



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

---

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE  
CONCRETO ARMADO DE CINCO NIVELES  
CONFIGURADA EN BASE A MUROS DE CORTE Y  
LOSAS PLANAS Y LA EVALUACIÓN DE SU  
COMPORTAMIENTO SÍSMICO CON RESPECTO A UN  
SISTEMA DUAL TIPO I EN LA CIUDAD DEL CUSCO.**

---

Presentado por la bachiller:  
LAYME SANCHEZ, MARIA DEL  
CARMEN.

Para optar el título Profesional de  
Ingeniero Civil.

Asesor:  
ING. SIMONE KARIM SOVERO  
ANCHEYTA

CUSCO – PERÚ

2016



## DEDICATORIA

*A nuestro Señor, nuestro Padre creador; a mi Madre, la Santísima Virgen del Carmen; a mi Tayta, el Sr. de Qoyllor Rit'i; por ser siempre mi fuente de fortaleza y voluntad... Porque en DIOS todo es posible.*

*A mis padres Ricardina y Luis Alberto, por brindarme siempre su apoyo y paciencia y amor infinito.*

*A Jonathan, mi hermano mayor; en él tengo el espejo en el cual me quiero reflejar. Gracias hermano por tu brindarme comprensión y apoyo incondicional.*

*A mis amigos, hermanos de fé. Gracias chicos por su compañía, amistad, y por compartir momentos tan lindos unidos por una misma devoción.*

*Al que compartió conmigo este sentimiento tan profundo que llena mi vida.... Para ti Manuel.*

*Para todos ustedes, quienes forman parte importante de mi vida.*



## AGRADECIMIENTOS

*Expresar mi más sincero agradecimiento a mi asesora, la Ing. Karim Sovero Ancheyta por su manera de trabajar, por su tiempo, dedicación y por compartir sus conocimientos.*

*Agradecer de manera especial a mis docentes dictaminantes. Al Ing. Heiner Soto quien supo orientar el desarrollo de este trabajo de investigación desde un inicio. Al Ing. Henry Enciso quien a pesar de las modificatorias existentes supo dirigir y aconsejar a la autora de este trabajo para su adecuado desarrollo.*

*Agradecer a la Universidad Andina del Cusco y a los Docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil por las enseñanzas impartidas en las aulas, por los consejos y aportes que contribuyeron en mi formación académica.*



## **RESUMEN**

En la presente investigación se desarrolló un análisis técnico - económico comparativo para una edificación de Concreto Armado de cinco niveles evaluando dos alternativas estructurales distintas, un sistema Dual tipo I con un sistema combinado de muros de corte y losas planas. El análisis consistió primero en evaluar y comparar el comportamiento sísmico de la edificación modelada bajo ambas alternativas estructurales, para ello se empleó el software estructural: ETABS - 9.5.0. Posteriormente se realizó el diseño de los elementos estructurales para cada alternativa y con ello se elaboró un análisis comparativo basado en el costo y tiempo que se produciría en la ejecución de cada alternativa estructural. Ambos criterios de evaluación sirvieron para verificar si el empleo de losas planas y muros de corte influye significativamente en el comportamiento sísmico, costo y tiempo que trae consigo la ejecución de una obra con respecto a la alternativa Dual tipo I. La investigación tuvo como contexto la ciudad del Cusco.

**PALABRAS CLAVE:** Sistema estructural, configuración estructural, comportamiento sísmico, diseño sísmico, muros de corte, losas planas, Dual I, costos, tiempos.

## **ABSTRACT**

In this research developed a technical analysis - comparative economical for a building of reinforced concrete five levels evaluating two different structural alternatives, a type I Dual system with a combined system of shear walls and flat slabs. The analysis was first to evaluate and compare the seismic behavior of the building modeled under both structural alternatives, for which the structural software was used: ETABS - 9.5.0. Subsequently the design of structural elements for each alternative was made and thus a comparative analysis based on the cost and time that would occur in the execution of each structural alternative was developed. Both evaluation criteria were used to verify whether the use of flat slabs and shear walls significantly influences the seismic performance, cost and time that entails the execution of a work with respect to the alternative type I Dual research was context Cusco.

**KEYWORDS:** Structural system, structural configuration, seismic behavior, seismic design, walls cutting, flat slab, dual I, cost, time.





## INTRODUCCIÓN

En la ingeniería se vienen desarrollando diversos tipos de proyectos innovadores, técnicas de mejora de la productividad, métodos de optimización e introducción de nuevos materiales en el mercado, con el objetivo base de garantizar construcciones cada vez más seguras. Estas exigencias nos conllevan a analizar y comparar nuevos métodos, procesos y materiales de construcción tanto en el factor costo, el factor tiempo y la seguridad.

Entre los métodos estructurales más empleados el sistema dual es el sistema más conocido y aplicado en nuestro medio y se caracteriza por el uso de columnas y muros de corte como elementos verticales, y vigas y losas como elementos horizontales. Sin embargo existen otros sistemas estructurales, que al igual que el sistema dual resultan ser más eficientes siempre y cuando el diseño y construcción esté de acuerdo a los requisitos establecidos en las normas. Un ejemplo de estos sistemas comprende el uso de muros de corte como elementos estructurales verticales únicos y losas planas como elementos horizontales (diafragmas).

En el desarrollo de la tesis se estructurará y diseñará una edificación de concreto armado de cinco niveles de uso vivienda para la ciudad del Cusco bajo dos alternativas estructurales diferentes: sistema dual tipo I y muros de corte - losas planas, esto con el fin de evaluar su comportamiento sismo-resistente y comparar criterios económicos - constructivos que traen consigo la aplicación de estas en las partidas más incidentes en la construcción de una obra siendo el armado de acero, encofrado-desencofrado y concreto las más relevantes.

La presente tesis se realiza con la finalidad de proponer un sistema de entresijos más ventajoso que el sistema dual, dar a conocer las ventajas y desventajas que ofrece este sistema estructural: muros de corte-losas planas debido a la poca difusión que tiene en nuestro país a pesar del gran uso que se les da en países vecinos como es el caso de Chile, cuyas estructuras soportaron sismos de hasta 9.5 grados en la escala de Richter.



**ÍNDICE GENERAL**

**I. CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA. ....2**

1.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA. ....2

1.1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA. ....6

1.1.2. FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA. ....8

1.1.2.1. FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA  
GENERAL.....8

1.1.2.2. FORMULACIÓN INTERROGATIVA DE LOS PROBLEMAS  
ESPECÍFICOS. ....8

1.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.....9

1.2.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA.....9

1.2.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL.....10

1.2.3. JUSTIFICACIÓN POR VIABILIDAD.....11

1.2.4. JUSTIFICACIÓN POR RELEVANCIA.....11

1.3. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN.....12

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....12

1.4.1. OBJETIVO GENERAL.....12

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....13

1.5. HIPÓTESIS.....13

1.5.1. HIPÓTESIS GENERAL.....13

1.5.2. SUB HIPÓTESIS.....13

1.6. DEFINICIÓN DE VARIABLES.....14

1.6.1. VARIABLES INDEPENDIENTES.....14

1.6.2. VARIABLES DEPENDIENTES.....14

1.6.3. CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....16

**II. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....18**

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN O INVESTIGACIÓN  
ACTUAL.....18

2.1.1. ANTECEDENTES A NIVEL REGIONAL.....18

2.1.2. ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL.....18



2.1.3. ANTECEDENTES A NIVEL INTERNACIONAL.....19

2.2. ASPECTOS TEÓRICOS PERTINENTES.....22

2.2.1. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....22

2.2.1.1. REGULARIDAD E IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL.....22

2.2.1.1.1. IRREGULARIDADES EN ALTURA.....22

2.2.1.1.2. IRREGULARIDADES EN PLANTA.....24

2.2.1.2. RECOMENDACIONES EN PLANTA Y ELEVACIÓN.....25

2.2.1.3. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE -  
ESTRUCTURACIÓN.....26

2.2.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....29

2.2.2.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL SÍSMICO.....29

2.2.2.1.1. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO.....30

2.2.2.1.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....31

2.2.2.1.3. ANÁLISIS TIEMPO – HISTORIA.....32

2.2.3. DISEÑO SÍSMICO.....32

2.2.3.1. PRE-DIMENSIONAMIENTO.....33

2.2.3.1.1. COLUMNAS.....33

2.2.3.1.2. VIGAS.....34

2.2.3.1.3. MUROS DE CORTE.....35

2.2.3.1.4. LOSAS.....36

2.2.3.2. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....36

2.2.3.2.1. DISEÑO ELÁSTICO O POR GARGAS DE SERVICIO.....36

2.2.3.2.2. DISEÑO A LA ROTURA O POR RESISTENCIA ÚLTIMA.....37

2.2.3.2.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN.....40

2.2.3.2.2.2. DISEÑO POR CORTE.....41

2.2.3.2.2.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....45

2.2.3.2.2.4. DISEÑO DE LOSAS.....47

2.2.3.2.2.5. REVISIÓN DE ESBELTEZ - COLUMNAS.....48

2.2.3.2.2.6. DISPOSICIONES PARA EL ACERO DE REFUERZO.....50

2.2.3.2.3. MÉTODOS BASADOS EN EL ANÁLISIS AL LÍMITE.....56

2.2.4. DEFINICIONES.....56

2.2.4.1. DIAFRAGMA RÍGIDO.....56

2.2.4.2. RIGIDEZ.....57



- 1.2.1.1. FRECUENCIA, FRECUENCIA NATURAL .....57
- 1.2.1.2. MODO DE VIBRACIÓN. ....57
- 1.2.1.3. AMORTIGUAMIENTO.....58
- 1.2.1.4. RESONANCIA ESTRUCTURAL.....58
- 1.2.2. DESCRIPCIÓN DE INDICADORES. ....58
  - 1.2.2.1. SISTEMA ESTRUCTURAL.....58
    - 1.2.2.1.1. SISTEMA DUAL.....59
    - 1.2.2.1.2. SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES DE CORTE. ....62
  - 1.2.2.2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....68
    - 1.2.2.2.1. PERIODO DE VIBRACIÓN.....68
    - 1.2.2.2.2. EXCENTRICIDAD. ....69
    - 1.2.2.2.3. TORSIÓN.....70
    - 1.2.2.2.4. DESPLAZAMIENTOS.....71
  - 1.2.1.1. COSTOS.....72
    - 1.2.1.1.1. COSTOS DIRECTOS.....72
    - 1.2.1.1.2. COSTOS INDIRECTOS.....73
  - 1.2.1.2. PROGRAMACIÓN.....73
    - 1.2.1.2.1. DIAGRAMA DE REDES. ....74
    - 1.2.1.2.2. PERT, TÉCNICA DE EVALUACIÓN Y REVISIÓN DE PROGRAMAS. ....74
    - 1.2.1.2.3. CPM, MÉTODO DEL CAMINO CRÍTICO.....75
    - 1.2.1.2.4. PERT/CPM.....77
    - 1.2.1.2.5. DIAGRAMA DE GANTT.....77
  - 1.2.1.3. TIEMPOS DE EJECUCIÓN Y RENDIMIENTO.....78
- III. CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO.....80**
  - 3.1. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....80
    - 3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....80
    - 3.1.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....80
    - 3.1.3. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN.....80
  - 3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....82
    - 3.2.1. DISEÑO METODOLÓGICO.....82
    - 3.2.2. DISEÑO DE INGENIERÍA.....83



- 3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA.....84
  - 3.3.1. POBLACIÓN.....84
    - 3.3.1.1. DESCRIPCIÓN DE LA POBLACIÓN.....84
    - 3.3.1.2. CUANTIFICACIÓN DE LA POBLACIÓN.....85
  - 3.3.2. MUESTRA.....85
    - 3.3.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA.....85
    - 3.3.2.2. CUANTIFICACIÓN DE LA MUESTRA.....89
    - 3.3.2.3. MÉTODO DE MUESTREO.....89
    - 3.3.2.4. CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE MUESTRA.....89
  - 3.3.3. CRITERIOS DE INCLUSIÓN.....90
- 3.4. INSTRUMENTOS.....90
  - 3.4.1. INSTRUMENTOS METODOLÓGICOS.....90
    - 3.4.1.1. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EN ELEVACIÓN.....91
    - 3.4.1.2. PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO – ESPECTRO DE DISEÑO.....92
    - 3.4.1.3. METRADO DE CARGAS.....95
    - 3.4.1.4. CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO – VIGAS, LOSAS.....96
  - 3.4.2. INSTRUMENTOS DE INGENIERÍA.....97
- 3.5. PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....98
  - 3.5.1. PRIMERO: ESTRUCTURACIÓN.....98
    - 3.5.2.1. EQUIPOS EMPLEADOS.....98
    - 3.5.1.1. PROCEDIMIENTO.....98
    - 3.5.1.1. TOMA DE DATOS.....98
  - 3.5.2. SEGUNDO: EVALUACIÓN DE LAS RECOMENDACIONES EN PLANTA Y ELEVACIÓN.....99
    - 3.5.1.1. EQUIPOS EMPLEADOS.....99
    - 3.5.2.2. PROCEDIMIENTO.....99
    - 3.5.2.3. TOMA DE DATOS.....100
  - 3.5.3. TERCERO: PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO.....100
    - 3.5.3.1. EQUIPOS EMPLEADOS.....100
    - 3.5.3.2. PROCEDIMIENTO.....100
    - 3.5.3.3. TOMA DE DATOS.....101



- 3.5.3.3.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I..... 101
- 3.5.3.3.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS  
PLANAS. .... 101
- 3.5.4. CUARTO: METRADO DE CARGAS. .... 102
  - 3.5.4.1. EQUIPOS EMPLEADOS. .... 102
  - 3.5.4.1. PROCEDIMIENTO. .... 102
  - 3.5.4.2. TOMA DE DATOS..... 102
    - 3.5.4.2.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I..... 102
    - 3.5.4.2.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS  
PLANAS. .... 103
- 3.5.5. QUINTO: PRE-DIMENSIONAMIENTO. .... 103
  - 3.5.5.1. EQUIPOS EMPLEADOS. .... 103
  - 3.5.5.2. PROCEDIMIENTO. .... 103
    - 3.5.5.2.1.ESTRUCTURA DUAL TIPO I..... 104
    - 3.5.5.2.2.ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS  
PLANAS. .... 108
  - 3.5.5.3. TOMA DE DATOS..... 110
    - 3.5.5.3.1.ESTRUCTURA DUAL TIPO I..... 110
    - 3.5.5.3.2.ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS  
PLANAS. .... 110
- 3.5.6. SEXTO: MODELAMIENTO..... 110
  - 3.5.6.1. EQUIPOS EMPLEADOS. .... 110
  - 3.5.6.2. PROCEDIMIENTO. .... 110
  - 3.5.6.3. TOMA DE DATOS..... 111
- 3.6. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS DE DATOS. .... 111
  - 3.6.1. PRIMERO: ESTRUCTURACIÓN..... 111
    - 3.6.1.1. PROCESAMIENTO..... 111
      - 3.6.1.1.1.ESTRUCTURA DUAL TIPO I..... 111
      - 3.6.1.1.2.ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS  
PLANAS. .... 112
    - 3.6.1.2. DIAGRAMAS..... 113
      - 3.6.1.2.1.ESTRUCTURA DUAL TIPO I..... 113



- 3.6.1.2.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS. ....114
- 3.6.1.3. ANÁLISIS. ....114
- 3.6.2. SEGUNDO: EVALUACIÓN DE LAS RECOMENDACIONES EN PLANTA Y ELEVACIÓN. ....115
  - 3.6.2.1. PROCESAMIENTO. ....115
  - 3.6.2.2. DIAGRAMAS Y TABLAS. ....116
  - 3.6.2.3. ANÁLISIS. ....116
- 3.6.3. TERCERO: PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO. ....116
  - 3.6.3.1. PROCESAMIENTO. ....116
    - 3.6.3.1.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I. ....116
    - 3.6.3.1.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS. ....121
  - 3.6.3.1. DIAGRAMAS Y TABLAS. ....125
    - 3.6.3.1.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I. ....125
    - 3.6.3.1.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS. ....125
  - 3.6.3.2. ANÁLISIS. ....126
- 3.6.4. CUARTO: METRADO DE CARGAS. ....126
  - 3.6.4.1. PROCESAMIENTO. ....126
    - 3.6.4.1.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I. ....126
    - 3.6.4.1.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS. ....127
  - 3.6.4.2. DIAGRAMAS Y TABLAS. ....128
  - 3.6.4.3. ANÁLISIS. ....129
- 3.6.5. QUINTO: PRE-DIMENSIONAMIENTO. ....129
  - 3.6.5.1. PROCESAMIENTO. ....129
    - 3.6.5.1.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I. ....129
    - 3.6.5.1.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS. ....135
  - 3.6.5.2. DIAGRAMAS Y TABLAS. ....139
  - 3.6.5.3. ANÁLISIS. ....139
- 3.6.6. SEXTO: MODELAMIENTO. ....139



3.6.6.1. CONSIDERACIONES DE REGULARIDAD E IRREGULARIDAD.. 145

..... 145

3.6.6.1.1. PROCESAMIENTO..... 145

3.6.6.1.1.1. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA. ... 145

..... 145

3.6.6.1.1.2. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA: .. 147

..... 147

3.6.6.1.2. TABLAS..... 148

3.6.6.1.3. ANÁLISIS..... 148

3.6.6.2. DETERMINACIÓN DE LA CORTANTE BASAL. .... 149

3.6.6.2.1. PROCESAMIENTO..... 149

3.6.6.2.1.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I. .... 149

3.6.6.2.1.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS. .... 153

3.6.6.2.2. TABLAS..... 156

3.6.6.2.3. ANÁLISIS..... 157

3.6.6.3. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO GLOBAL. .... 157

..... 157

3.6.6.3.1. PROCESAMIENTO..... 157

3.6.6.3.1.1. ANÁLISIS PARA LA EDIFICACIÓN DUAL TIPO I. .... 157

□ DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS RELATIVOS..... 157

□ EXCENRICIDADES..... 158

□ TORSIONES (GIROS). .... 159

□ PERIODO DE VIBRACIÓN..... 162

3.6.6.3.1.2. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS..... 163

□ DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS RELATIVOS..... 163

□ EXCENRICIDADES..... 163

□ TORSIONES (GIROS). .... 164

□ PERIODO DE VIBRACIÓN..... 167

3.6.6.3.2. TABLAS..... 167

3.6.6.3.3. ANÁLISIS..... 168

3.6.6.4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES..... 169

3.6.6.4.1. PROCESAMIENTO..... 170





3.6.6.4.1.1. ALTERNATIVA 1: ESTRUCTURA DUAL TIPO I..... 170

3.6.6.4.1.1.1. DISEÑO DE MUROS DE CORTE..... 170

    □ DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN..... 171

    □ DISEÑO POR CORTE..... 185

3.6.6.4.1.1.2. DISEÑO DE VIGAS..... 194

    □ REVISIÓN DE DEFLEXIÓN..... 195

    □ DISEÑO A FLEXIÓN..... 195

    □ DISEÑO POR CORTE..... 202

    □ REVISIÓN DE ARMADO..... 209

3.6.6.4.1.1.3. DISEÑO DE COLUMNAS..... 212

    □ DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN..... 213

    □ DISEÑO POR CORTE..... 224

    □ REVISION POR ESBELTEZ..... 236

    □ REVISIÓN DE ARMADO..... 239

3.6.6.4.1.1.4. DISEÑO DE LOSA..... 239

    □ CONTROL DE DEFLEXIONES..... 239

    □ ELECCIÓN DEL MÉTODO..... 243

    □ DISEÑO POR FLEXIÓN..... 244

    □ DISEÑO POR CORTE..... 253

    □ REFUERZO EN LAS ESQUINAS..... 254

3.6.6.4.1.1.5. ANÁLISIS DE COSTO..... 256

    □ METRADO ESTRUCTURAL..... 256

    □ PRESUPUESTO DE OBRA..... 257

3.6.6.4.1.1.6. TIEMPOS DE EJECUCIÓN..... 258

3.6.6.4.1.2. ALTERNATIVA 2: ESTRUCTURA CON MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS..... 264

3.6.6.4.1.1.1. DISEÑO DE MUROS DE CORTE..... 264

    □ DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN..... 264

    □ DISEÑO POR CORTE..... 279

3.6.6.4.1.1.2. DISEÑO DE VIGAS PERIMETRALES..... 292

    □ REVISIÓN DE DEFLEXIÓN..... 292

    □ DISEÑO A FLEXIÓN..... 293

    □ DISEÑO POR CORTE..... 299

    □ REVISIÓN DE ARMADO..... 305



3.6.6.4.1.1.3. DISEÑO DE LOSA PLANA. ....307

- CONTROL DE DEFLEXIONES.....307
- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....307
- DISEÑO POR FLEXIÓN. ....308
- DISEÑO POR CORTE.....319

