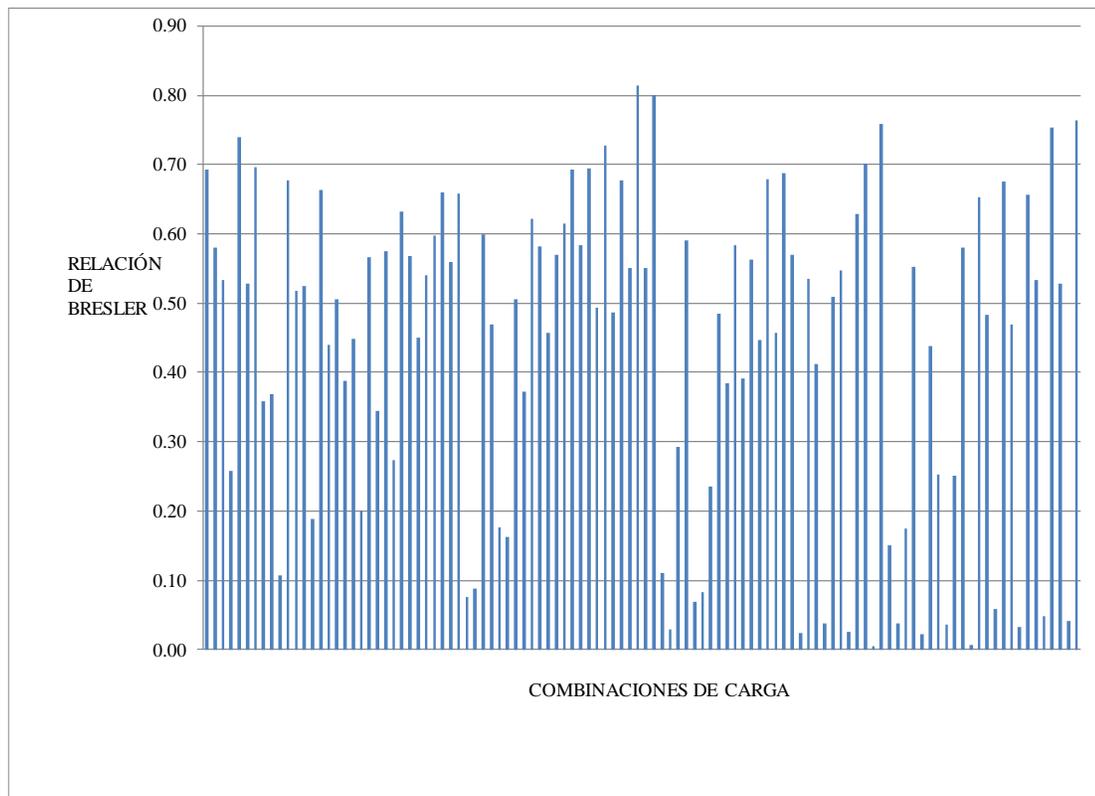


Figura 4 - 76 . Resultados de la revisión Biaxial de la columna de Tunja

4.5.3.3 Cortante

Además de cumplir con los fundamentos básicos de cortante en concreto estructural, la norma NSR-10 exige requisitos especiales para el diseño a cortante de columnas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO). Permite dos (2) alternativas para cumplir los requisitos sísmicos de esfuerzos cortantes en columnas.

Alternativa 1:

Realizar el diseño sismo resistente moderno, dándole a la estructura la capacidad de trabajar fuera del rango elástico, permitiéndole disipar parte de la energía que le induce el sismo como trabajo en el rango inelástico. Esta disipación de energía se hace por flexión pues las fallas por cortante son frágiles y carecen de ductilidad (García [14]).Para esto se deben calcular las fuerzas cortantes inducidas al aparecer las articulaciones plásticas en ambos extremos, basados en la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{L_n} \quad (4 - 27)$$

Dónde:

M_{n1} Momento nominal en la parte de arriba de la columna, sin factor de reducción y con una resistencia del acero de 1.25fy.(Supone zona de trabajo en frio del acero)

M_{n2} Momento nominal en la parte de abajo de la columna, sin factor de reducción y con una resistencia del acero de 1.25fy.(Supone zona de trabajo en frio del acero)

L_n Longitud libre de la columna

Alternativa 2:

Permite remplazar la alternativa 1, modificando las combinaciones de carga, incluyendo un facto de 2.0 a la fuerza sísmica, como se presenta a continuación:

$$V_u = 1.2V_{cm} + 1.0V_{cv} + \frac{2.0E}{R}$$

$$V_u = 0.9V_{cm} + \frac{2.0E}{R}$$

Para este edificio se decidió utilizar la alternativa 1. Se presentan a continuación la evaluación de uno de los casos. Los datos empleados para esta evaluación son:

Resistencia de los flejes de acero	Fy =	240	Mpa
Área bruta	Ag	0.16	m ²
Área de las ramas de acero en sentido X	Avx	1.42	cm ²
Área de las ramas de acero en sentido Y	Avy	1.42	cm ²
Distancia efectiva en X	dx	0.35	M
Distancia efectiva en Y	dy	0.35	M

Se realiza a continuación la revisión a cortante de dicha columna en dirección X. Del diagrama de interacción (Ver Figura 4 - **75**) se determina el momento nominal en X (sin incluir los coeficientes de reducción de resistencia).

$$Pu = 1086.6KN \Rightarrow Mn1x \approx Mn2x \approx Mn1y \approx Mn2y = 209.7KN.m$$

Posteriormente se calcula la fuerza cortante en cada dirección, inducidas cuando aparecen las articulaciones plásticas en ambos extremos:

$$V_{ux} = \frac{Mn1x + Mn2x}{Ln} = 182.36KN$$

$$V_{uy} = \frac{Mn1yx + Mn2x}{Ln} = 182.36KN$$

La resistencia que aporta el concreto en cada dirección, expresada en fuerzas:

$$V_{cx} = \left[1 + \frac{Nu}{14Ag} \right] \frac{\sqrt{fc}}{6} h y d x = 158.80KN$$

$$V_{cy} = \left[1 + \frac{Nu}{14Ag} \right] \frac{\sqrt{fc}}{6} b x d y = 158.80KN$$

El acero debe asumir la siguiente fuerza:

$$V_{sx} = V_{sy} = \frac{V_{ux}}{0.75} - V_{cx} = 84.34KN$$

Considerando dos (2) ramas en cada dirección de flejes de 3/8”, tenemos la siguiente separación necesaria en cada dirección:

$$S_x = \frac{A_v F_y d_x}{V_{sx}} = \frac{\frac{2 * 0.71}{100^2} * 1000 * 240 * 0.35}{84.34} = 0.14m$$

Requisitos sismo-resistentes para DMO

De acuerdo con la NSR-10 es necesario una longitud de confinamiento (l_o) a partir de la cara del nudo y corresponde a la mayor distancia entre:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Mayor dimensión}(0.40m) \\ \frac{L_n}{6} = 0.38m \\ 0.50m \end{array} \right\} \Rightarrow l_o = 0.50m$$

La separación de los estribos en la zona de confinamiento debe ser el menor valor de (“ db ” es el diámetro de las barras longitudinales y “ de ” el diámetro de los flejes):

$$\left. \begin{array}{l} 8db = 12.7cm \\ 16de = 15.2cm \\ bx/3 = 13.3cm \\ 15cm \end{array} \right\} \Rightarrow S = 12cm$$

El primer estribo se debe colocar a 50 mm de la cara del nudo. En la zona no confinada se recomiendan estribos con espaciamiento centro a centro no mayor que dos (2) veces el espaciamiento utilizado en la zona de confinamiento.

Requisitos de ductilidad

Aplicando las ecuaciones de la NSR-10, se revisa la separación de los flejes en la zona confina para asegurar un comportamiento dúctil. Para ello se aplican las siguientes ecuaciones establecidas en la norma:

$$A_{sh} = 0.2 \frac{Sh_c fc}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \quad (4 - 28)$$

$$A_{sh} = 0.06 \frac{Sh_c fc}{f_{yh}} \quad (4 - 29)$$

Donde A_g es el área Total de la sección:

$$A_g = 0.35 * 0.35 = 0.16m^2$$

A_{ch} es el área del núcleo confinado y h_{cx} o h_{cy} son la longitud en cada dirección del núcleo de la sección confinado. Para este caso se consideraron 0.03 m de recubrimiento al borde de las barras:

$$A_{ch} = (0.40 - 0.03 * 2)(0.40 - 0.03 * 2) = 0.1156m^2$$

$$h_{cx} = h_{cy} = (0.4 - 2 * 0.03) = 0.34m$$

Según el diseño realizado anteriormente el refuerzo consiste en dos (2) ramas de flejes compuestas por varillas de 3/8. Para un acero con un $F_y=240$ Mpa se tiene:

$$S_{x1} = \frac{A_{sh} F_y}{0.2 f_c h_{ch} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]} = \frac{\frac{1.42}{100^2} 240 * 1000}{0.2 * 21 * 1000 * 0.34 * 0.38} = 0.062m$$

$$S_{x2} = \frac{A_{sh} F_y}{0.06 f_c h_{ch}} = \frac{\frac{1.42}{100^2} 240 * 1000}{0.06 * 21 * 1000 * 0.34} = 0.079m$$

Para barras con un $F_y=420$ Mpa y en el mismo sentido:

$$S_{x1} = \frac{A_{sh} F_y}{0.2 f_{ch} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]} = \frac{\frac{1.42}{100^2} 420 * 1000}{0.2 * 21 * 1000 * 0.34 * 0.38} = 0.010m$$
$$S_{x2} = \frac{A_{sh} F_y}{0.06 f_{ch}} = \frac{\frac{1.42}{100^2} 420 * 1000}{0.06 * 21 * 1000 * 0.34} = 0.013m$$

Finalmente se revisa cada uno de los estados o aspectos evaluados y el despiece de dicha columna se basa en las condiciones más críticas entre: resistencia, ductilidad y detallado estructural. Por lo tanto, para el acero de 3/8 con una resistencia de 240 Mpa se tiene el siguiente despiece a cortante:

- Flejes de 3/8(de dos ramas) con 6 cm de espaciamiento en la zona de confinamiento con una longitud de 50 cm.
- En la zona no confinada flejes de 3/8(de dos ramas) con una separación de 12 cm.

4.5.3.4 Despiece

Basados en los análisis anteriores, el despiece de esta columna es el siguiente:

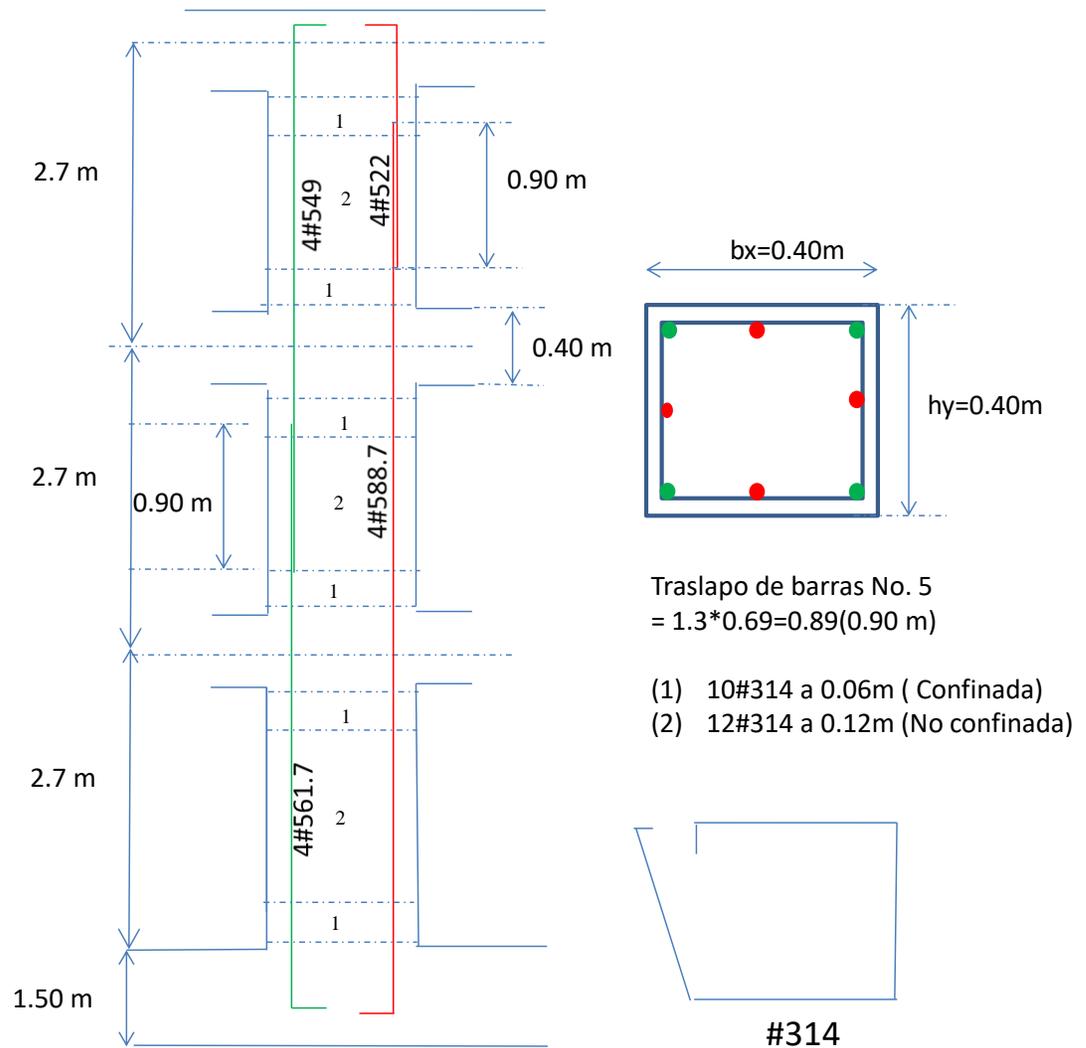


Figura 4 - 77 . Despiece de columna de Tunja

4.5.4 Edificio DES

4.5.4.1 Evaluación de Esbeltez

Se hace para el edificio de Cali la misma evaluación de la esbeltez global que se hizo para el edificio de Cartagena. Para ello se halla el índice de estabilidad (Q) para cada dirección y para las diferentes combinaciones de carga. Para la combinación de carga: $1.2D+1.0L+S_x/R$, se tienen los siguientes resultados:

4.5.4.2 Flexo compresión

Se presenta a continuación el análisis y el diseño estructural de una de las columnas (ejes B y 2) del edificio localizado en Cali en zona de riesgo de sísmico alto y con capacidad de disipación de energía especial. Para el análisis estructural de este elemento se tuvieron en cuenta en el modelo estructural las combinaciones de carga recomendadas por la NSR-10.

Se construye la carta de diseño con el mismo procedimiento de la columna anterior. La columna de este edificio es cuadrada con una sección de 0.40x0.45 m. En la Figura 4 - 78 se presenta un esquema con la sección transversal de la columna y los diagramas de deformaciones y fuerzas.

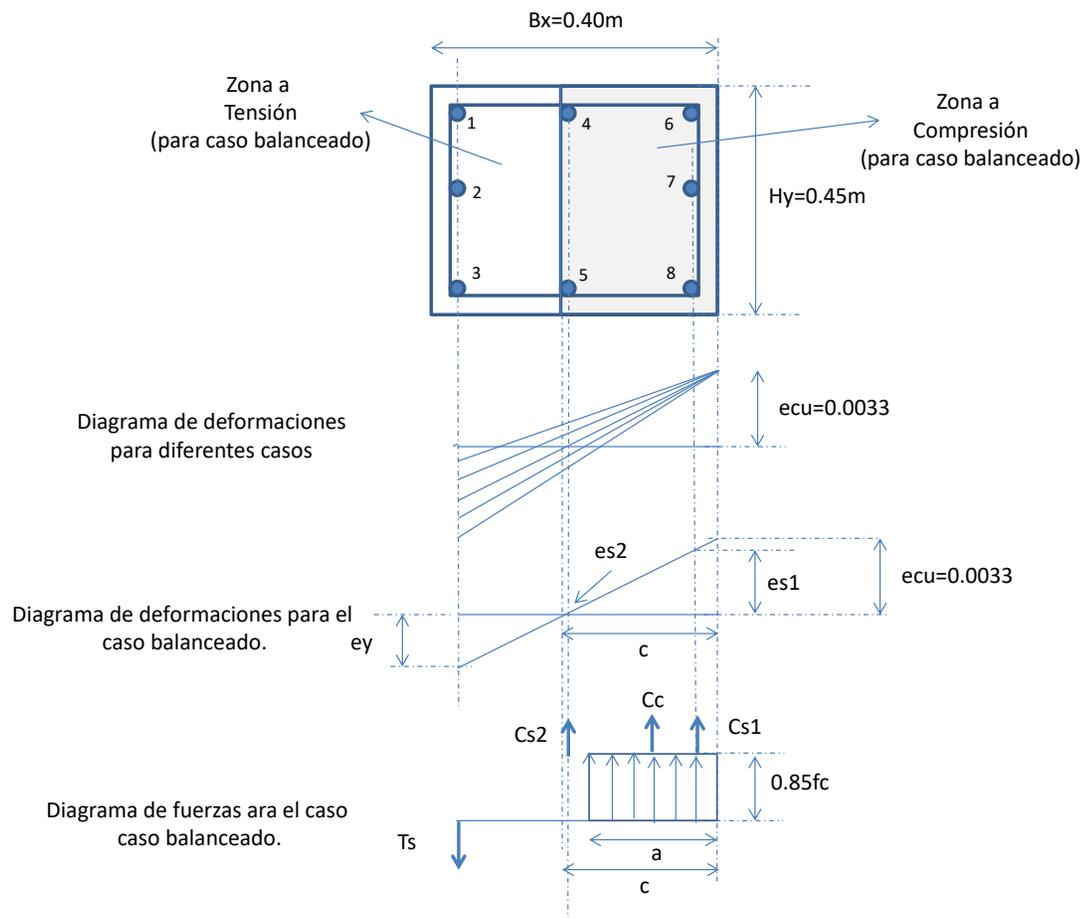


Figura 4 - 78 . Esquema de sección transversal – Diagramas de deformaciones y fuerzas

A continuación se presenta la carta de diseño de esta columna con los cuatro (4) diagramas de interacción para cuantías de 1, 2,3 y 4%. En esta misma carta de diseño se incluyen los puntos con las solicitaciones que generadas en la columna por los efectos de las diferentes combinaciones de carga que actúan sobre el modelo estructural desarrollado. Por la no simetría de la sección, son diferentes los diagramas de interacción en cada dirección, por lo que hay dos cartas de diseño (ver Figura 4 - 79 y Figura 4 - 80).

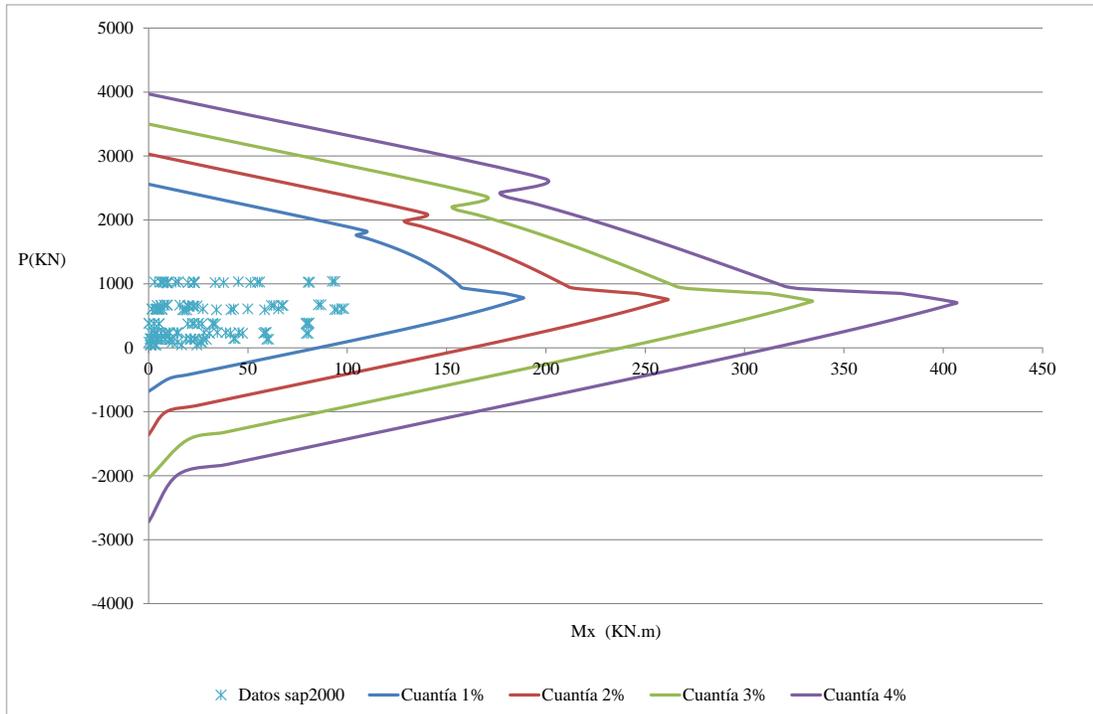


Figura 4 - 79. Carta de diseño diagrama de interacción de columna del edificio de Cali en sentido X

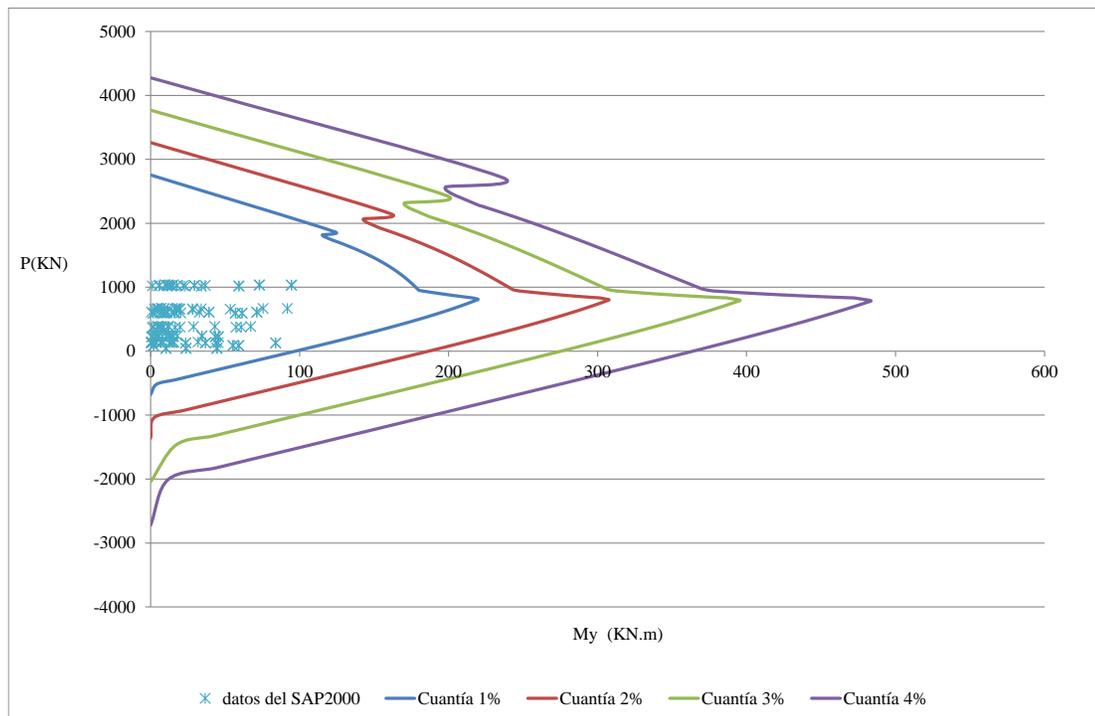


Figura 4 - 80 . Carta de diseño diagrama de interacción de columna del edificio de Cali en sentido Y

Basados en los resultados anteriores es necesario una cuantía del 1% para dicha columna, para lo cual se deciden ocho varillas No.6. Esto representa los siguientes diagramas de interacción en cada dirección:

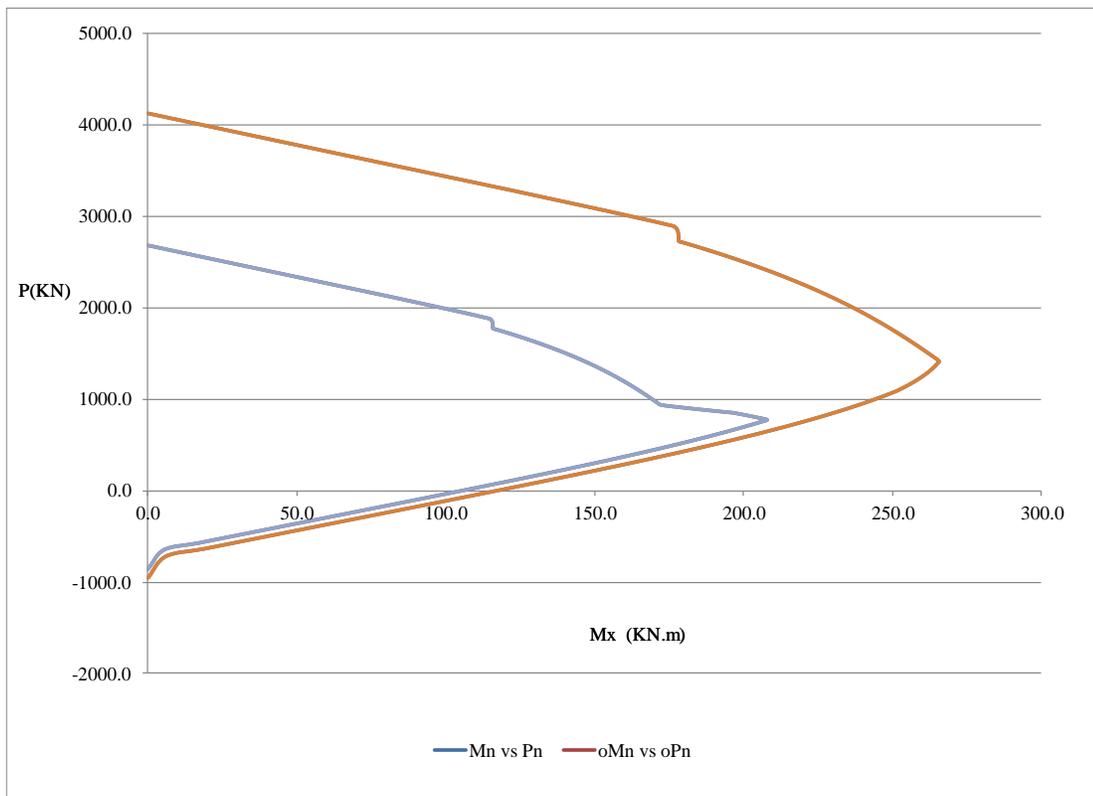


Figura 4 - 81 . Diagramas de interacción con factor de reducción y sin factor de reducción de resistencia columna del edificio de Cali con ocho varillas de No. 6 (6/8) – En X.