3.6.6.4.1.1.4. ANÁLISIS DE COSTO.....320

- METRADO ESTRUCTURAL.....320
- PRESUPUESTO DE OBRA.....321

3.6.6.4.1.1.5. TIEMPOS DE EJECUCIÓN. ....322

3.6.4.1.1.TABLAS.....328

3.6.4.1.2.ANÁLISIS.....329

**IV. CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....332**

4.1. RESULTADOS COMPARATIVOS. ....332

4.1.1. COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS RELATIVOS.....332

- DERIVAS DE ENTREPISO. ....332
- DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE UN PUNTO.....333

4.1.2. COMPARACIÓN DE EXCENTRICIDADES POR PISO.....336

4.1.3. COMPARACIÓN DE TORSIONES, MOMENTOS TORSORES POR PISO. ....336

4.1.4. COMPARACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN. ....337

4.1.5. COMPARACIÓN DE COSTOS.....337

4.1.6. COMPARACIÓN DE TIEMPOS DE EJECUCIÓN. ....340

**V. CAPÍTULO V: DISCUSIÓN.....342**

5.1. CONTRASTE DE RESULTADOS CON REFERENTES DEL MARCO TEÓRICO. ....342

5.2. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS. ....344

5.3. APORTE DE LA INVESTIGACIÓN. ....346

5.4. INCORPORACIÓN DE TEMAS NUEVOS.....346

**VI. CONCLUSIONES. ....348**



**VII. GLOSARIO.....351**

**VIII. RECOMENDACIONES.....354**

**IX. REFERENCIAS. ....355**

9.1. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....355

9.2. REFERENCIAS EN LINEA.....358

**X. ANEXOS.....360**

10.1. REVISIÓN DE CUANTIAS.....362

10.1.1. SISTEMA DUAL I.....362

10.1.2. SISTEMA DE MUROS DE CORTE – LOSAS PLANAS.....365

10.2. LONGITUDES DE ACERO DE REFUERZO.....368

10.2.1. LONGITUDES DE ANCLAJE – DESARROLLO.....368

10.2.2. LONGITUD DE GANCHO ESTÁNDAR.....370

10.2.3. LONGITUD DE REFUERZO LONGITUDINAL ADICIONAL. ....371

10.2.4. LONGITUDES DE EMPALME. ....372

10.3. ACERO REQUERIDO EN VIGAS. ....375

10.3.1. SISTEMA DUAL I.....375

10.3.2. SISTEMA DE MUROS DE CORTE – LOSAS PLANAS.....378

10.4. MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGA.....383

10.4.1. SISTEMA DUAL I. ....383

10.4.2. SISTEMA DE MUROS DE CORTE – LOSAS PLANAS.....388

10.5. VERIFICACIÓN DE ARMADO EN VIGA.....394

10.5.1. SISTEMA DUAL I.....394

10.5.2. SISTEMA DE MUROS DE CORTE – LOSAS PLANAS.....403

10.6. VERIFICACIÓN DEL MÉTODO DE COEFICIENTES.....408

10.7. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....412

10.8. METRADOS.....416

10.8.1. SISTEMA DUAL I.....417

10.8.1. SISTEMA DE MUROS DE CORTE – LOSAS PLANAS.....428

10.9. PLANOS.....437



**ÍNDICE DE TABLAS**

TABLA II-1 : SISTEMAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA NORMA E.030 ..... 18

TABLA II-2 : IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA. ....23

TABLA II-3 : IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA. ....24

TABLA II-4 : SECCIONES RECOMENDABLES PARA PRE-DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS. ....35

TABLA II-5 : ALTURAS RECOMENDABLES PARA PRE-DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS. ....36

TABLA II-6 : FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA “ $\phi$ ”. ....39

TABLA II-7 : MÉTODOS DE DISEÑO PARA LOSAS BI-DIRECCIONALES Y LIMITACIONES.....48

TABLA II-8 : LONGITUDES DE GANCHO SÍSMICO SEGÚN DIAMETRO DE VARILLA.....53

TABLA II-9 : EMPALMES DE TRASLAPE EN TRACCIÓN .....54

TABLA II-10 : LONGITUDES MÍNIMAS DEL REFUERZO EN LOSAS SIN VIGAS.....56

TABLA II-11 : SISTEMAS ESTRUCTURALES .....59

TABLA II-12 : DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO .....72

TABLA III-1 : CARACTERÍSTICAS DEL ACERO SEGÚN SU DIÁMETRO. ....88

TABLA III-2 : PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS, DATOS – DUAL TIPO I ..... 104

TABLA III-3 : PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PERIMETRALES, DATOS – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS..... 108

TABLA III-4 : PERÍMETRO DE PAÑOS, DATOS – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 109

TABLA III-5 : PRE-DIMENSIONAMIENTO, DATOS – DUAL TIPO I..... 110

TABLA III-6 : PRE-DIMENSIONAMIENTO, DATOS – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 110

TABLA III-7 : RECOMENDACIONES EN PLANTA Y ELEVACIÓN ..... 116

TABLA III-8 : PERÍODO VS. ACELERACIÓN – DUAL TIPO I ..... 120

TABLA III-9 : PERÍODO VS. ACELERACIÓN – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS..... 124

TABLA III-10 : CARGAS PARA AMBOS SISTEMAS ..... 128



TABLA III-11 : PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS – DUAL TIPO I ..... 130

TABLA III-12 : PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS – DUAL TIPO I .. 132

TABLA III-13 : PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CORTE – DUAL TIPO I..... 134

TABLA III-14 : PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PERIMETRALES – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 135

TABLA III-15 : TIPOLOGÍA DE MUROS DE CORTE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 138

TABLA III-16 : ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRE-DIMENSIONADOS PARA AMBAS ALTERNATIVAS..... 139

TABLA III-17 : CARGAS APLICADAS EN EL MODELAMIENTO ..... 140

TABLA III-18 : COMBINACIONES EMPLEADAS EN EL ETABS ..... 143

TABLA III-19 : IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – DUAL TIPO I..... 145

TABLA III-20 : IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 146

TABLA III-21 : IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA – DUAL TIPO I ..... 146

TABLA III-22 : IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 146

TABLA III-23 : CONSIDERACIONES DE REGULARIDAD E IRREGULARIDAD - RESULTADOS..... 148

TABLA III-24 : FUERZA CORTANTE EN LA BASE – DUAL TIPO I..... 149

TABLA III-25 : INCIDENCIA DE FUERZA CORTANTE EN MUROS Y COLUMNAS EN CADA DIRECCION – DUAL TIPO I..... 151

TABLA III-26 : PESO DE LA EDIFICACIÓN - DUAL TIPO I..... 151

TABLA III-27 : VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA - DUAL TIPO I..... 152

TABLA III-28 : FUERZA CORTANTE EN LA BASE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 153

TABLA III-29 : INCIDENCIA DE FUERZA CORTANTE EN CADA DIRECCIÓN – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 154

TABLA III-30 : PESO DE LA EDIFICACIÓN – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS..... 155



TABLA III-31 : VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS. .... 156

TABLA III-32 : VERIFICACIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL SEGÚN LA FUERZA BASAL ..... 156

TABLA III-33 : VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE - GENERAL..... 156

TABLA III-34 : DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO – DUAL TIPO I..... 157

TABLA III-35 : CENTROS DE MASA, CENTROS DE RIGIDEZ Y EXCENRICIDAD - DUAL TIPO I..... 158

TABLA III-36 : VERIFICACIÓN DE EXCENRICIDAD - DUAL TIPO I ..... 158

TABLA III-37 : TORSIONES - DUAL TIPO I ..... 159

TABLA III-38 : VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL – CONDICIÓN 1 – DUAL TIPO I..... 160

TABLA III-39 : DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE LOS CENTROS DE MASA – DUAL TIPO I..... 160

TABLA III-40 : VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL – CONDICIÓN 1 – DUAL TIPO I..... 161

TABLA III-41 : VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA – CONDICIÓN 2 – DUAL TIPO I..... 161

TABLA III-42 : PERIODOS DE VIBRACIÓN - DUAL TIPO I ..... 162

TABLA III-43 : DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 163

TABLA III-44 : CENTROS DE MASA, CENTROS DE RIGIDEZ Y EXCENRICIDAD – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 163

TABLA III-45 : VERIFICACIÓN DE EXCENRICIDAD – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 164

TABLA III-46 : TORSIONES – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 165

TABLA III-47 : VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL – CONDICIÓN 1 – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 166

TABLA III-48 : PERIODOS DE VIBRACIÓN – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS..... 167

TABLA III-49 : FUERZAS EN MUROS DE CORTE PARA ARMADO I, COMBINACIONES DE MOMENTO FLECTOR Y CARGA AXIAL – DUAL TIPO I ..... 171



TABLA III-50 : ARMADO LONGITUDINAL FINAL PARA MUROS DE CORTE – DUAL TIPO I .....	178
TABLA III-51 : FUERZAS EN MUROS DE CORTE PARA ARMADO FINAL, COMBINACIONES DE MOMENTO FLECTOR Y CARGA AXIAL – DUAL TIPO I .....	179
TABLA III-52 : MUROS DE CORTE, RESISTENCIA AL CORTE – DUAL TIPO I .....	188
TABLA III-53 : MUROS DE CORTE, CORTANTE DE DISEÑO SÍSMICO – DUAL TIPO I.....	192
TABLA III-54 : MUROS DE CORTE, RESISTENCIA FINAL AL CORTE – DUAL TIPO I.....	193
TABLA III-55 : REFUERZO FINAL EN MUROS DE CORTE – DUAL TIPO I ...	194
TABLA III-56 : NOMENCLATURA DE VIGAS PARA DISEÑO DUAL TIPO I. ..	195
TABLA III-57 : MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS PARA DISEÑO DE VIGAS DUAL TIPO I.....	197
TABLA III-58 : AREAS DE ACERO PARA MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS EN EL TRAMO 1 DE VIGA A - DUAL TIPO I. ....	198
TABLA III-59 : VIGAS, RESISTENCIA AL CORTE – DUAL TIPO I.....	204
TABLA III-60 : CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE DE DISEÑO PARA VIGAS SISMORESISTENTES – DUAL TIPO I.....	208
TABLA III-61 : FUERZAS EN COLUMNAS, COMBINACIONES DE MOMENTO FLECTOR Y CARGA AXIAL – DUAL TIPO I .....	214
TABLA III-62 : COLUMNAS, RESISTENCIA AL CORTE – DUAL TIPO I.....	228
TABLA III-63 : CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN COLUMNAS SISMORESISTENTES – DUAL TIPO I .....	234
TABLA III-64 : ÍNDICE DE ESTABILIDAD DE ENTREPISO PARA REVISIÓN DE ESBELTEZ EN COLUMNAS – DUAL TIPO I .....	236
TABLA III-65 : VERIFICACIÓN PARA IGNORAR EFECTOS DE ESBELTEZ EN COLUMNAS – DUAL TIPO I.....	238
TABLA III-66 : CASOS DE LOSA PARA EL CALCULO DE COEFICIENTES DE MOMENTO – DUAL TIPO I .....	246
TABLA III-67 : MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS EN TRAMOS CENTRALES DE LOSAS – DUAL TIPO I .....	247



TABLA III-68 : MOMENTOS NEGATIVOS EN BORDES DISCONTINUOS DE LOSAS – DUAL TIPO I .....247

TABLA III-69 : FUERZA CORTANTE EN LOSAS – DUAL TIPO I.....253

TABLA III-70 : MOMENTO POSITIVO MÁXIMO DE LOSAS PARA REFUERZO EN ESQUINAS – DUAL TIPO I .....255

TABLA III-71 : RESUMEN DE METRADOS PARA SISTEMA DUAL TIPO I ....256

TABLA III-72 : COSTOS DIRECTOS PARA SISTEMA DUAL TIPO I .....257

TABLA III-73 : SECUENCIA Y DURACIÓN DE ACTIVIDADES – DUAL TIPO I .....262

TABLA III-74 : FUERZAS EN MUROS DE CORTE PARA ARMADO PREVIO, COMBINACIONES DE MOMENTO FLECTOR Y CARGA AXIAL – MUROS DE CORTE LOSAS PLANAS .....266

TABLA III-75 : MUROS DE CORTE, RESISTENCIA AL CORTE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....282

TABLA III-76 : CORTANTE DE DISEÑO SÍSMICO EN MUROS DE CORTE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....291

TABLA III-77 : REFUERZO FINAL EN MUROS DE CORTEO – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....292

TABLA III-78 : MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS PARA DISEÑO DE VIGAS PERIMETRALES- MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS. ....294

TABLA III-79 : AREAS DE ACERO PARA MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS EN VIGA A - MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS. ....295

TABLA III-80 : VIGAS, RESISTENCIA AL CORTE I – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....301

TABLA III-81 : VIGAS, RESISTENCIA AL CORTE II – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....301

TABLA III-82 : CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE DE DISEÑO PARA VIGAS SISMORESISTENTES – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....304

TABLA III-83 : MOMENTOS X-X EN LOSA PLANA PARA DISEÑO – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....310





TABLA III-84 : MOMENTOS Y-Y EN LOSA PLANA PARA DISEÑO – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....310

TABLA III-85 : ÁREAS DE ACERO EN LOSA PLANA (X-X) – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.....310

TABLA III-86 : ÁREAS DE ACERO EN LOSA PLANA (Y-Y) – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.....311

TABLA III-87 : ÁREAS FINALES DE ACERO EN LOSA PLANA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.....311

TABLA III-88 : RESUMEN DE METRADOS PARA SISTEMA DE MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.....320

TABLA III-89 : COSTOS DIRECTOS PARA SISTEMA DE MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS .....321

TABLA III-90 : SECUENCIA Y DURACIÓN DE ACTIVIDADES – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.....326

TABLA III-91 : ELEMENTOS ESTRUCTURALES (SECCIONES), DUAL TIPO I Y MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS .....328

TABLA III-92 : COSTOS DIRECTOS GENERADOS PARA EL SISTEMA DUAL TIPO I Y EL SISTEMA MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS .328

TABLA III-93 : TIEMPOS DE EJECUCIÓN PARA EL SISTEMA DUAL TIPO I Y EL SISTEMA MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS. ....329

TABLA IV-1 : COMPARACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS .....332

TABLA IV-2 : COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PARA UN PUNTO EN X-X, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS .....334

TABLA IV-3 : COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PARA UN PUNTO EN Y-Y, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS .....335

TABLA IV-4 : COMPARACIÓN DE EXCENTRICIDADES POR PISO, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS .....336

TABLA IV-5 : COMPARACIÓN DE MOMENTOS TORSORES POR PISO, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS.....336

TABLA IV-6 : COMPARACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS.....337



TABLA IV-7 : COMPARACIÓN DE METRADOS DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS.....339

TABLA IV-8 : COMPARACIÓN DE PRESUPUESTO (COSTO DIRECTO), DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS.....339

TABLA IV-9 : COMPARACIÓN DE TIEMPOS DE EJECUCIÓN, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS .....340

**ÍNDICE DE FIGURAS**

FIGURA I-1 : MAPA DE RIESGO SÍSMICO GLOBAL.....2

FIGURA I-2 : UBICACIÓN DEL CINTURÓN DE FUEGO – PLACAS TECTÓNICAS.....3

FIGURA I-3 : INTERACCIÓN DEL ESCUDO BRASILEÑO CON LA CORDILLERA PERUANA. ....5

FIGURA I-4 : CLÍNICA PARDO AV LA CULTURA WANCHAQ, CUSCO.....6

FIGURA I-5 : CAJA MUNICIPAL AV. LA CULTURA WANCHAQ, CUSCO .....6

FIGURA I-6 : UBICACIÓN DEL CUSCO EN EL MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL PERÚ.....7

FIGURA I-7 : ENFOQUES ESTRUCTURALES, CLÁSICO Y RECIENTE ..... 10

FIGURA II-1 : HOTEL SHERATON, CHILE .....20

FIGURA II-2 : HOTEL HYATT, CHILE.....20

FIGURA II-3 : HOTEL MARRIOTT, CHILE.....20

FIGURA II-4 : EDIFICIO DE LA INDUSTRIA, CHILE.....20

FIGURA II-5 : PROYECTO LA HERRADURA, MEDELLÍN COLOMBIA.....21

FIGURA II-6 : RECOMENDACIONES EN PLANTA Y EN ELEVACIÓN .....25

FIGURA II-7 : RECOMENDACIONES EN PLANTA Y ELEVACIÓN – DIAFRAGMAS RÍGIDOS .....26

FIGURA II-8 : DIAGRAMAS DE DEFORMACIONES Y ESFUERZOS DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO. ....47

FIGURA II-9 : LONGITUD DE DESARROLLO EN BARRAS EN COMPRESIÓN – DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO .....51



FIGURA II-10 : LONGITUD DE DESARROLLO EN BARRAS EN TRACCIÓN –  
DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO .....51

FIGURA II-11 : LONGITUD DE GANCHO EN BARRAS EN TRACCIÓN –  
DOBLADO A 90° .....52

FIGURA II-12 : LONGITUD DE GANCHO SÍSMICO .....53

FIGURA II-13 : LONGITUD DE GANCHO DE LOSAS EN VIGAS .....53

FIGURA II-14 : ESTRUCTURAS APORTICADAS .....60

FIGURA II-15 : SISTEMAS DUALES .....61

FIGURA II-16 : MUROS ESTRUCTURALES – DISPOSICIÓN.....63

FIGURA II-17 : TIPOS DE REFUERZO EN MUROS ESTRUCTURALES .....64

FIGURA II-18 : EXCENTRICIDAD, CENTRO DE MASA – CENTRO DE  
RIGIDEZ .....70

FIGURA II-19 : TIEMPOS ESPERADOS Y TIEMPOS LÍMITE PARA UNA  
ACTIVIDAD – MÉTODO CPM.....76

FIGURA III-1 : UBICACIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO, DEPARTAMENTO  
DEL CUSCO DENTRO DEL MAPA DEL PERÚ.....84

FIGURA III-2 : DISTRIBUCIÓN TÍPICA – EJES Y DIMENSIONES .....87

FIGURA III-3 : PLANO DE VIGAS – DUAL TIPO I..... 105

FIGURA III-4 : ÁREAS TRIBUTARIAS PARA COLUMNAS – DUAL TIPO I... 106

FIGURA III-5 : DIMENSION DE PAÑOS – SISTEMA DUAL TIPO I ..... 107

FIGURA III-6 : PAÑOS DE LOSA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.. 109

FIGURA III-7 : ESTRUCTURACIÓN – SISTEMA DUAL TIPO I..... 113

FIGURA III-8 : ESTRUCTURACIÓN – SISTEMA MUROS DE CORTE, LOSAS  
PLANAS ..... 114

FIGURA III-9 : ESPECTRO DE DISEÑO – DUAL TIPO I..... 125

FIGURA III-10 : ESPECTRO DE DISEÑO – MUROS ESTRUCTURALES ..... 125

FIGURA III-11 : SECCIÓN DE VIGA PREDIMENSIONADA – DUAL TIPO I.... 130

FIGURA III-12 : SECCIÓN DE COLUMNA PREDIMENSIONADA – DUAL TIPO I  
..... 133

FIGURA III-13 : SECCIÓN DE MURO DE CORTE PREDIMENSIONADO –  
DUAL TIPO I ..... 134

FIGURA III-14 : SECCIÓN DE LOSA PREDIMENSIONADA – DUAL TIPO I... 135



FIGURA III-15 : SECCIÓN DE VIGA PERIMETRAL PREDIMENSIONADA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 135

FIGURA III-16 : SECCIÓN DE LOSA PREDIMENSIONADA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS..... 136

FIGURA III-17 : SECCIONES PARA MUROS DE CORTE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 137

FIGURA III-18 : DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE MUROS DE CORTE –MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 138

FIGURA III-19 : CUANTÍA INICIAL PARA COLUMNAS – DUAL TIPO I ..... 141

FIGURA III-20 : CUANTÍA INICIAL PARA MUROS DE CORTE – DUAL TIPO I ..... 141

FIGURA III-21 : CUANTÍA VERTICAL INICIAL PARA MUROS DE CORTE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS ..... 142

FIGURA III-22 : MODELADO – DUAL TIPO I (A) VISTA EN 3D, (B) VISTA EN PLANTA..... 144

FIGURA III-23 : MODELADO – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS (A) VISTA EN 3D, (B) VISTA EN PLANTA ..... 144

FIGURA III-24 : MODELADO, CORTANTE EN MUROS Y COLUMNAS – DUAL TIPO I ..... 150

FIGURA III-25 : MODELADO, CORTANTE EN MUROS – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS ..... 154