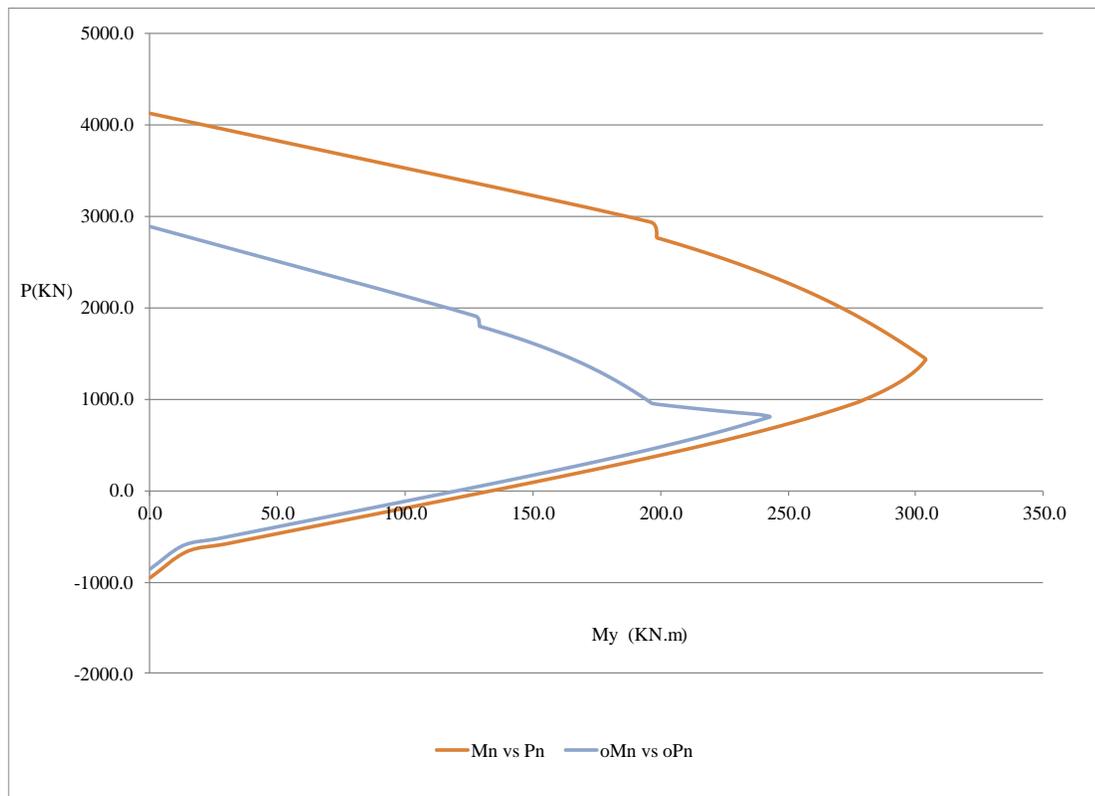


Figura 4 - 82 . Diagramas de interacción con factor de reducción y sin factor de reducción de resistencia columna del edificio de Cali con ocho varillas de No. 6 (6/8) – En Y

Empleando el método de Bresler, que se explicó en la columna del edificio de Cartagena, se realiza la revisión de fuerza axial (compresión o tensión) con flexión biaxial de esta columna. Para ello, se revisó para esta columna los efectos flexo compresión biaxial que produce cada combinación de carga. En la Figura 4 - 83 se observan los resultados, donde se confirma que se cumple con este requisito, ya que ninguna relación del método de Bresler (Ver ecuación (4 - 17) es mayor que 1.0.

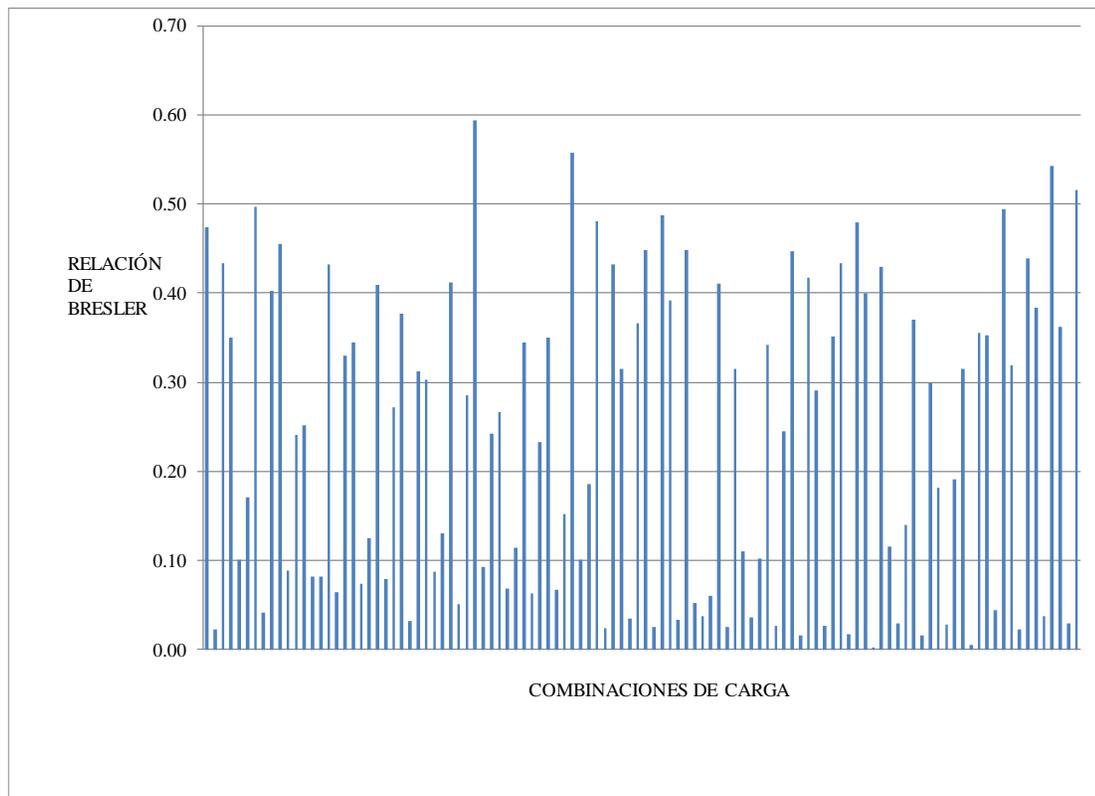


Figura 4 - 83 Resultados de la revisión Biaxial de la columna de Cali

4.5.4.3 Cortante

Además de cumplir con los fundamentos básicos de cortante en concreto estructural, la norma NSR-10 exige requisitos especiales para el diseño a cortante de columnas con capacidad especial de disipación de energía (DES). Permite las dos (2) alternativas para cumplir los requisitos sísmicos de esfuerzos cortantes en columnas que se mencionaron para DMO. Para este edificio también se decidió utilizar la alternativa 1. Se presentan a continuación la evaluación de uno de los casos de carga. Los datos empleados para esta evaluación son:

Resistencia de los flejes de acero	$F_y =$	240 y 420	Mpa
Área bruta	A_g	0.18	m^2
Área de las ramas de acero en sentido X	A_{vx}	1.42	cm^2
Área de las ramas de acero en sentido Y	A_{vy}	1.42	cm^2
Distancia efectiva en X	d_x	0.35	m
Distancia efectiva en Y	d_y	0.40	m

Se realiza a continuación la revisión a cortante de esta columna en dirección X. Del diagrama de interacción de la Figura 4 - 81 se determina el momento nominal en X (sin incluir los coeficientes de reducción de resistencia) para el nivel de carga axial de compresión.

$$Pu = 1038.22KN \Rightarrow Mn1x \approx Mn2x = 246.7KN.m$$

Posteriormente se calcula la fuerza cortante (v_{ux}), inducida cuando aparecen las articulaciones plásticas en ambos extremos:

$$V_{ux} = \frac{Mn1x + Mn2x}{Ln} = 214.5KN$$

La resistencia que aporta el concreto en dirección X, expresada en fuerzas es la siguiente:

$$V_{cx} = \left[1 + \frac{Nu}{14Ag} \right] \frac{\sqrt{f_c}}{6} h y d x = 169.85KN$$

El acero debe asumir la siguiente fuerza:

$$V_{sx} = \frac{V_{ux}}{0.75} - V_{cx} = 116.15KN$$

Considerando dos (2) ramas en cada dirección de flejes de 3/8", tenemos la siguiente separación necesaria:

$$S_x = \frac{A_v F_y d x}{V_{sx}} = \frac{2 * 0.71}{100^2} * 1000 * 240 * 0.35}{116.15} = 0.10m$$

Para una resistencia del acero de 420 Mpa la separación en esta dirección(X) sería de 17 cm. Se realiza ahora la revisión a cortante en dirección Y. Del diagrama de

interacción de la Figura 4 - **82** se determina el momento nominal en Y (sin incluir los coeficientes de reducción de resistencia) para el nivel de carga axial de compresión.

$$Pu = 1038.22KN \Rightarrow Mn1y \approx Mn2y = 282.7KN.m$$

Posteriormente se calcula la fuerza cortante (v_{uy}), inducida cuando aparecen las articulaciones plásticas en ambos extremos:

$$V_{uy} = \frac{Mn1y + Mn2y}{Ln} = 245.8KN$$

La resistencia que aporta el concreto en dirección Y, expresada a nivel de fuerzas es la siguiente:

$$V_{cy} = \left[1 + \frac{Nu}{14Ag} \right] \frac{\sqrt{f_c}}{6} bxdy = 175.5KN$$

El acero debe asumir la siguiente fuerza:

$$V_{sy} = \frac{V_{uy}}{0.75} - V_{cy} = 152.2KN$$

Considerando dos (2) ramas en cada dirección de flejes de 3/8” ,tenemos la siguiente separación necesaria:

$$S_y = \frac{A_v F_y d_y}{V_{sy}} = \frac{2 * 0.71}{100^2} * 1000 * 240 * 0.40}{152.2} = 0.089m$$

Para una resistencia del acero de 420 Mpa la separación en esta dirección Y sería de 15 cm.

Requisitos sismo-resistentes para DES

De acuerdo con la NSR-10 es necesario una longitud de confinamiento (l_o) a partir de la cara del nudo y corresponde a la mayor distancia entre:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Mayor dimensión}(0.40m) \\ \frac{L_n}{6} = 0.38m \\ 0.50m \end{array} \right\} \Rightarrow l_o = 0.50m$$

La separación máxima de los estribos en la zona de confinamiento debe ser el menor valor de:

$$\left. \begin{array}{l} bx/4 = 10cm \\ 6db = 11.43cm \\ 100a150cm \end{array} \right\} \Rightarrow S = 10cm$$

El primer estribo se debe colocar a 50 mm de la cara del nudo. En la zona no confinada se recomiendan estribos con espaciamiento centro a centro no mayor de:

$$S_2 \leq \left. \begin{array}{l} 6db = 11.43 \\ 15cm \end{array} \right\} \Rightarrow S_2 = 11.43cm$$

Requisitos de ductilidad

Aplicando las ecuaciones de la NSR-10 que se presentan a continuación, se revisa la separación de los flejes en la zona confina para asegurar un comportamiento dúctil.

$$A_{sh} = 0.3 \frac{Sh_c f_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \quad (4 - 30)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{Sh_c f_c}{f_{yh}} \quad (4 - 31)$$

$$A_g = 0.18m^2$$

$$A_{ch} = (0.40 - 0.03 * 2)(0.45 - 0.03 * 2) = 0.1326m^2$$

$$h_{cx} = (0.4 - 2 * 0.03) = 0.34m$$

$$h_{cy} = (0.45 - 2 * 0.03) = 0.39m$$

En sentido X para un $F_y=240$ Mpa:

$$S_{x1} = \frac{A_{sh} F_y}{0.3 f_c h_{ch} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]} = \frac{\frac{1.42}{100^2} 240 * 1000}{0.3 * 21 * 1000 * 0.34 * 0.357} = 0.045m$$

$$S_{x2} = \frac{A_{sh} F_y}{0.09 f_c h_{ch}} = \frac{\frac{1.42}{100^2} 240 * 1000}{0.09 * 21 * 1000 * 0.34} = 0.053m$$

Para los demás casos se tiene (Variando la resistencia y en dirección Y):

	Fy(240 Mpa)	Fy(420 Mpa)
Sx1	0,045	0,078
Sx2	0,053	0,093
Sy1	0,039	0,068
Sy2	0,046	0,081

Tabla 4 - 26. Determinación de la separación para diferentes resistencias del acero y el cortante evaluado en dirección X y Y

Basados en lo anterior, incluyendo la revisión de resistencia, detallado estructural y ductilidad, se concluye lo siguiente para este elemento:

- Flejes de 3/8(de dos ramas) a 4 cm de espaciamiento en la zona de confinamiento con una longitud de 50 cm.
- En la zona no confinada flejes de 3/8(de tres ramas) con una separación de 9 cm.

4.5.4.4 Despiece

Basados en lo anterior, el despiece de esta columna es.

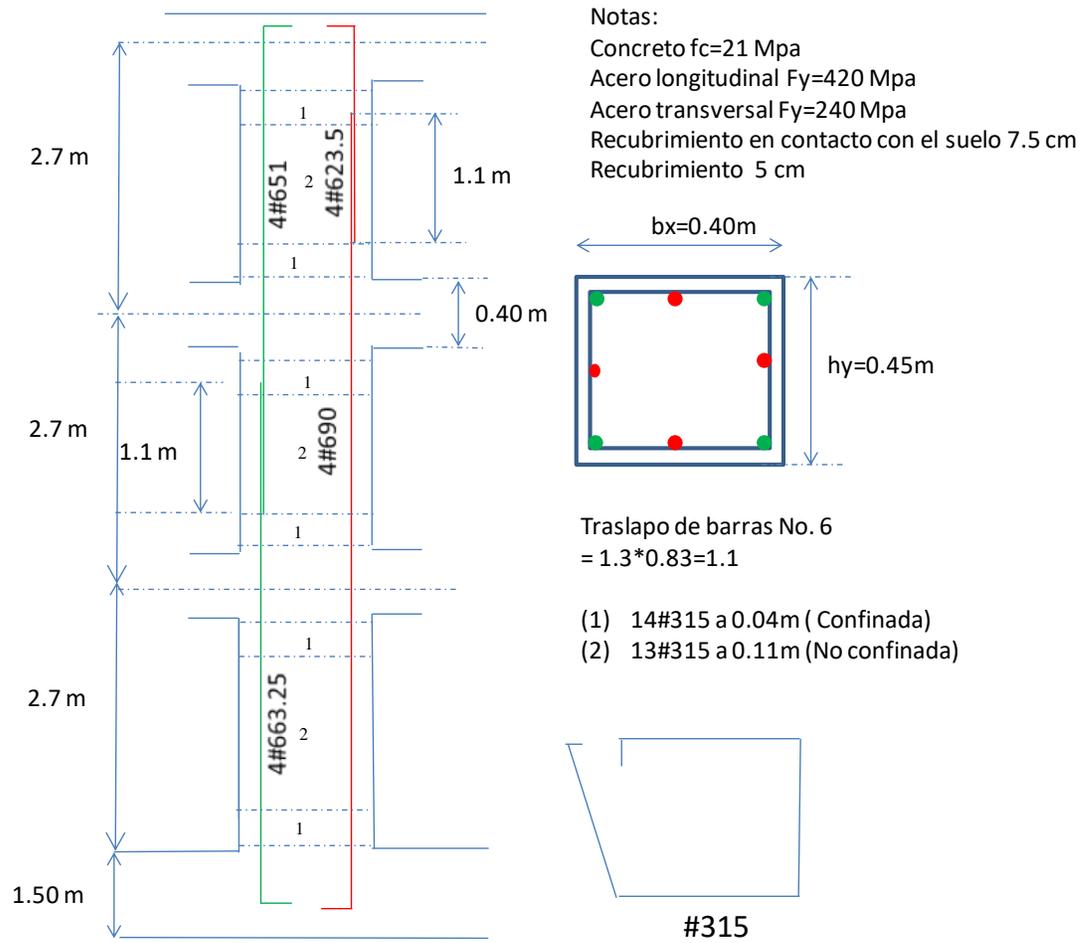
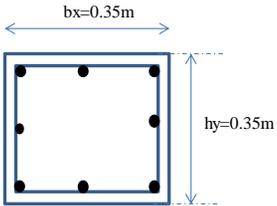
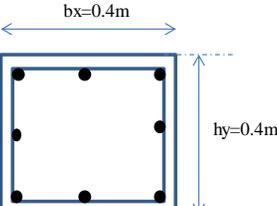
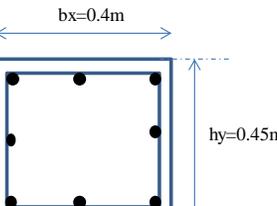


Figura 4 - 84 . Despiece de columna de Cali

4.5.5 Resumen de resultados

Capacidad de disipación de energía	Ciudad	Sección transversal – Diseño a Flexo compresión con un fy de 420 Mpa	Esbeltez global y local	Fy Flejes	Cortante		Ductilidad		Detallado estructural	Diseño Definitivo a cortante
					Sx(m)	Sy(m)	Sx(m)	Sy(m)	Sx(m) o Sy(m)	
DMI	Cartagena	 <p>Ocho barras No. 6</p>	$Q < 0.05$ Estructura arriostrada con relaciones de esbeltez menores que el límite.	240 Mpa	N.A	N.A	N.A	N.A	0.15	Flejes No. 3 a 0.15 m en la zona confinada con una longitud de 0.5 m. Flejes No. 3 a 0.30 m en zona no confinada
				420 Mpa	N.A	N.A	N.A	N.A		
DMO	Tunja	 <p>Ocho barras No. 5</p>	$Q < 0.05$ Estructura arriostrada con relaciones de esbeltez menores que el límite.	240 Mpa	0.14	0.14	0.06	0.06	0.12	Flejes No. 3 a 0.06 m en la zona confinada
				420 Mpa	0.24	0.24	0.10	0.10		Flejes No. 3 a 0.10 m en la zona confinada
DES	Cali	 <p>Ocho barras No. 6</p>	$Q < 0.05$ Estructura arriostrada con relaciones de esbeltez menores que el límite.	240 Mpa	0.10	0.076	0.045	0.039	0.09	Flejes No. 3 a 0.039 m en la zona confinada
				420 Mpa	0.17	0.13	0.08	0.07		Flejes No. 3 a 0.07 m en la zona confinada

4.5.6 Proceso constructivo

Para la construcción de una columna se llevan a cabo las siguientes etapas, las cuales se describen a continuación:

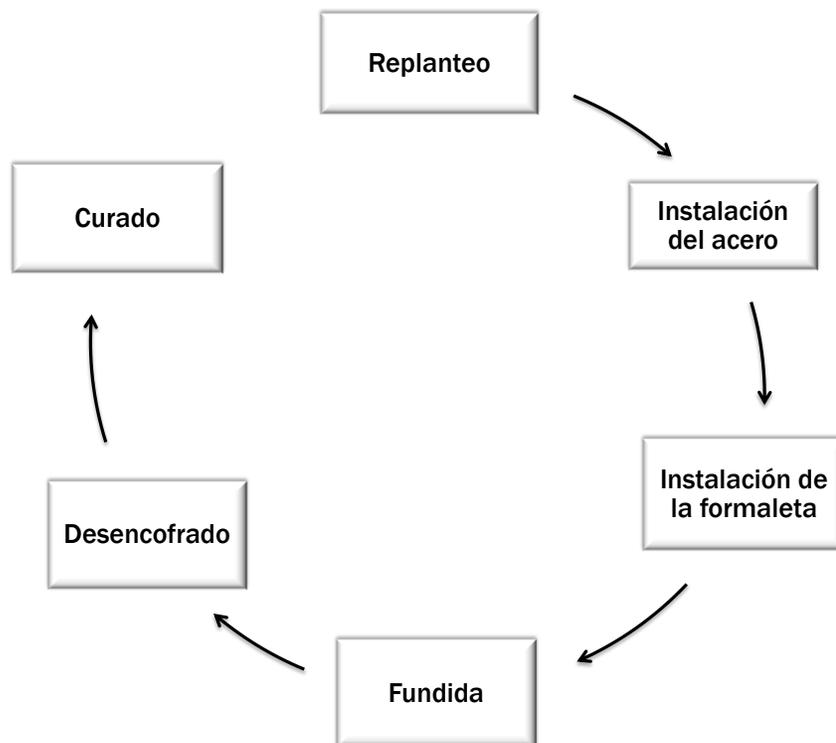


Figura 4 - 85 Organigrama del proceso de construcción de una columna

- **Replanteo:** La primera etapa del proceso constructivo de una columna es el replanteo. En este paso el oficial ejero y su ayudante marcan con cimbra las dimensiones de la columna según el plano estructural, para de esta forma adecuar su sección transversal y correspondiente refuerzo.
- **Instalación del acero:** En esta etapa se da continuidad del refuerzo de la columna del piso inferior, para lo cual se acostumbra a dejar unas barras longitudinales que quedan después de fundir el entrepiso y que popularmente se denominan “pelos”, las cuales se traslapan con las barras que corresponden al piso en el que se está trabajando. Para esto, el oficial marca las varillas donde van los empalmes y los estribos con tiza y los amarra con alambre negro y el

bichiroque mientras que el ayudante está pendiente de que el oficial tenga el material suficiente para dicha labor.

- **Instalación de formaleta:** Una vez se tiene el armado, se coloca la formaleta previamente engrasada con gasolina o con cualquier otro tipo de desencofraste y es llevada al lugar de trabajo por la torre grúa y es instalada por el oficial y el ayudante, quienes generalmente mediante diferentes dispositivos ajustan la formaleta. Después de esto instalan los parales metálicos para que esta se mantenga en su lugar. Una vez instalada la formaleta se procede a verificar la verticalidad de esta por medio de una plomada o por otros métodos. En ocasiones se utilizan cilindros de concreto o pesas.
- **Fundida:** Después se procede a fundir la columna. Primero se instalan los andamios para que los trabajadores puedan recibir el concreto que es traído mediante la torre grúa y es vaciado en la formaleta mediante la ayuda de un canal, el cual garantiza que el concreto caiga dentro de la formaleta. Simultáneamente se va vibrando con el vibrador para sacar el aire y garantizar que el concreto llegue a toda la formaleta. En general el concreto de una columna tiene más resistencia a la compresión en la parte de abajo que en la parte de arriba. Esto se debe a que en el proceso de fundida del concreto, el aún tiende a irse para arriba, lo cual aumenta su relación agua/cemento en esta zona y por lo tanto se disminuye su resistencia (Figura 4 - 86).



Figura 4 - 86 Fundida de una columna

- **Desencofrado:** Después de 24 horas se retira la formaleta y los parales que se utilizaron para sostenerla. Quitar la formaleta al siguiente día no afecta a la columna, debido a que aún no está recibiendo ningún tipo de carga.
- **Curado:** Finalmente se pasa al proceso de curado, el cual generalmente puede hacerse de tres formas. La primera es mediante el uso de costales, con lo cuales se cubre la columna y se debe estar humedeciendo constantemente. Otro de los métodos utilizados es mediante el uso de un producto que se aplica en la columna y queda como si estuviese cubierto por una capa de parafina. El uso

de esto representa problemas al momento de colocar los muros de ladrillo, ya que la parafina impide la adherencia entre el ladrillo y la columna, por lo que se debe picar antes de colocar los muros. El último de estos, es cubrir la columna con vinipel, el cual controla la pérdida de humedad, debido a que impide que se evapore el agua. Curado: El curado es un proceso muy importante ya que como se mencionó anteriormente su función es la de controlar la pérdida de humedad en el concreto y mantener la temperatura adecuada, para que el concreto desarrolle adecuadamente su resistencia (Ver Figura 4 - 87).



Figura 4 - 87 Curado de una columna

4.6 VIGAS

4.6.1 Conceptos y definiciones

Se conoce como viga sismo resistente al elemento estructural que hace parte de sistemas estructurales compuestos por pórticos o pórticos combinados con muros

cortina (sistema combinado o dual). Es un elemento que tiene que soportar diferentes tipos de cargas y ser capaz de asumir fuerzas internas tales como: flexión, torsión, fuerza axial y cortante. Debe contribuir no solamente a nivel de resistencia, sino también con ductilidad y rigidez en el sistema estructural.

Las vigas se pueden clasificar por diferentes aspectos, como se observa en el siguiente organigrama y se explica a continuación.

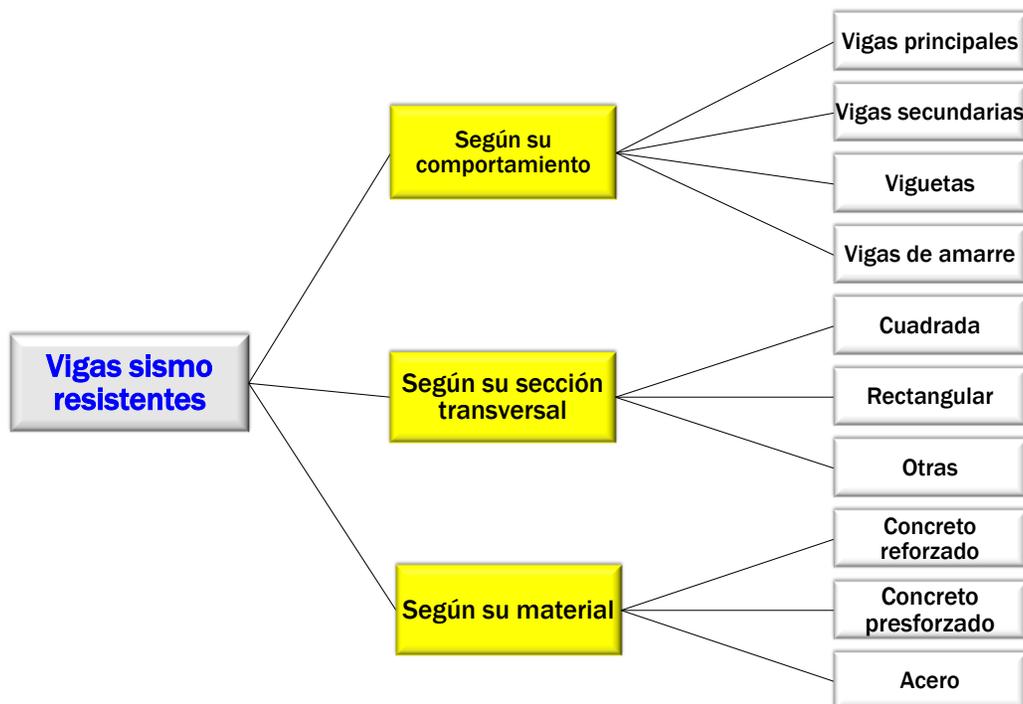


Figura 4 - 88 Organigrama con la clasificación de las vigas sismo resistentes.
Fuente: Suarez - 2013 [1].

Según su comportamiento estructural. Estas se diferencian principalmente por sus dimensiones, por las cargas que reciben y transmiten y su función dentro de la estructura. Hay vigas principales que se conectan con las columnas o muros, para conformar pórtico y hacer parte del sistema estructural. En la Figura 4 - 89 se observa un ejemplo de este tipo de vigas y también una tipo vigueta que se apoya en la viga principal, y hace parte del entrepiso cumpliendo la función de resistir solamente cargas verticales como muertas y vivas. Tiene una sección, refuerzo y por lo tanto una rigidez menor que la de la viga principal, siendo responsable de transmitir dichas cargas verticales adecuadamente a los elementos que hacen parte de los pórticos.



Figura 4 - 89 Ejemplo de viga principal y viguetas. Fuente: Suarez – 2013 [1].

Otro tipo es la viga secundaria que tienen secciones y refuerzo intermedios con respecto a la de viguetas y vigas, y cumplen la función de soportar cargas especialmente verticales producidas por ejemplo por las escaleras u otros elementos. Otras son las vigas de amarre que se utilizan con las cimentaciones, con el fin de conectar los cimientos y controlar los asentamientos. En la Figura 4 - 90 se presenta un ejemplo de viga de amarre en una edificación en proceso de construcción.

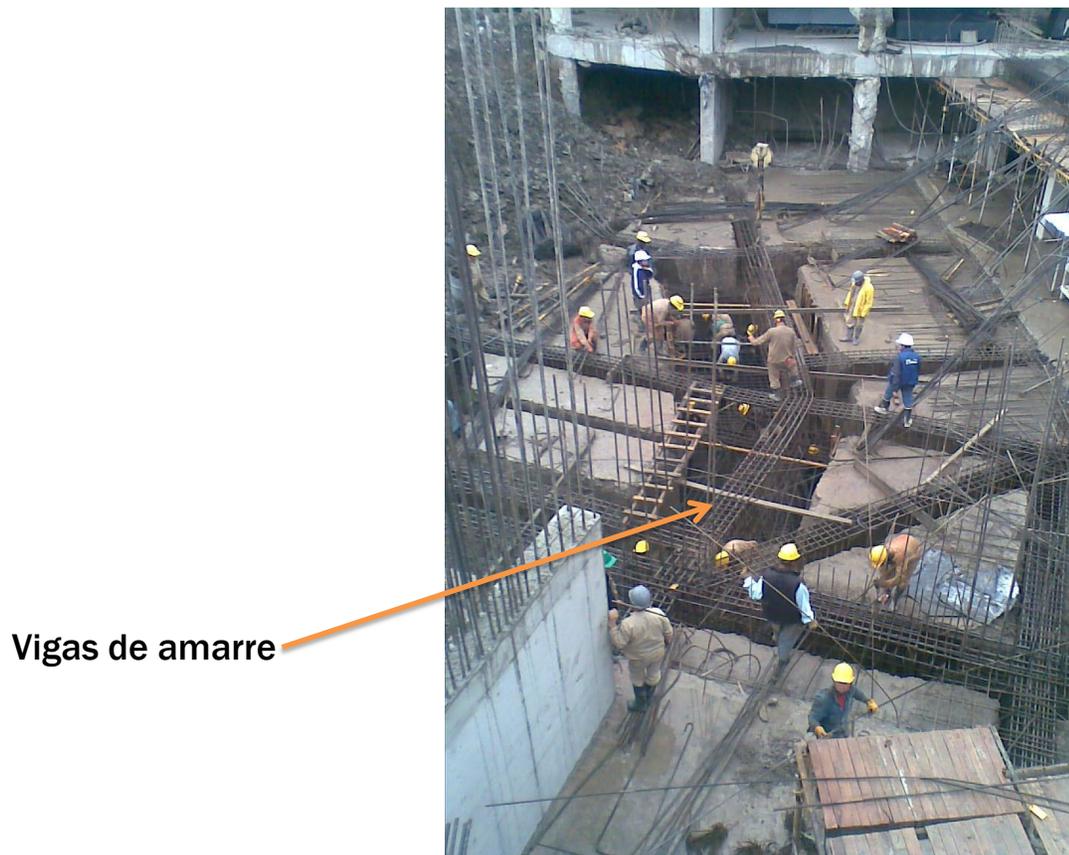


Figura 4 - 90 Ejemplo de viga de amarre. Fuente: Suarez – 2013 [1].

Según su forma: Puede ser cuadrada, rectangulares, en forma de T, en forma de I, entre otras.

Según su material: Pueden ser en concreto reforzado, preesfrozado o de acero estructural

4.6.2 Edificio DMI

4.6.2.1 Flexión

Para el diseño a flexión de una de las vigas principales del edificio, que corresponde a la del eje B del primer piso que se observa en la Figura 4 - 91 , se comienza con determinar los momentos máximos positivos y negativos en sus zonas principales.

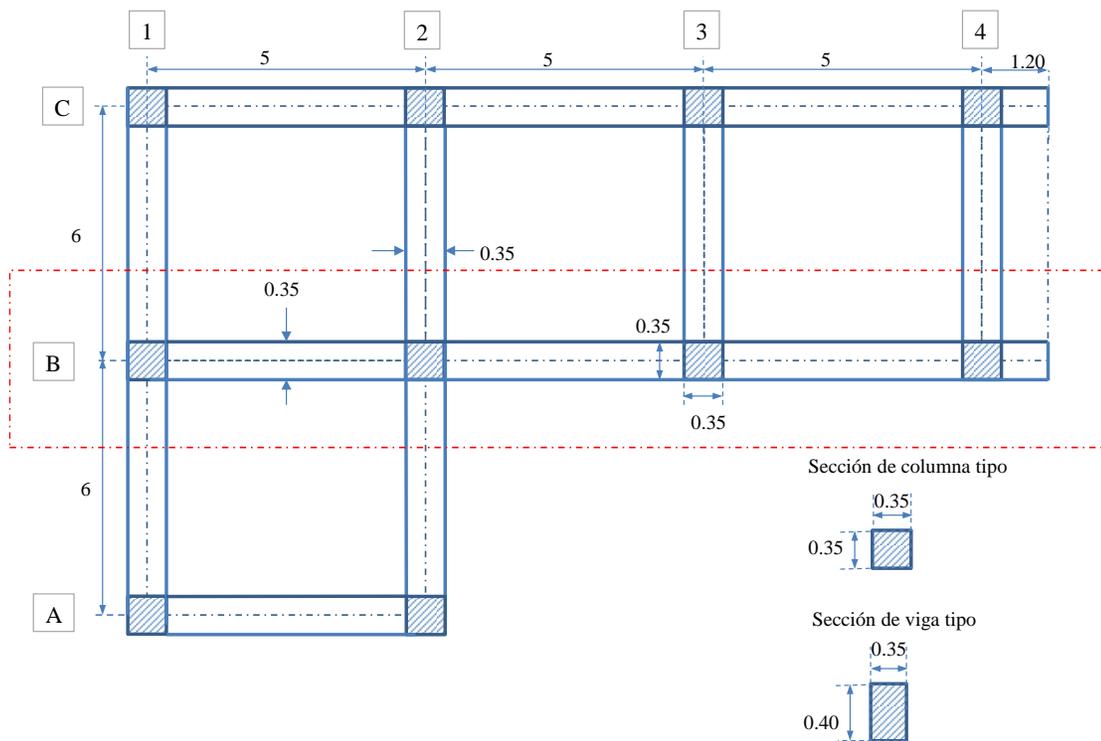


Figura 4 - 91 .Identificación de viga del eje B primer piso edificio de Cartagena

En la Figura 4 - 92 se presenta la envolvente a momento de dicha viga.

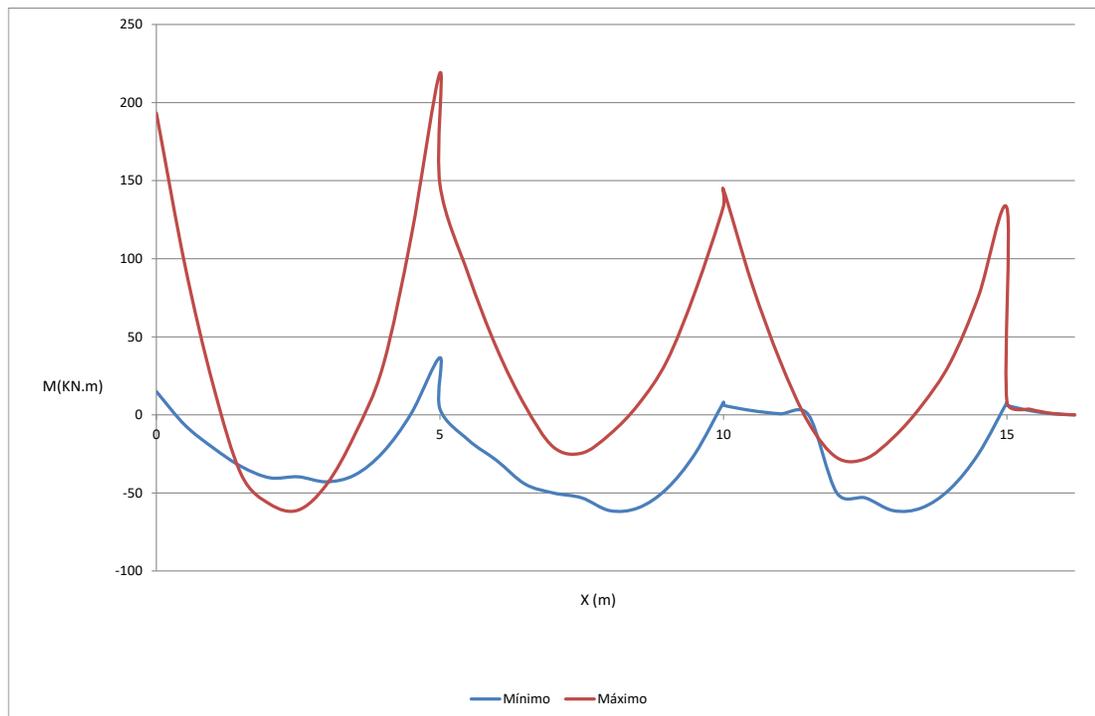


Figura 4 - 92 . Envolvente de momento (KN.m) de la viga eje B primer piso edificio de Cartagena

A continuación se expone el diseño a flexión de la viga del eje B, para lo cual se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos y consideraciones:

- Un ancho de 0.35 metros.
- Un “d” de 6 centímetros, es decir un “d” de 0.34 m. El “d” incluye el recubrimiento(r), el diámetro del estribo (de) y la distancia al eje del grupo de barras longitudinales.
- Emplear los momentos máximos en el borde de la columna y no en el eje de la viga.
- Se tuvo en cuenta los requisitos de anclaje entre columna/viga para la definición de los diámetros de las barras longitudinales que deben tener la viga en el sector de la unión viga/columna en el eje “A”. Se debe cumplir con una longitud de desarrollo como se observa en la Figura 4 - 93.

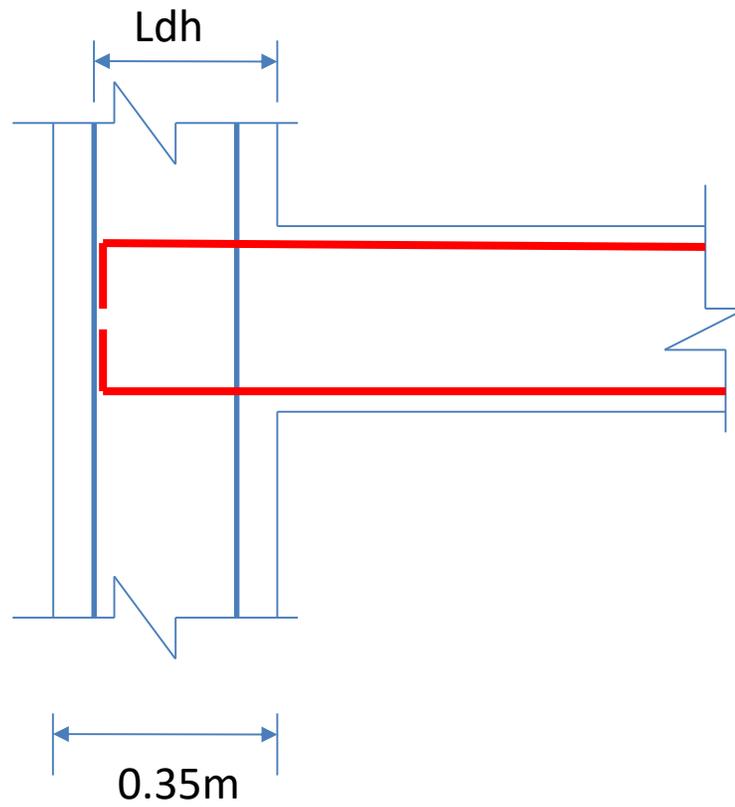


Figura 4 - 93 . Esquema de anclaje de viga con columna

La longitud de desarrollo para estos casos es la siguiente (Numeral C.12.5 de la NSR-10):

$$L_{dh} = \frac{0,24 f_y d_b}{\sqrt{f_c}} \quad (4 - 32)$$

Dicha longitud de desarrollo para diferentes barras es la siguiente:

Barras	db(mm)	Ldh(mm)	Ldh(mm)*
No. 4	12.7	279.4	223.5
No. 5	15.9	349.2	279.4
No. 6	19.1	419.0	335.2
No. 7	22.2	488.9	391.1

Tabla 4 - 27 Valores de longitud de desarrollo \$L_{dh}\$. \$L_{dh}^*\$ corresponde es \$0.8L_{dh}\$.

La L_{dh} se puede multiplicar por diferentes factores según el numeral C.12.5.3 de la NSR-10. Uno de ellos, es por **0.8**, ya que las barras longitudinales de conexión tendrán ganchos de 90 grados y en la zona del nudo se propone colocar estribos perpendiculares confinados en la barra espaciados a lo largo de L_{dh} a no más de $3d_b$. Basados en lo anterior se opta con barras longitudinales No. 5, con la cual se tiene una longitud de desarrollo de 349.2 mm. Este valor multiplicado por 0.8 sería de 279.4 mm que sumado al recubrimiento (25 mm), la diámetro de la barra longitudinal (15,87mm) y el diámetro del estribo (9,5mm) es menor a 350 mm, con lo cual se cumple la longitud de desarrollo que garantiza unión viga sismo resistente con columna. Basados en lo anterior se tiene el siguiente diseño a flexión de dicha viga:

Localización	Distancia(m)	Mu(KN.m) (en el eje)	Mu(KN.m)(A bx/2 - borde de columna)	Rn(KN/m2)	Cuantía requerida	Cuantía definida (Revisando cuantía mínima)	As(cm2)	Despiece (Varillas No. 5 : As=1.99 cm2)
Eje 1	0	193.3	159.3	3937.2	0.012153734	0.012153734	14.5	8No.5
Centro entre los ejes 1 y 2	2.5	61	61	1507.7	0.00419562	0.00419562	5.0	3No.5
Eje2	5	218.9	182.69	4515.3	0.014377066	0.014377066	17.1	9No.5
Centro entre los ejes 2 y 3	7.5	61	61	1507.7	0.00419562	0.00419562	5.0	3No.5
Eje 3	10	133.6	114.4	2827.5	0.008288304	0.008288304	9.9	5No.5
Centro entre los ejes 3 y 4	12.5	61	61	1507.7	0.00419562	0.00419562	5.0	3No.5
Eje 4	15	133.6	112.67	2784.7	0.00814807	0.00814807	9.7	5No.5

Tabla 4 - 28 . Diseño a flexión de la viga sismo resistente de Cartagena – Basada en los momentos máximo determinado en el borde de la columna (Considerando inicialmente un $d'=0.06m$)

En una sola fila no caben 8 barras No. 5 (Eje 1) o 9 barras No. 5 (Eje 2), por lo que se propone para el eje 2 colocar siete varillas No. 5 en la primera fila y dos en la segunda fila, como se observa en la siguiente figura.

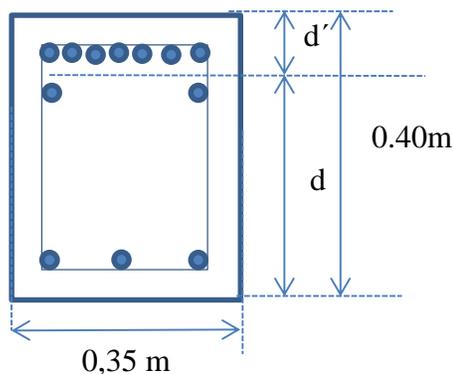


Figura 4 - 94 Refuerzo a flexión de la viga eje B en el eje 2. Esquema para la revisión de “d” y “d’”

Se debe verificar si el número de barras cabe dentro del ancho de la viga (0.35 m), cumpliendo con el correspondiente recubrimiento y separación entre barras. Para eso se debe cumplir con un ancho mínimo, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Un recubrimiento (r) hasta el borde del estribo de 2.5 cm.
- Un diámetro del estribo de 0.95 cm (No. 3)
- Una separación entre barras, como el mayor valor entre:
 - 2. 5 cm
 - 1.33 veces el tamaño máximo del agregado
 - Diámetro de la mayor barra (db=1.59 cm)

Por lo tanto, dicho ancho es:

$$b_{\text{mínimo}} = 2(2.5) + 2 * (0.95) + 7 * 5 / 8 * 2.54 + 6 * 2.5 = 33 < 35 \text{ok}$$

Dicha distribución de barras cumple, al ser el ancho mínimo calculado anteriormente un valor menor que el ancho total de la viga, es decir 35 cm. Posteriormente se debe verificar con estas condiciones la distancia efectiva “d”, que depende del recubrimiento, el número de barras, el número de filas y el diámetro del fleje como se observa en la siguiente figura.

Para hallarla, se determina el centro de gravedad del grupo de barras, es decir “d’”:

Fila	Descripción	As(cm2)	Brazo(cm)	(As)(Brazo)
1	7 barras No. 5	13.9	4.2	59.1
2	2 barras No.5	4.0	8.3	33.2
		17.9		92.3
		d’=	5.15 cm	
		d=	34.85 cm	

Tabla 4 - 29. Determinación real del d’.

De acuerdo con lo anterior la distancia efectiva real (d) de la sección con dicho refuerzo es de 0.334 m, que corresponde a una cuantía real de:

$$\rho = \frac{9 * 1.99}{34.85 * 35} = 0,01468 < \rho_{\max}$$

La cuantía real es menor que la cuantía máxima, por lo que la sección es “sub reforzada” y cumple con todas las condiciones.

4.6.2.2 Cortante

Para el diseño a cortante de la viga principal se debe identificar los cortantes máximos en sus apoyos. En Figura 4 - 95 se presentan la envolvente de cortante de dicha viga:

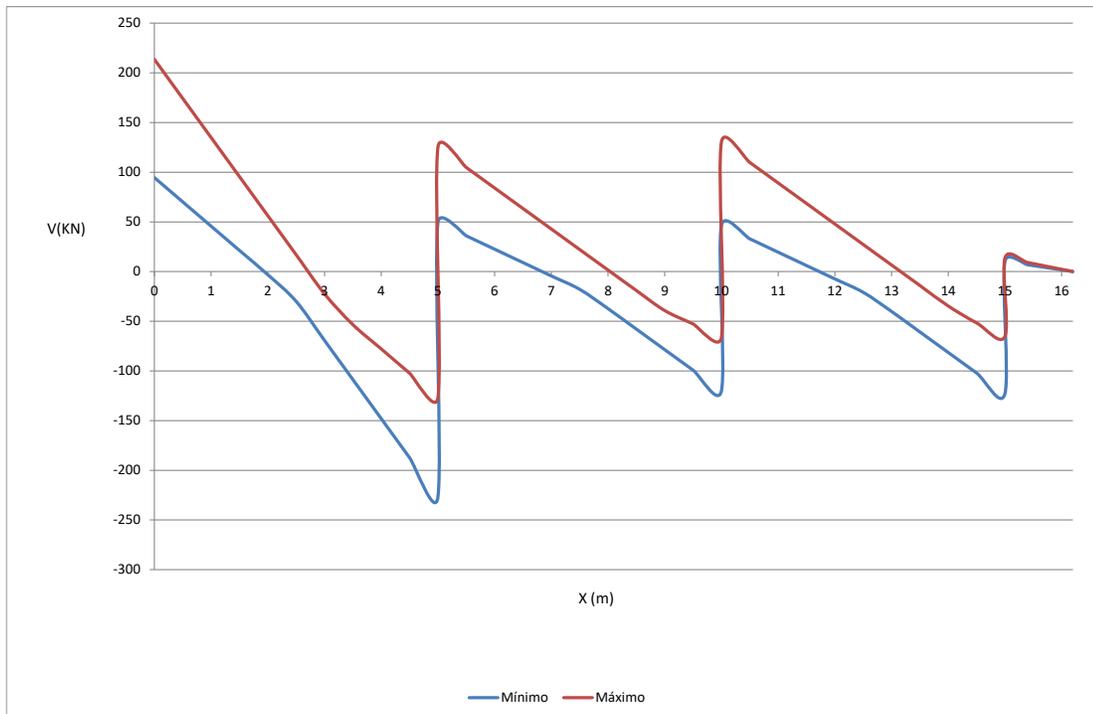


Figura 4 - 95 . Envolvente de cortante de la viga del eje B en el primer piso del edificio de Cartagena

Se presentan el diseño a cortante de la viga en el eje 1. El cortante máximo obtenido de la envolvente a una distancia de $(d + \text{ancho de la columna}/2 = 0.334 + 0.35/2)$ es de 173.4 KN. El esfuerzo cortante último es:

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{173.4}{0.35 * 0.3485} = 1.42 \text{ Mpa}$$

El esfuerzo que debe asumir el acero es:

$$v_s = \frac{v_u}{0.75} - v_c = 1.13 \text{ Mpa}$$

Considerando flejes de 3/8 con dos ramas ($A_v = 1.42 \text{ cm}^2$) y un $F_y = 240 \text{ Mpa}$, se tiene una separación de:

$$S = \frac{A_v F_y}{v_s b} = 8.6 \text{ cm}$$

La separación mínima según la norma es:

$$S_{\text{mínimo}} = \frac{3A_v F_y}{b_w} = \frac{3 * 1.42 * 10^2 * 240}{350} = 292 \text{ mm} = 29.2 \text{ cm}$$

En la Tabla 4 - 30 se expone el diseño a cortante para los demás apoyos.

Eje	Distancia a ($bx/2+d$)(m)	Vu(KN)	Vue(Mpa)	Vs(Mpa)	S(cm)
1	0.5	173.4	1.42	1.13	8.6
2	4.5	115.4	0.95	0.50	19.6
2	5.5	89.9	0.74	0.22	44.5
3	9.5	78.8	0.65	0.10	99.7
3	10.5	84.2	0.69	0.16	62.2
4	14.5	76.1	0.62	0.07	NA
4	15.5	7.9	0.06	-0.68	NA

Tabla 4 - 30 . Diseño a cortante de la viga Eje B - Cartagena

Detallado estructural sismo resistente para cortante:

De acuerdo con la NSR-10:

- Se debe colocar estribos de confinamiento No. 3(3/8”) a una distancia de “**2d**”; es decir a 0.66 m desde la cara de los apoyos en ambos extremos de cada luz de la viga.
- Además se debe colocar el primer estribo a 5 cm y con un espaciamiento que no excede “**d/2**”, es decir 17 cm.

En definitiva predomina la separación de los flejes obtenidas del diseño a cortante en los apoyo 1. En los apoyos 2, 3 y 4 se emplea las recomendaciones de detallado estructural.

4.6.2.3 Despiece

Los refuerzos a flexión y cortante que se colocan en el siguiente despiece corresponden a los valores mayores determinados anteriormente

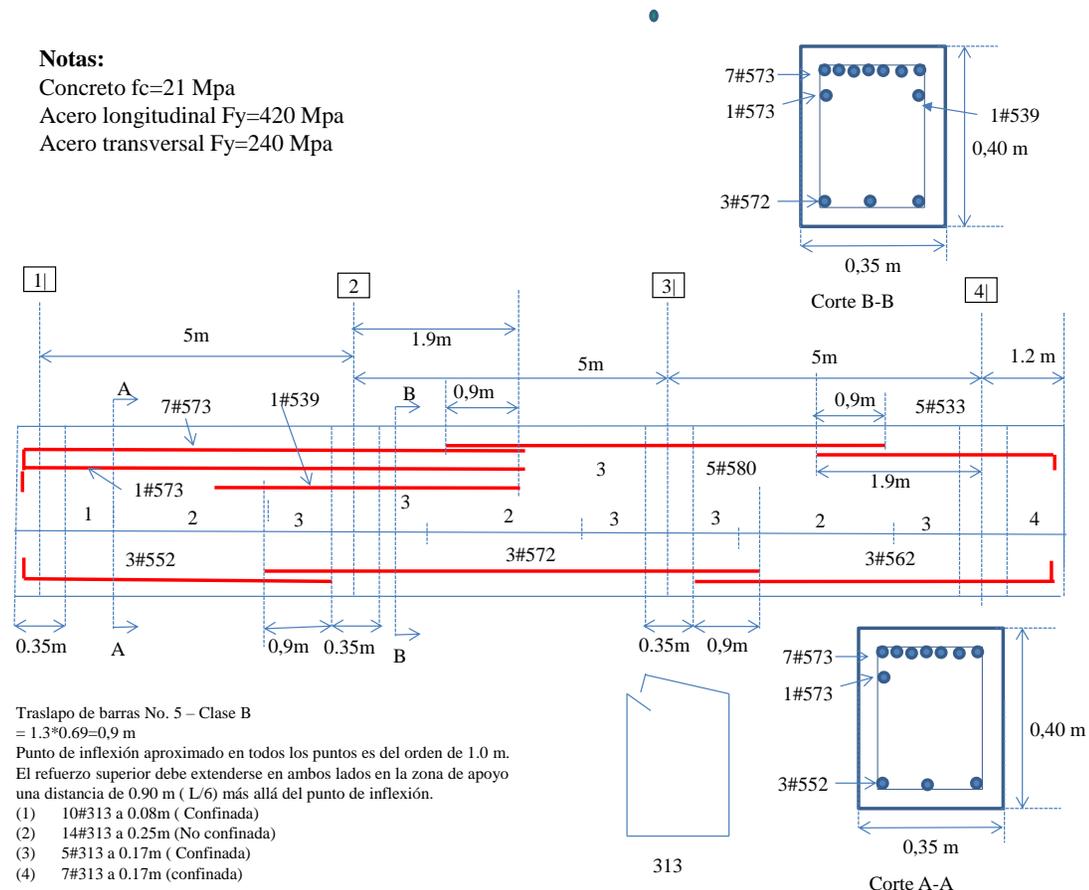


Figura 4 - 96 Despiece de viga sismo resistente de Cartagena

4.6.2 Edificio DMO

4.6.2.1 Flexión

Para el diseño a flexión de la viga principal se debe identificar los momentos máximos positivos y negativos en las zonas principales de la viga del eje B primer piso(Que se identifica la Figura 4 - 97), como se hizo para la viga de Cartagena.