FIGURA III-26 : MUROS DE CORTE A DISEÑAR – DUAL TIPO I ..... 170

FIGURA III-27 : CORTE DE ACERO EN REFUERZO A COMPRESIÓN - VIGAS ..... 200

FIGURA III-28 : REFUERZO EN FLEXION PARA TRAMO 1 DE VIGA A (V-11) – DUAL TIPO I ..... 201

FIGURA III-29 : REQUERIMIENTO DE ESTRIBOS EN VIGAS..... 203

FIGURA III-30 : FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN VIGAS ..... 205

FIGURA III-31 : CONDICIONES DE ARMADO EN VIGAS – SISTEMA DUAL TIPO I ..... 211

FIGURA III-32 : COLUMNAS A DISEÑAR – DUAL TIPO I..... 213

FIGURA III-33 : REQUERIMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS ..... 226

FIGURA III-34 : FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN COLUMNAS ..... 229



FIGURA III-35 : REVISIÓN DE DEFLEXIONES EN LOSAS, PAÑO 2 – DUAL TIPO I .....240

FIGURA III-36 : TRAMO DE LOSA A DISEÑAR – DUAL TIPO I.....243

FIGURA III-37 : ÁREAS DE ACERO LONGITUDINAL REQUERIDAS EN LOSAS (DIRECCION X-X, Y-Y) – DUAL TIPO I .....251

FIGURA III-38 : ARMADO DE ACERO LONGITUDINAL EN LOSAS – DUAL TIPO I .....252

FIGURA III-39 : DETALLE DE REFUERZO DE ESQUINA EN LOSAS – DUAL TIPO I .....255

FIGURA III-40 : REFUERZO EN FLEXIÓN PARA VIGA A – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....299

FIGURA III-41 : MOMENTOS EN LOSA PLANA, VISTA EN PLANTA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....308

FIGURA III-42 : CÁLCULO DE MOMENTOS EN LOSAS – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....309

FIGURA III-43 : FRANJAS DE MURO EN LOSA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....312

FIGURA III-44 : ARMADO DE LOSA PLANA (1ER A 4TO PISO) – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.....317

FIGURA III-45 : ARMADO DE LOSA PLANA (5TO PISO) – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS .....318

FIGURA IV-1 : DERIVAS DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN X-X, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS.....332

FIGURA IV-2 : DERIVAS DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN Y-Y, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS.....333

FIGURA IV-3 : UBICACIÓN DE PUNTO EN PLANTA PARA LA EVALUACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN AMBOS SISTEMAS333

FIGURA IV-4 : DESPLAZAMIENTO DE PUNTO EN CADA PISO EN LA DIRECCIÓN X-X, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS .....334

FIGURA IV-5 : DESPLAZAMIENTO DE PUNTO EN CADA PISO EN LA DIRECCIÓN Y-Y, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS .....335



**ÍNDICE DE ECUACIONES**

ECUACIÓN II-1 : ÁREA DE COLUMNA CÉNTRICA PRE-DIMENSIONADA 34

ECUACIÓN II-2 : ÁREA DE COLUMNA EXTERIOR PRE-DIMENSIONADA 34

ECUACIÓN II-3 : CARGA EN SERVICIO .....34

ECUACIÓN II-4 : CRITERIO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN.....40

ECUACIÓN II-5 : ÁREA DE ACERO "As" .....40

ECUACIÓN II-6 : PROFUNDIDAD DEL BLOQUE A COMPRESIÓN "A" .....40

ECUACIÓN II-7 : ACERO MÍNIMO EN VIGAS.....41

ECUACIÓN II-8 : ACERO MÍNIMO EN LOSAS .....41

ECUACIÓN II-9 : CRITERIO DE RESISTENCIA A CORTE .....41

ECUACIÓN II-10 : RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE .....42

ECUACIÓN II-11 : APORTE AL CORTE DEL CONCRETO EN ELEMENTOS  
SOMETIDOS A CORTE Y FLEXIÓN.....42

ECUACIÓN II-12 : APORTE AL CORTE DEL CONCRETO EN ELEMENTOS  
SOMETIDOS A COMPRESIÓN AXIAL .....42

ECUACIÓN II-13 : APORTE AL CORTE DEL ACERO DE REFUERZO .....42

ECUACIÓN II-14 : APORTE MÁXIMO AL CORTE DEL ACERO DE  
REFUERZO.....43

ECUACIÓN II-15 : RESISTENCIA AL CORTE EN MUROS DE CORTE CON  
RESPONSABILIDAD SÍSMICA.....43

ECUACIÓN II-16 : CORTANTE NOMINAL MÁXIMO EN MUROS DE CORTE..44

ECUACIÓN II-17 : APORTE DEL REFUERZO EN MUROS DE CORTE.....44

ECUACIÓN II-18 : APORTE MÁXIMO AL CORTE DEL CONCRETO EN  
MUROS DE CORTE .....44

ECUACIÓN II-19 : REFUERZO VERTICAL EN MUROS DE CORTE.....44

ECUACIÓN II-20 : RESISTENCIA NOMINAL CORTE MÁXIMA EN LOSAS  
BIDIRECCIONALES .....45

ECUACIÓN II-21 : COMPRESIÓN PURA, 1ER PUNTO PARA LA  
ELABORACIÓN DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.....47

ECUACIÓN II-22 : LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN  
TRACCIÓN CON DIÁMETROS MENORES A  $\frac{3}{4}$ " .....50



ECUACIÓN II-23 : LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN CON DIÁMETROS MAYORES A 1" .....50

ECUACIÓN II-24 : LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN COMPRESIÓN .....50

ECUACIÓN II-25 : LONGITUD DE GANCHO ESTÁNDAR .....52

ECUACIÓN II-26 : RIGIDEZ .....57

ECUACIÓN II-27 : PERIODO .....68

ECUACIÓN II-28 : COSTO DIRECTO .....73

ECUACIÓN II-29 : TIEMPO ESTIMADO, DIAGRAMA PERT .....75

ECUACIÓN II-30 : HOLGURA TOTAL (HT), DIAGRAMA PERT-CPM.....77

ECUACIÓN II-31 : HOLGURA LIBRE (HL), DIAGRAMA PERT-CPM .....77

ECUACIÓN II-32 : HOLGURA INDEPENDIENTE (HI), DIAGRAMA PERT-CPM .....77

ECUACIÓN II-33 : DURACIÓN DE UNA ACTIVIDAD .....78

ECUACIÓN III-1 : ACELERACIÓN ESPECTRAL "Sa" ..... 119

ECUACIÓN III-2 : ÍNDICE DE ESTABILIDAD DE ENTREPISO "Q".....236

ECUACIÓN III-3 : RELACIÓN DE ESBELTEZ MÍNIMA .....237

ECUACIÓN III-4 : RELACIÓN PARA IGNORAR EFECTOS DE ESBELTEZ EN ESTRUCTURAS INDESPLAZABLES .....237

ECUACIÓN III-5 : RELACIÓN DE RIGIDECES DE VIGA Y LOSA ( $\alpha_F$ ).....239

ECUACIÓN III-6 : PERALTE MÍNIMO DE LOSA PARA ESTRUCTURAS CON VIGAS PERALTADAS .....242

ECUACIÓN III-7 : MOMENTOS DE FLEXIÓN PARA FRANJAS CENTRALES EN LOSA .....244

ECUACIÓN III-8 : FUERZA CORTANTE EN LOSA DISEÑADA POR EL MÉTODO DE COEFICIENTES .....253

**ÍNDICE DE DIAGRAMAS**

DIAGRAMA II-1 : CONDICIONES PARA UNA ESTRUCTURA SISMORESISTENTE.....27

DIAGRAMA II-2 : METODOLOGÍAS PARA UN ANÁLISIS ESTRUCTURAL...29

DIAGRAMA II-3 : MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO, SEGÚN FEMA – 1997. ....31





DIAGRAMA II-4 : RESISTENCIA REQUERIDA COMO CARGA ÚLTIMA .....38

DIAGRAMA II-5 : METODOLOGÍAS DE DISEÑO PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES. ....39

DIAGRAMA II-6 : DIAGRAMA DE INTERACCIÓN BÁSICO.....46

DIAGRAMA II-7 : TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS EN SISTEMAS DUALES. ....61

DIAGRAMA II-8 : TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS EN SISTEMAS DE MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.....66

DIAGRAMA II-9 : SISTEMAS RESISTENTES A CARGAS LATERALES .....67

DIAGRAMA II-10: TÉCNICAS DE PROGRAMACIÓN DE OBRAS.....74

DIAGRAMA III-1 : DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....83

DIAGRAMA III-2 : DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I.....172

DIAGRAMA III-3 : DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I.....173

DIAGRAMA III-4 : DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I.....173

DIAGRAMA III-5 : DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I.....174

DIAGRAMA III-6 : DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I.....174

DIAGRAMA III-7 : DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I.....175

DIAGRAMA III-8 : DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I.....176

DIAGRAMA III-9 : DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I.....176

DIAGRAMA III-10: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I.....177

DIAGRAMA III-11: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I.....177

DIAGRAMA III-12: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I.....180





DIAGRAMA III-13: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 2  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I..... 180

DIAGRAMA III-14: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 3  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I..... 181

DIAGRAMA III-15: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 4  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I..... 181

DIAGRAMA III-16: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 5  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I..... 182

DIAGRAMA III-17: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 1  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I..... 182

DIAGRAMA III-18: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 2  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I..... 183

DIAGRAMA III-19: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 3  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I..... 183

DIAGRAMA III-20: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 4  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I..... 184

DIAGRAMA III-21: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 5  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I..... 184

DIAGRAMA III-22: CÁLCULO DE  $M_n$  EN MURO DE CORTE MC-A1  
(DIRECCIÓN 33) PARA TODOS LOS NIVELES – DUAL TIPO  
I ..... 190

DIAGRAMA III-23: CÁLCULO DE  $M_n$  EN MURO DE CORTE MC-A4  
(DIRECCIÓN 33) PARA TODOS LOS NIVELES – DUAL TIPO I  
..... 192

DIAGRAMA III-24: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-3, NIVEL 1  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I..... 215

DIAGRAMA III-25: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-3, NIVEL 2  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I..... 216

DIAGRAMA III-26: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-3, NIVEL 3  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I..... 216

DIAGRAMA III-27: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-3, NIVEL 4  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I..... 217

DIAGRAMA III-28: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-3, NIVEL 5  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I..... 217



DIAGRAMA III-29: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-5, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I.....218

DIAGRAMA III-30: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-5, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I.....219

DIAGRAMA III-31: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-5, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I.....219

DIAGRAMA III-32: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-5, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I.....220

DIAGRAMA III-33: DIAGRAMA DE INTERACCIN DE C-5, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I.....220

DIAGRAMA III-34: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-8, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I.....221

DIAGRAMA III-35: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-8, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I.....222

DIAGRAMA III-36: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-8, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I.....222

DIAGRAMA III-37: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-8, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I.....223

DIAGRAMA III-38: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-8, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I.....223

DIAGRAMA III-39: CÁLCULO DE M<sub>N</sub> SUPERIOR E INFERIOR DE C3 – DUAL TIPO I.....231

DIAGRAMA III-40: CÁLCULO DE M<sub>N</sub> SUPERIOR E INFERIOR DE C5 – DUAL TIPO I.....232

DIAGRAMA III-41: CÁLCULO DE M<sub>N</sub> SUPERIOR E INFERIOR DE C8 – DUAL TIPO I.....234

DIAGRAMA III-42: DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LOSA EN DIRECCIÓN Y-Y – DUAL TIPO I.....249

DIAGRAMA III-43: DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LOSA EN DIRECCIÓN X-X – DUAL TIPO I.....250

DIAGRAMA III-44: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA UN SISTEMA DUAL TIPO I. ....259



DIAGRAMA III-45: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B1, NIVEL 1  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO– MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....267

DIAGRAMA III-46: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B1, NIVEL 2  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....268

DIAGRAMA III-47: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B1, NIVEL 3  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....268

DIAGRAMA III-48: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B1, NIVEL 4  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....269

DIAGRAMA III-49: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B1, NIVEL 5  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....269

DIAGRAMA III-50: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B2, NIVEL 1  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO– MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....270

DIAGRAMA III-51: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B2, NIVEL 2  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....271

DIAGRAMA III-52: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B2, NIVEL 3  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....271

DIAGRAMA III-53: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B2, NIVEL 4  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....272

DIAGRAMA III-54: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B2, NIVEL 5  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....272

DIAGRAMA III-55: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B5, NIVEL 1  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO– MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....273



DIAGRAMA III-56: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B5, NIVEL 2  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....274

DIAGRAMA III-57: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B5, NIVEL 3  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....274

DIAGRAMA III-58: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B5, NIVEL 4  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....275

DIAGRAMA III-59: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B5, NIVEL 5  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....275

DIAGRAMA III-60: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B8, NIVEL 1  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO– MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....276

DIAGRAMA III-61: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B8, NIVEL 2  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....277

DIAGRAMA III-62: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B8, NIVEL 3  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....277

DIAGRAMA III-63: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B8, NIVEL 4  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....278

DIAGRAMA III-64: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B8, NIVEL 5  
(DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE  
CORTE Y LOSAS PLANAS.....278

DIAGRAMA III-65: CÁLCULO DE  $M_n$  EN MURO DE CORTE MC-B1 PARA  
TODOS LOS NIVELES– MUROS DE CORTE, LOSAS  
PLANAS .....285

DIAGRAMA III-66: CÁLCULO DE  $M_n$  EN MURO DE CORTE MC-B2 PARA  
TODOS LOS NIVELES – MUROS DE CORTE, LOSAS  
PLANAS. ....287



DIAGRAMA III-67: CÁLCULO DE  $M_n$  EN MURO DE CORTE MC-B5 PARA  
TODOS LOS NIVELES – MUROS DE CORTE, LOSAS  
PLANAS. ....289

DIAGRAMA III-68: CÁLCULO DE  $M_n$  EN MURO DE CORTE MC-B8 PARA  
TODOS LOS NIVELES – MUROS DE CORTE, LOSAS  
PLANAS. ....291

DIAGRAMA III-69: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA UN SISTEMA  
CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS. ....323



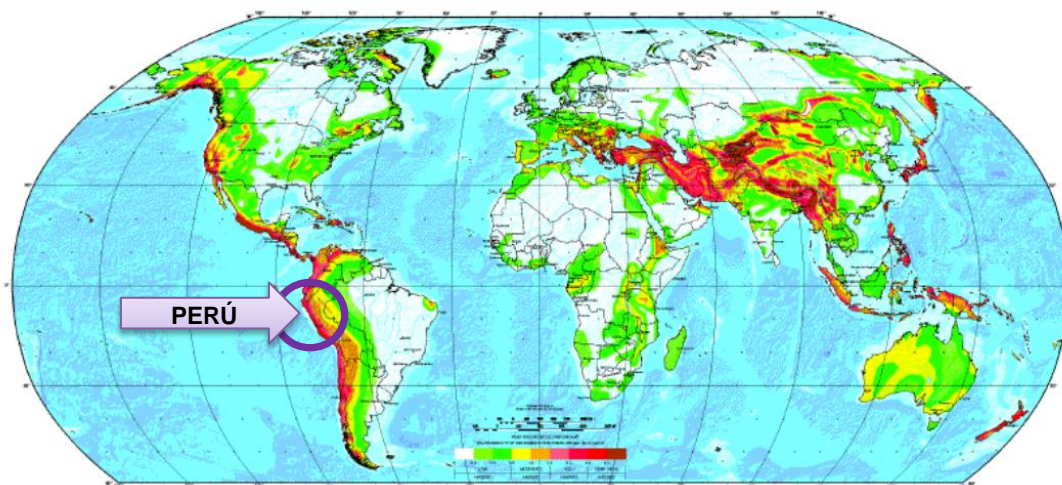
# CAPÍTULO I

## PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

## I. CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

### 1.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.

A nivel mundial existen organizaciones que van realizando diferentes estudios identificando las zonas que mayor actividad sísmica presentan. La ONU (Organización de las Naciones Unidas) desarrolló un mapa de riesgo sísmico global (Figura I-1) donde se observa de manera clara que Sudamérica tiene mayor actividad sísmica convirtiéndola así en una zona altamente riesgosa.



**FIGURA I-1: MAPA DE RIESGO SÍSMICO GLOBAL**  
FUENTE: Adaptada de Revista Ingeniería UC. Vol. 10 Nº 3 – 2003.

Sin duda alguna, Chile ha sido uno de los países más afectados por terremotos en el mundo entero debido a que estos movimientos han tenido una magnitud superior a los siete grados en la escala de Richter y las réplicas han sido mayores a los cuatro grados en la escala de Richter.

De acuerdo a informes de la Biblioteca Nacional de Chile (2015), estos han sido los sismos más fuertes y que han causado más daños en los últimos dos siglos:

- 1822: 19 de Noviembre, con epicentro en Copiapó - 8,5 grados Richter.
- 1928: 1 de Diciembre, con epicentro en Talca - 8.3 grados Richter.
- 1939: 24 de Enero, con epicentro en Chillán - 8.3 grados Richter.
- 1960: 22 de Mayo, con epicentro en Valdivia - 9.5 grados Richter.
- 2010: 27 de Febrero, con epicentro en Cauquenes - 8,8 grados Richter.



- 2014: 1 de Abril de 2014, originado en Iquique - 8.3 grados Richter.
- 2015: 16 septiembre de 2015, con epicentro en Canela, al sur de la región de Coquimbo - 8,4 grados Richter.

Pese a todos los eventos sísmicos ocurridos en este país, el empleo de los muros de corte ha dado muy buenos resultados optimizando el comportamiento sísmico de las edificaciones y minimizando las pérdidas.

En la actualidad, el Perú está creciendo económicamente lo que genera una aceleración en el sector de la construcción con una marcada tendencia a la construcción de edificios modernos. En nuestro entorno estas edificaciones se construyen bajo un sistema estructural tradicional conformado por columnas, muros de corte, vigas y losas que en conjunto forman un sistema dual.

Por otro lado, el Perú es considerado un país altamente sísmico ya que se encuentra ubicado en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico. A la vez, geográficamente está ubicado en el borde occidental de Sudamérica donde se produce la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana, tal como se muestra en la Figura I-2.



**FIGURA I-2: UBICACIÓN DEL CINTURÓN DE FUEGO – PLACAS TECTÓNICAS**  
FUENTE: Adaptada de [http://www.bbc.com/mundo/americas\\_latina](http://www.bbc.com/mundo/americas_latina)





En el año 2014, el director del área de sismología del Instituto Geofísico del Perú (IGP), Hernando Tavera, indicó que en el Cinturón de Fuego del Pacífico tienen lugar el 90% de todos los sismos del mundo y el 80% de los terremotos más grandes.

En consecuencia a ello, los países ubicados en este cinturón sísmico se ven obligados a optimizar el comportamiento de sus construcciones para hacer frente a estas sollicitaciones sísmicas. Una de las alternativas para mejorar el comportamiento sísmico es la rigidización de las edificaciones mediante el empleo de los muros de corte que se usan en países vecinos sudamericanos como Ecuador, Colombia y Chile.

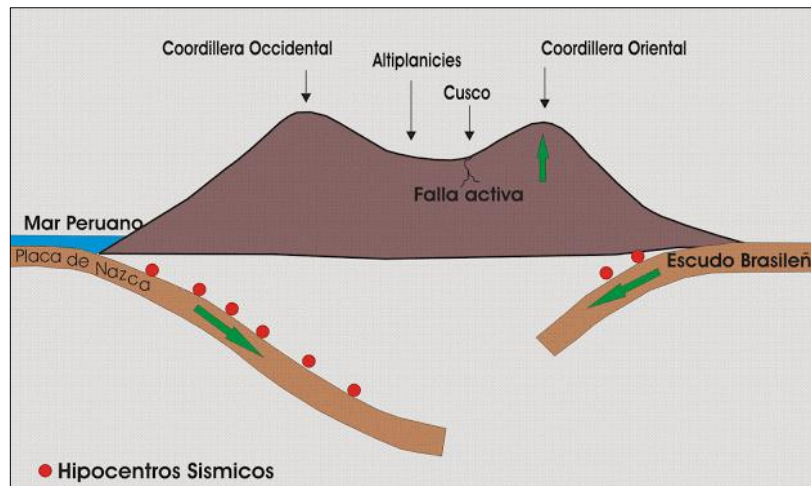
Los sismos en la región Cusco, por su ubicación, tienen otras características que difieren a los descritos para la costa peruana: las que están en la costa se caracterizan por ser movimientos inter-placa mientras que los sismos del Cusco están más ligados a los sismos intra-placas (Placa Sudamericana). Estos movimientos están relacionados con movimientos superficiales de fallas activas.

***“El origen de las fallas activas del Cusco y por consecuencia de los sismos en la región Cusco, están ligados a un fenómeno de levantamiento anormal de la Cordillera Oriental de los Andes del Sur del Perú por el movimiento de subducción que emprende el Escudo Brasileño”.***<sup>1</sup>

El levantamiento de la Cordillera Oriental de los Andes se presenta ante el desplazamiento del ESCUDO BRASILEÑO bajo los Andes y ésta empuja hacia arriba a la Cordillera Oriental (Figura I-3).

---

<sup>1</sup> MENDOZA M. (2013). *SISMOS EN LA REGION CUSCO PERÚ*.



**FIGURA I-3: INTERACCIÓN DEL ESCUDO BRASILEÑO CON LA CORDILLERA PERUANA.**  
FUENTE: <http://sismosencusco.blogspot.pe/>

Este fenómeno provoca las fallas activas normales entre la Cordillera Oriental y las Altiplánicas de los Andes del Sur del Perú, y son estas las que liberan energía acumulada, produciendo los sismos. En ese entender, la actividad sísmica del Cusco está en relación con una zona de fallas normales activas cuaternarias que se emplazan al límite entre la Cordillera Oriental y las altiplanicies que abarcan una franja con más de 250 Km de largo, pasando aproximadamente a 8 Km. de la ciudad del Cusco.

En la región del Cusco se distinguen en total 22 fallas activas, entre las más importantes se pueden mencionar:

- Falla de Tambomachay (falla de mayor dimensión).
- Falla de Tankarpata.
- Falla de K'enko.
- Falla de Huanacaure.
- Falla de Kayra.
- Falla de Huancaro.
- Falla de Pumamarca.

Si bien es cierto, en Cusco la frecuencia sísmica es muy baja a comparación con la región costera del país. Las magnitudes registradas (1950 y 1986) alcanzaron los 6 y 5.2 grados Richter lo que indica que los sismos no son de gran magnitud, pero el carácter superficial de estos los hace bastante

peligrosos. Por otro lado, desde el punto de vista geológico, la calidad de los suelos del Cusco son de regular a malos (debidos a su diversidad y la gran proporción de suelos lagunares y palustres), esto hace que el comportamiento frente a los sismos afecte la resistencia de las estructuras, por lo que es necesario tomar muy en cuenta en las edificaciones las normas sismo-resistentes.

En consecuencia tanto el territorio peruano y particularmente la región Cusco, son zonas de riesgo sísmico, esto quiere decir que en cualquier momento puede ocurrir un sismo.

### 1.1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.

Los estudios realizados por el Instituto de Educación Superior Tecnológico Privado de la Construcción, CAPECO (2012), afirman textualmente en una de sus publicaciones virtuales:

***... “La ubicación geográfica de Cusco, hace que el crecimiento urbano horizontal haya detenido su expansión por lo que ahora existe un fenómeno de verticalidad en las construcciones, pues los edificios son la solución a la demanda de viviendas...”<sup>2</sup>***



FIGURA I-4: CLÍNICA PARDO AV LA CULTURA WANCHAQ, CUSCO  
FUENTE: Toma propia.



FIGURA I-5: CAJA MUNICIPAL AV. LA CULTURA WANCHAQ, CUSCO  
FUENTE: Toma propia.

Así mismo, CAPECO afirma que el número de empresas constructoras va en incremento. Un claro ejemplo es que para el año 2004 se contaban con sólo 30

<sup>2</sup> La república (2012, Diciembre 10) , Página Web: <http://archivo.larepublica.pe/10-12-2012>

empresas registradas y para el año 2012 ya se contaba con 100 empresas, en menos de 10 años se había triplicado.

Cabe destacar que en función a la zonificación sísmica del Perú, planteada en la Norma Técnica Peruana de Diseño Sismoresistente E.030, la ciudad del Cusco se encuentra en una zona considerada de alta sismicidad (Figura I-6), por lo que se requieren de diseños sismoresistentes.



**FIGURA I-6: UBICACIÓN DEL CUSCO EN EL MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL PERÚ.**

**FUENTE:** Adaptado de la norma E.030 - Diseño Sismoresistente.

En el Perú los sistemas estructurales que más difusión y aplicación tienen son los tradicionales, siendo el sistema dual (conformado por columnas, vigas, muros de corte y losas) uno de los más usados en edificaciones de gran altura. En nuestros reglamentos y normas técnicas, aparte del sistema dual, existen otros sistemas alternativos que no se han aplicado, entre ellos se encuentra el sistema de muros estructurales.

En el Perú, el empleo de losas planas y muros de corte son poco usuales a comparación de países vecinos como Colombia, Ecuador y Chile que aplican esta metodología como un sistema estructural común que da muy buenos resultados en la construcción de estructuras de concreto armado.



Al igual que Chile, nuestro país es vulnerable a sufrir eventualidades sísmicas de gran magnitud por lo que debemos aplicar técnicas innovadoras que conviertan nuestras construcciones en estructuras más eficientes. ¿Por qué no aplicar un sistema de muros de corte?

En vista de ello, en el Perú surge también la necesidad de aplicar una alternativa que presente un mejor comportamiento sísmico, que pueda ser económicamente accesible y sea un sistema fácil de ejecutar.

Por lo tanto, la presente tesis está orientada a comparar un sistema dual tipo I que es de uso típico en nuestro país y en nuestra región con otro de menor aplicación basado en muros de corte como elementos verticales únicos y losas planas como diafragmas horizontales.

En el desarrollo de la presente tesis se pretende estructurar una misma edificación bajo dos criterios o alternativas con la siguiente cuestión ¿Se puede optimizar el comportamiento sísmico de una edificación al aplicar un sistema de muros de corte y losas planas en comparación a un sistema dual tipo I?, ¿Cuán eficiente puede resultar su aplicación con respecto a un sistema dual tipo I?

### **1.1.2. FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA.**

#### **1.1.2.1. FORMULACIÓN INTERROGATIVA DEL PROBLEMA GENERAL.**

Con todo lo expuesto anteriormente, el problema queda formulado de la siguiente manera:

¿La modificación del sistema estructural de una edificación de concreto armado con una configuración estructural dual tipo I a una configuración en base a muros de corte y losas planas, ejerce una influencia significativa en el comportamiento sísmico global de la estructura, en el tiempo y costo que implican su ejecución?

#### **1.1.2.2. FORMULACIÓN INTERROGATIVA DE LOS PROBLEMAS ESPECÍFICOS.**

De ese modo, el problema queda planteado mediante las siguientes preguntas:



#### FORMULACIÓN INTERROGATIVA Nº 1:

¿Cuál es el comportamiento sísmico de una edificación compuesta por un sistema dual tipo I?

#### FORMULACIÓN INTERROGATIVA Nº 2:

¿Cuál es el comportamiento sísmico de una edificación compuesta por muros de corte y losas planas?

#### FORMULACIÓN INTERROGATIVA Nº 3:

¿En qué medida el empleo de un sistema de muros de corte y losas planas influye en el costo de ejecución de una obra con respecto a un sistema dual tipo I?

#### FORMULACIÓN INTERROGATIVA Nº 4:

¿En qué medida el empleo de un sistema de muros de corte y losas planas influye en el tiempo de ejecución de una obra con respecto a un sistema dual tipo I?

### **1.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.**

La presente investigación tiene el propósito de mostrar cuán eficiente resulta configurar una edificación en base a losas planas y muros de corte con respecto al sistema dual tipo I y así difundir el empleo de éste como un sistema estructural seguro y eficaz capaz de hacer frente a requerimientos a los que esté sometido.

#### **1.2.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA.**

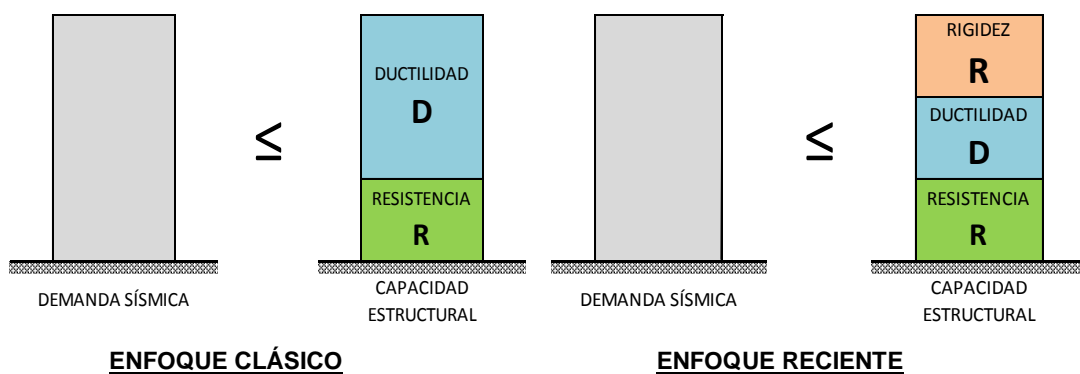
El empleo de nuevas técnicas y alternativas en el ámbito de la construcción es ya aplicado por países latinoamericanos. Países vecinos como Chile, Colombia y Ecuador cuentan ya con un sistema estructural sismo-resistente logrando optimizar el comportamiento estructural de sus edificaciones a raíz de los requerimientos y la demanda existente.

El Perú, un país con gran actividad sísmica, no puede ser ajeno a este grupo de naciones que entendieron la necesidad de aplicar otras alternativas de



solución con el fin de optimizar el comportamiento sísmico de sus edificaciones; más aún el Cusco, un departamento que se encuentra en una zona altamente sísmica donde existe la probabilidad de ocurrencia de sismos moderados e intensos.

Anteriormente se tenía una visión única de capacidad estructural basaba únicamente en dotar a la estructura de resistencia y ductilidad. Hoy en día, en vista de los sismos recientes, este enfoque ha sido reemplazado por una nueva concepción: una construcción segura, además de ser resistente y dúctil debe ser rígida para minimizar los desplazamientos de la estructura.



**FIGURA I-7 : ENFOQUES ESTRUCTURALES, CLÁSICO Y RECIENTE**  
FUENTE: Elaboración propia.

Actualmente, en el Perú se aplica un sistema estructural dual basado en columnas y muros de corte como elementos verticales y vigas y losas como elementos horizontales, sin embargo la Norma E.030 contempla otros sistemas estructurales que pueden emplearse. Pese a ello, no existen publicaciones que describan a carta cabal las ventajas y desventajas ni la conveniencia económica de la aplicación del sistema dual con respecto a las otras. Por esta razón surge la necesidad de elaborar un análisis técnico-económico que compare otras metodologías con las que se aplican en nuestro entorno. Se tienen ciertos alcances, y por ende, ciertas limitaciones; vacíos que se espera cubrir con esta investigación.

### 1.2.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL.

El Perú se encuentra ubicado en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico por lo que es considerado un país altamente sísmico. El departamento del Cusco, al estar ubicado en la zona sísmica dos (de acuerdo a la norma E-



030), requiere de diseños y estructuras sismoresistentes. En consecuencia a ello, nuestro país y por ende el departamento del Cusco, se ven obligados a optimizar el comportamiento de sus edificaciones para hacer frente a las solicitaciones sísmicas, edificaciones sismo-resistentes que sean eficientes y seguros. Una opción que para ser aceptada, pueda ser económicamente accesible y sea un sistema fácil de ejecutar.

Esta investigación está orientada al estudio de uno de los sistemas menos empleados en nuestro país sobre el cual no se tiene la suficiente información del beneficio que representa su aplicación. En vista de ello, los principales beneficiados con el desarrollo de esta investigación son la región Cusco, los estudiantes y profesionales relacionados a la rama estructural.

### **1.2.3. JUSTIFICACIÓN POR VIABILIDAD.**

La presente investigación se justificó por la factibilidad de realizar el estudio puesto que se dispone de los recursos necesarios para llevarla a cabo. El diseñar y proyectar una edificación bajo ambos criterios estructurales se realizó empleando métodos desarrollados y estudiados. El empleo de modelos computacionales permitió realizar una evaluación del comportamiento sísmico de la edificación siendo esta próxima a la realidad. Se contó, además, con el análisis de precios unitarios (costos directos - rendimientos) con los que se elaboró el monto presupuestal y tiempo de ejecución de la obra.

### **1.2.4. JUSTIFICACIÓN POR RELEVANCIA.**

Mientras se sigan empleando los sistemas tradicionales de configuración estructural para los diferentes proyectos, además de encarecer los costos, se limitan a la aplicación de nuevas metodologías que pueden ofrecer iguales o mejores resultados manteniendo estático el avance y modernización en el ámbito de la construcción.

Es de gran importancia para todo ingeniero del área estructural y constructivo conocer las diversas metodologías de estructuración con las que se cuenta para aplicarlas y conocer así las ventajas y desventajas que estas ofrecen consolidando así los conocimientos obtenidos a lo largo de la formación académica.



### **1.3. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN.**

La presente investigación se desarrolla para una edificación propuesta cuya ubicación será en la ciudad del Cusco, siendo los resultados aplicables a este sector.

Se limita a una comparación técnica - económica entre el empleo de dos sistemas estructurales diferentes dentro del análisis, diseño y construcción de una edificación para un sistema dual tipo I y un sistema de muros de corte - losas planas. Esto sin incluir el diseño de la cimentación ni los criterios de torsión actuantes en los elementos estructurales.

Se han establecido los rubros que comprenden la ejecución de la obra en la parte estructural y constructiva, así, en el aspecto técnico se evaluó el comportamiento sismo-resistente global; mientras en el aspecto económico (costo y tiempo) abarcó sólo las partidas más incidentes y relacionadas a la modificación del sistema estructural siendo estas: acero estructural, encofrado – desencofrado y concreto.

De igual manera los resultados de esta investigación corresponden a edificaciones cimentadas en suelos característicos en nuestra región, que ciertamente difieren del suelo de la costa y la selva. Así, la investigación no está orientada a un estudio de interacción de suelo – estructura.

Finalmente, los resultados obtenidos en la evaluación económica corresponden a los costos empleados en nuestra región.

### **1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.**

#### **1.4.1. OBJETIVO GENERAL.**

Verificar y analizar en qué medida la modificación del sistema estructural de una edificación de concreto armado con una configuración estructural dual tipo I a una configuración en base a muros de corte y losas planas influye en el comportamiento sísmico global de la estructura, en el tiempo y en el costo que implican su ejecución.

#### **1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.**

##### PRIMER OBJETIVO ESPECÍFICO:

Evaluar el comportamiento sísmico de una edificación compuesta por un sistema dual tipo I y diseñarla.

##### SEGUNDO OBJETIVO ESPECÍFICO:

Evaluar el comportamiento sísmico de una edificación compuesta por muros de corte y losas planas y diseñarla.

##### TERCER OBJETIVO ESPECÍFICO:

Evaluar en qué medida un sistema de muros de corte y losas planas influye en el costo de ejecución de una obra con respecto a un sistema dual tipo I.

##### CUARTO OBJETIVO ESPECÍFICO:

Evaluar en qué medida un sistema de muros de corte y losas planas influye en el tiempo de ejecución de una obra con respecto a un sistema dual tipo I.

#### **1.5. HIPÓTESIS.**

##### **1.5.1. HIPÓTESIS GENERAL.**

Una edificación con un sistema estructural en base a muros de corte y losas planas resulta ser más eficiente con respecto a una configuración estructural dual tipo I presentando un mejor comportamiento sísmico global en su estructura, disminuyendo el tiempo y costo que implican su ejecución.

##### **1.5.2. SUB HIPÓTESIS.**

###### PRIMERA SÚB – HIPÓTESIS:

Una edificación de concreto armado diseñada y construida en base a un sistema de muros de corte y losas planas presenta un mejor comportamiento sísmico frente a la misma edificación estructurada con un sistema dual tipo I.



### SEGUNDA SÚB – HIPÓTESIS:

El empleo de muros de corte y losas planas reduce el costo en la ejecución de una obra.

### TERCERA SÚB – HIPÓTESIS:

El empleo de muros de corte y losas planas reduce el tiempo de ejecución de una obra.

## **1.6. DEFINICIÓN DE VARIABLES.**

### **1.6.1. VARIABLES INDEPENDIENTES.**

X1: Sistema Estructural

#### **1.6.1.1. DIMENSION (NIVEL) E INDICADORES DE VARIABLES DEPENDIENTES.**

- NIVEL: Sistema dual tipo I.
  - INDICADOR 1: Fuerza cortante en la base: que comprende los sub-indicadores:
    - Coeficiente de reducción, R.
    - Factor de amplificación sísmica, C.
    - Peso de la edificación, P.
- NIVEL: Sistema de muros de corte y losas planas.
  - INDICADOR 1. Fuerza cortante en la base: que comprende los sub-indicadores:
    - Coeficiente de reducción, R.
    - Factor de amplificación sísmica, C.
    - Peso de la edificación, P.

### **1.6.2. VARIABLES DEPENDIENTES.**

Y1: Comportamiento Sísmico Global.

Y2: Costo.

Y3: Tiempo de ejecución.



### 1.6.2.1. DIMENSION (NIVEL) E INDICADORES DE VARIABLES INDEPENDIENTES.

- **Y1: Comportamiento Sísmico Global.**
  - NIVEL: Sistema de muros de corte y losas planas.
    - INDICADOR 1: Desplazamientos máximos relativos.
    - INDICADOR 2: Excentricidades.
    - INDICADOR 3: Torsiones.
    - INDICADOR 4: Periodo de vibración de la estructura.
  - NIVEL: Sistema dual tipo I.
    - INDICADOR 1: Desplazamientos máximos relativos.
    - INDICADOR 2: Excentricidades.
    - INDICADOR 3: Torsiones.
    - INDICADOR 4: Periodo de vibración de la estructura.
- **Y2: Costo.**
  - NIVEL: Personal.
    - INDICADOR 1: Número de Obreros.
    - INDICADOR 2: Número de Operarios.
    - INDICADOR 3: Número de Oficiales.
  - NIVEL: Material.
    - INDICADOR 1: Relación de insumos.
  - NIVEL: Equipos.
    - INDICADOR 1: Equipos y herramientas.
- **Y3: Tiempo de ejecución.**
  - NIVEL: Armado de acero.
    - INDICADOR 1: Tiempo de ejecución de partida.
  - NIVEL: Encofrado y desencofrado.
    - INDICADOR 1: Tiempo de ejecución de partida.
  - NIVEL: Concreto (Vaciados).
    - INDICADOR 1: Tiempo de ejecución de partida.



1.6.3. CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

TIPO DE VARIABLE	NOMBRE DE LA VARIABLE	DEFINICIÓN	NIVEL DE VARIABLE	INDICADOR	INSTRUMENTO METODOLÓGICO
Independiente <b>X1</b>	Sistema estructural	Configuración que presenta la estructura.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Sistema de muros de corte y losas planas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Fuerza cortante en la base (<b>Ton</b>):                             <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Coeficiente de reducción, R.</li> <li>▪ Factor de amplificación sísmica, C.</li> <li>▪ Peso de la edificación, P.</li> </ul> </li> </ul>	Cálculo numérico.
			<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Sistema dual tipo I.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Fuerza cortante en la base (<b>Ton</b>):                             <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Coeficiente de reducción, R.</li> <li>▪ Factor de amplificación sísmica, C.</li> <li>▪ Peso de la edificación, P.</li> </ul> </li> </ul>	
Dependiente <b>Y1</b>	Comportamiento sísmico global	Respuesta que adopta la estructura frente a solicitaciones sísmicas.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Sistema de muros de corte y losas planas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Desplazamientos máximos relativos (<b>cm</b>).</li> <li>▪ Excentricidades (<b>cm</b>).</li> <li>▪ Torsiones (<b>Ton-cm</b>).</li> <li>▪ Periodo de vibración (<b>seg.</b>).</li> </ul>	Modelamiento estructural mediante el programa computacional de estructuras ETABS versión 9.5.0.
			<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Sistema dual tipo I.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Desplazamientos máximos relativos (<b>cm</b>).</li> <li>▪ Excentricidades (<b>cm</b>).</li> <li>▪ Torsiones (<b>Ton-cm</b>).</li> <li>▪ Periodo de vibración (<b>seg.</b>).</li> </ul>	
Dependiente <b>Y2</b>	Costo	Cantidad monetaria que implica la construcción de una obra. (Costos Directos)	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Mano de obra, personal.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Número de Obreros (<b>hh</b>).</li> <li>▪ Número de Operarios (<b>hh</b>).</li> <li>▪ Número de Oficiales (<b>hh</b>).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Análisis de precios unitarios.</li> <li>▪ Metrado por partida</li> </ul>
			<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Materiales</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Cantidad de Insumos.                             <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Concreto (<b>m3</b>)</li> <li>▪ Acero (<b>kg</b>)</li> <li>▪ Formas metálicas (<b>m2</b>)</li> </ul> </li> </ul>	
			<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Equipos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Equipos (<b>hm</b>).</li> <li>▪ Herramientas. (<b>% M.O</b>)</li> </ul>	
Dependiente <b>Y3</b>	Tiempo de ejecución	Duración que implica la construcción de una obra. (Partidas involucradas)	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Acero.</li> </ul>	Tiempo de ejecución de la partida ( <b>días</b> ).	Planeamiento y de ejecución.
			<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Encofrado y desencofrado</li> </ul>		
			<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Concreto.</li> </ul>		



## **CAPÍTULO II**

# **MARCO TEÓRICO**

## II. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.

### 2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN O INVESTIGACIÓN ACTUAL.

#### 2.1.1. ANTECEDENTES A NIVEL REGIONAL.

En nuestra ciudad se aplican los sistemas estructurales tradicionales, un sistema dual para edificaciones de altura considerable y un sistema de pórticos para edificaciones de menor altura.