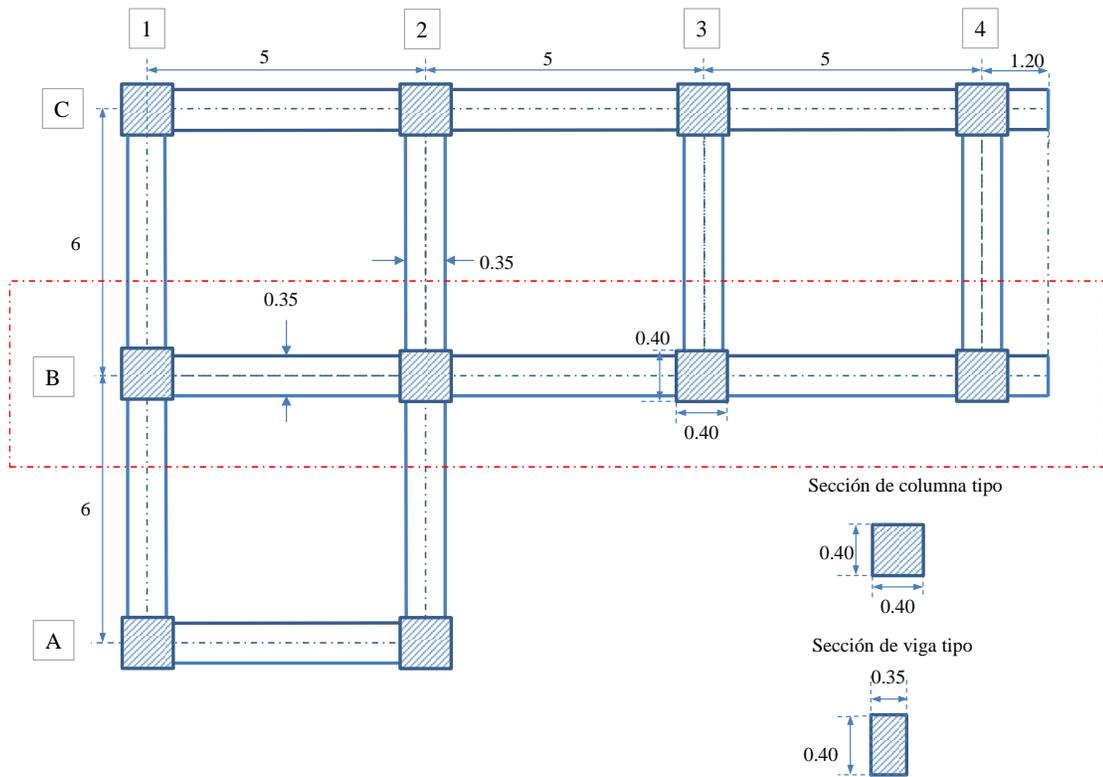


Figura 4 - 97 Identificación de la viga eje B primer piso edificio de Tunja

En la Figura 4 - 98 se presenta la envolvente a momento de dicha viga.

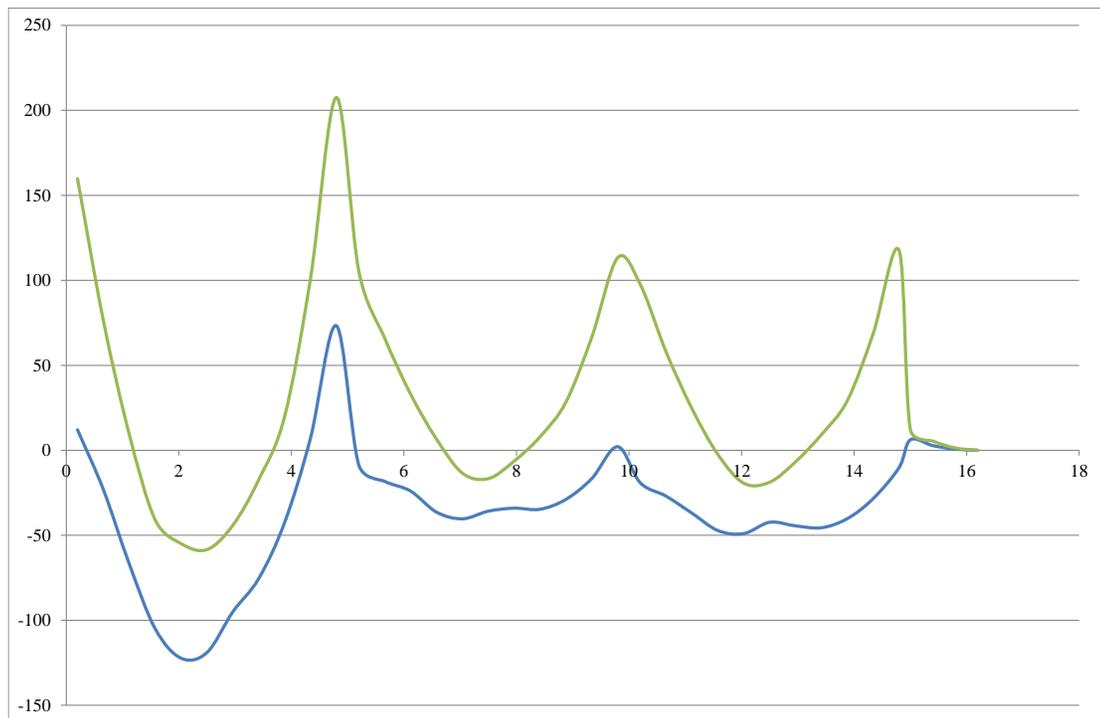


Figura 4 - 98 Envolvente de momento (KN.m) de la viga eje B primer piso edificio de Tunja

Aplicando las mismas consideraciones del diseño de la viga de Cartagena, se presenta el diseño a flexión de la viga del eje B (primer piso) de Tunja y el refuerzo longitudinal correspondiente. En dicha tabla, se presenta un despiece considerando los requisitos de resistencia más el detallado estructural sismo resistente para vigas de DMO, el cual especifica lo siguiente:

- *La resistencia del momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara.*
- *La resistencia a momento, tanto positivo como negativo, en cualquier sección a lo largo de la viga, no puede ser menor que 1/5 de la resistencia máxima a momento del elemento en cualquiera de los nudos.*

Localización	Distancia(m)	Mu(KN.m) (en el eje)	Mu(KN.m)(A bx/2 - borde de columna)	Rn(KN/m2)	Cuantía requerida	Cuantía definida (Revisando cuantía mínima)	As(cm2)	Despiece por resistencia y detallado estructural
Eje 1	0	201.3	116.2	2872.0	0.008434825	0.008434825	10.04	4No6
Centro entre los ejes 1 y 2	2.5	122.2	122.2	3020.3	0.008927847	0.008927847	10.62	4No.6
Eje2	5	260.4	151.9	3754.3	0.011483498	0.011483498	13.67	5No6
Centro entre los ejes 2 y 3	7.5	40.3	40.3	996.0	0.002722223	0.0033	3.93	2No6
Eje 3	10	124.3	84.7	2093.4	0.005955422	0.005955422	7.09	3No.6
Centro entre los ejes 3 y 4	12.5	48.9	48.9	1208.6	0.003327629	0.0033	3.93	2No.6
Eje 4	15	136.3	88.9	2197.2	0.006276203	0.006276203	7.47	3No.6

Tabla 4 - 31 . Diseño a flexión de la viga eje B piso 1 del edificio de Tunja

Dentro del detallado estructural también es necesario verificar el anclaje de la viga a la columna en el eje 1, para lo cual el código establece una longitud de desarrollo para DMI y DMO que expone en la Tabla 4 - 27. Al evaluar la dimensión de la columna y las longitudes de desarrollo, se determinó utilizar barras No. 6, con las que se cumple con el requisito de anclaje entre la viga y la columna en el eje 1. Además se verificó el número de barras que caben en el ancho de la viga (0.35 m) y se encontró que es posible solamente una fila de barras. Para DMO se permiten traslapes en las zonas confinadas y no en los nudos.

Por otro lado se verifica la distancia real efectiva (d), para lo cual se determina a continuación el centro de gravedad del grupo de barras (Para este caso se utilizó un recubrimiento r=3 cm):

$$d' = \frac{(3 + 0.95 + 6/8 * 2.54 * 0.5) * 5 * 2.84}{5 * 2.84}$$

$$d' \approx 4.90 \text{ cm}$$

De acuerdo con lo anterior la distancia efectiva real (d) de la sección con dicho refuerzo es de 0.351 m (0.40-0.049), que corresponde a una cuantía de acero real menor a la máxima.

$$\rho = \frac{5 * 2.84}{35.1 * 35} = 0,011 < \rho_{\max}$$

Al revisar nuevamente el diseño a flexión pero con un “d” de 0,351 m y no de 0.34m, el número de varillas de acero arriba y debajo de la sección son las mismas especificadas en la Tabla 4 - 31.

4.6.2.2 Cortante

Para el diseño a cortante de esta viga sismo resistente, se deben revisar las alternativas (a) y (b) que se especifican en el numeral C.21.3.3 de la NSR-10 y hacer el diseño empleando el caso más crítico. La opción (a) consiste en la evaluación de la fuerza cortante (ve) en cada dirección, inducida al aparecer las articulaciones plásticas en ambos extremos de la viga.

A continuación se presentan el diseño a cortante para el primer tramo de la viga, entre los ejes 1 y 2. Primero se debe determinar a partir del modelo estructural las fuerzas cortantes últimas producto de solamente las cargas verticales últimas, que para este caso es de 212.88 KN en el eje 1 y 220.9 KN en el eje 2.

Después se calcula el momento nominal en cada uno de los extremos basado en el área de acero positivo y negativo determinado mediante el diseño a flexión. Se determina el momento positivo y negativo en el eje 1 y 2:

$$A_{s1}^+ = A_{s1}^- = A_{s2}^+ = 11.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho^+ = \frac{A_s^+}{bd} = \frac{11.36}{35 * 35.1} = 0.009247$$

$$Mn = A_s f_y d (1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f_c})$$

$$Mn_1^+ = Mn_2^+ = Mn_1^- = \frac{11.36}{100^2} * 420 * 0.351 * 1000 * (1 - 0.59 * 0.009249 * \frac{420}{21}) = 149.19 \text{ KN.m}$$

$$A_{s2}^- = 14.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho^+ = \frac{A_s^+}{bd} = \frac{14.26}{35 * 35.1} = 0.01155$$

$$Mn_{2l}^- = 180.78 \text{ KN.m}$$

Posteriormente se calcula el cortante más crítico inducido:

$$V_{u12} = \frac{Mn_1^+ + Mn_2^-}{l_n} + V_{u(C.vertical)} = \frac{149.19 + 180.78}{5 - 0.4} + 212.88 = 284.6 \text{ KN}$$

$$V_{u21} = \frac{Mn_1^- + Mn_2^+}{l_n} + V_{u(C.vertical)} = \frac{149.19 + 149.19}{5 - 0.4} + 220.9 = 285.7 \text{ KN}$$

$$v_{u12} = \frac{V_u}{bd} = \frac{284.6}{0.35 * 0.351} = 2,31 \text{ Mpa}$$

$$v_{u21} = \frac{V_u}{bd} = \frac{285.7}{0.35 * 0.351} = 2,32MPa$$

Se consideró la resistencia que le proporciona a cortante el concreto, por lo que el esfuerzo que toma el acero es:

$$v_{s1} = \frac{v_{u1}}{0.75} - v_c = \frac{2,31}{0.75} - \frac{\sqrt{21}}{6} = 2.31MPa$$

$$v_{s2} = \frac{v_{u2}}{0.75} - v_c = \frac{2,32}{0.75} - \frac{\sqrt{21}}{6} = 2.32MPa$$

Con $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$, considerando dos ramas de flejes de 3/8". La separación de estos flejes debe ser:

$$S = \frac{A_v F_y}{v_s b} = \frac{1.42 * 240 * 10}{2.32 * 10 * 0.35 * 100} = 4.2cm$$

Igualmente dicho procedimiento se realizó para las demás luces, con lo cual se determinaron la separación de los flejes en las luces ejes 2-3 y 3-4.

Por otro lado, la opción (b) recomienda multiplicar por 2.0 la carga de sismo para cada una de las respectivas combinaciones de carga, con lo cual se obtiene lo siguiente:

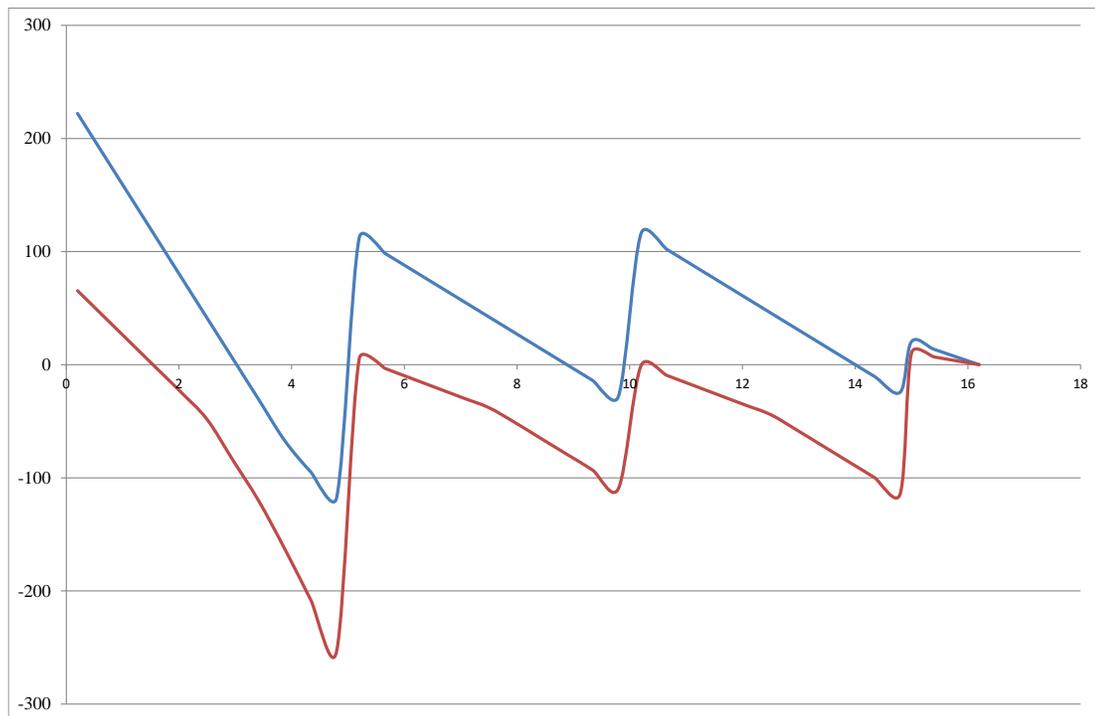


Figura 4 - 99 . Envolvente de cortante de la viga eje B primer piso del edificio de Tunja

Basados en los valores que se observan en dicha grafica se encontró que el diseño más crítico es el de la opción (a). Con respecto al detallado estructural sismo resistente (DMO) que establece la norma se debe cumplir:

- Colocar estribos de confinamiento No. 3(3/8”) a una distancia de “**2d**”; es decir a 0.70 m desde la cara de los apoyos en ambos extremos de cada luz de la viga.
- Colocar el primer estribo a 50 mm y con espaciamiento que no debe exceder:

$$S1 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} = 8.7cm \\ 8db = 15.24cm \\ 24de = 22.8cm \\ 30cm \end{array} \right\} \Rightarrow S1 = 8.7cm$$

- En la zona no confinada se recomienda estribos separados “**d/2**”; es decir 0.17 m.

4.6.2.3 Despiece

Los refuerzos a flexión y cortante que se colocaron en el siguiente despiece corresponden a los más críticos determinados anteriormente, después de revisar resistencia y detallado estructural.

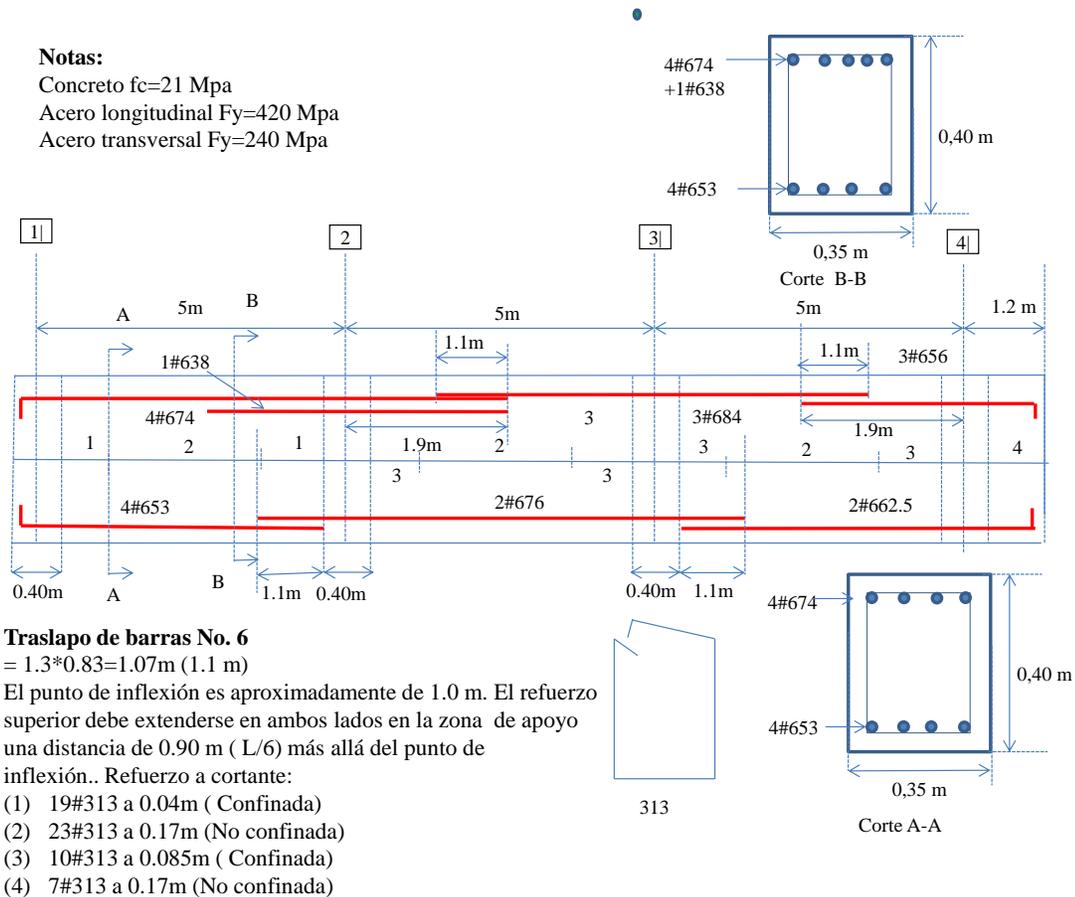


Figura 4 - 100 Despiece de viga sismo resistente eje B piso 1 del edificio de Tunja

4.6.3 Edificio DES

4.6.3.1 Flexión

Para el diseño a flexión de la viga principal se debe identificar los momentos máximos positivos y negativos en las zonas principales de la viga del eje B primer piso que se identifica en la siguiente figura.

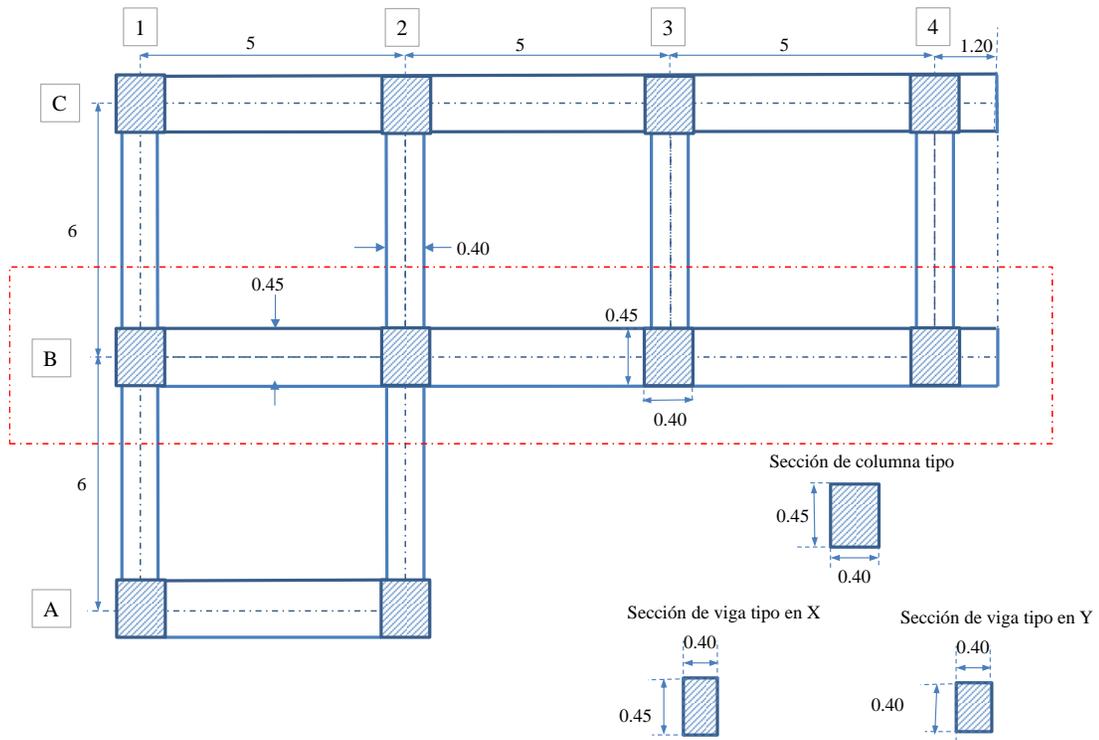


Figura 4 - 101 Identificación de la viga eje B primer piso edificio de Cali

En la Figura 4 - 102 se presenta la envolvente a momento de dicha viga.

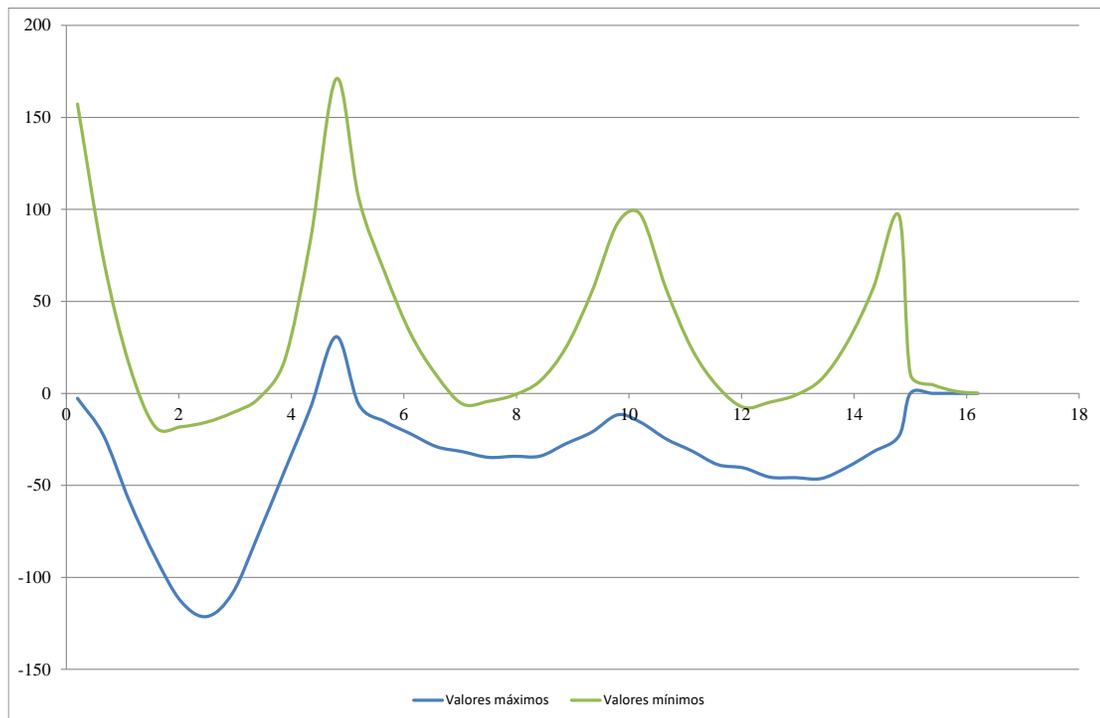


Figura 4 - 102 . Envlovente de momento (KN.m) de la viga eje B primer piso edificio de Cali

En la Tabla 4 - 32 se presenta el diseño a flexión de la viga del eje B(primer piso) y el refuerzo longitudinal correspondiente, considerando los requisitos de resistencia más el detallado estructural sismo resistente para DES que especifica:

- *La resistencia del momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que 1/2 de la resistencia a momento negativo en la misma cara.*
- *La resistencia a momento, tanto positivo como negativo, en cualquier sección a lo largo de la viga, no puede ser menor que 1/4 de la resistencia máxima a momento del elemento en cualquiera de los nudos.*

fc	21	Mpa						
fy	420	Mpa						
m	23.5294118							
b	0.45	m						
d	0.35	m						
Localización	Distancia(m)	Mu(KN.m) (en el eje)	Mu(KN.m)(A bx/2 - borde de columna)	Rn(KN/m2)	Cuantía requerida	Cuantía definida (Revisando cuantía mínima)	As(cm2)	Despiece por resistencia y detallado estructural
Eje 1	0	199	113.4	2057.1	0.005843964	0.005843964	9.2	4No.6
Centro entre los ejes 1 y 2	2.5	121	121	2195.0	0.006269311	0.006269311	9.9	4No.6
Eje2	5	214.4	113.8	2064.4	0.005866228	0.005866228	9.2	4No.6
Centro entre los ejes 2 y 3	7.5	34.4	34.4	624.0	0.001684263	0.0033	5.2	2No.6
Eje 3	10	110.9	67.4	1222.7	0.003368048	0.003368048	5.3	2No.6
Centro entre los ejes 3 y 4	12.5	46.3	46.3	839.9	0.002283318	0.0033	5.2	2No.6
Eje 4	15	115.9	67	1215.4	0.003347205	0.003347205	5.3	2No.6

Tabla 4 - 32 . Diseño a flexión de la viga sismo resistente de Cali (sección 0.40x0.45m)

Dentro del detallado estructural también se verificó el anclaje de la viga a las columnas, para lo cual el código establece una longitud de desarrollo. Adicionalmente se verificó que el número de barras caben dentro de la viga cumpliendo con los requisitos del código (Como se hizo para los diseño de las vigas DIM y DMO). Al evaluar la dimensión de la columna y las longitudes de desarrollo de la Tabla 4 - 27, se determinó utilizar barras No. 6, con las que se cumple con el requisito de anclaje entre la viga y la columna en el eje 1.