El empleo de muros de corte y losas planas como una alternativa estructural en la construcción de edificaciones no se dio hasta el momento, salvo en trabajos de investigación que describen el empleo de muros con ductilidad limitada.

#### 2.1.2. ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL.

En la norma E030 de diseño sismo-resistente se indican ciertos criterios relacionados al sistema estructural que están en función a los materiales y elementos empleados.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
SISTEMA ESTRUCTURAL	DEFINICIÓN
1. ACERO	Básicamente son pórticos conformados por columnas y vigas de acero con o sin consideraciones de arriostre.
2. CONCRETO ARMADO.	
2.1. PÓRTICOS	Conformado por vigas y columnas.
2.2. DUAL	Conformado por vigas, columnas y muros de corte.
2.3. MUROS ESTRUCTURALES.	La resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales o de corte.
2.4. MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.	Para edificaciones de baja altura.
3. ALBAÑILERÍA ARMADA O CONFINADA.	Conformado por muros de albañilería.
4. MADERA (POR ESFUERZOS ADMISIBLES)	Conformado por elementos de madera.

**TABLA II-1 : SISTEMAS ESTRUCTURALES SEGÚN LA NORMA E.030**  
FUENTE: Adaptado de la norma técnica E.030, diseño sismo-resistente - 2016



Actualmente el sistema más aplicado en el Perú viene a ser el sistema dual por las ventajas y beneficios estructurales que esta ofrece. Pese a ello existen diversas justificaciones como las que explica el Dr. Genner Villarreal Castro en una publicación vía Web el año 2010, indicando cuán importante es considerar los muros de corte en la configuración estructural de una edificación:

***...”En el Perú es importante aplicar sistemas estructurales de muros. Este tipo de sistema estructural reduce notablemente los desplazamientos laterales producto del sismo, pero hay que tener algunas consideraciones especiales en caso de sismos severos como los que están ocurriendo en nuestro país.”<sup>3</sup>***

Cabe mencionar que a pesar de la poca difusión que tiene el sistema de muros de corte en el Perú, se han ido realizando diferentes trabajos de investigación relacionados a este tema siendo uno de ellos:

- Aparcana Rivera A.M. (Lima – Perú, 2007): *Proyecto de estructuras de un edificio de doce pisos en base a muros delgados de concreto armado*, donde se analiza y diseña una edificación ubicada en el distrito de la Victoria conformada por muros de concreto armado con 10 cm de espesor (cuya denominación técnica según norma es “Sistema de Muros con Ductilidad Limitada”) para una vivienda de 12 pisos ubicada en el distrito de La Victoria. Los muros además de dividir ambientes son también muros portantes. Esta concluye con requisitos y recomendaciones indispensables para el diseño respaldando la normativa empleada indicándose finalmente que su ejecución es factible.

### 2.1.3. ANTECEDENTES A NIVEL INTERNACIONAL.

El estructurar las edificaciones en base a muros resistentes de concreto armado ha traído grandes ventajas sismo-resistentes, pudiendo ofrecer una solución concreta y probada de un problema que atañe a muchos países.

Los edificios de hormigón armado chilenos han tenido un comportamiento muy satisfactorio ante los eventos sísmicos, que a juicio de la comunidad profesional se ha debido fundamentalmente a sus características de estructuración mediante muros de corte y su gran rigidez.

---

<sup>3</sup> Página Web: <http://www.carrerasconfuturo.com/2010/08/11/en-el-Perú-es-importante-aplicar-sistemas-estructurales-de-muros/> Dr. Genner Villarreal Castro, Profesor principal de la UPC, USMP, ECIC.



Así tenemos:



FIGURA II-1: HOTEL SHERATON, CHILE  
FUENTE: [www.visitchile.com](http://www.visitchile.com)



FIGURA II-2: HOTEL HYATT, CHILE  
FUENTE: [www.chiletraveltours.com](http://www.chiletraveltours.com)

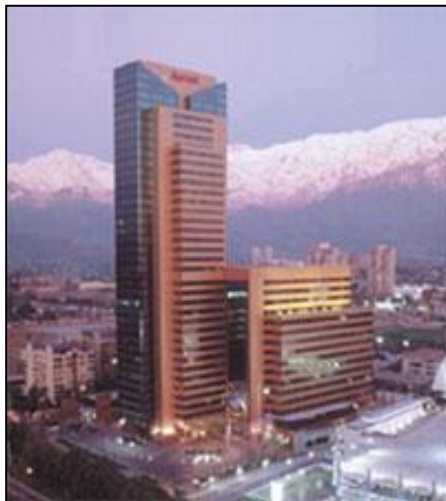


FIGURA II-3: HOTEL MARRIOTT, CHILE  
FUENTE: [www.enjoy-chile.org](http://www.enjoy-chile.org)

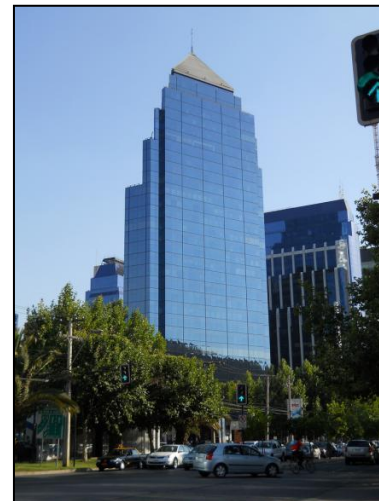


FIGURA II-4: EDIFICIO DE LA INDUSTRIA, CHILE  
FUENTE: [www.urbila.com](http://www.urbila.com)

... ***“La estructuración mediante muros resistentes presenta grandes ventajas sismo-resistentes, puesto que conforma sistemas que son muy difíciles de colapsar, al mismo tiempo que los muros proveen un eficiente control de las deformaciones laterales, debido a su considerable rigidez lateral. Con ello se minimizan los daños en elementos no estructurales y en el equipamiento del edificio... La experiencia chilena dice que además de ser necesario dotar a los edificios de una rigidez adecuada, se debe evitar las posibles irregularidades en planta y altura, transmitir las cargas normales y sísmicas lo más directamente posible a las fundaciones sin cambios bruscos de dirección, evitar los traspasos de cargas a través de los diafragmas, evitar el fenómeno de piso blando, columna corta y cualquier otro tipo de situaciones que signifique concentración de tensiones.”***<sup>4</sup>

<sup>4</sup> BUSTOS BEJAR ALFREDO IVAN (2003) TESIS: “Análisis comparativo de la respuesta sísmica entre edificios en altura de acero en base a marcos de momento y marcos arriostrados en el núcleo y en base a marcos de momento y núcleo de hormigón armado” – Universidad Austral de Chile.

De manera similar, en Colombia se han ido empleando los muros de corte como sistema estructural siendo considerado éste como una alternativa de diseño eficiente que permite industrializar la construcción de numerosas viviendas a bajo precio. Se tiene como ejemplo en la ciudad de Medellín el proyecto denominado “La Herradura” que empleó este sistema de muros portantes.



**FIGURA II-5: PROYECTO LA HERRADURA, MEDELLÍN COLOMBIA**  
**FUENTE:** Descripción de los sistemas constructivos más utilizados para la construcción en Colombia.

En Ecuador la intención de poder mejorar y optimizar cada vez más los sistemas constructivos ha llevado a diferentes especialistas a realizar trabajos de investigación referentes al tema, tal es el caso de:

- Correa Vallejo M.B. & Machado Salazar L.A. (Ecuador - 2012): *Análisis comparativo económico-estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema constructivo alternativo liviano*, donde se evalúan tres diferentes alternativas estructurales y constructivas. La primera: Columnas y vigas de concreto armado sobre las cuales se apoyarán vigas metálicas secundarias, en las que se asentará una placa de acero estructural galvanizada cubierta por hormigón (losa Deck) – Paredes Gypsum (Estructuras con perfiles de acero

galvanizado). La segunda: Columnas, losas planas - mampostería de bloque. La tercera. Columnas, vigas descolgadas - mampostería de bloque. Concluyéndose que el empleo de losas planas es el más eficaz pero costosa, el empleo de ésta alternativa representa un incremento económico del 23,87% con respecto a la alternativa 3.

- Jaramillo Barriga D.E. (Ecuador - 2009): *Análisis comparativo entre sistema aporticado y sistema de paredes portantes de hormigón armado, aplicado a una edificación de cinco niveles*, donde se afirma que ambos sistemas son igualmente confiables y buenos ante la acción de cargas sísmicas pero que el costo de los materiales, mano de obra y encofrados para la edificación de paredes portantes de hormigón armado es menor que la aporticada en un 37.12%. Se concluye finalmente que el sistema de paredes portantes de hormigón es estructuralmente superior, se ejecuta en menos tiempo, requiere menos mano de obra y representa un costo total menor.

## **2.2. ASPECTOS TEÓRICOS PERTINENTES.**

### **2.2.1. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.**

La configuración se refiere a la forma del edificio en su conjunto, a su tamaño, naturaleza y ubicación de los elementos estructurales y no estructurales que la conforman; así entonces, llamamos configuración al conjunto de características que se le da a una estructura para que adopte el comportamiento adecuado ante las cargas gravitatorias o las cargas dinámicas para el cual fue diseñado.

#### **2.2.1.1. REGULARIDAD E IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL.**

La norma de diseño sismo-resistente, E.030, recomienda diseñar estructuras regulares evitando discontinuidades significativas horizontales y/o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.

##### **2.2.1.1.1. IRREGULARIDADES EN ALTURA.**

Las irregularidades en altura indican cambios súbitos de resistencia, rigideces, geometría, continuidad y masa. La presencia de estos puede conducir a una

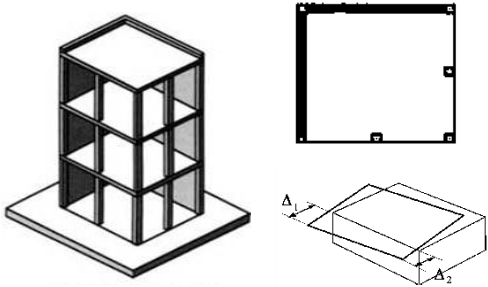
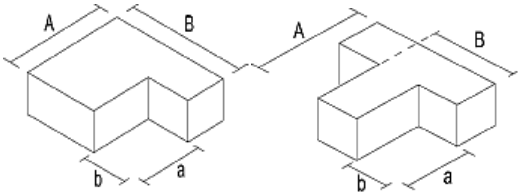
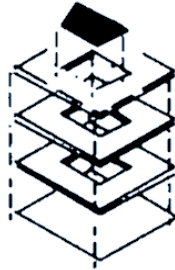
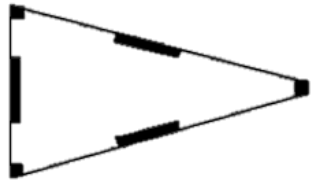
distribución irregular de fuerzas y deformaciones a lo largo de la altura del edificio.

CASO	DESCRIPCIÓN	GRÁFICO
Irregularidad de Rigidez (Piso blando)	Cuando un nivel presenta una rigidez menor que el resto de niveles. Se presenta cuando se interrumpe el flujo de fuerzas hacia la cimentación por la sustracción, debilitamiento o modificación de los componentes resistentes.	
Irregularidad de Resistencia (Piso débil)	Cuando existe una diferencia considerable en la resistencia de los componentes estructurales de un piso con la de los pisos superiores.	
Irregularidad de Masa o Peso.	Los excesos de masa pueden incrementar las fuerzas laterales de inercia y las deformaciones de entrepiso generando grandes fuerzas de torsión	
Irregularidad Geométrica Vertical	Cuando existe una variación del área en planta a lo largo de la altura de la edificación.	
Sistemas Resistentes discontinuos	Cuando existe desalineamiento de elementos verticales por un cambio de orientación o por un desplazamiento mayor que la dimensión del elemento.	

**TABLA II-2: IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA.**

**FUENTE:** Adaptada de la Norma E.030 Diseño Sismo-resistente. Tesis: "Propuesta para considerar la irregularidad en la resistencia lateral de las estructuras en el Perú, Autor: Gonzalo Padilla. Lima 2010.

2.2.1.1.2. IRREGULARIDADES EN PLANTA.

CASO	DESCRIPCIÓN	GRÁFICO
Irregularidad Torsional	Si el centro de masa no coincide con el centro de resistencia, un movimiento torsional actúa en el plano horizontal causando que los diafragmas se tuerzan en relación al centro de resistencia. La rotación afecta las columnas más alejadas del centro de resistencia.	
Esquinas Entrantes.	Es conveniente que no existan cambios bruscos de las dimensiones en planta para evitar concentraciones de esfuerzos.	
Diafragma discontinuo.	Se presenta por abruptas variaciones en la rigidez provocadas por cortes o aberturas (mayores al 50% del área bruta) debilitando la capacidad de carga.	
Sistemas no paralelos.	Cuando los elementos estructurales que resisten carga no guardan paralelismo provocando fuerzas de torsión bajo movimientos sísmicos.	

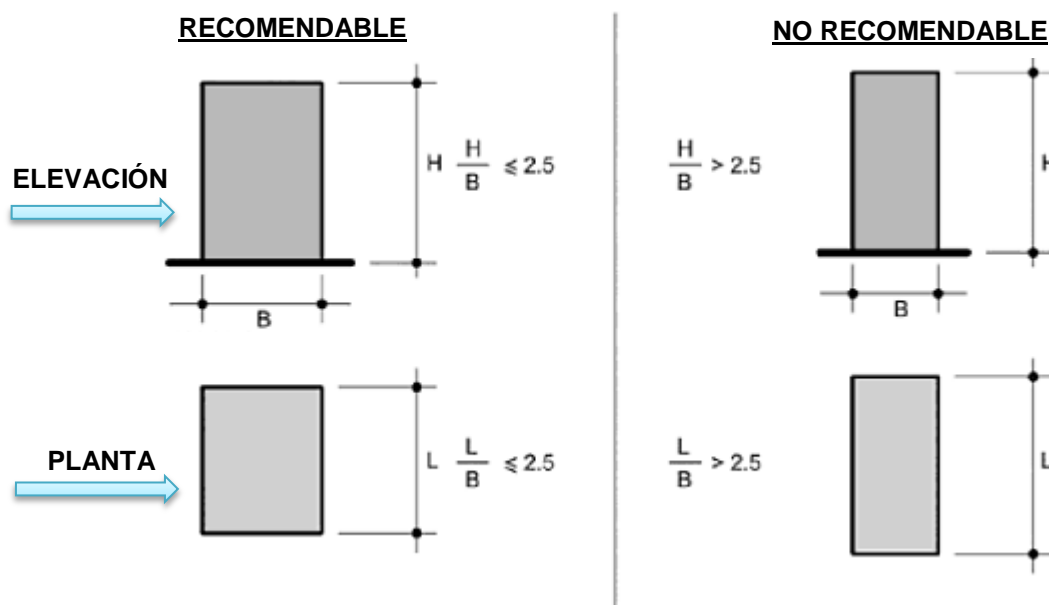
**TABLA II-3: IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA.**

**FUENTE:** Adaptada de la Norma E.030 Diseño Sismo-resistente. Tesis: "Propuesta para considerar la irregularidad en la resistencia lateral de las estructuras en el Perú, Autor: Gonzalo Padilla. Lima 2010.



### 2.2.1.2. RECOMENDACIONES EN PLANTA Y ELEVACIÓN.

La mayoría de los códigos y reglamentos en zonas sísmicas cuantifican de manera objetiva los distintos requisitos que debe cumplir una edificación para ser considerada sismoresistente. Por ejemplo, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2014) – México, a través de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS, 2004) indican que para poder reducir las fuerzas horizontales se debe tener en cuenta las siguientes recomendaciones:



**FIGURA II-6: RECOMENDACIONES EN PLANTA Y EN ELEVACIÓN**  
FUENTE: Proyecto Arquitectónico en Zonas Sísmicas, Alejandro Rojas Contreras.

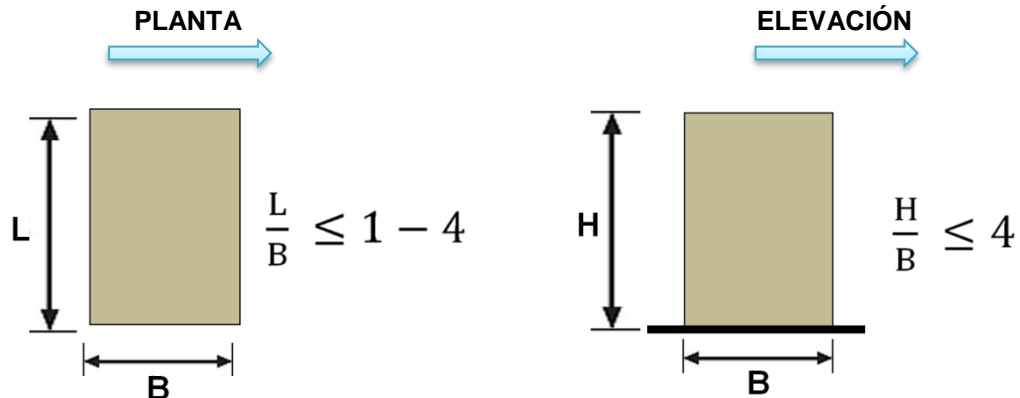
Los reglamentos de diseño para elementos de concreto armado aplicados en el Perú no especifican ni detallan algunas consideraciones similares, pese a ello la norma técnica E-070 Albañilería (2006) recomienda que las edificaciones preferentemente deban contar con diafragmas rígidos y continuos que no se deformen axialmente ni se flexionen ante cargas contenidas en su plano.

*... “Debe preferirse edificaciones con diafragma rígido y continuo, es decir, edificaciones en las que las losas de piso, el techo y la cimentación, actúen como elementos que integran a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales... Podrá considerarse que el diafragma es rígido cuando la relación entre sus lados no excede de cuatro”...<sup>5</sup>*

<sup>5</sup> Norma Técnica Peruana E.070, Albañilería – 2006.

De igual manera, en su artículo 15, menciona que la configuración además de ser simples, regulares y simétricos en planta, estas edificaciones con diafragmas rígidos deben tender a lograr proporciones entre las dimensiones mayor y menor:

- Que en planta estén comprendidas entre 1 a 4.
- Que en elevación sea menor que 4.



**FIGURA II-7 : RECOMENDACIONES EN PLANTA Y ELEVACIÓN – DIAFRAGMAS RÍGIDOS**  
FUENTE: Curso Albañilería Estructural 2011 – Universidad Andina del Cusco

### 2.2.1.3. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE - ESTRUCTURACIÓN.

Un sistema estructural adecuadamente seleccionado puede cubrir deficiencias en el análisis, dimensionamiento, detallado y construcción. La norma E.030 de diseño sismo-resistente considera que el comportamiento sísmico de las edificaciones mejora cuando se observan las siguientes condiciones:



**DIAGRAMA II-1: CONDICIONES PARA UNA ESTRUCTURA SISMORESISTENTE.**  
FUENTE: Elaborada en base a la norma E.030, Diseño Sísmo-resistente.

- **SIMETRÍA:** La falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar. Por ello se busca una coincidencia entre el centro de masas con el centro de rigidez equilibrando así la estructura.
- **PESO MÍNIMO:** Evitar sobrecargar la estructura especialmente en pisos altos. Como es de saber, la fuerza es directamente proporcional a la masa y a la aceleración, por ello el incrementar la masa generaría una fuerza mayor.
- Selección y buen empleo de los materiales de construcción.
- **RESISTENCIA:** Las estructuras deben tener resistencia sísmica en todas sus direcciones de manera que garanticen su estabilidad. La transferencia de carga debe ser continua desde el punto de aplicación hasta la cimentación definiendo caminos continuos, uniformes y directos.
- **CONTINUIDAD ESTRUCTURAL:** Una estructura debe presentar uniformidad y continuidad tanto en planta como en elevación con





elementos que no cambien bruscamente la rigidez y evitar concentraciones de esfuerzos ya que generalmente conducen a una respuesta difícil de predecir y eventualmente a un comportamiento inadecuado.

- **DUCTILIDAD:** Esta otorga a la edificación la capacidad de deformarse hasta más allá del rango elástico sin perder su resistencia. Es considerado como un requisito indispensable para lograr un comportamiento satisfactorio. El acero es un material dúctil por excelencia, por ende el concreto necesita de las varillas de acero para dotar a la estructura la ductilidad necesaria.
- **DEFORMACIÓN LATERAL LIMITADA:** Se debe dotar a la estructura una libertad de movimiento para que pueda moverse buscando el equilibrio. No debe diseñarse una estructura muy rígida.
- **REDUNDANCIA:** Esta permite la redistribución de fuerzas internas en caso de falla de algunos elementos importantes, por ello deben existir elementos estructurales que no desempeñan una función estructural pero que son capaces de resistir fuerzas laterales si es necesario. Proporcionan un medio útil para obtener un factor adicional de seguridad. De no contarse con esta capacidad de redistribución la falla de algún elemento aislado podría ocasionar el colapso de toda la estructura.
- **CONDICIONES LOCALES:** El diseño de las cimentaciones debe estar hecho de manera compatible con las características propias del suelo de cimentación como de las fuerzas obtenidas del análisis de la estructura.
- Empleo de una buena práctica constructiva e inspección estructural.

## 2.2.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

*“El análisis estructural es un procedimiento sistemático que consiste en determinar los efectos que se producen sobre una estructura que está sometida a la acción de cargas con el objetivo de conocer las características de su comportamiento”.*<sup>6</sup>

Las cargas gravitatorias que actúan sobre la estructura son fuerzas estáticas, las cuales son independientes del tiempo en donde la aceleración del sistema no genere fuerzas de inercia considerables; en cambio las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura por efecto de la vibración variable del suelo causan una respuesta dependiente del tiempo y originan la aparición de fuerzas inerciales en la estructura.

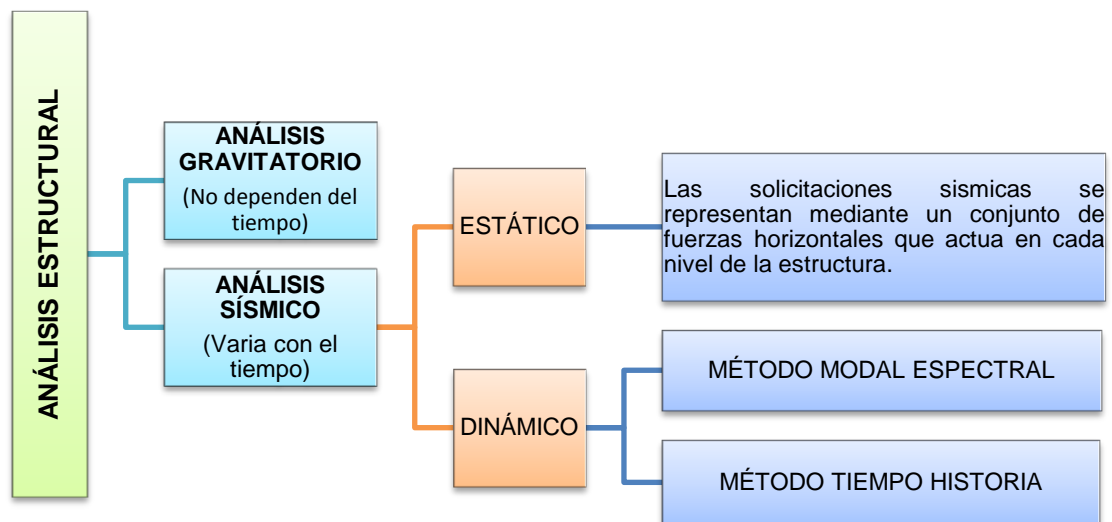


DIAGRAMA II-2: METODOLOGÍAS PARA UN ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

FUENTE: Elaboración Propia

### 2.2.2.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL SÍSMICO.

El análisis sísmico de estructuras es una disciplina que se enmarca dentro del campo del análisis estructural y tiene como objetivo efectuar una apreciación de la respuesta de una estructura ante la ocurrencia de un evento sísmico.

En un principio las respuestas que nos interesaban estaban basadas en resistencia, pero este criterio ha evolucionado y actualmente nos interesan las

<sup>6</sup> Página WEB: <http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5.html>



que se encuentran basadas en desplazamientos, pues se ha llegado a la conclusión que son estos, los desplazamientos, los que dañan a las estructuras.

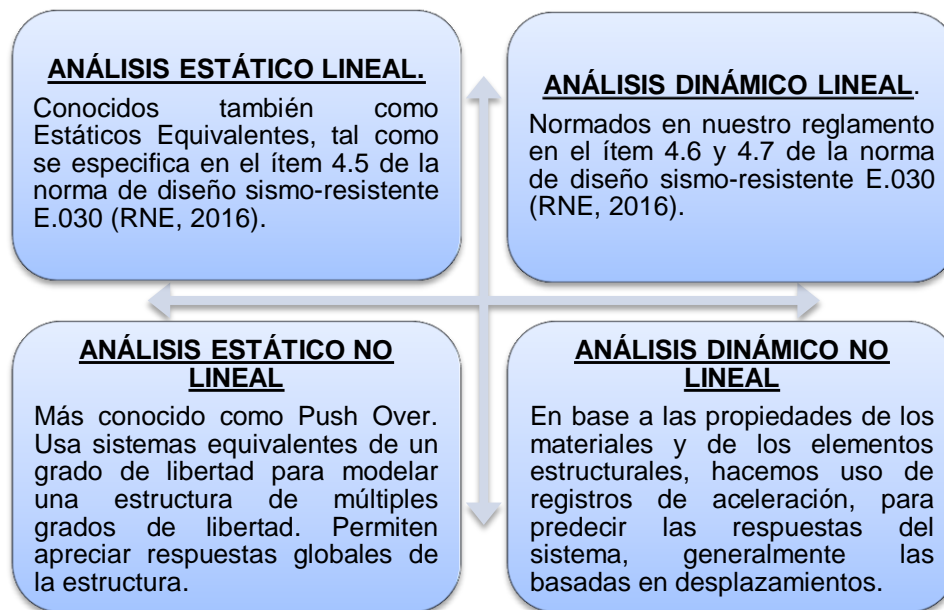
#### **2.2.2.1.1. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO.**

Los análisis sísmicos se hacen de diversas maneras empleando los métodos estáticos o dinámicos reconociendo generalmente un comportamiento lineal o no lineal.

- Método Estático: Sustituye la fuerza sísmica lateral por una fuerza lateral equivalente con el que se diseña la estructura para resistir dicha fuerza aplicada.
- Método Dinámico: Permite la determinación de la respuesta estructural bajo la acción de una fuerza dinámica. Con ello se puede valorar la seguridad de esa respuesta y de ser necesario, modificar el diseño de la edificación para satisfacer el comportamiento que se busca en una estructura ante tales acciones. En este método existen dos maneras de encontrar el espectro de respuesta de una estructura: el método elástico (lineal) y el inelástico (no lineal).

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo – historia.

Los principales métodos de análisis sísmico, según FEMA – 1997, son:



**DIAGRAMA II-3: MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO, SEGÚN FEMA – 1997.**

**FUENTE:** Adaptado de “Análisis no lineal dinámico y su aplicación en la simulación de respuestas estructurales”, Adolfo Gálvez Villacorta, MSc. ADGAVI y Asociados SAC

#### 2.2.2.1.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.

*“El análisis modal espectral (o método de la respuesta espectral) es un método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural... El método busca conocer el comportamiento de la estructura bajo sus diferentes modos probables de vibración y nos permite cuantificar características dinámicas de la estructura: los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño”<sup>7</sup>.*

La para obtención de las respuesta sísmica de una estructura mediante una excitación dinámica (sísmica) de espectro de diseño normalizado (pseudo-aceleraciones) se debe idealizar la estructura mediante un modelo dinámico; el cual nos permite caracterizar su comportamiento mediante un modelo matemático (ecuación de equilibrio dinámico). De esta manera se logran obtener parámetros de respuesta sísmica mediante la utilización de un programa informático de ingeniería civil.

<sup>7</sup> Página WEB: <http://www.arqhys.com/arquitectura/analisis-modal-espectral.html>

Las normas sísmicas recurren al “espectro de respuesta” para permitir un fácil cálculo con aproximación “suficiente” a la realidad de las fuerzas sísmicas actuantes sobre un edificio. El espectro normalizado es en realidad una gráfica que representa la respuesta (aceleración vibratoria) de una estructura con un periodo natural “T” conocido, frente a un sismo.

El cálculo modal espectral es de uso común y generalizado por las normas sismoresistentes.

### **2.2.2.1.3. ANÁLISIS TIEMPO – HISTORIA.**

El análisis tiempo-historia nos da una respuesta estructural que depende del desarrollo del sismo. Según lo indica la norma E.030, este tipo de análisis se podrá realizar suponiendo un comportamiento elástico – lineal empleándose como mínimo cinco registros sísmicos correspondientes a sismos reales o artificiales.

Al usar un registro sísmico la estructura va a seguir una historia de disipación de energía dependiendo de los contenidos de frecuencias y amplitudes de la aceleración del sismo.

### **2.2.3. DISEÑO SÍSMICO.**

***“El diseño sísmico de edificios es la consecuencia de un proceso iterativo que se inicia con un pre-diseño, continúa con un análisis normativo y concluye con la verificación del pre-diseño inicial”<sup>8</sup>.***

Todos los elementos de concreto armado se diseñan mediante el método de “Diseño por Resistencia”, que consiste en aplicar factores de amplificación a las cargas de servicio y factores de reducción de resistencia nominal a la sección del elemento.

La norma E.060 incluye un capítulo entero que desarrolla las condiciones, características y cuidados en el diseño para elementos con responsabilidad sísmica. Entre las consideraciones más importantes para un diseño sismo-resistente son:

---

<sup>8</sup> Taboada, J.A. & De Izcue Uceda A.M. Análisis y Diseño de edificios asistido por computadoras (Lima 2009).



- En el diseño por flexión se debe buscar la falla por tracción evitando la falla por compresión limitando la cuantía de acero a valores que proporcionen una ductilidad adecuada.
- En un elemento sometido a flexión y cortante se debe evitar la falla por cortante, ésta es frágil mientras la falla por flexión es dúctil.
- En un elemento a compresión se debe confinar al concreto con refuerzo transversal (estribos) evitando el desprendimiento del núcleo.
- Se deben diseñar elementos continuos con cuantías de acero en tracción y en compresión que permitan la redistribución de momentos y una adecuada ductilidad.
- En un elemento sometido a flexo-compresión y cortante (columnas y muros) dar más capacidad por cortante que por flexión.

#### **2.2.3.1. PRE-DIMENSIONAMIENTO.**

Se entiende por pre-dimensionamiento a la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales que conformarán una edificación.

En las normas existen diferentes criterios y recomendaciones para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, éstos están sometidos a una evaluación posterior y comprobar su funcionalidad estructural para su aplicación definitiva.

El Ing. Antonio Blanco en su libro "*Estructuración y Diseño de edificaciones de Concreto Armado*" plasma algunas recomendaciones para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales entre los cuales se mencionan:

##### **2.2.3.1.1. COLUMNAS.**

Las columnas al ser sometidos a carga axial y momento flector deben ser dimensionados considerando estos dos efectos simultáneamente. Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones (la rigidez lateral y

la resistencia van a estar controladas por los muros) las columnas se pueden pre-dimensionar tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las columnas que reciban mayor carga axial, como columnas centradas, se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de Columna} = \frac{P (\text{Servicio})}{0,45 f'c} \quad (\text{ECUACIÓN II-1})$$

- Para columnas con menos carga axial, como columnas exteriores o esquineras se podrá dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de Columna} = \frac{P (\text{Servicio})}{0,35 f'c} \quad (\text{ECUACIÓN II-2})$$

La carga en servicio, P (Servicio), se determina mediante la siguiente expresión:

$$P(\text{Servicio}) = \text{Area tributaria} * \text{Nro de pisos} * 1\text{Ton/m}^2 \quad ^9 \quad (\text{ECUACIÓN II-3})$$

#### 2.2.3.1.2. VIGAS.

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre (esta altura incluye el espesor de la losa de techo o piso) y un ancho también variable considerándose de 0,3 a 0,5 veces su altura. El ancho es menos importante que el peralte pudiendo variar entre 0,30m a 0,50m. La norma Peruana de concreto armado indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de:

- 0,25m : Vigas estructurales.
- 0,15m – 0,20m : Vigas chatas o viguetas.

<sup>9</sup> Se supone un peso de 1 Tn/m<sup>2</sup> por piso. Blanco A. Libro: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 2da Edición.

Entre las dimensiones usuales de vigas en función a la luz libre se tiene:

LUZ LIBRE	DIMENSIONES USUALES			
$L \leq 5,5 \text{ m}$	0,25m x 0,50 m	0,30m x 0,50m	-	-
$L \leq 6,5 \text{ m}$	0,25m x 0,60 m	0,30m x 0,60 m	0,40m x 0,60 m	-
$L \leq 7,5 \text{ m}$	0,25m x 0,70 m	0,30m x 0,70 m	0,40m x 0,70 m	0,50m x 0,70 m
$L \leq 8,5 \text{ m}$	0,30m x 0,75 m	0,40m x 0,75 m	0,30m x 0,80 m	0,40m x 0,80 m
$L \leq 9,5 \text{ m}$	0,30m x 0,85 m	0,30m x 0,90 m	0,40m x 0,85 m	0,40m x 0,90 m

**TABLA II-4 : SECCIONES RECOMENDABLES PARA PRE-DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.**  
FUENTE: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Antonio Blanco.

Se debe tener en cuenta que:

- Se pueden tener dos tipos de vigas peraltadas: principales (VP) y secundarias (VS).
- El peralte de las VP deben ser mayores al peralte de las VS.
- El peralte de las columnas no deben exceder el 80% del peralte de las vigas principales.

### 2.2.3.1.3. MUROS DE CORTE.

Para el pre-dimensionamiento de los muros de corte no se cuenta con fórmulas o expresiones que nos sugieran sus dimensiones por lo que se opta proponer una sección y verificar su resistencia a fuerza cortante ( $\Phi V$ ). El valor obtenido se compara con el valor que se obtiene del análisis sísmico ( $V_u$ ) y de esta manera se determina si la dimensión de la placa es adecuada. Se debe tener en cuenta que  $\Phi V > V_u$ .

Los muros pueden considerarse mínimamente de 15 cm de espesor en el caso de edificaciones de pocos niveles y conforme va incrementando este número los espesores varían entre 20 a 30 cm. La norma E.060 considera también que el espesor mínimo del alma no debe ser menor de 1/25 de la altura de entrepiso.



La longitud del muro, a recomendación de la norma E.070, debe tomar un valor mínimo de 1,20m; posterior a ello se debe realizar un análisis sísmico para verificar este valor.

#### 2.2.3.1.4. LOSAS.

Para el pre-dimensionamiento de losas, Antonio Blanco presenta el siguiente cuadro:

LUZ LIBRE	TIPO		
	ALIGERADO (EN UNA DIRECCION)*	ALIGERADO (EN DOS DIRECCIONES)*	MACIZAS
$L < 4 \text{ m}$	$h = 17 \text{ cm}$		$h = 12 \text{ ó } 13 \text{ cm}$
$4 \text{ m} \leq L < 5,5 \text{ m}$	$h = 20 \text{ cm}$		$h = 15 \text{ cm}$
$5 \text{ m} \leq L < 6,5 \text{ m}$	$h = 25 \text{ cm}$		$h = 20 \text{ cm}$
$6 \text{ m} \leq L < 7,5 \text{ m}$	$h = 30 \text{ cm}$	$h = 25 \text{ cm}$	$h = 25 \text{ cm}$
$7 \text{ m} \leq L < 8,5 \text{ m}$		$h = 30 \text{ cm}$	

(\* )Se debe entender que "h" expresa el espesor total de la losa y por tanto incluye los 5 cm de la losa superior y el espesor de ladrillo de techo.

**TABLA II-5 : ALTURAS RECOMENDABLES PARA PRE-DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS.**  
FUENTE: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Antonio Blanco.

#### 2.2.3.2. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

*"Las estructuras se diseñan tanto para el aspecto ingenieril como para el aspecto arquitectónico para cumplir una función de uso particular, así el mejor sistema estructural para cada proyecto es aquel que cubra las necesidades del usuario siendo este seguro, servicial, funcional, útil y de bajo costo".<sup>10</sup>*

Existen diferentes requerimientos generales que deben considerarse en el diseño de las estructuras para que estas ofrezcan la seguridad adecuada, tal que, ante la acción del sismo máximo probable, no ocurran pérdidas ni fallas estructurales. Se pueden mencionar tres métodos de diseño:

##### 2.2.3.2.1. DISEÑO ELÁSTICO O POR GARGAS DE SERVICIO.

*"Conocido también como método de los esfuerzos de trabajo. Este método acepta un comportamiento totalmente elástico del concreto y su metodología consiste en determinar y verificar que los esfuerzos no excedan a los*

<sup>10</sup> PÓMEZ VILLANUEVA D.C. Tesis: Estudio de alternativas estructurales para el techado de un edificio de oficinas (Lima 2012).



*esfuerzos permisibles que se consideran aceptables como una fracción de la resistencia: para el concreto de  $0,45 f'c$  y para el acero de  $(0,60 fy)$ ".<sup>11</sup>*

Este método fue empleado hasta los 60', y es el método que utilizaba la anterior norma peruana de diseño en concreto armado así como los reglamentos americanos hasta 1963.

#### **2.2.3.2.2. DISEÑO A LA ROTURA O POR RESISTENCIA ÚLTIMA.**

Conocido también como método de cargas últimas. Este método de diseño es el que se encuentra vigente en la Norma Técnica E.060.

En este método se asume también un comportamiento elástico del concreto pero con ciertas hipótesis de diseño. Consiste en definir las acciones interiores por medio de un análisis elástico – lineal y multiplicarlas por un factor de carga, así las secciones se dimensionan de manera tal que su resistencia a las diversas acciones de trabajo sean igual a dichas acciones multiplicadas por factores de carga, de acuerdo con el grado de seguridad deseado o especificado. La resistencia de la sección se determina prácticamente en la falla o en su plastificación completa.

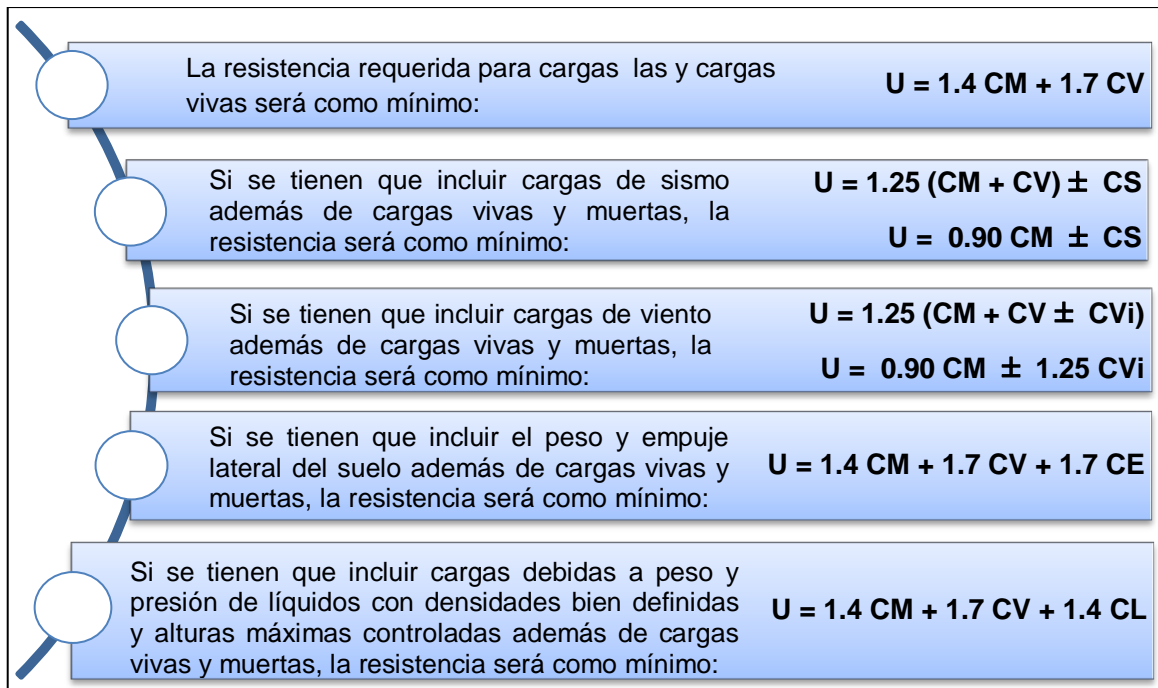
Con este método se busca que la resistencia última de un elemento sometido a flexión, compresión o corte sea mayor o igual a la fuerza última que se obtiene mediante las combinaciones de cargas amplificadas. Para las diferentes sollicitaciones las resistencias nominales que deben satisfacerse son:

- Flexión :  $\phi Mn \geq Mu$
- Cortante:  $\phi Vn \geq Vu$
- Carga axial:  $\phi Pn \geq Pu$

Para ello la norma E.060 nos facilita las siguientes expresiones para la carga última:

---

<sup>11</sup> BLANCO A. Libro: "Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado", 2da Edición. Lima – Perú.