Se verifica la distancia real efectiva (d), para lo cual se determina a continuación el centro de gravedad del grupo de barras:

$$d' = \frac{(3 + 0.95 + 6/8 * 2.54 * 0.5) * 4 * 2.84}{4 * 2.84}$$

$$d' \approx 4.90cm$$

De acuerdo con lo anterior la distancia efectiva real (d) de la sección con dicho refuerzo es de 0.351 m (0.40-0.049), que corresponde a una cuantía de acero real menor a la máxima.

$$\rho = \frac{4 * 2.84}{35.1 * 45} = 0,007 < \rho_{\max}$$

4.6.3.2 Cortante

Para el diseño a cortante se empleó la alternativa (a) de la NSR-10, que consiste en la evaluación de la fuerza cortante (ve) en cada dirección, inducida al aparecer las articulaciones plásticas en ambos extremos de la viga. Se identificó que este caso es más crítico que la opción (b). A continuación se presentan el diseño a cortante para el primer tramo de la viga, entre los ejes 1 y 2.

Primero se debe determinar del modelo estructural las fuerzas cortantes últimas, teniendo en cuenta solamente las cargas verticales mejoradas, que para ese tramo es de 244.8 en el eje 1 y 255.8 KN en el eje 2. Posteriormente se calcula el momento nominal en cada uno de los extremos basado en el área de acero positivo y negativo determinado en el diseño a flexión. Se determina el momento positivo y negativo en cada apoyo de los ejes 1 y 2:

$$A_s^+ = A_s^- = 11.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho^+ = \frac{A_s^+}{bd} = \frac{11.36}{45 * 35.1} = 0.007192$$

$$Mn = A_s f_y d \left(1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f_c}\right)$$

$$Mn_1^+ = Mn_1^- = Mn_2^+ = Mn_2^- = \frac{11.36}{100^2} * 420 * 0.351 * 1000 * \left(1 - 0.59 * 0.007588 * \frac{420}{21}\right) = 153.2 \text{ KN.m}$$

Posteriormente se calcula el cortante inducido por la aparición de las articulaciones plásticas en los extremos más el cortante último por la carga muerta. Para este caso se diseña el caso más crítico:

$$V_{u1} = \frac{Mn_1^+ + Mn_2^-}{l_n} + V_{u(C.vertical)} = 322.4 \text{ KN}$$

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{322.4}{0.45 * 0.351} = 2.04 \text{ Mpa}$$

Para este caso se consideró la resistencia que le proporciona a cortante el concreto. Por lo tanto el esfuerzo que toma el acero es:

$$v_s = \frac{v_u}{0.75} - v_c = \frac{2.04}{0.75} - \frac{\sqrt{21}}{6} = 1.95 \text{ Mpa}$$

Con $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$, considerando dos ramas de flejes de 3/8". La separación de estos flejes debe ser:

$$S = \frac{A_v F_y}{v_s b} = \frac{1.42 * 240 * 10}{1.95 * 10 * 0.45 * 100} = 3.88 \text{ cm}$$

Igualmente dicho procedimiento se realizó para las demás luces, con lo cual se determinaron la separación de los flejes en las luces ejes 2-3 y 3-4.

Detallado estructural sismo resistente (DES):

De acuerdo con la NSR-10 se tiene:

- Se colocaron estribos de confinamiento No. 3(3/8") a una distancia de dos veces la altura del elemento; es decir a 0.80 m desde la cara de los apoyos en ambos extremos de cada luz de la viga.
- Además se debe colocar el primer estribo a 50 mm y con espaciamiento que no debe exceder:

$$S1 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} = 8.7 \text{ cm} \\ 8db = 15.24 \text{ cm} \\ 24de = 22.8 \text{ cm} \\ 30 \end{array} \right\} \Rightarrow S1 \approx 8.5 \text{ cm}$$

- En la zona no confinada se recomienda estribos separados " $d/2$ "; es decir 17 m.

En definitiva para la zona confinada entre los ejes 1 y 2 predominó la evaluación estructural. Para las demás predominó fue el detallado estructural.

4.6.3.3 Despiece

Los refuerzos a flexión y cortante que se colocan en el siguiente despiece corresponden a los más críticos determinados anteriormente

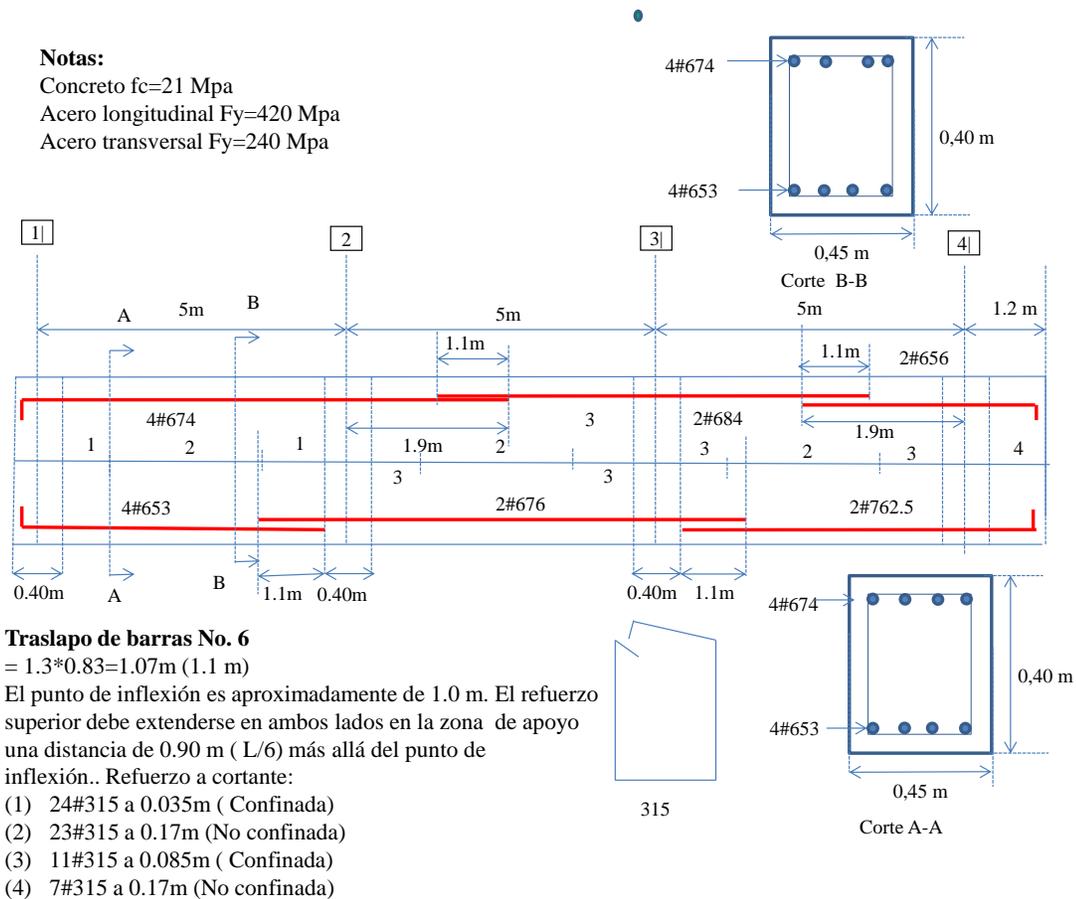


Figura 4 - 103 Despiece de viga sismo resistente de Cali

4.7 RELACION DE RIGIDEZ VIGAS Y COLUMNAS

Es indispensable en el diseño sismo resistente de pórticos en concreto reforzado que las columnas sean más resistentes que las vigas, para evitar que en la columnas se produzca fluencia pro flexión en sus extremos ocasionando un mecanismo de falla que puede conducir al colapso. Para ello la NSR-10 en el capítulo C.21 exige que para edificaciones de DMO y DES se debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nvb} \quad (4 - 33)$$

Dónde:

$\sum M_{nc}$	Suma de momentos nominales de flexión de columnas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.
$\sum M_{nvb}$	Suma de momentos nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

4.7.1 Edificio DMO

Para el edificio de Tunja (DMO) se presentan la revisión de este aspecto para el nudo del eje 2 en el primer piso.

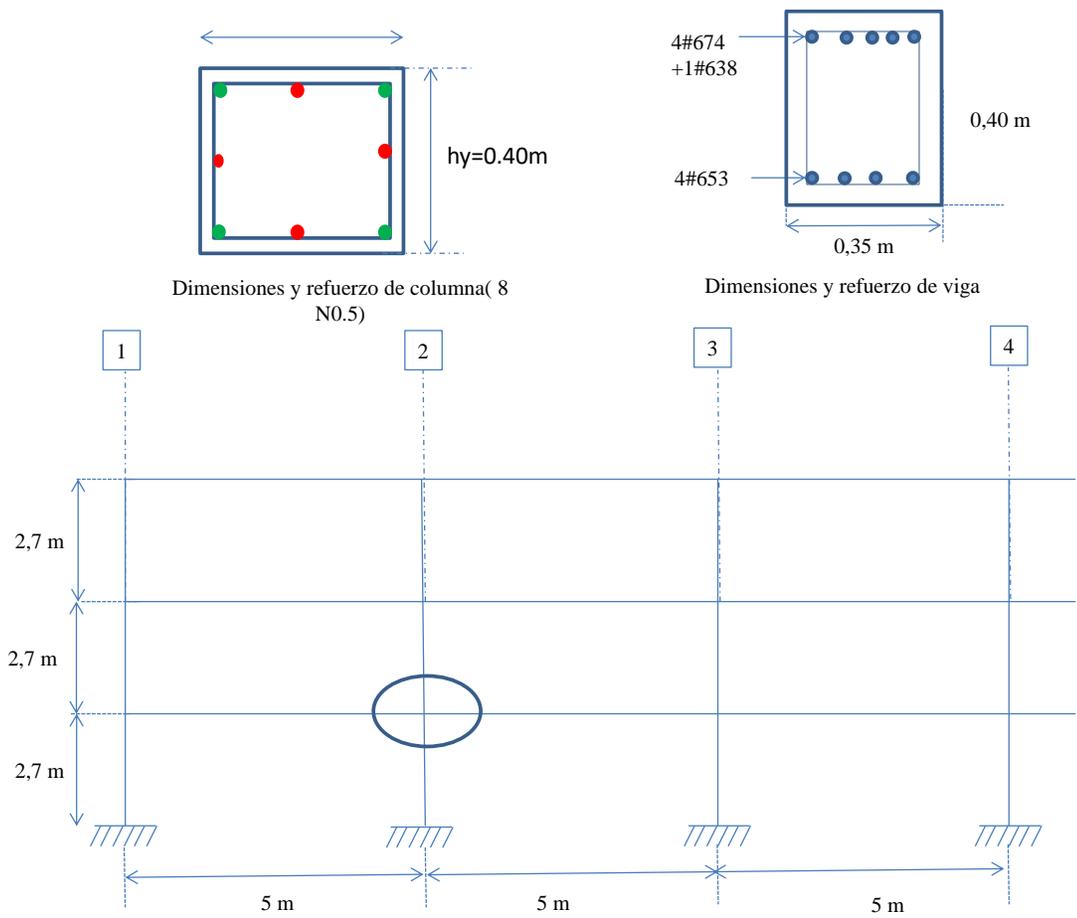


Figura 4 - 104 Revisión de rigidez columna – viga del pórtico del eje B del edificio de Tunja

La resistencia nominal de la viga es:

$$A_s^+ = 11.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho^+ = \frac{A_s^+}{bd} = \frac{11.36}{35 * 35.1} = 0.009247$$

$$Mn = A_s f_y d \left(1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f_c}\right)$$

$$Mn_1^+ = Mn_2^+ = Mn_1^- = \frac{11.36}{100^2} * 420 * 0.351 * 1000 * \left(1 - 0.59 * 0.009249 * \frac{420}{21}\right) = 149.19 \text{ KN.m}$$

$$Mn_{21}^- = 180.78 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_{nb} = 329.97 \text{ KN.m}$$

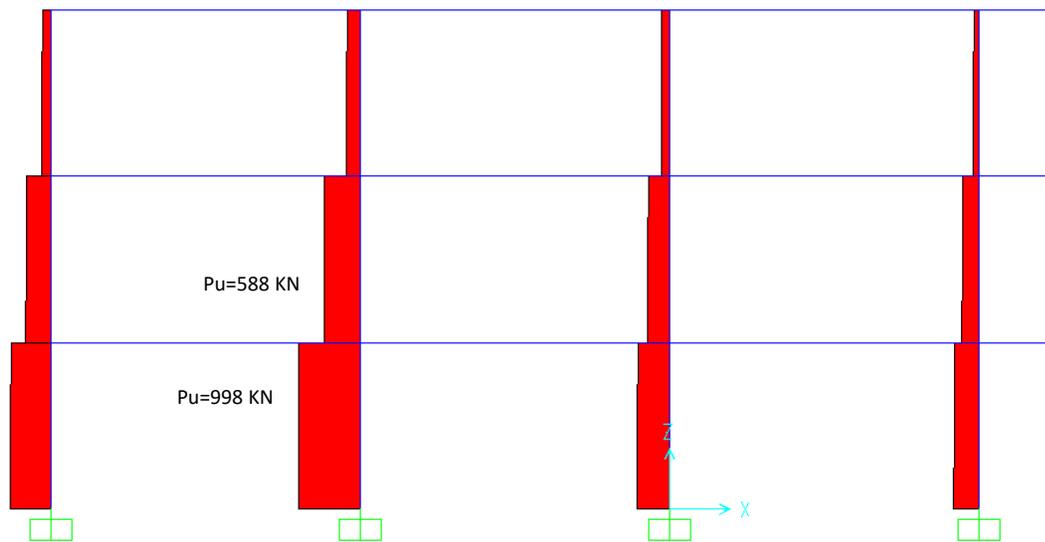


Figura 4 - 105 Fuerza axial mayorada para columna eje 2 piso 1 – Combinación de carga : 1.2D +1.0L+ (Sx+0.3Sy)/R

Para la fuerza axial mayorada de 588 KN se tiene un momento nominal de 201KN.m, obtenido del diagrama de interacción de la columna que se observa en la Figura 4 - 105. Así mismo, para la fuerza axial mayorada de 998 KN se tiene un momento nominal de 243 KN.m. Basados en lo anterior se tiene:

$$\sum M_{nc} = 444 \text{ KN.m} > 1.2 \sum M_{nb}$$

Comparando la sumatoria de rigideces de las vigas y columnas se cumple con la ecuación (XXX)

4.8 MUROS CORTINA

4.8.1 EDIFICIO DMO

A continuación se presenta un ejemplo del análisis y diseño estructural de un muro cortina para un edificio de siete (7) pisos localizado en la ciudad de Tunja.

a. Materiales:

La resistencia a la compresión del concreto de las vigas, columnas y muros es de 21 MPa- El acero de refuerzo tiene un límite de fluencia de 420 MPa.

b. Evaluación de cargas

El entrepiso del edificio es aligerado armado en una dirección (corta) con una carga de 6.8 KN/m², lo cual incluye viguetas, losa inferior, superior, casetón, acabados y muros divisorios. El peso (incluye entrepiso, fachada, columnas, vigas, muros, escalera) por piso del edificio se presenta en la Tabla 4 - 33. El edificio es de vivienda, por lo tanto la carga de diseño por carga viva es de 1.8 KN/m². Para evaluación de su fuerza sísmica se utilizó el siguiente espectro de diseño:

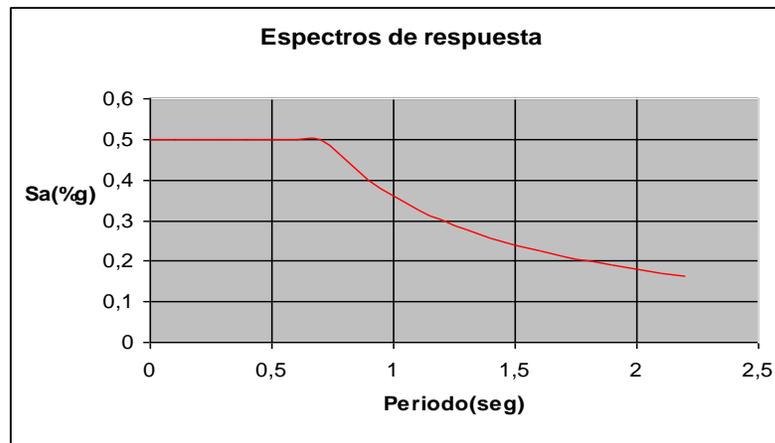


Figura 4 - 106 Espectro de diseño

Basados en el periodo de vibración aproximado del edificio y la aceleración (S_a) determinada del anterior espectro, se determinó el cortante basal y la fuerza horizontal en cada piso, como se presente a continuación:

PISO	Peso (kN)	H (m)	W x h	Cvx	Fx (kN)
2,0	2065,8	3,0	6197,5	0,040	248,8
3,0	2065,8	6,0	12395,1	0,1	497,5
4,0	2065,8	9,0	18592,6	0,1	746,3
5,0	2065,8	12,0	24790,1	0,2	995,1
6,0	2065,8	15,0	30987,7	0,2	1243,8
7,0	2065,8	18,0	37185,2	0,2	1492,6
Cubierta	1247,2	21,0	26190,3	0,2	1051,3
					6275,4

Tabla 4 - 33 . Pesos y fuerzas sísmicas por piso del edificio.

c. Modelo estructural

Se elaboró el modelo estructural empleando elementos finitos continuos para simular los muros cortina y discretos para las columnas y vigas. Los muros en la parte corta del edificio son de 4 metros de ancho y 0.15 m de espesor. Los muros de lado largo del edificio son de 6 metros de ancho y 0.15 metros de espesor. A dicho modelo se le aplicaron las cargas de sismo mostradas en Tabla 4 - 33, incluyendo el torsor accidental. También la carga muerta y viva, como también las diferentes combinaciones de carga estipuladas por la norma para evaluar: deriva, diseño de elementos sismo resistente y cimentación.

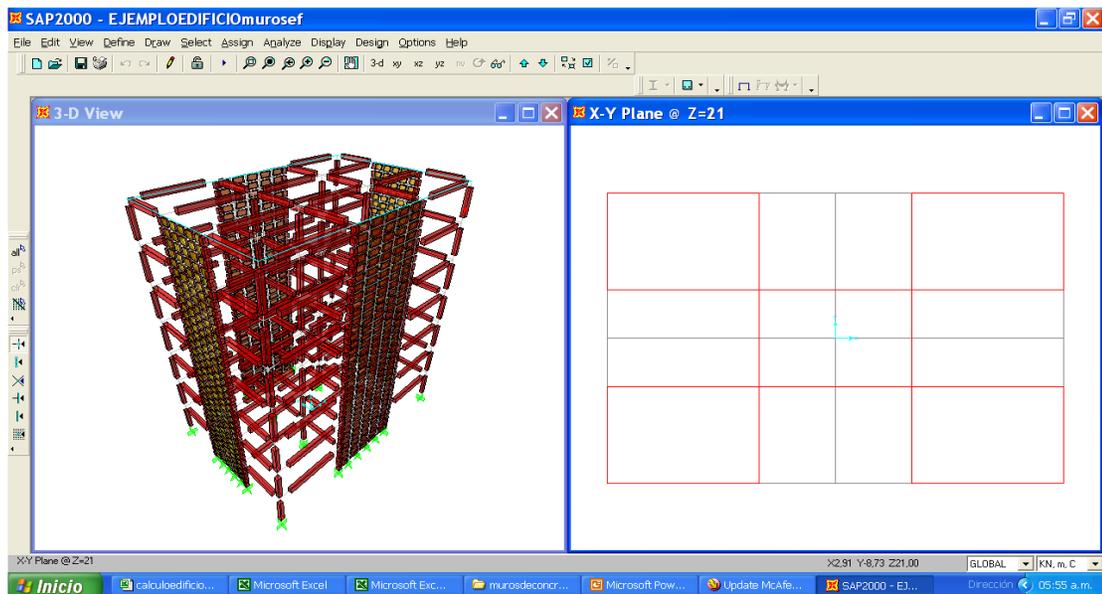


Figura 4 - 107 Modelo estructural del edificio extraído del SAP-2000

d. Evaluación de deriva

Se realizó la evaluación de la deriva y se encontró que es menor del 1%, como se observa a continuación:

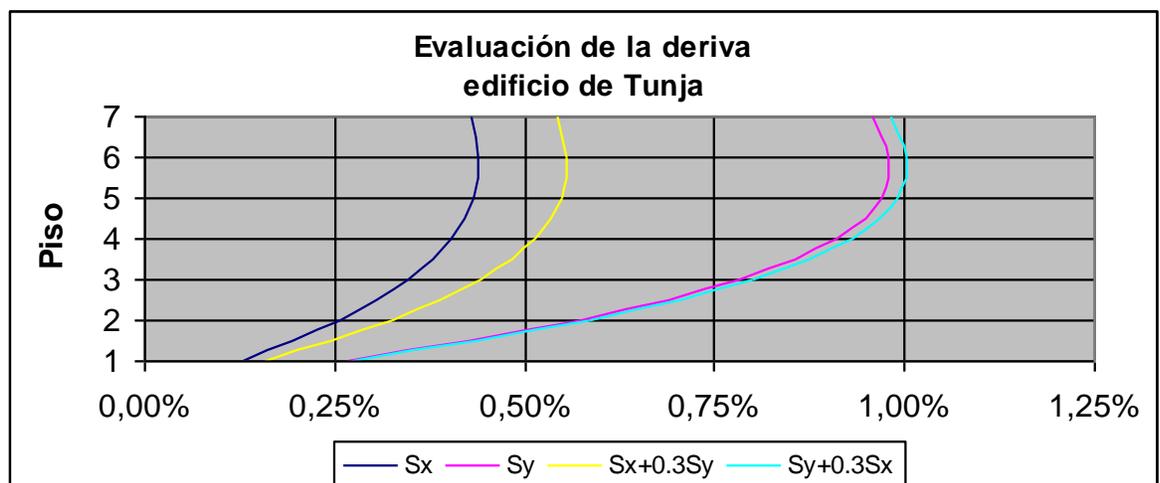


Figura 4 - 108 Resultados de deriva. Muros con dimensiones en el lado largo de 6x0.15m y corto 4*0.15m

e. Definición de elementos de borde para el muro

Según la norma son necesarios elementos de borde en los extremos de los muros cortina cuando el esfuerzo de compresión máximo en la fibra extrema correspondiente a las fuerzas mayoradas incluyendo los efectos de sismo sobrepasa un esfuerzo de $0.3f_c$ (6.3Mpa), para edificios DMO. El muro de 6 metros de largo, 0.15 metros de espesor y 3 metros de alto, tienen que soportar diferentes sollicitaciones provenientes de la combinaciones de carga. Una de ellas es un cortante de 2000 KN, una carga axial de 3000 KN y un momento de 800 KN.m.

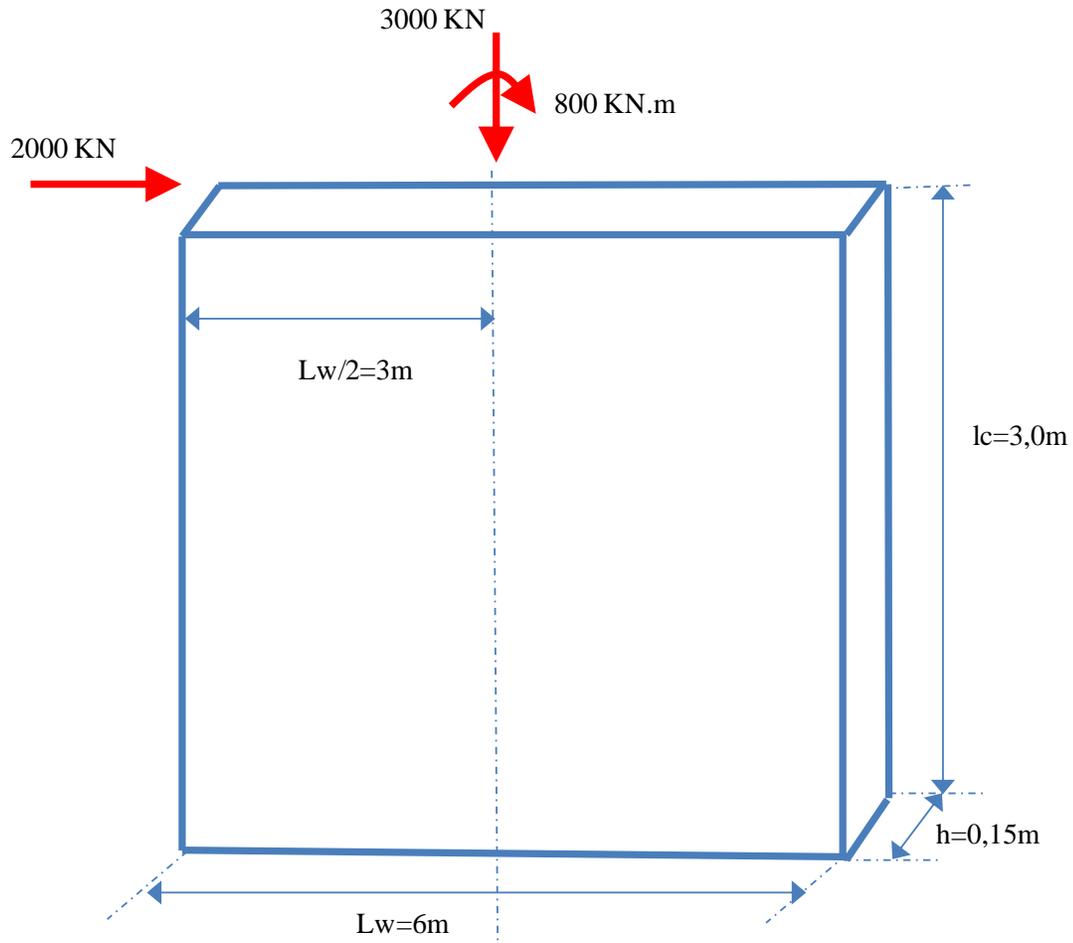


Figura 4 - 109 Dimensiones y fuerzas de muro del ejemplo, producto de una de las combinaciones de carga.