**DIAGRAMA II-4 : RESISTENCIA REQUERIDA COMO CARGA ÚLTIMA**

FUENTE: Adaptada de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado

Dónde:

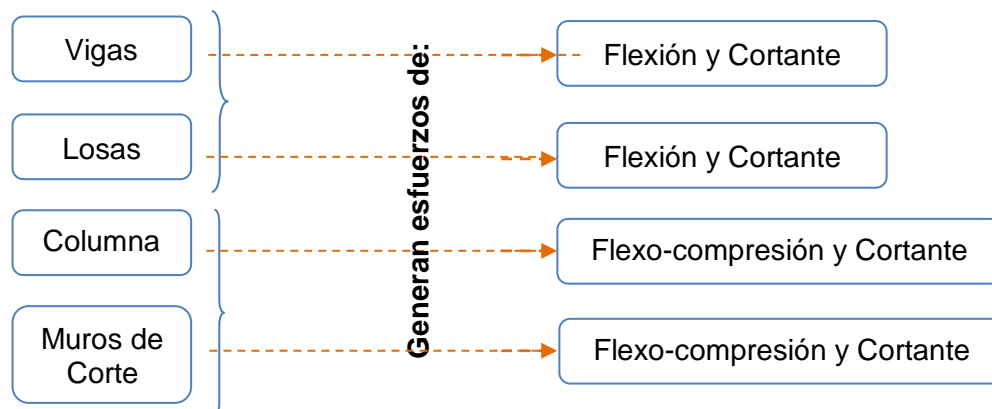
- **U** : Carga última.
- **CM** : Carga muerta.
- **CV** : Carga viva.
- **CS** : Carga de sismo.
- **CVi** : Carga de viento.
- **CE** : Empuje de suelo.
- **CL** : Fuerza de líquidos.

Este método se caracteriza por que estudia las condiciones del elemento en la etapa última, amplifica las cargas actuantes y usa factores de reducción de resistencia de los elementos de concreto armado como un medio para incrementar el factor de seguridad de diseño (F.S.) considerando únicamente un porcentaje de la capacidad resistente del elemento. Estos factores están en función al tipo de sollicitación al que está sometido el elemento frente a la falla. Tenemos así, según el ACI y la norma técnica E.060 los siguientes factores:

SOLICITACIÓN	FACTOR $\phi$
Flexión sin carga axial.	0,90
Flexión con carga axial de tracción.	0,90
Corte, Adherencia, Tracción diagonal, Anclaje	0,85
Miembros en compresión con estribos	0.70
Miembros en compresión zunchados	0.75
Elementos en Torsión	0.85
Aplastamiento del Concreto	0.70

**TABLA II-6 : FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA “ $\phi$ ”.**  
**FUENTE:** Adaptada de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado

Las metodologías de diseño para los diferentes elementos estructurales varían en función a la sollicitación a las que estén expuestas:



**DIAGRAMA II-5: METODOLOGÍAS DE DISEÑO PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.**  
**FUENTE:** Elaboración Propia

### 2.2.3.2.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN.

El diseño por flexión consiste en dotar a la sección de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes:

$$M_u \leq \phi M_n; \quad \phi = 0,90 \quad \text{(ECUACIÓN II-4)}$$

Dónde:

**M<sub>u</sub>** : Momento último de diseño.

$\phi$  **M<sub>n</sub>**: Momento nominal.

La capacidad resistente a flexión simple para un elemento de concreto armado viene dado por el aporte del concreto y del refuerzo.

El cálculo del área de acero para un elemento sometido a flexión es un proceso iterativo que se relaciona directamente con el momento último al que está sometido el elemento. Para esto se tiene las siguientes ecuaciones:

$$A_s = \frac{M_u}{\left(d - \frac{a}{2}\right) \phi f_y} \quad \text{..... (ECUACIÓN II-5)}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 f'_c * b} \quad \text{..... (ECUACIÓN II-6)}$$

Dónde:

**U<sub>nd</sub>** : Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>.

**A<sub>s</sub>** : Área de acero.

**d** : Peralte efectivo de la sección.

**a** : Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos en compresión.

**f<sub>y</sub>** : Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.

**f'<sub>c</sub>** : Resistencia a la compresión del concreto.

**b** : Ancho del elemento.

- ACERO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN:

Según la norma, el área de refuerzo longitudinal total para elementos sometidos a compresión no debe ser menor que 1% ni mayor que el 6% del área total de la sección.

- ACERO MÍNIMO EN VIGAS:

El acero mínimo en vigas, en función al capítulo 10 de la norma E.060, viene dado por la siguiente expresión (Und: Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>):

$$A_{s \min} = \frac{0,7\sqrt{f_c}}{f_y} b w d \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-7)}$$

- ACERO MÍNIMO EN LOSAS:

El refuerzo por cambios volumétricos y el acero mínimo en losas con varillas corrugadas, en función al capítulo 9 de la norma E.060, viene dado por la siguiente expresión:

$$A_{s \min} = 0,0018 b t \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-8)}$$

Dónde:

**t** : Espesor de losa (cm).

#### 2.2.3.2.2.2. DISEÑO POR CORTE.

El concreto no falla por corte sino por los esfuerzos de tracción diagonal originados por las cargas externas, por lo tanto la resistencia al corte depende de la resistencia en tracción del concreto.

Este tipo de diseño consiste en dotar a la sección de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes:

$$V_u \leq \phi V_n; \quad \phi = 0,85 \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-9)}$$

Dónde:

**V<sub>u</sub>** : Cortante última de diseño.

$\phi$  **V<sub>n</sub>**: Cortante nominal.



Las fuerzas cortantes se dan de forma diagonal, por ello el refuerzo ideal es colocar aceros perpendiculares al acero longitudinal del elemento, más conocidos como estribos. En ese entender, la capacidad en corte de una sección reforzada (resistencia nominal) viene dada por el aporte tanto del acero de refuerzo como del concreto, es decir:

$$V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-10)}$$

▪ **APORTE DEL CONCRETO:**

La resistencia del concreto al corte depende de las condiciones de carga del elemento:

- Para un elemento sometido únicamente a corte y flexión (Und: Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>):

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b d \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-11)}$$

- Para un elemento sometido a compresión axial (Und: Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>):

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} \left( 1 + \frac{Nu}{140 A_g} \right) b d \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-12)}$$

Dónde:

**Nu:** Fuerza axial actuante en el elemento.

**Ag:** Área bruta de la sección.

Si el aporte del concreto es insuficiente para absorber la fuerza Vu se debe colocar refuerzo.

▪ **APORTE DEL REFUERZO:**

Una sección al no resistir las fuerzas cortantes últimas, debe presentar estribos perpendiculares a manera de refuerzo y confinamiento. La resistencia del refuerzo al corte está dada por la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{r * A_v f_y d}{s} \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-13)}$$





Dónde:

- Und** : Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>.
- r** : Número de ramas
- Av** : Área de varilla del estribo.
- fy** : Calidad del acero (fluencia en tracción).
- d** : Peralte efectivo.
- s** : Espaciamiento del refuerzo.

Por otro lado, se debe cumplir que (Und: Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>):

$$V_s \leq 2,1 \sqrt{f_c} b d \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-14)}$$

▪ **RESISTENCIA AL CORTE EN MUROS DE CORTE.**

Cuando se trata de Muros de Corte, la norma E.060 indica que para un diseño antisísmico, estos muros deben tener una mayor resistencia al corte que a la flexión, de tal modo que su falla sea del tipo dúctil y no frágil. Por esta razón la norma nos da la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-15)}$$

Dónde:

- Vu** : Fuerza cortante de diseño.
- Mua, Vua** : Momento y cortante amplificados provenientes del análisis.
- Mn** : Momento nominal resistente del muro calculado con los aceros colocados asociado a la carga Pu.
- Mn/Mua** : No debe ser mayor que R.

Por otro lado, se debe cumplir que:

- El valor de la cortante nominal máxima no debe exceder de (Und: Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>):

$$V_n \leq 2,6 \sqrt{f_c} A_{cw} \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-16)}$$

Dónde:

**A<sub>cw</sub>** : Área de la sección de un muro.

- El aporte del refuerzo, V<sub>s</sub>, se calculará con la siguiente expresión (Und: Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>):

$$V_s = A_{cw} \rho_h f_y \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-17)}$$

Dónde:

**ρ<sub>h</sub>** : Cuantía de refuerzo horizontal para cortante con un espaciamiento “s”.

- El aporte proporcionado por el concreto para el corte se calculará con la ecuación II-11 pero no deberá exceder de (Und: Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>):

$$V_{c_{max}} = A_{cw} \cdot \alpha_c \sqrt{f_c} \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-18)}$$

Dónde:

- **α<sub>c</sub>**: Relación entre altura y longitud del muro (hm/hl). Si hm/hl ≤ 1,5, α es 0,8, si hm/hl ≥ 2, α es 0,53.

### Refuerzo Horizontal en muros de Corte:

Si  $V_u > \phi V_c$ , se colocará refuerzo horizontal por corte y se deberá cumplir con:

- Una cuantía mínima:  $\rho_h > 0,0025$
- El espaciamiento del refuerzo no será mayor que 3t ni 45cm.

### Refuerzo Vertical en muros de Corte:

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0,0025) \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-19)}$$



Dónde:

**Und** : Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>.

**pv** : Cuantía de refuerzo vertical para cortante con un espaciamiento "s".

**ph** : Cuantía de refuerzo horizontal para cortante con un espaciamiento "s".

**hm** : Altura total del muro.

**lm** : Longitud total del muro.

Además deberá cumplir con:

- Una cuantía mínima:  $ph > 0.0025$
- El espaciamiento del refuerzo no será mayor que  $3t$  ni 45 cm.

#### **Elementos de borde en muros de corte.**

Los elementos de borde se aplican a muros que son continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial.

#### **▪ FUERZAS CORTANTES EN LOSAS BI-DIRECCIONALES.**

La resistencia al corte de un diafragma estructural, como lo indica el capítulo 21, no debe exceder de:

$$Vn_{m\acute{a}x} = Acv(0,53\sqrt{f'c} + \rho t * fy) \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-20)}$$

Dónde:

**Und** : Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>.

**Acv** : Área bruta de la sección.

**pt** : Cuantía del acero de refuerzo transversal en el área Acv.

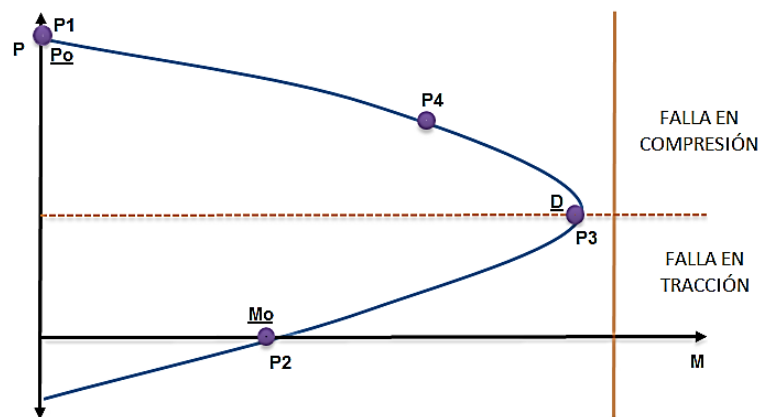
#### **2.2.3.2.2.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.**

La compresión nos da una fuerza, la flexión un momento y la flexo-compresión nos da pares de puntos ( $M_x$ ;  $P_y$ ) que debemos hallar para determinar si el elemento estructural soporta cierta carga.

Todas las secciones de concreto armado presentan combinaciones de momento flector y carga axial. Lo que se busca en el diseño por flexo-compresión es determinar los puntos ( $M_u$ ;  $P_u$ ) que agotan la capacidad de la sección.

- Las columnas que están en el centro están sometidas a una flexo-compresión equilibrada.
- Las columnas que están ubicadas en el borde están sometidas a una flexo-compresión alta.
- Las columnas que están ubicadas en las esquinas están sometidas a una flexo-compresión demasiado alta.

**“El conjunto de puntos ( $M_x$ ;  $P_y$ ) con las que un elemento alcanza su resistencia se presenta gráficamente por medio de un diagrama de interacción.”**



**DIAGRAMA II-6: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN BÁSICO.**  
**FUENTE:** Elaboración Propia – Curso Concreto Armado UAC.

**Según el diagrama anterior, se puede calcular un punto de falla balanceada (punto D) que separa dos tipos de falla:**

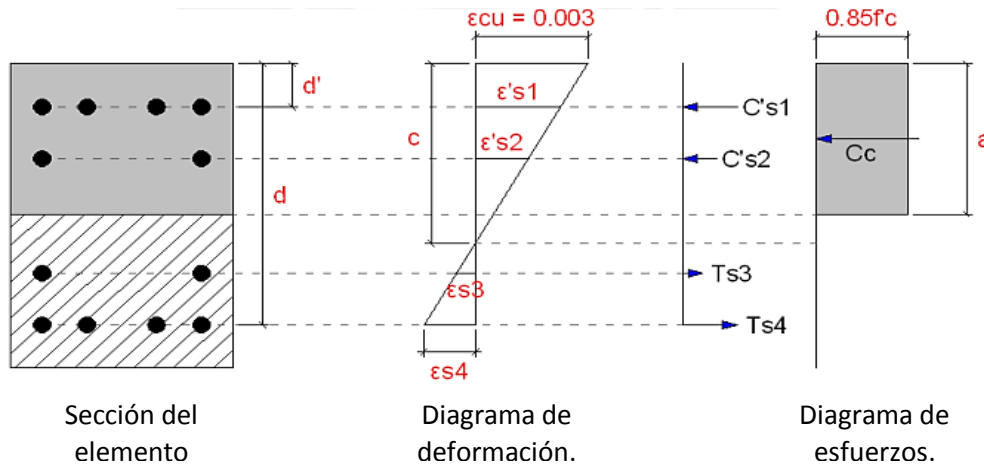
- **Falla en compresión por aplastamiento del concreto:** fluencia del acero en el lado más comprimido, el acero del lado opuesto no fluye.
- **Falla en tracción:** El acero de un lado fluye en tracción antes de que se produzca el aplastamiento del concreto en el lado más comprimido.

**El diagrama de interacción se genera variando la ubicación del eje neutro en la sección para una determinada distribución de acero, así para determinar el diagrama de interacción es necesario determinar cuando menos 4 puntos.**

- **1er – P1 o P0:** Es aquel que considera la compresión pura como el aporte total de la sección de concreto y el área de acero. ( $0 ; P$ )

$$P = 0,85 f'c * Ac + As * fy \text{ (Kg, cm, Kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-21)}$$

- **2do:** Flexión pura. Se busca generar un block de compresiones reducidas para exigir al máximo el trabajo de acero en tracción. Se considera  $c$  (distancia al eje neutro) como dos veces en recubrimiento superior:  $c=2d'$ .
- **3er:** Se calculan las fuerzas internas considerando la condición balanceada (el momento en el que se aplasta el concreto y fluye el acero). Se asume una deformación unitaria de 0,003 para el concreto y 0,0021 para el acero, se calcula entonces un nuevo valor para  $c$  (ubicación del eje neutro).
- **4to:** Se trabaja con un block de compresiones intermedio entre el punto 2 y el punto 3. Se considera  $c$  como el valor de  $d$  (distancia entre la fibra superior en compresión hacia el eje de la última varilla):  $c=d$ <sup>12</sup>



**FIGURA II-8: DIAGRAMAS DE DEFORMACIONES Y ESFUERZOS DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO.**  
FUENTE: Elaboración Propia

Los diagramas de interacción definen los límites de resistencia de la sección para las fuerzas axiales y momentos flectores generados por las acciones sísmicas, si los puntos se encuentran dentro de la curva de diseño, la sección y el armado propuesto del acero es adecuado.

**2.2.3.2.2.4. DISEÑO DE LOSAS.**

La norma E.060 en su capítulo 13 permite diseñar un sistema de losas por tres métodos diferentes en función a las características que presenta: el método directo, el método de coeficientes y el método del pórtico equivalente.

<sup>12</sup> CURSO: Concreto Armado – UAC 2012.

<b>MÉTODO DIRECTO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ En cada dirección debe haber tres o más tramos continuos.</li> <li>▪ Los paños de losa deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y la luz menor (medidas entre los centros de los apoyos) no mayor que 2.</li> <li>▪ Las longitudes de paños contiguos medidos entre los centros de los apoyos no deben diferir en más de 1/3 de la luz mayor.</li> <li>▪ Las columnas pueden estar desalineadas hasta 10% de la luz (en la dirección del des-alineamiento) con respecto a cualquier eje.</li> <li>▪ Las cargas deben ser uniformemente distribuidas, y la sobrecarga no debe ser mayor que dos veces la carga muerta.</li> <li>▪ Para las losas en dos direcciones con todos sus lados apoyados en vigas, debe satisfacer los requisitos en el artículo 13.6.1.6. de la norma.</li> <li>▪ No está permitida la redistribución de momentos negativos de acuerdo con el artículo 8.4. de la norma.</li> </ul>
<b>EL MÉTODO DE COEFICIENTES</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo 1/15 de la luz libre o 1,5 veces el espesor de la losa, el que sea mayor.</li> <li>▪ Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.</li> <li>▪ Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.</li> <li>▪ Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.</li> </ul>
<b>MÉTODO DEL PÓRTICO EQUIVALENTE</b>	<p>Esta metodología consiste en una representación del sistema de losa tri-dimensional en una serie de pórticos planos que se analizan para las cargas que actúan en el plano del pórtico donde los momentos negativos y positivos determinados se distribuyen en las secciones críticas de diseño. Los programas de análisis estructural basan su cálculo en este método.</p>

**TABLA II-7 : MÉTODOS DE DISEÑO PARA LOSAS BI-DIRECCIONALES Y LIMITACIONES.**  
FUENTE: Norma Técnica E.060, Concreto Armado, 2009.

#### 2.2.3.2.2.5. REVISIÓN DE ESBELTEZ - COLUMNAS

***“Las cargas axiales aplicadas en las columnas no deben generar deformaciones transversales que incrementen la excentricidad; en caso esto se presente, se***



***deberá evaluar el nuevo momento generado por la nueva excentricidad, denominada como efecto de segundo orden***.<sup>13</sup>

Para el cálculo de las deformaciones de segundo orden se debe evaluar la rigidez en conjunto del concreto con el refuerzo considerando la no linealidad del material y el agrietamiento haciendo del cálculo algo complejo.

La esbeltez de una columna se expresa en términos de su relación de esbeltez  $k\ell_u/r$ , donde  $k$  es un factor de longitud efectiva (que depende de las condiciones de vínculo de los extremos de la columna),  $\ell_u$  es la longitud de la columna entre sus apoyos y  $r$  es el radio de giro de la sección transversal de la columna. En general, una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en relación con su longitud.

En el capítulo 10, “Flexión y carga Axial” de la norma E.060, se establecen límites inferiores para la esbeltez por debajo de los cuales los momentos de segundo orden se pueden despreciar y sólo es necesario considerar la carga axial y los momentos de primer orden para seleccionar la sección transversal y la armadura de las columnas.

---

<sup>13</sup> BLANCO A. Libro: “Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado”, 2da Edición. Lima – Perú.



**2.2.3.2.2.6. DISPOSICIONES PARA EL ACERO DE REFUERZO.**

- **LONGITUDES DE DESARROLLO – ANCLAJE.**

*“El anclaje de las barras de acero en el concreto varía en función del esfuerzo de adherencia que se desarrolla entre la barra y el concreto circundante. Este esfuerzo es fundamentalmente de origen mecánico y depende mucho del diámetro de la varilla y de la calidad del concreto”<sup>14</sup>.*

Es en base a este esfuerzo que se determina la longitud mínima que debe poseer una barra para mantenerse adherida al concreto que la rodea sin que se mueva ni se corra.