Este muro tiene la siguiente inercia:

$$I = \frac{0.15 * 6^3}{12} = 2.7\text{m}^3$$

Y un área bruta de:

$$A_g = 0.15 * 6 = 0.9m^2$$

Por lo que el muro tiene el siguiente esfuerzo actuante en una de sus fibras extremas, empleando el área, la inercia y las fuerzas internas antes mencionadas:

$$\sigma = \frac{MY}{I} + \frac{P}{A} = \frac{800 * 3}{2.7} + \frac{3000}{6 * 0.15} = 4222.2KN / m^2 = 4.2Mpa$$

Como este esfuerzo actuante es menor a $0.3f_c$, que es de un valor de 6.3 Mpa, no son necesarios para este muro cortina en particular incluir elementos de borde.

f. Diseño a cortante

Aplicando una de las ecuaciones de la resistencia al cortante que proporciona el concreto, que se explica en el numeral 3.6.2 del capítulo 3 de este libro, se tiene:

$$V_c = 0.27\lambda\sqrt{f_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (4 - 34)$$

$$V_c = 0.27 * \sqrt{21} * 6 * 0.8 * 0.15 * 1000 + \frac{3000 * 0.8 * 6}{4 * 6} = 1490.8KN$$

Dónde:

λ Igual a 1 por ser concreto normal.

l_w Es el ancho del muro, es decir 6 metros

d Es la distancia efectiva igual a 0.8 del l_w , es decir 4.8 m

[N_u] Es la fuerza axial sobre el muro, que para este caso es de 3000 KN.

h Es el espesor del muro, que es de 0.15 m

Para este caso no es válido utilizar la segunda ecuación para determinar resistencia a cortante, que también especifica la norma y se explica en el capítulo 3, porque la relación $M_u/V_u - L_w/2$ es negativa. Dicha ecuación es la siguiente:

$$V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f_c} + \frac{l_w \left(0.1\lambda\sqrt{f_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \quad (4 - 35)$$

Conociendo la contribución que suministra el concreto del muro al cortante, se determina lo que tiene que ayudar o colaborar el acero:

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c = \frac{2000}{0.75} - 1490.8 = 1175.8 \text{ KN}$$

De esta forma se determina el área y la separación del refuerzo necesario en sentido horizontal. Considerando un f_y en Kg/cm², V_s en Kg y “d” en centímetros, se tiene la siguiente relación entre el área de acero (A_v) y la separación de las barras(s).

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{1175.8 * 1000}{4200 * 0.8 * 600} = 0.0583$$

Considerando barras No. 3 ($A_s = 0.71 \text{ cm}^2$) y colocándolas en las dos caras del muro, se tiene un A_v de 1.42 cm^2 . Por lo tanto, es necesario una separación de las barras horizontales de:

$$s = \frac{1.42}{0.0583} = 24.35 \text{ cm}$$

Lo cual corresponde, a una cuantía de acero horizontal de:

$$\rho_t = \frac{1.42}{15 * 24.35} = 0.0038$$

Esta cuantía horizontal es mayor que la cuantía mínima (0.0025), por lo tanto es la que se utiliza como refuerzo definitivo del muro. Por otro lado, se debe cumplir con los requisitos de la NSR-10 referente a la separación entre barras, que para este caso no deben ser menores que:

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_w}{5} = 1.2m \\ 3h = 3 * 0.15 = 0.45m \\ 450mm \end{array} \right\}$$

Finalmente, queda para este muro un refuerzo horizontal, para resistir cortante, consistente en barras No.3 separadas cada 24 cm en las dos caras.

g. Diseño a flexo compresión

Para este caso hay dos opciones de diseño, una es utilizar el método empírico y otra es construir un diagrama de interacción partiendo de la cuantía mínima para acero vertical. Para poder utilizar el método empírico es necesario verificar que la resultante de las cargas quedé dentro del tercio medio de la longitud(l_w) del muro. Para ello, se determina la excentricidad:

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{800}{3000} = 0.27m$$

Como queda en el tercio medio, como se observa en la siguiente figura, se puede emplear para determinar la carga axial resistente a través del método empírico.

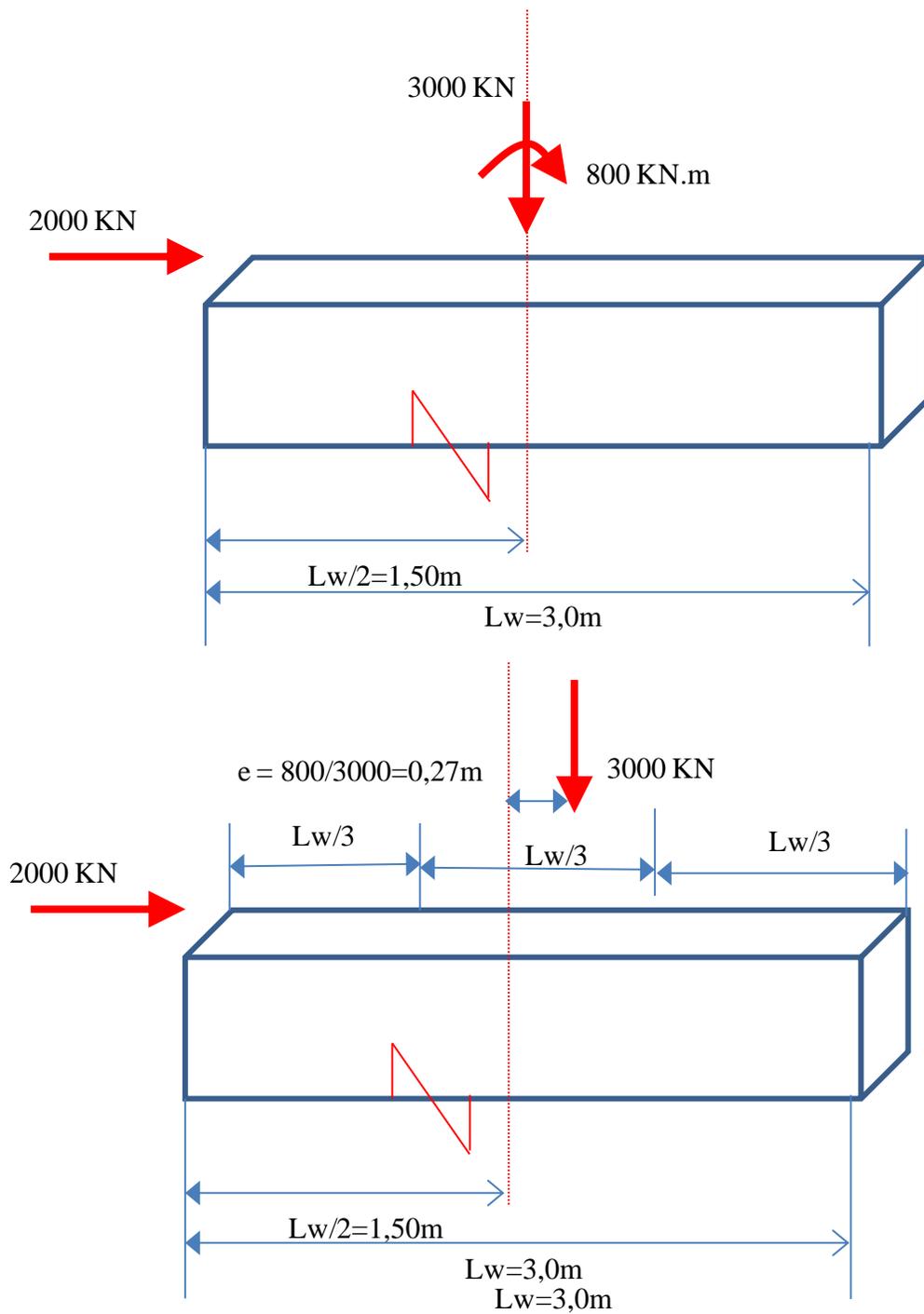


Figura 4 - 110 Localización de la excentricidad de las cargas del presente ejercicio en la longitud del muro

La ecuación para determinar la carga axial resistente por el método empírico, es la siguiente:

$$\phi P_n = 0.55 \phi_c' A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (4 - 36)$$

Donde el factor de reducción de resistencia es de 0.65, porque es una sección controlada por compresión. El k es de 0.8 por estar restringidos contra la rotación en uno o en ambos extremos. Por lo tanto la fuerza axial resistente, tiene la siguiente magnitud:

$$\phi P_n = 0.55(0.65)21(6)(0.15) \left[1 - \left(\frac{0.8(3)}{32(0.15)} \right)^2 \right] * 1000 = 5067.6KN$$

Donde l_c es la altura del muro, centro a centro, que es de 3 metros. Como el P_u que tiene un magnitud de 3000 kN, es menor a la fuerza axial resistente (ϕP_n), el muro cumple con el estado de flexocompresión. Se deduce que este muro trabaja más compresión que a flexión, lo que se llama un muro no tan esbelto. Por lo tanto, se procede a determinar por lo menos el refuerzo mínimo vertical para el muro basados en las recomendaciones de detallado estructural del código. Para empezar, la cuantía de refuerzo vertical, no debe ser menor de 0.0025 o de la siguiente expresión

$$\rho_t = 0.0025 + 0.5 \left[2.5 - \frac{hw}{lw} \right] (\rho_t - 0.0025)$$

$$\rho_t = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{(3-0.4)}{6} \right) * (0.0038 - 0.0025) = 0.0038$$

Por lo tanto, considerando barras No. 3 y en las dos caras, se tiene la siguiente separación:

$$s = \frac{1.42}{15 * 0.0038} = 24.9cm$$

Finalmente, dicho muro queda con un refuerzo vertical constituido por barras No. 3 cada 24 cm. Un esquema aproximado del despiece de una fracción del muro, es el siguiente:

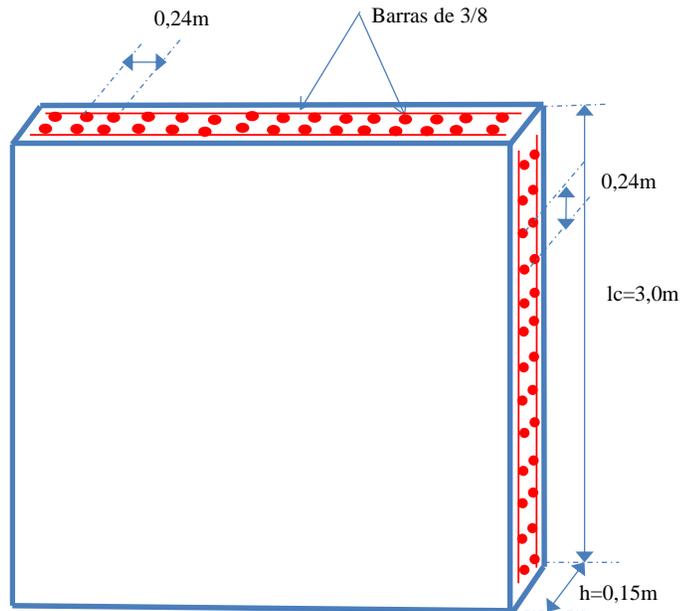


Figura 4 - 111 Esquema con despiece de refuerzo a cortante y flexión del muro del ejemplo

4.9 ANÁLISIS NO LINEAL

4.9.1 EDIFICIO DMI

Para los análisis no lineal de estructuras existentes o nuevas se debe comenzar por construir diagramas que relacionen el momento con la curvatura ($M - \phi$) para cada uno de sus elementos de concreto reforzado que estén sometidos a flexión. En estos diagramas se debe identificar tres puntos principales: agrietamiento, fluencia y último o de rotura. Para el eje A de la viga sismo resistente de este edificio se presenta a continuación la construcción de dicho diagrama, cuyas dimensiones y refuerzo a flexión son los siguientes:

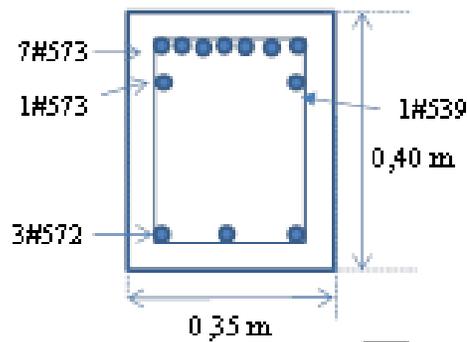


Figura 4 - 112 Sección transversal y refuerzo del eje “A”.

DIAGRAMA (M – ϕ) SIN CONSIDERAR REFUERZO A COMPRESION

a) Punto de agrietamiento

Para esta parte es necesario calcular la rigidez no fisurada, para lo cual se debe convertir la sección de la viga de concreto reforzada en una sección transformada(de un solo material). Para ello, se transforma el área de acero en un área equivalente de concreto a través del factor “n” que relaciona los módulos de elasticidad del acero y el concreto, como se muestra a continuación:

$$E_c = 4700\sqrt{21} = 21538.19\text{Mpa}$$

$$E_s = 203900\text{Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9.0$$

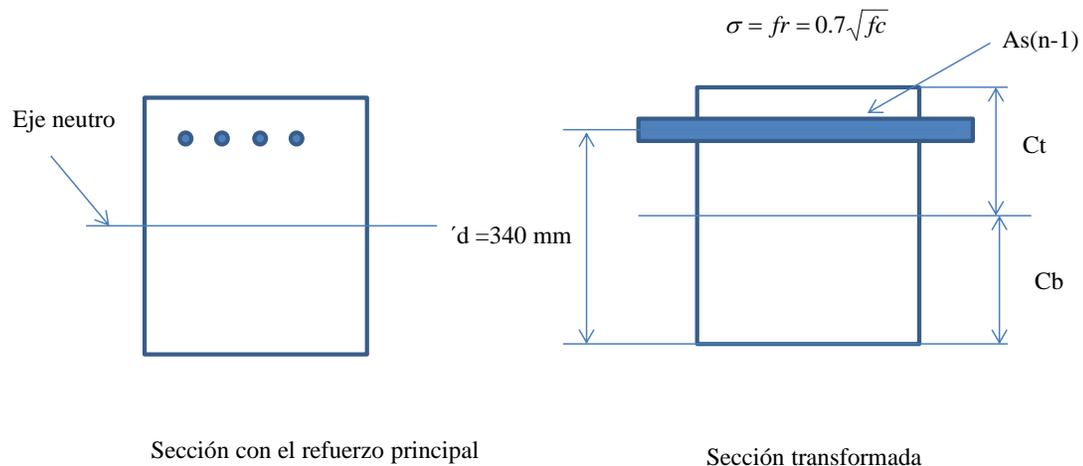


Figura 4 - 113 Sección transversal transformada. Fuente: Adaptado de notas de clase ingeniero Luis Enrique García – Universidad de los Andes

Se determina la localización del eje neutro de la sección transformada, aplicando la siguiente ecuación:

$$Cb = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i}$$

Además se presente a continuación la inercia no fisurada, empleado el teorema de ejes paralelos:

Refuerzo simplemente armado						
Material	Area(mm2)	y(mm)	(Area)(y)	Io (mm4)	Ct-y	Ai(Ct-y)^2
Concreto	140000	200	28000000	1866666667	12.99777098	23651887.07
Acero inferior	14328	340	4871520	0	127.002229	231104424.2
Total	154328		32871520	1866666667		254756311.2
Cb	212.997771 mm					
Ct	187.002229 mm					
Ig	2121422978 mm4					

Tabla 4 - 34 Determinación de Ct, Cb e Ig de la sección transformada

Para determinar el momento de agrietamiento es necesario tener en cuenta el módulo de rotura:

$$fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.10Mpa$$

Por lo tanto el momento de agrietamiento en la fibra superior es:

$$Mcr = \frac{f_r I_g}{C_t} = 31.94KN.m$$

$$\varepsilon_r = (fr)/(Es) = 0.0001489$$

$$\phi_{cr} = \frac{\varepsilon_r}{C_t} = 6.99e^{-7} \frac{1}{mm}$$

b) Punto de fluencia

La determinación de este punto en el diagrama se basa en lograr que el acero fluya sin que necesariamente el concreto falle. En el siguiente esquema se presentan las condiciones de las deformaciones unitarias, los esfuerzos y las fuerzas con lo cual se van a determinar los momento y curvatura de fluencia

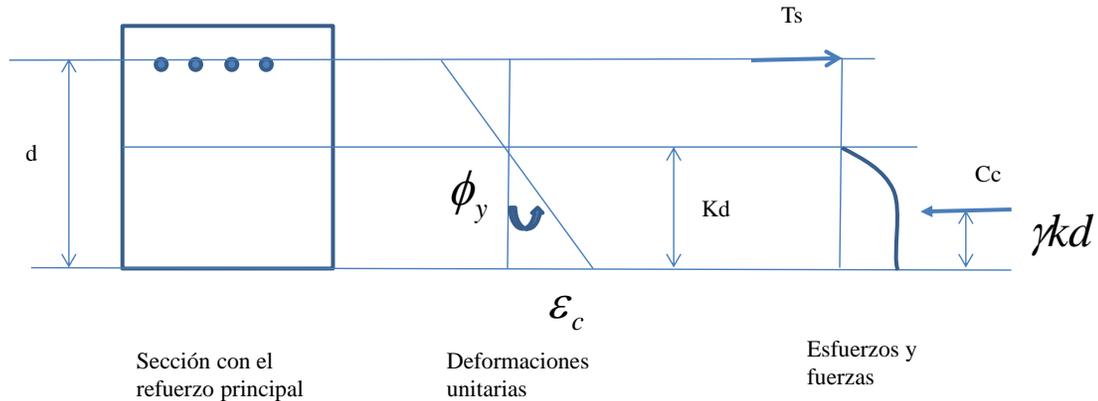


Figura 4 - 114 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para el punto de fluencia. Fuente: Adaptada de la notas de clase ingeniero Luis Enrique García – Universidad de los Andes

Para el caso de este ejercicio el refuerzo principal a tensión se encuentra en la parte superior y el de compresión en la parte inferior. Se va a considerar para la evaluación una sección simplemente armada y no doblemente armada.

Para su desarrollo se debe determinar mediante un proceso iterativo la deformación unitaria del concreto considerando que la del acero ya fluyó como se observa en la anterior figura. Para ello se debe conocer las funciones del diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, el cual depende de dos variables que son: alfa (α) y gama (γ). La relación que existe entre estos dos variables y la deformación unitaria del concreto es la siguiente, para el caso de concreto confinado:

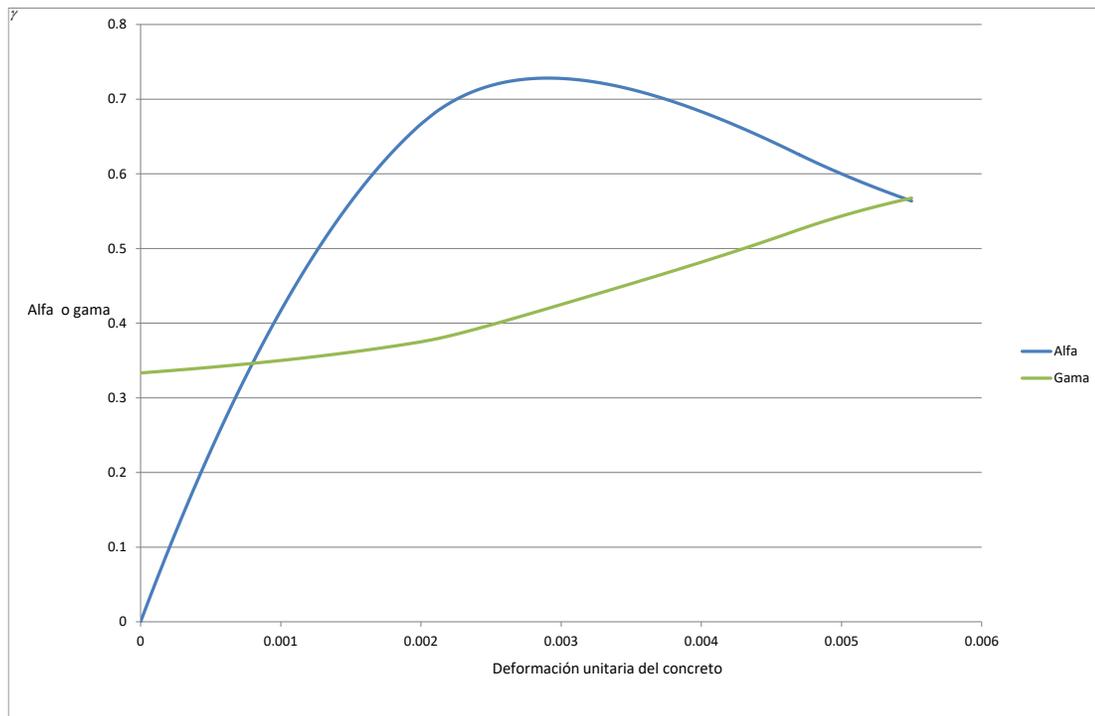


Figura 4 - 115 Valores de alfa (α) y gama (γ) en función de la deformación unitaria del concreto para $Z=300$ y $e20$ de 0.004666666666666667.

Para dicha evaluación se debe cumplir con equilibrio de las fuerzas que se presentaron en la Figura 4 - 114:

$$T_s = A_s F_y$$

$$C_c = \alpha f_c (b)(kd)$$

Equilibrio:

$$A_s F_y = \alpha f_c (b)(kd)$$

Por compatibilidad de deformación se tiene:

$$\frac{\epsilon_c + \epsilon_y}{d} = \frac{\epsilon_c}{kd} \Rightarrow k = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y}$$

Primero se considera “k” y se determina la deformación unitaria del concreto (ϵ_c) basados en la anterior ecuación. Con la deformación unitaria del concreto, posteriormente se determinan alfa (α) y gama (γ) basados en la gráfica que se presenta en la Figura 4 - 115. Con estos valores se calcula la fuerza a compresión (Cc) y se compara con la fuerza a tensión (Ts). Se verifica si hay equilibrio, en caso contrario, se asume otro valor de “k” hasta que se presente la mínima diferencia entre estas dos fuerzas.

Para este caso después de diferentes pruebas se encontró que para un k de 0.473315 se llega a una buena aproximación con una diferencia de 4.4 kN. Los datos fueron los siguientes:

k	0.473315		
ey	0.002059833	Deformación de fluencia del acero	
ec	0.001851106	Deformación unitaria de concreto	
Alfa	0.639791667		

De esta forma, con el valor de la deformación unitaria del concreto se tiene un gama de 0.3708 y un momento de fluencia es:

$$My = A_s F_y d (1 - \gamma k) = 210.9 \text{ KN.m}$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{kd} = 1.15 e^{-5} \frac{1}{\text{mm}}$$

c) Punto de rotura

Para la determinación de este punto se emplean las siguientes condiciones en deformaciones unitarias, fuerzas y deformaciones:

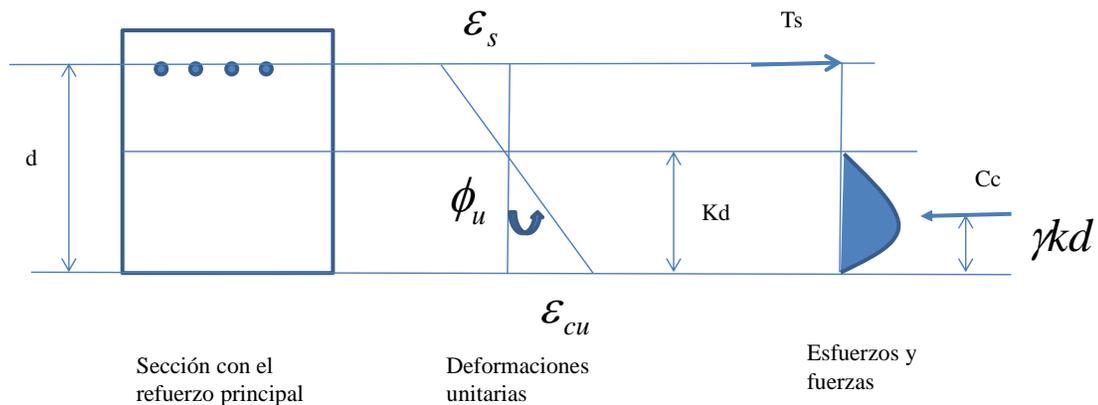


Figura 4 - 116 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para el punto de rotura. Fuente: Tomada de notas de clase ingeniero Luis Enrique García – Universidad de los Andes

Para la determinación de este punto, se debe determinar el equilibrio de la fuerza a tensión y compresión cuando falla por aplastamiento el concreto ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$) y en algunos casos (la mayoría) fluye simultáneamente el acero de refuerzo ($\epsilon_s = \epsilon_y$). Para ello y con estas condiciones se deben utilizar las funciones del diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado, el cual depende de dos variables que son alfa (α) y gamma (γ), que se relacionan con la deformación unitaria del concreto como se observa en la Figura 4 - 115.

Se debe inicialmente determinar los valores de alfa y gama, que son para este caso 0.6081 y 0.5377 respectivamente, considerando una deformación unitaria última (ϵ_{cu}) del concreto de 0.005. Después se determina “k” basados en la condición de equilibrio, que al despejar corresponde a:

$$T_s = A_s F_y$$

$$C_c = \alpha f_c (b)(kd)$$

Equilibrio:

$$k = \frac{A_s F_y}{\alpha f_c (b)(d)} = 0.4949$$

Después se calcula el momento y el valor de curvatura para el estado último. Antes se deben verificar el nivel de deformación unitaria del acero en esta condición, para determinar el nivel de esfuerzo con que queda. Por compatibilidad de deformaciones se tiene una deformación unitaria del acero igual a:

$$\frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{kd} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} d}{kd} - \varepsilon_{cu} = 5.1e^{-3}$$

Por ser mayor a “es” que “ey”, fluye el acero de esta viga. Por lo tanto:

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_y \Rightarrow fs = fy$$

Entonces el momento último es:

$$Mu = AsFyd(1 - \gamma k) = 187.6KN.m$$

Y la curvatura correspondiente:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{kd} = 2.97e^{-5} \frac{1}{mm}$$

Basados en los anteriores cálculos de los tres (3) puntos determinados el diagrama M- ϕ de la sección y refuerzo en el eje A de esta viga es el siguiente;

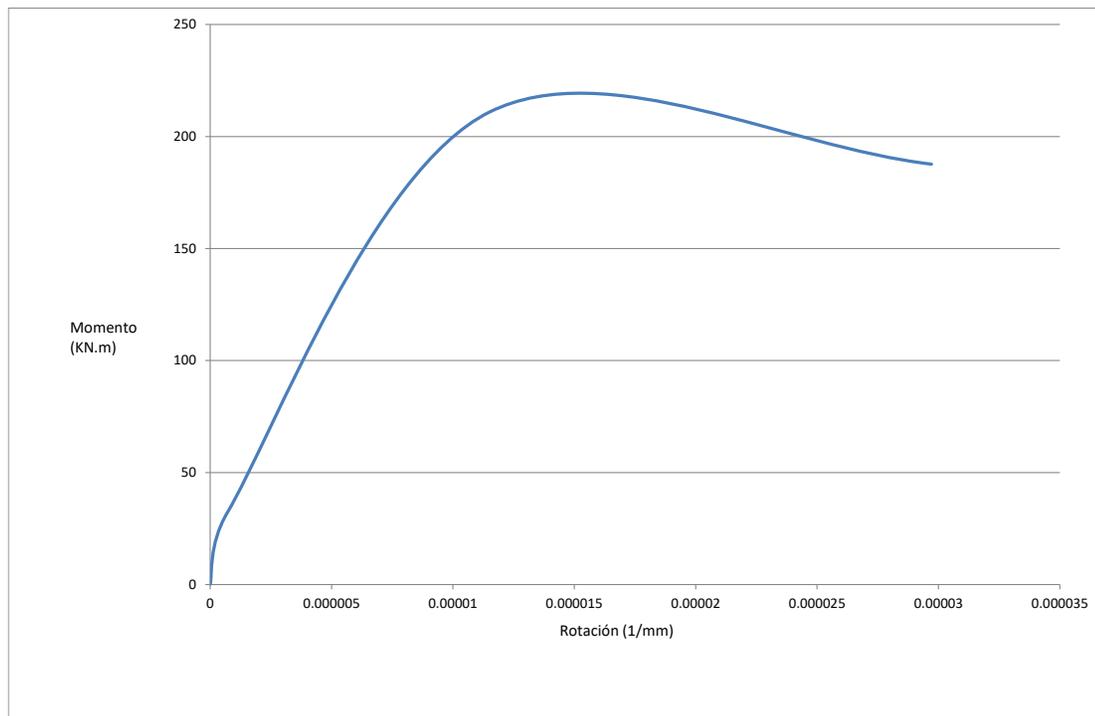


Figura 4 - 117 Diagrama M-0 de una sección de la viga sismo resistente de Cartagena – Considerándola simplemente armada

4.10 DISEÑO DE CIMENTACION

En esta parte se hacen ejemplos de una cimentación superficial y otra profunda, basados en estudios de suelos, que generalmente incluyen:

- Exploración del subsuelo a través de apiques y/o sondeos
- Ensayos sobre las muestras (clasificación, compresión inconfiada, consolidación, etc).
- Análisis de diferentes alternativas de tipo de cimentación y su correspondiente capacidad de carga.

4.10.1 Cimentaciones superficiales

4.10.1.1 Diseño de zapata aislada – Edificio de Cartagena

Se determinó la geometría en planta y perfil de la zapata (Ver Figura 4 - 118 y Figura 4 - 119), basados en las cargas actuantes provenientes del modelo estructural y de las siguientes recomendaciones del estudio de suelos:

- Capacidad portante: 160 kN/m²
- Profundidad recomendada de cimentación : 1.50 m

Para la revisión se consideró unos sobreesfuerzos de 33%, teniendo en cuenta que las combinaciones de carga empleadas para la revisión esfuerzos incluyen la carga sísmica, que es ocasional y de menor probabilidad que las cargas verticales. Por lo anterior es posible aumentar la capacidad de carga:

$$\sigma_c = 160 * 1.33 = 212.8 \frac{kN}{m^2}$$

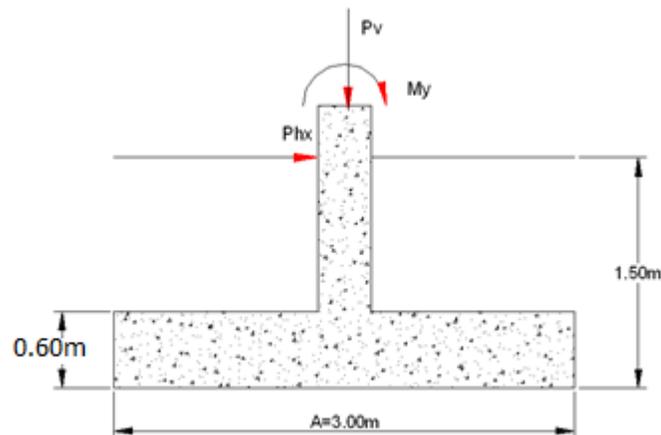


Figura 4 - 118 . Sección transversal de zapata

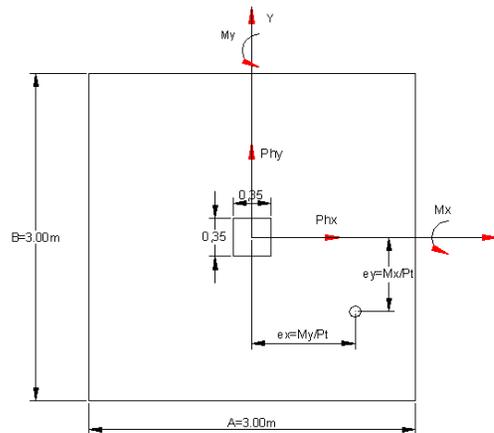


Figura 4 - 119 . Planta de zapata

La revisión y el diseño de la zapata constan de las siguientes etapas:

- Revisión de los esfuerzos de servicio, basados en la capacidad portante de la cimentación
- Diseño a flexión en las dos(2) direcciones
- Revisión a cortante, para su comportamiento como viga y punzonamiento
- Revisión de la longitud de desarrollo
- Realización de planos incluyendo el detallado estructural y el despiece

Revisión de los esfuerzos de servicio actuantes con respecto a la capacidad de carga de la zapata

La revisión y diseño de la zapata se realizó basado en las combinaciones de carga que se observan en la Tabla 4 - 35, de acuerdo con numeral B.2.3.4 de la NSR-98. En la Tabla 4 - 36 se presenta la carga vertical y el momento en las dos (2) direcciones evaluadas para cada combinación de carga. Se tuvo en cuenta el peso adicional vertical producido por peso propio de la zapata y el suelo. Además los momentos adicionales en cada dirección que produce la carga horizontal por la profundidad de la zapata.

Combinación	Descripción
C1	CM+CV+0.7Sx
C2	CM+CV+0.7Sy
C3	CM+CV+0.7(Sx+0.3Sy)
C4	CM+CV+0.7(Sy+0.3Sx)

Tabla 4 - 35 . Combinaciones de carga para evaluación de servicio de las zapatas

	Combinaciones				Origen/ descripción
	C1	C2	C3	C4	
Carga Vertical (Pv)	860.230	848.500	860.100	851.900	Resultados del modelo estructural
Peso propio de la zapata (sin incluir)	132.246	132.246	132.246	132.246	Geometría zapata
Carga total vertical (Pt=Pv+Ppp)	992.476	980.746	992.346	984.146	
Momento alrededor de X (Mx)	5.000	121.000	33.800	122.100	Modelo estructural
Momento alrededor de Y (My)	130.100	19.400	131.300	131.300	Modelo estructural
Carga horizontal en Y (Phy)	7.300	66.800	15.600	67.400	Modelo estructural
Carga horizontal en X (Phx)	87.700	18.900	88.500	40.300	Modelo estructural
Brazo	1.500	1.500	1.500	1.500	Geometría
Momento adicional en X	10.950	100.200	23.400	101.100	
Momento Adicional en Y	131.550	28.350	132.750	60.450	
Total momento en X (Mtx=Mx+Mx1)	15.950	221.200	57.200	223.200	
Total momento en Y (Mty=My+My1)	261.650	47.750	264.050	191.750	
Excentricidad Y (ey=Mty/pt)	0.016	0.226	0.058	0.227	
Excentricidad X (ex=Mtx/pt)	0.264	0.049	0.266	0.195	

Tabla 4 - 36 Cargas de servicio sobre la zapata

Revisión de esfuerzos de servicio que se presentan en el suelo

Uniaxial en sentido X (combinación 1)

La excentricidad en sentido X.

$$e_x = \frac{M_{ty}}{P_t} = 0.264m$$

Como queda dentro del tercio medio, los esfuerzos máximos y mínimo se pueden evaluar con las siguientes expresiones.

$$\sigma_{\max} = \frac{P_t}{AB} \left(1 + \frac{6e_x}{A}\right) = 168.5 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_c$$

$$\sigma_{\min} = \frac{P_t}{AB} \left(1 - \frac{6e_x}{A}\right) = 52.1 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_c$$

Uniaxial en sentido Y (Combinación 2)

La excentricidad en sentido y es:

$$e_y = \frac{M_{tx}}{P_t} = 0.226m$$

Como queda dentro del tercio medio, los esfuerzos máximos y mínimos se pueden evaluar con las siguientes expresiones.

$$\sigma_{\max} = \frac{P_t}{AB} \left(1 + \frac{6e_y}{B}\right) = 158.1 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_c$$

$$\sigma_{\min} = \frac{P_t}{AB} \left(1 - \frac{6e_y}{B}\right) = 59.8 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_c$$

Revisión biaxial

En este caso se evaluó la capacidad portante de la cimentación, teniendo en cuenta el área efectiva que se genera por el efecto biaxial. Para la combinaciones de carga 3 y 4 se presentan los siguientes resultados de esfuerzos.

Revisión uniaxial	Combinaciones			
	C1	C2	C3	C4
Esfuerzo mínimo (KN/m2)	52.1	59.8	NA	NA
Esfuerzo máximo (KN/m2)	168.4	158.1	NA	NA
Revisión biaxial				
Esfuerzo 1	NA	NA	181.6	201.6
Esfuerzo 2	NA	NA	156.2	102.4
Esfuerzo 3	NA	NA	64.3	116.3
Esfuerzo 4	NA	NA	38.9	17.1

Tabla 4 - 37 Esfuerzos del suelo para cada combinación de carga. Revisión uniaxial y biaxial

De acuerdo con lo anterior, la geometría de la zapata es adecuada para la transmisión de esfuerzos actuantes sobre el suelo, ya que ninguno de los esfuerzos actuantes determinados en las cuatro (4) combinaciones de carga son mayores a la capacidad portante de la cimentación.

Diseño a flexión

Se presenta a continuación el diseño a flexión de la zapata para la combinación de carga C1. Para el diseño a flexión se considera un elemento en voladizo con una longitud $B_1=1.325$ m (Ver Figura 4 - 120).

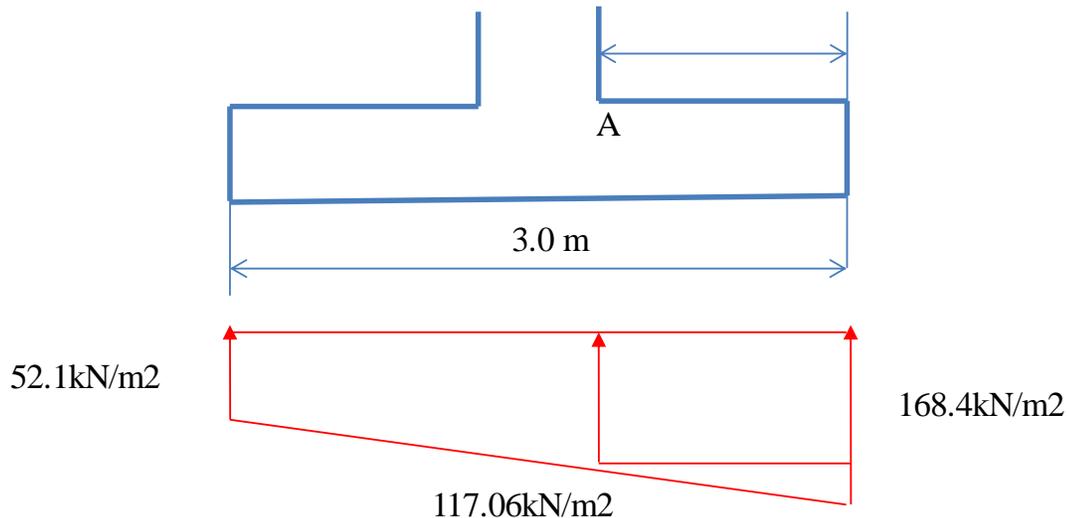


Figura 4 - 120 Esfuerzos sobre zapata para la combinación C1

El momento por metro que se genera en la cara del apoyo (punto A) es de: 132.8 kN.m/m. Dicho valor se debe convertir en un momento último por lo cual se multiplica por un factor de 1.7, por lo tanto es: 225.7 kN.m/m.

Ancho(b)	1.0 m
Altura efectiva(d)	(0.60-0.075)=0.525 m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 * 21} = 23.52$$

$$R_n = \frac{Mu}{b * d^2} = \frac{225.7}{1 * 0.525^2} = 818.8 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0.818 \text{ Mpa}$$

$$\rho_r = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{\phi f_y}} \right] = 0.0022$$

$$A_s^{(-)} = 0.0022 * 100 * 52.5 = 11.66 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Para la dirección X es necesario colocar en la parte inferior de la zapata barras No. 5 cada 17 cm con lo cual se cumple con flexión. Se realizó esta misma evaluación n en sentido Y, encontrándose resultados similares, por lo que en definitiva se recomiendan una malla en la parte inferior de la zapata con barras No.5 separadas 17 cm en las dos(2) direcciones. En este caso el refuerzo es simétrico en ambas direcciones, por ser una zapata cuadrada, lo que no sucede para zapatas rectangulares. Las especificaciones establecen para el caso de zapatas rectangulares, una distribución en un ancho de banda en el sentido corto basados en la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Re fuerza_localizado_en_la_banda}}{\text{Re fuerza_total_en_la_dirección_corta}} = \frac{2}{\beta + 1}$$

$$\beta = \frac{\text{Ancho_Mayor}}{\text{Ancho_Menor}}$$

Es importante aclarar que algunos autores e ingenieros, para la evaluación del momento máximo que actúa sobre la zapata restan el peso propio de la zapata a los esfuerzos efectivos que transmite el suelo, para lo cual evalúan los esfuerzos efectivos sobre el suelo sin considerar el peso propio del cimiento. De esta forma el acero a flexión necesaria es menor para este caso. El empleo de una de las dos (2) opciones de diseño, antes descritas, depende del criterio estructural de cada ingeniero estructural.

Revisión a cortante

El cortante de las zapatas depende de la resistencia a compresión del concreto y su espesor, ya que para este elemento no se colocan flejes. Se presentan a continuación la revisión de esta solicitud para los efectos en una y dos (2) direcciones (punzonamiento).

Acción como viga en una sección crítica “d”:

Consisten en la evaluación del cortante a una distancia “d”, como se observa en la Figura 4 - 121

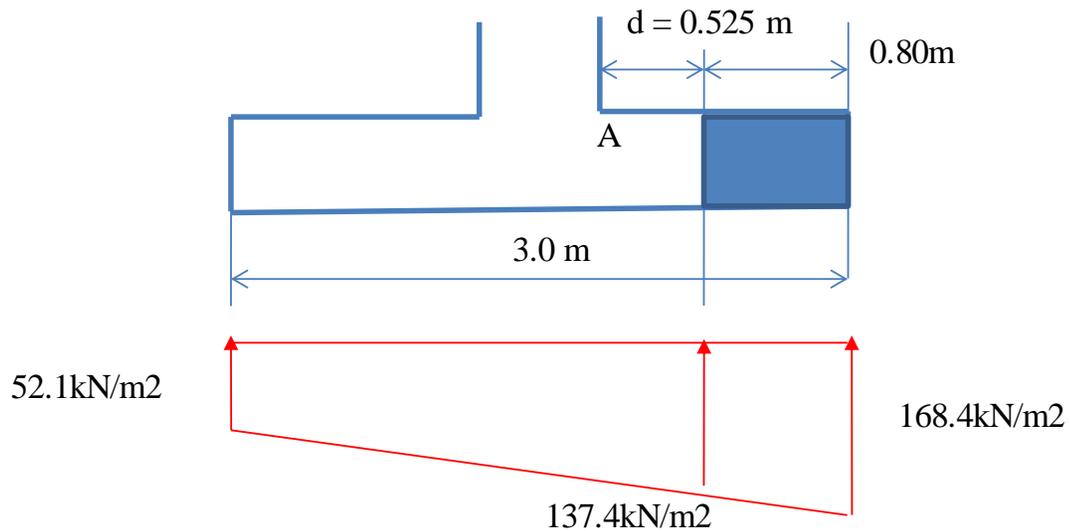


Figura 4 - 121 . Esfuerzos para la evaluación del cortante en la sección crítica "d"

Se evalúa el cortante promedio que corresponde a 152.9 kN/m², que mayorado corresponde a 260 kN/m². Dicho cortante debe ser menor al cortante último resistente, lo cual se comprueba a continuación:

$$\phi V_c = 0.75 \frac{\sqrt{f_c}}{6} = 0.57 \text{ MPa} = 570 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Acción en dos direcciones - punzonamiento:

Es necesario evaluar el cortante de la zapata en dos (2) direcciones. De acuerdo con las especificaciones de la NSR-98, se debe evaluar en una sección crítica a una distancia de “d/2” del borde la columna, como se observa en las Figura 4 - 122 y Figura 4 - 123.

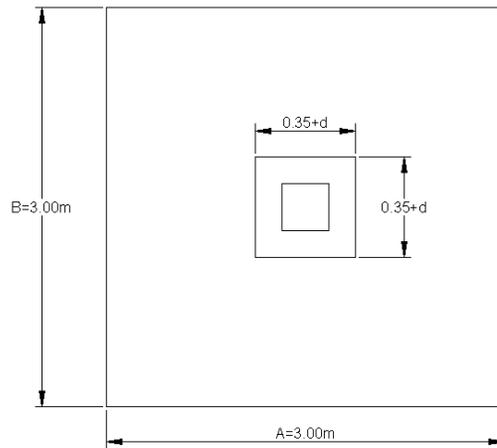


Figura 4 - 122 . Sección crítica para la evaluación de cortante en dos(2) direcciones

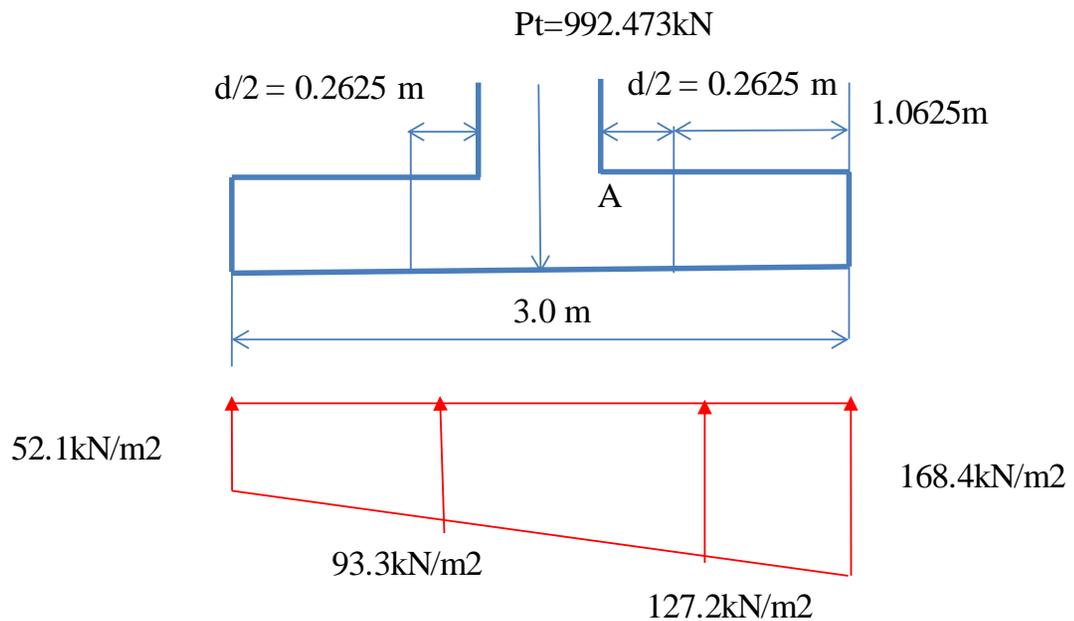


Figura 4 - 123 . Evaluación del punzonamiento

Para la combinación de carga 1, se evaluaron los esfuerzos a la distancia de “d/2” y se calculó el esfuerzo promedio de esta sección que corresponde a: **110.25** kN/m². El cortante actuante o punzonamiento que se genera, corresponde a la diferencia de la fuerza vertical mayorada (hacia abajo) más el peso propio del cimiento, menos la fuerza vertical producida por la reacción del suelo en la sección crítica antes mencionada:

$$Vu = 1.7((Pv + Ppp) - \sigma_{promedio} (0.35 + d)(0.35 + d)) = 1543.6kN$$

La resistencia al cortante de esta sección, depende de la resistencia a compresión del concreto y del espesor de la zapata. De acuerdo con las especificaciones del código, recomienda seleccionar el menor valor de:

$$\phi V_{c1} = \phi \frac{\sqrt{f_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{B_c}\right) (b_o d)$$

Dónde:

$$B_c = \frac{Ladolargodelazapata}{Ladocorto} = 1$$

$$b_o = 2(d + 0.35) + 2(d + 0.35) = 3.50m$$

$$\phi V_{c1} = 0.75 \frac{\sqrt{21}}{6} \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1000 * 3.5 * 0.525 = 3157.68kN$$

$$\phi V_{c2} = \phi 0.083 \sqrt{f_c} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) (b_o d) = 0.75 * 0.083 \sqrt{21} \left(2 + \frac{20 * 0.525}{3.5}\right) * 1000 * 3.5 * 0.525 = 2620.87kN$$

Donde α_s es 20 por ser una columna esquinera

$$\phi V_{c3} = 0.75 \frac{\sqrt{f_c}}{3} b_o d = 0.75 \frac{\sqrt{21}}{3} * 1000 * 3.5 * 0.525 = 2084.06kN$$

El máximo valor de cortante que puede soportar la zapata en dos(2) direcciones es de 2084.06 kN, el cual es mayor que el actuante para las opciones analizadas anteriormente. Esto mismo se debe hacer con las demás combinaciones de carga.

Revisión de longitud de desarrollo

Es necesario asegurar el anclaje entre la columna y la zapata. Para esto se debe revisar la longitud de desarrollo de las barras longitudinales de la columna en la zapata y comprobar si su espesor es adecuado. En este caso se tienen ocho (8) barras de 7/8", por lo que $d_b = 22.2mm$ y la longitud de desarrollo para barras a tensión es:

$$L_d = \frac{d_b f_y}{4 \sqrt{f_c}} = \frac{22.22 * 420}{4 \sqrt{21}} = 508.1mm = 50.8cm$$

Se obtuvo una longitud de desarrollo menor que el espesor de la zapata que es de 60 cm, por lo cual dicha condición se cumple.

4.9.1 Cimentaciones profundas

2.8.2.1 Diseño de dados y pilotes – Edificio de Tunja

Estudio de suelos

En este caso el ingeniero de suelos recomendó una cimentación profunda, mediante pilotes que trabaja a fricción y punta. Para esto, el ingeniero Jorge Alberto Rodríguez (especialista en Geotecnia), asesoró este ejercicio académico y nos suministró una carta de diseño donde se encuentran las cargas resistentes de servicio para pilotes, variando su diámetro y longitud (Ver Figura 4 - 124).

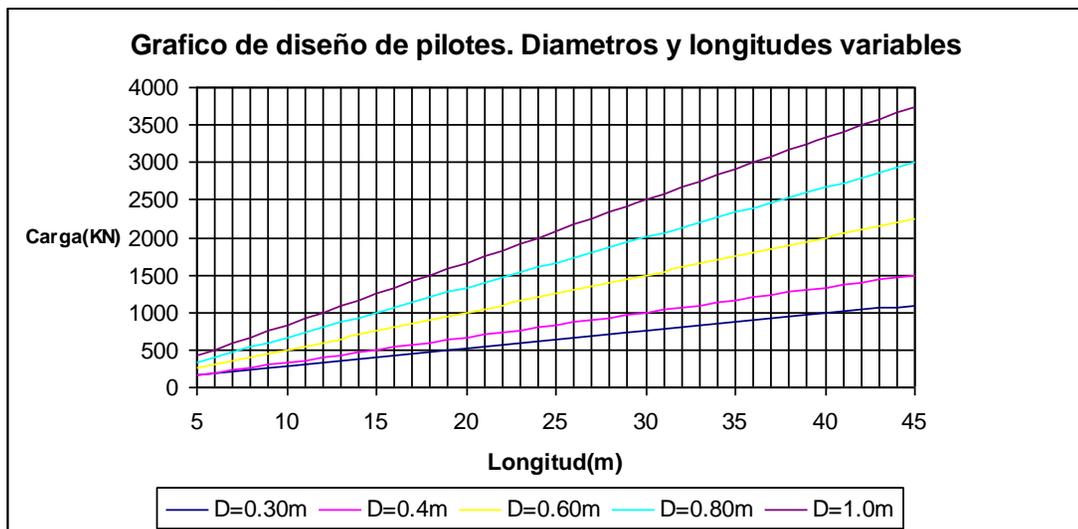


Figura 4 - 124 . Carga de diseño de pilotes

Evaluación de cargas

Por la carga que transmite el edificio es necesario una cimentación conformada por un grupo de pilotes y su correspondiente dado. Para dimensionar el dado y el número de pilotes se realizaron diferentes pruebas, basados en las cargas (para diferentes combinaciones que se presentan en la Tabla 4 - 35) de servicio que provienen del modelo estructural del edificio. En la Tabla 4 - 38 se presentan las diferentes cargas de servicio para cada combinación sobre este tipo de cimentación.

	Combinación 1	Combinación 2	Combinación 3	Combinación 4
	cm+cv+0,7sx	cm+cv+0,7sy	cm+cv+0,7(sx+0,3sy)	cm+cv+0,7(sy+0,3sx)
Carga vertical (kN)	927,0	908,0	929,8	908,3
Peso propio dado (kN)	151,2	151,2	151,2	151,2
Peso de pilotes (kN)	298,6	298,6	298,6	298,6
Pt (kN)	1376,8	1357,8	1379,6	1358,1
Momento en el eje X (kN.m)	12,5	359,0	97,0	358,0
Momento en el eje y (kN.m)	346,0	28,0	346,0	126,0
Carga horizontal en x(kN)	211,5	24,1	213,5	82,3
Carga horizontal en y(kN)	12,2	185,8	46,6	185,2
Momento TOTAL en el eje X (kN.m)	21,0	489,1	129,6	487,6
Momento TOTAL en el eje y (kN.m)	494,1	44,9	495,5	183,6

Tabla 4 - 38 . Cargas sobre la cimentación profunda para las diferentes combinaciones de carga

Dimensionamiento de dado-pilotes

Se consideraron inicialmente cuatro (4) pilotes de 0.6 metros de diámetro, colocados simétricamente en un dado, como se observa en la Figura 4 - 125. Para asegurar la eficiencia del grupo de pilotes se colocó una separaciones entre ejes de pilotes de 1.80 metros, basados en las recomendaciones en la ingeniería, que sugieren separaciones entre pilotes entre 2.5 a 3 veces el diámetro. Para la distancia desde el eje del pilote al borde del dado se consideró una distancia de (1) diámetro.

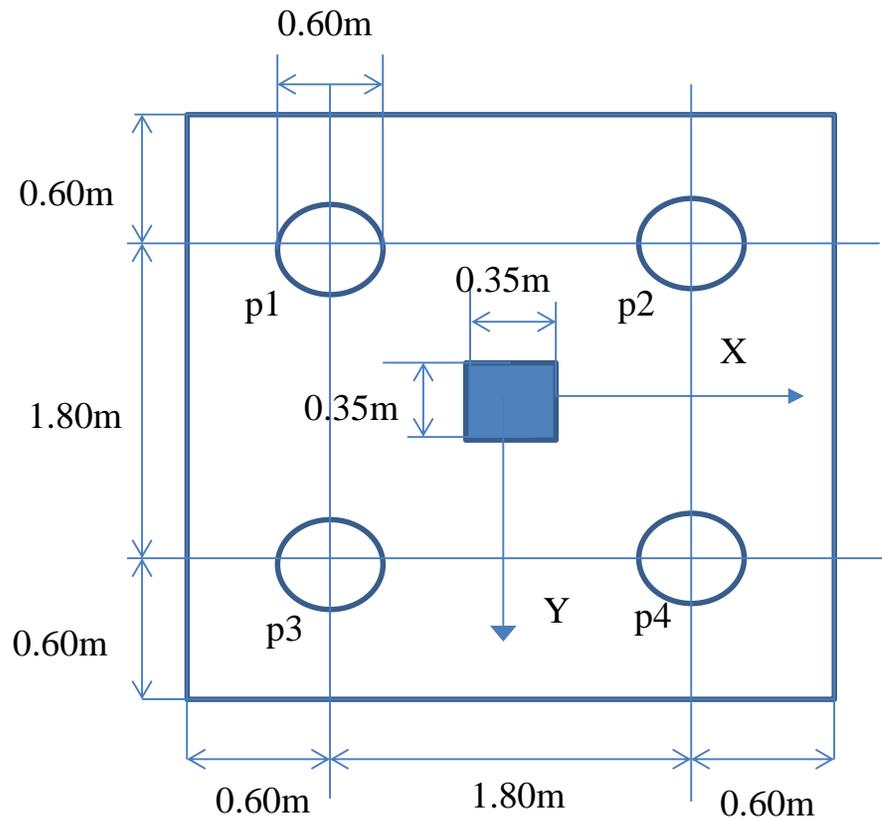


Figura 4 - 125 Planta de los pilotes y sistema de coordenadas

Para verificar que la configuración del sistema dado-pilotes es adecuada desde el punto de vista de la resistencia que proporciona el suelo, se realiza a continuación verificaciones de la carga que debe tener cada uno de los cuatro pilotes, mediante un análisis de la cuatro combinaciones de carga (C1, C2, C3 y C4). En el esquema de la Figura 4 - 126 se presenta las cargas que asumen por ejemplo los pilotes en dirección X producto de solamente las fuerzas externas M_y , P_v y P_{hx} .

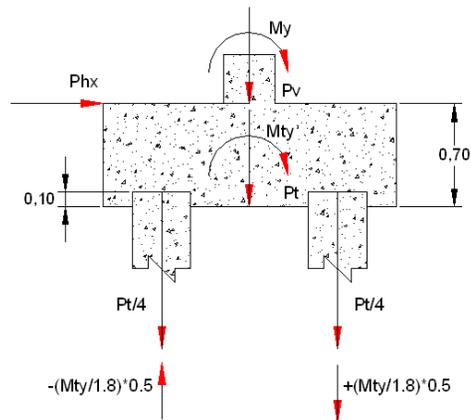


Figura 4 - 126 . Perfil de los pilotes y las respectivas cargas en dirección X. Nota: La carga Pt también incluye el peso propio del pilote.

La ecuación general para determinar la fuerza que asume cada pilote en cada combinación de carga es la siguiente:

$$P_i = \frac{P_t}{n} + \frac{M_{ty} * d_{xi}}{\sum d_{xi}^2} + \frac{M_{tx} * d_{yi}}{\sum d_{yi}^2}$$

Dónde:

Pt : Carga vertical proveniente del modelo estructural más el peso del dado o parte de columna. También incluye el peso de los pilotes.

n : Es el número de pilotes

Mty : Momento total alrededor del eje Y(suma del momento proveniente del modelo estructural más la fuerza horizontal en dirección x por la altura del dado o el brazo donde se aplica la fuerza horizontal).

Mtx : Momento total alrededor del eje X(suma del momento proveniente del modelo estructural más la fuerza horizontal en dirección Y por la altura del dado o el brazo donde se aplica la fuerza horizontal).

dxi : Distancia en dirección x del centro de coordenadas al eje del pilote con su respectivo signo.

dxi : Distancia en dirección y del centro de coordenadas (centro de gravedad) al eje del pilote con su respectivo signo

A continuación se presentan las cargas de cada pilote para las combinaciones de carga 1, 2,3 y 4.

Pt	1376,8 KN										
Mtx	21,0 KN.m										
Mty	494,1 KN.m										
Número	4										
		Fuerzas producidas por Mty					Fuerzas producidas por Mtx				
Pilote	P1(KN)	dx(m)	dx^2	Mty*dx	Mty*dx/sumdx^2	dy(m)	dy^2	Mtx*dy	Mtx*dy/sumdy^2	Fuerza total(kN)	
1,0	344,2	-0,9	0,8	-444,6	-137,2	-0,9	0,8	-18,9	-5,8	201,1	
2,0	344,2	0,9	0,8	444,6	137,2	-0,9	0,8	-18,9	-5,8	475,6	
3,0	344,2	-0,9	0,8	-444,6	-137,2	0,9	0,8	18,9	5,8	212,8	
4,0	344,2	0,9	0,8	444,6	137,2	0,9	0,8	18,9	5,8	487,3	
			3,24				3,24				

Tabla 4 - 39 Fuerzas que deben asumir cada uno de los pilotes para la combinación 1. Nota: La carga Pt también incluye el peso propio del pilote.

Pt	1357,8 KN										
Mtx	489,1 KN.m										
Mty	44,9 KN.m										
Número	4										
		Fuerzas producidas por Mty					Fuerzas producidas por Mtx				
Pilote	P1(KN)	dx(m)	dx^2	Mty*dx	Mty*dx/sumdx^2	dy(m)	dy^2	Mtx*dy	Mtx*dy/sumdy^2	Fuerza total(kN)	
1,0	339,4	-0,9	0,8	-40,4	-12,5	-0,9	0,8	-440,2	-135,9	191,1	
2,0	339,4	0,9	0,8	40,4	12,5	-0,9	0,8	-440,2	-135,9	216,1	
3,0	339,4	-0,9	0,8	-40,4	-12,5	0,9	0,8	440,2	135,9	462,8	
4,0	339,4	0,9	0,8	40,4	12,5	0,9	0,8	440,2	135,9	487,8	
			3,24				3,24				

Tabla 4 - 40 Fuerzas que deben asumir cada uno de los pilotes para la combinación 2. Nota: La carga Pt también incluye el peso propio del pilote.

Pt	1379,6 KN										
Mtx	129,6 KN.m										
Mty	495,5 KN.m										
Número	4										
		Fuerzas producidas por Mty					Fuerzas producidas por Mtx				
Pilote	P1(KN)	dx(m)	dx^2	Mty*dx	Mty*dx/sumdx^2	dy(m)	dy^2	Mtx*dy	Mtx*dy/sumdy^2	Fuerza total(kN)	
1,0	344,9	-0,9	0,8	-445,9	-137,6	-0,9	0,8	-116,7	-36,0	171,3	
2,0	344,9	0,9	0,8	445,9	137,6	-0,9	0,8	-116,7	-36,0	446,5	
3,0	344,9	-0,9	0,8	-445,9	-137,6	0,9	0,8	116,7	36,0	243,3	
4,0	344,9	0,9	0,8	445,9	137,6	0,9	0,8	116,7	36,0	518,5	
			3,24				3,24				

Tabla 4 - 41 Fuerzas que deben asumir cada uno de los pilotes para la combinación 3. Nota: La carga Pt también incluye el peso propio del pilote.

Pt	1358,1 KN										
Mtx	487,6 KN.m										
Mty	183,6 KN.m										
Número	4										
		Fuerzas producidas por Mty					Fuerzas producidas por Mtx				
Pilote	P1(KN)	dx(m)	dx^2	Mty*dx	Mty*dx/sumdx^2	dy(m)	dy^2	Mtx*dy	Mtx*dy/sumdy^2	Fuerza total(kN)	
1,0	339,5	-0,9	0,8	-165,2	-51,0	-0,9	0,8	-438,9	-135,5	153,1	
2,0	339,5	0,9	0,8	165,2	51,0	-0,9	0,8	-438,9	-135,5	255,1	
3,0	339,5	-0,9	0,8	-165,2	-51,0	0,9	0,8	438,9	135,5	424,0	
4,0	339,5	0,9	0,8	165,2	51,0	0,9	0,8	438,9	135,5	526,0	
			3,24				3,24				

Tabla 4 - 42 Fuerzas que deben asumir cada uno de los pilotes para la combinación 4. Nota: La carga Pt también incluye el peso propio del pilote.

La máxima carga axial sobre uno de los pilotes es de 526 kN, para lo cual son necesarios cuatro pilotes de 11 metros de longitud y 0.6 metros de diámetro, teniendo en cuenta que según la carta de diseño cada uno tiene una resistencia de 550 kN.

Revisión de cortante dado

Se debe revisar el cortante en el dado en una dirección (como viga) y en dos(2) direcciones. En dos (2) direcciones se debe evaluar el efecto de punzonamiento y revisar en la sección crítica que se observa en la Figura 4 - 127:

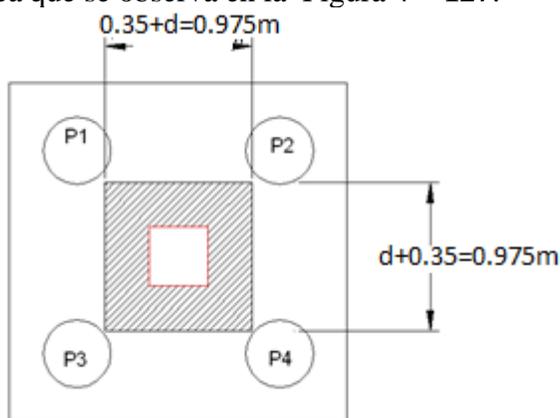


Figura 4 - 127 . Sección crítica para la evaluación de punzonamiento

Los cuatro (4) pilotes quedan por fuera de la sección, por lo tanto producen en un 100% la siguiente carga de cortante último, empleando un factor de mayoración igual a 1.7. Para este caso, dicho cortante se calculó en forma conservadora, ya que la sumatoria de las cargas de cada pilote produce un punzonamiento, sin restar, por ejemplo, el peso de la fracción del dado correspondiente, entre otros. (Sobre este tema existen diferentes opciones u opiniones utilizados por los ingenieros – Esta opción es conservador). El cortante de servicio y mayorado en dicho dado es el siguiente, para cada combinación de carga:

	Combinación 1	Combinación 2	Combinación 3	Combinación 4
	$cm+cv+0,7sx$	$cm+cv+0,7sy$	$cm+cv+0,7(sx+0,3sy)$	$cm+cv+0,7(sy+0,3sx)$
Carga de pilote 1	201,1	191,1	171,3	153,1
Carga de pilote 2	475,6	216,1	446,5	255,1
Carga de pilote 3	212,8	462,8	243,3	424,0
Carga de pilote 4	487,3	487,8	518,5	526,0
Total (kN)	1376,8	1357,8	1379,6	1358,1
Caga total mayorada (kN)	2340,5	2308,2	2345,3	2308,7

Tabla 4 - 43 . Fuerzas cortante últimas que actúan sobre el dado por punzonamiento (en kN)

La resistencia al cortante de esta sección, depende de la resistencia a compresión del concreto, del espesor y geometría en planta del dado y del perímetro de la zona de punzonamiento “bo”. De acuerdo con las especificaciones del código, recomienda seleccionar el menor valor de:

$$\phi V_{c1} = 0.85 \frac{\sqrt{f_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{B_c}\right) * d * b_o$$

Dónde:

$$B_c = \frac{Ladolargodelazapata}{Ladocorto} = 1$$

$$b_o = 2(d + 0.35) + 2(d + 0.35) = 3.90m$$

$$\phi V_{c1} = 0.75 \frac{\sqrt{21}}{6} \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1000 * 3.90 * 0.625 = 4188.7 _ kN$$

Donde α_s es 20 por ser una columna esquinera

$$\phi V_{c2} = \phi 0.083 \sqrt{f_c} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) (b_o d) = 3619.3kN$$

$$\phi V_{c3} = 0.75 * 0.33 \sqrt{f_c} b_o d = 2764.6 _ kN$$

El máximo valor de cortante que puede soportar el dado en dos (2) direcciones es de **2764.6 kN**, que es un valor mayor a los cortantes últimos actuantes que se presentaron en la Figura 4 - 40, por lo que cumple para este estado límite.

En una dirección se revisa la sección crítica desde el borde de la columna a una distancia de la altura efectiva “d”, encontrándose que también cumple.

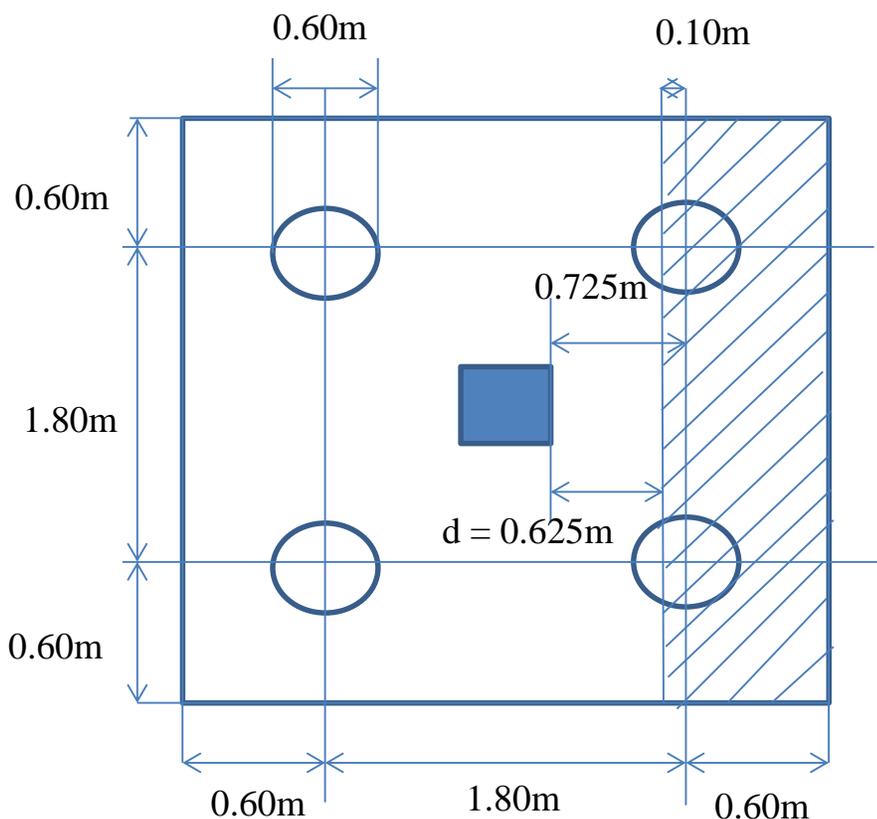


Figura 4 - 128 Revisión de cortante en la dirección X.

A continuación se presentan los cálculos del cortante actuante en cada dirección y el resistente, donde se demuestra que el espesor seleccionado de 0.7 metros del dado es adecuado. Se utilizó un 66% de la acción de los pilotes, ya que a una distancia “d” del borde de la columna a los pilotes, actúa solamente este porcentaje de la sección(0.40/0.60) como se observa en la figura anterior.

	Combinación 1	Combinación 2	Combinación 3	Combinación 4
	$cm+cv+0,7sx$	$cm+cv+0,7sy$	$cm+cv+0,7(sx+0,3sy)$	$cm+cv+0,7(sy+0,3sx)$
Carga de pilote 1	201.1	191.1	171.3	153.1
Carga de pilote 2	475.6	216.1	134.0	255.1
Carga de pilote 3	212.8	462.8	22.2	424.0
Carga de pilote 4	487.3	487.8	174.6	526.0
Factor de mayoración	1.7	1.7	1.7	1.7
Porcentaje de acción pilotes	66%	66%	66%	66%
Cortante último pilotes 2 y 4 (kN)	1080.3	789.7	346.3	876.3
Cortante último pilotes 1 y 3 (kN)	464.41	733.74	217.11	647.43
Cortante último pilotes 1 y 2 (kN)	759.26	456.87	342.53	457.92
Cortante último pilotes 3 y 4 (kN)	785.49	1066.56	220.89	1065.84
Mayor cortante último(kN)	1080.33	1066.56	346.31	1065.84

Tabla 4 - 44 . Cortante actuante y resistente en cada dirección

La resistencia del dado en una sola dirección tiene el siguiente valor, que es mayor a los cortantes últimos actuantes mostrados en la tabla anterior, por lo cual se cumple con esta condición.

$$\phi V_c = \phi \frac{\sqrt{f_c}}{6} (bd) = \phi \frac{\sqrt{f_c}}{6} (bd) = 0.75 * \frac{\sqrt{21}}{6} * 0.625 * 3.0 * 1000 = 1074.0 \text{ kN}$$

El valor de la resistencia a cortante es cercano al valor del mayor cortante, con una diferencia pequeña del 0.6%, por lo cual se considera aceptable el resultados y se decide que el espesor del dado es suficiente.

Revisión a flexión del dado:

Se calculó el momento último que se genera en el borde de la columna, multiplicando las reacciones de los pilotes por la distancia al borde. Para este caso la distancia entre el eje de los pilotes al borde de la columna es de 0.725 m (Algunos ingenieros calculan el momento utilizando el brazo al eje del pilote y no al borde del mismo).

	Combinación 1	Combinación 2	Combinación 3	Combinación 4
	cm+cv+0,7sx	cm+cv+0,7sy	cm+cv+0,7(sx+0,3sy)	cm+cv+0,7(sy+0,3sx)
Cortante último pilotes 2 y 4 (kN)	1150,4	692,2	519,0	693,8
Cortante último pilotes 1 y 3 (kN)	703,7	1111,7	329,0	981,0
Cortante último pilotes 1 y 2 (kN)	1150,4	692,2	519,0	693,8
Cortante último pilotes 3 y 4 (kN)	1190,1	1616,0	334,7	1614,9
Momento último pilotes 2 y 4 (kN.m)	834,0	501,9	376,3	503,0
Momento último pilotes 1 y 3 (kN.m)	510,2	806,0	238,5	711,2
Momento último pilotes 1 y 2 (kN.m)	834,0	501,9	376,3	503,0
Momento último pilotes 3 y 4 (kN.m)	862,8	1171,6	242,6	1170,8
Mayor momento (kN.m)	862,8	1171,6	376,3	1170,8
d(m)	0,6	0,6	0,6	0,6
Rn (Mpa)	2,2	3,0	1,0	3,0
Cuantía	0,006354	0,008947	0,002636	0,008940
Area de acero (cm2/m)	39,7	55,9	16,5	55,9
Barras No 8	5,05	5,05	5,05	5,05
Separación (m)	0,13	0,09	0,31	0,09

Tabla 4 - 45 Diseño a flexión del dado para cada combinación de carga

En este caso es necesario colocar varillas No. 8 cada 0.09m en la parte inferior del dado en las dos direcciones (parrilla).

Revisión de longitud de desarrollo

Es necesario asegurar el anclaje entre la columna y el dado. Para esto se debe revisar la longitud de desarrollo de las barras longitudinales de la columna en el dado y comprobar si su espesor es adecuado. En este caso se tienen ocho (8) barras de 5/8", por lo que $d_b=15.8\text{mm}$ y la longitud de desarrollo para barras a tensión es:

$$L_d = \frac{d_b f_y}{4\sqrt{f_c}} = \frac{15.8 * 420}{4\sqrt{21}} = 362.0\text{mm}$$

Por lo anterior el espesor del dado es adecuado para cumplir este requisito.

Análisis y diseño de los pilotes.

Para el análisis y diseño de los pilotes es necesario realizar un modelo estructural, para evaluar los pilotes ante cargas verticales y sísmicas en un medio continuo. Una forma aproximada es remplazando al suelo, mediante resortes horizontales y verticales que representan la rigidez que suministra el suelo. Las constantes de estos resortes que solamente funcionan a compresión (no tensión), depende de la rigidez que tiene el suelo en cada estrato y es suministrada por el ingeniero suelo de acuerdo al estudio realizado. Para este caso el suelo tiene los siguientes K en la profundidad:

Rango de profundidad(m)	K (KN/m3)
0-5 m	25000
5-10m	30000
10-15m	35000

Tabla 4 - 46 . Valores de la constante del suelo en cada dirección

En forma aproximada se mayoran las cargas de servicio por 1.7 y se aplican en el modelo estructural para obtener las solicitaciones últimas sobre los pilotes. Se elaboró el modelo estructural en SAP-2000, donde el dado se hizo mediante elementos "shell" y los pilotes con elementos "frame" adecuadamente discretizados con los respectivos resortes. Con todos estos análisis se encontró que es necesario un refuerzo mínimo establecidos para pilotes en DMO como se observa en la siguiente tabla.

Detallado estructural mínimo	DMI	DMO/DES
Resistencia mínima del concreto (f'_c (Mpa))	17,5	17,5
Cuantía mínima a flexión	0,0025	0,005
Número de barras mínimas	4	4
Longitud del refuerzo	Tercio superior de la longitud del pilote, pero no menor de 4 m.	Mitad superior de la longitud del pilote, pero no menor de 6 metros.
Separación máxima de los estribos en la zona confinada	100 mm a los 600 mm superiores del pilote.	75 mm en los 1.20 metros superiores del pilote

Tabla 4 - 47 . Especificaciones sismo resistentes mínimas para pilotes

Finalmente se recomienda como refuerzo de los pilotes colocar 4 varillas No. 7(flexión) y espirales No. 3 en lo primero 1.20 metros a una separación de 0.075 m.

5. REFERENCIAS

[1] Suarez Sandra (2013), “Desarrollo de un aplicativo WEB didáctico para relacionar el proceso constructivo con el diseño estructural; aplicado a un edificio de concreto reforzado”, Tesis de grado Pontificia Universidad Javeriana. Directores: Ing. Edgar Muñoz e Arq. Andrés Rubio. Bogotá, Colombia.

[2] Sánchez de Guzmán, Diego (1996), “Tecnología del concreto y del mortero”, Editor: Bhandar. Bogotá, Colombia.

[3] Rochel, Roberto Awad (1998), “Hormigón reforzado”, Universidad EAFIT. Medellín, Colombia.

[4] McCormac Jack y Browm Russell (2009), “Diseño de Concreto Reforzado”. Editorial Alfaomega, Universidad de Clemson, Estados Unidos.

[5] Segura, Franco Jorge (2006), “Estructuras de Concreto I”, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia.

[6] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010), “Reglamento Colombiano de construcciones sismo resistente”, Bogotá, Colombia.

- [7] Muñoz, E. E. “Ingeniería de Puentes –Tomo 1“. Grupo de investigación de “Estructuras y Construcción“ del Departamento de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana. Editorial Javeriana, Agosto 2011.
- [8] J. E. Trujillo Orozco, Puentes. Bogotá, Colombia: Universidad Industrial de Santander, 2000.
- [9] Peck, R. B., Hanson, W.E y Trornburn, T.H “ Foundation Engineering, 2ª, e.d” Jhon Wiley y Son, Nueva York, 1974.
- [10] Muñoz, E. y Valbuena, E., “Los problemas de la socavación en los puentes de Colombia,” Revista de Infraestructura Vial, 15ª ed., LanammeUCR, febrero 2006. [En línea]. Disponible en: http://www.lanamme.ucr.ac.cr/revista-digital/index.php?option=com_content&task=view&id=112&Itemid=
- [11] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1988), “Manuales de ejemplos y ayudas del diseño del Código de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR-87”, Bogotá.
- [12] Braja M. Das (1999), “Principios de ingeniería de cimentaciones”, California, Estados Unidos, Internacional, Thomson Editores.
- [13] García Reyes, Luis Enrique (1991), “Columnas de concreto reforzado”, Bogotá, Serie Selecta, Asocreto.
- [14] García Reyes, Luis Enrique (1997), “Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico”, Bogotá, Uniandes.
- [15] Rochel Awad, Roberto (1993), “Análisis matricial de estructuras”, Universidad EAFIT.
- [16] Sandino, Alejandro Pardo. Hormigón. Conferencia editada por la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Colombia (sede Bogotá).
- [17] Uribe, Escamilla Jairo (1991), “Análisis de estructuras”, Bogotá, Ediciones Uniandinas.