Para el cálculo de las longitudes de desarrollo se emplean las expresiones del Capítulo 12 de la norma E.060 – “Longitudes de desarrollo y empalmes de refuerzo” (expresados en unidades Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>).

- Longitudes de desarrollo en barras de Tracción con diámetros menores de 3/4”:

$$l_d = \left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{8,2 \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-22)}$$

- Longitudes de desarrollo en barras de Tracción con diámetros mayores de 1”:

$$l_d = \left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{6,6 \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-23)}$$

Dónde:

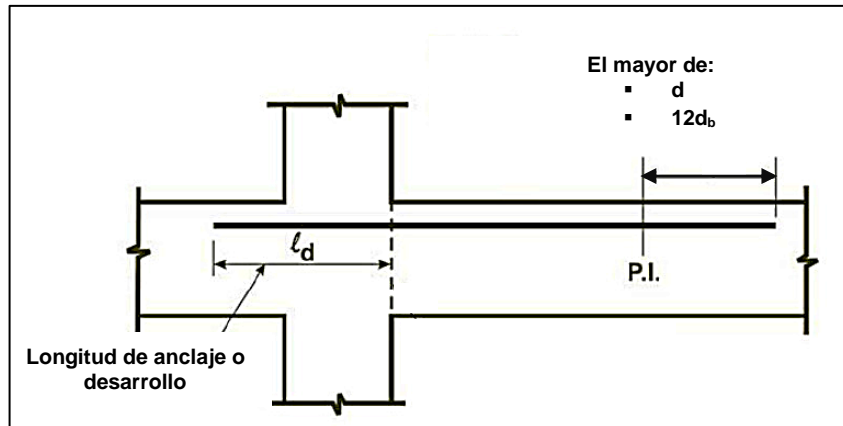
**db:** Diámetro de la varilla.

Los valores de  $\Psi_t$ ,  $\Psi_e$  y  $\lambda$  se detallan en la norma.

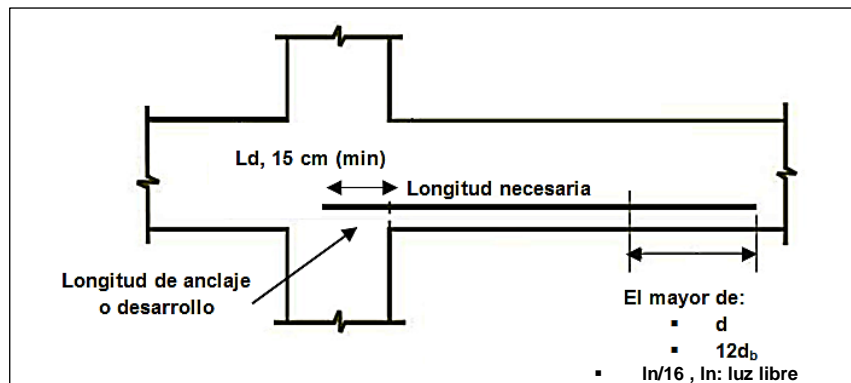
- Longitudes de desarrollo en barras de Compresión ( $l_{dg}$ ) se da por el mayor valor entre:

$$\left( \frac{0,075 f_y}{\sqrt{f_y}} \right) d_b \quad ; \quad (0,0044 f_y) d_b \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-24)}$$

<sup>14</sup> CURSO: Concreto Armado – UAC 2012.



**FIGURA II-9 : LONGITUD DE DESARROLLO EN BARRAS EN COMPRESIÓN – DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO**  
**FUENTE:** Elaboración propia en base a la norma E.060.



**FIGURA II-10 : LONGITUD DE DESARROLLO EN BARRAS EN TRACCIÓN – DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO**  
**FUENTE:** Elaboración propia en base a la norma E.060.

El cálculo de las longitudes de anclaje se desarrollan en el anexo 2-I.

▪ **LONGITUDES DE GANCHO ESTANDAR.**

*“En una sección, los esfuerzos de tracción o compresión calculados en el refuerzo, deben ser desarrollados hacia cada lado mediante una longitud embebida en el concreto ya sea mediante una longitud de anclaje ( $l_d$ ) o un gancho ( $l_{dg}$ )”.*<sup>15</sup>

Para esfuerzos de tracción se puede emplear la longitud de anclaje o un gancho estándar pero para esfuerzos de compresión se debe emplear solo la longitud de anclaje. Los ganchos se emplean cuando el espacio disponible en

<sup>15</sup> NTP. E.060: Concreto Armado (2009) - Cap. 12

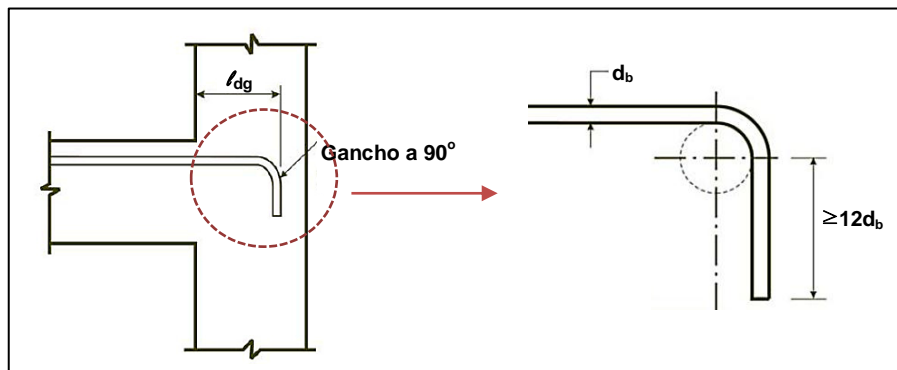
el elemento no es suficiente para desarrollar la longitud de anclaje del refuerzo.

La norma E.060 en su capítulo 12 facilita la siguiente expresión para el cálculo de las longitudes de anclaje para barras en tracción:

$$l_{dg} = \left( \frac{0,075 \Psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-25)}$$

Dónde:

- Und: Kg, cm, Kg/cm<sup>2</sup>.
- Los valores de  $\Psi_t$ ,  $\Psi_e$  y  $\lambda$  se detallan en la norma.
- No debe ser menor que  $8d_b$  y 15 cm.



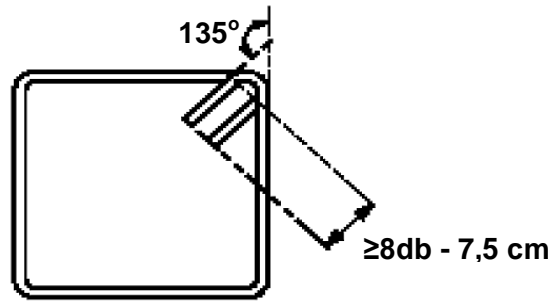
**FIGURA II-11 : LONGITUD DE GANCHO EN BARRAS EN TRACCIÓN – DOBLADO A 90°**  
FUENTE: Elaboración propia.

El cálculo de las longitudes de gancho estándar se desarrollan en el anexo 2-II.

▪ **LONGITUD DE GANCHO SÍSMICO - GANCHO EN ESTRIBOS.**

*“Es el gancho que debe formarse en los extremos de los estribos de confinamiento. Consiste en un doblado de 135° con una extensión de 8 veces el diámetro de la barra (no menor a 7,5 cm) que abraza el refuerzo longitudinal y se proyecta hacia el interior de la sección del elemento”.*<sup>16</sup>

<sup>16</sup> NTP. E.060: Concreto Armado (2009)- Cap. 21



**FIGURA II-12 : LONGITUD DE GANCHO SÍSMICO**  
 FUENTE: Elaboración propia.

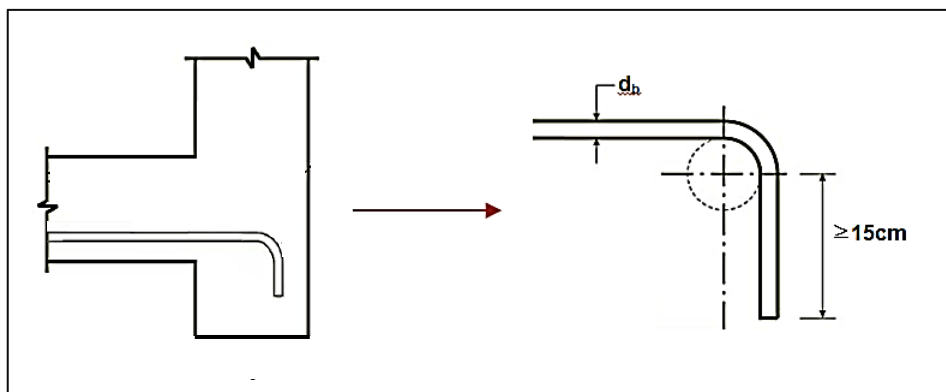
En base a la especificación anterior se realiza la siguiente tabla:

VARILLA	DIÁMETRO	DOBLEZ
3/8"	0,93 cm	8 cm
1/2"	1,27 cm	11 cm
5/8"	1,59 cm	13 cm
3/4"	1,91 cm	16 cm
1"	2,54 cm	21 cm

**TABLA II-8: LONGITUDES DE GANCHO SÍSMICO SEGÚN DIÁMETRO DE VARILLA**  
 FUENTE: Elaboración propia

▪ **LONGITUD DE GANCHO EN UNIÓN VIGA – LOSA.**

... “Por lo menos un tercio del refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo deberá prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150 mm en las vigas, muros o columnas perimetrales.”<sup>17</sup>



**FIGURA II-13 : LONGITUD DE GANCHO DE LOSAS EN VIGAS**  
 FUENTE: Elaboración propia.

<sup>17</sup> NTP. E.060, Concreto Armado (2009) - Cap. 13

### ▪ LONGITUDES DE EMPALME.

La longitud de empalme asegura la continuidad de funcionamiento y refuerzo de la varilla, pudiendo realizarse esta en tracción como a compresión. La norma E.060 facilita las siguientes recomendaciones:

- Existen dos clases de empalmes a tracción: clase A y clase B, cuya elección depende de las consideraciones de la norma.

Relación entre As proporcionado y As requerido	% máximo de As empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50	100
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

**TABLA II-9: EMPALMES DE TRASLAPE EN TRACCIÓN**  
FUENTE: Norma Técnica E.060, Concreto Armado.

Las longitudes de empalme para cada clase está definida por:

**Clase A:**  $1,0 * L_d$

**Clase B:**  $1,3 * L_d$

Donde  $L_d$  (longitud de anclaje) se calcula con la ecuación II-22, II-23 y II-24. En ninguno de los casos la longitud de empalme debe ser menor a 30 cm.

- Los empalmes a compresión son de menor longitud que los empalmes a tracción ya que las condiciones en las que trabaja son más favorables. Esta longitud está definida en función a la resistencia en fluencia del refuerzo ( $f_y$ ):

**Si  $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$ :**  $0,007f_y * d_b$

**Si  $f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$ :**  $(0,013f_y - 24) d_b$

El cálculo de las longitudes de empalme se desarrolla en el anexo 2-IV.

### ▪ REFUERZO DE LOSA EN DOS DIRECCIONES.

La norma E.060 en su capítulo 13 especifica las siguientes condiciones:



... “El área de refuerzo en cada dirección deberá determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida por la ecuación II-8.

*El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no deberá exceder de dos veces el espesor de la losa.*

*Por lo menos un tercio del refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo deberá prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150 mm en las vigas, muros o columnas perimetrales.*

*El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo deberá anclarse en las vigas, muros o columnas perimetrales, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo. Cuando la losa no esté apoyada en una viga perimetral o muro en un borde discontinuo o cuando la losa se proyecte en voladizo más allá del apoyo, se hará el anclaje del refuerzo dentro de la propia losa.*

*En las losas con vigas entre los apoyos, que tengan un valor de  $\alpha_f$  mayor de 1.0, deberá proporcionarse refuerzo especial en las esquinas exteriores, tanto en la parte inferior como en la superior:*

- *El refuerzo especial deberá ser suficiente para resistir un momento igual al momento positivo máximo por metro de ancho de la losa.*
- *La dirección del momento deberá suponerse paralela a la diagonal que parte de la esquina para la cara superior de la losa y perpendicular a la diagonal para la cara inferior de la losa.*
- *El refuerzo especial deberá colocarse a partir de la esquina hasta una distancia en cada dirección igual a 1/5 de la longitud de la luz mayor del paño.*
- *El refuerzo especial debe colocarse en una banda paralela a la diagonal en la parte superior de la losa, y en una banda perpendicular a la diagonal en la parte inferior de la losa.*
- *Alternativamente, el refuerzo especial debe ser colocado en dos capas paralelas a los bordes de la losa tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa...”<sup>18</sup>*

Asimismo se especifican detalles de armado para losas sin vigas:

---

<sup>18</sup> Norma E.060, Capítulo 13: Losas en dos direcciones, refuerzo de la losa.

FRANJA	LOCALIZACION	PORCENTAJE MINIMO DE $A_s$ EN LA SECCION	SIN ABACOS (SIN SOBRE ESPESORES)	CON ABACOS (CON SOBRE ESPESORES)
FRANJA DE COLUMNAS	ARRIBA	50% restante		
	ABAJO	100%		
FRANJA CENTRAL	ARRIBA	100%		
	ABAJO	50% restante		
			<p>Apoyo exterior sin continuidad de la losa</p>	<p>Apoyo interior con continuidad de la losa</p>
			<p>Apoyo exterior sin continuidad de la losa</p>	<p>Apoyo exterior sin continuidad de la losa</p>

**TABLA II-10: LONGITUDES MÍNIMAS DEL REFUERZO EN LOSAS SIN VIGAS**  
 FUENTE: Norma Técnica E.060, Concreto Armado.

**2.2.3.2.3. MÉTODOS BASADOS EN EL ANÁLISIS AL LÍMITE.**

En este método se obtienen directamente las solicitaciones correspondientes a la falla. Se prevee que pueda dar mejores resultados que los métodos anteriormente mencionados, pero está aún en fase experimental.

**2.2.4. DEFINICIONES.**

**2.2.4.1. DIAFRAGMA RÍGIDO.**

Un diafragma rígido es un elemento horizontal que no se deforma ni se dobla ante las cargas sísmicas. Se aplica cuando en un plano horizontal los elementos (losas y vigas) que conforman la estructura poseen en conjunto una rigidez significativa en término del modelo que se está analizando, obteniéndose un comportamiento general como cuerpo rígido en el plano.



#### 2.2.4.2. RIGIDEZ.

*“Parámetro que se opone a la deformación por el concepto de desplazamiento”.*<sup>19</sup>

Esta característica se evidencia por la capacidad de una estructura para poder soportar esfuerzos sin que esta pueda sufrir deformaciones ni se pueda desplazar excesivamente, por ello se debe proveer elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales para resistir y controlar las deformaciones y/o desplazamientos que se puedan originar.

<u>CORTE</u>	<u>AXIAL</u>	<b>Dónde:</b>
$K = \frac{I}{L}$	$K = \frac{12EI}{L^3}$	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ I: Momento de Inercia.</li><li>▪ L: Longitud.</li><li>▪ E: Modulo de elasticidad.</li></ul>

..... (ECUACIÓN II-26)

#### 1.2.1.1. FRECUENCIA, FRECUENCIA NATURAL.

*“La frecuencia es una magnitud que mide el número de repeticiones por unidad de tiempo en un suceso periódico”.*<sup>20</sup>

Frecuencia natural entonces, es la frecuencia que tiene una tendencia o facilidad para vibrar. Todo sistema posee una o varias frecuencias naturales de forma que al ser excitadas se producirá un aumento importante de vibración.

#### 1.2.1.2. MODO DE VIBRACIÓN.

Un modo de vibración es una forma característica en el que vibrará un sistema. La vibración de una estructura es siempre una combinación o una mezcla de todos los modos de vibración.

Un sistema, en respuesta a una excitación, vibrará de una determinada manera, propia y exclusiva del sistema.

<sup>19</sup> CURSO: Ingeniería Sismo-resistente. UAC-2012.

<sup>20</sup> CURSO: Ingeniería Sismo-resistente. UAC-2012.

### 1.2.1.3. AMORTIGUAMIENTO.

El amortiguamiento es el proceso causante de que un movimiento vibratorio disminuya su amplitud con el tiempo. El amortiguamiento permite disipar la energía sísmica absorbida en cada ciclo de la estructura, en ese sentido la función de un amortiguador es recibir, absorber y mitigar la energía. Es recomendable dar la máxima capacidad de disipación a todas las estructuras construidas en zonas sísmicas.

### 1.2.1.4. RESONANCIA ESTRUCTURAL.

*“La resonancia de una estructura es el incremento en la amplitud del movimiento de un sistema debido a la aplicación de una fuerza pequeña en fase con el movimiento. Se origina cuando la vibración natural de una estructura es sometida a un periodo de vibración externa a la misma frecuencia, haciendo que la amplitud del sistema o movimiento propio de la estructura se haga muy grande.”<sup>21</sup>*

Cuando ocurre la resonancia en una estructura, los niveles de vibración que resultan pueden ser muy altos ocasionando daños importantes que pueden llegar hasta el colapso estructural. Este efecto o fenómeno puede ser de magnitud destructiva en hospitales, escuelas, oficinas de gobierno, casas particulares, puentes, y en cualquier edificación.

## 1.2.2. DESCRIPCIÓN DE INDICADORES.

### 1.2.2.1. SISTEMA ESTRUCTURAL.

Son el conjunto de elementos estructurales que resisten las acciones y sollicitaciones sísmicas de una edificación. De acuerdo a la norma E.030, para una edificación de concreto armado se distinguen los siguientes sistemas estructurales:

---

<sup>21</sup> AMBHER (2014): Resonancia en estructuras.

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

**TABLA II-11: SISTEMAS ESTRUCTURALES**  
**FUENTE:** Norma Técnica E.030, Diseño Sismoresistente, 2016.

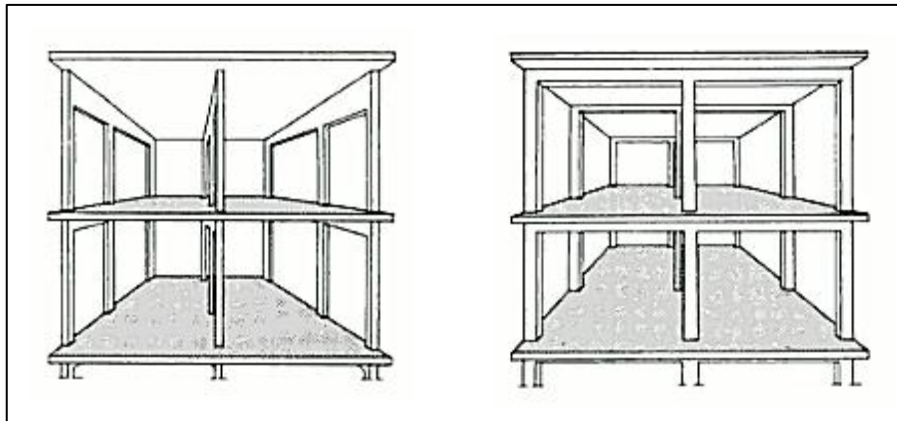
- Pórticos: Empleo conjunto de vigas y columnas.
- Dual: Empleo conjunto de vigas, columnas y muros de corte.
- Muros estructurales: Empleo de muros de corte.
- Muros de ductilidad limitada: Empleo de muros de corte con espesor reducido. Estos muros no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes.

#### 1.2.2.1.1. SISTEMA DUAL.

Los sistemas duales representan la combinación de muros estructurales con pórticos dúctiles (columnas y vigas), ambos sistemas interactúan eficientemente para satisfacer las provisiones de cargas laterales limitando la desplazabilidad de los entrepisos y controlando los daños en la estructura, donde los muros estructurales tienen como función aumentar la rigidez de la estructura ante cargas laterales.

***“Este es un sistema que basa su estructura en pórticos y muros que forman un conjunto esquelético de muros, columnas y vigas descolgadas sobre las cuales se apoya la losa”.***<sup>22</sup>

<sup>22</sup> ROJAS CONTRERAS A. “Proyecto Arquitectónico en Zonas Sísmicas”.

**FIGURA II-14 : ESTRUCTURAS APORTICADAS****FUENTE:** Proyecto Arquitectónico en Zonas Sísmicas, Alejandro Rojas Contreras

La Norma Técnica Peruana E.060 de Concreto Armado, subdivide un sistema dual en dos tipos, teniéndose:

**Dual tipo I:** Cuando en la base de la estructura, la fuerza cortante inducida por el sismo en los muros sea mayor o igual al 60% del cortante total y menor o igual al 80%.

**Dual tipo II:** Cuando en la base de la estructura, la fuerza cortante inducida por el sismo en los muros sea menor al 60% del cortante total...<sup>23</sup>

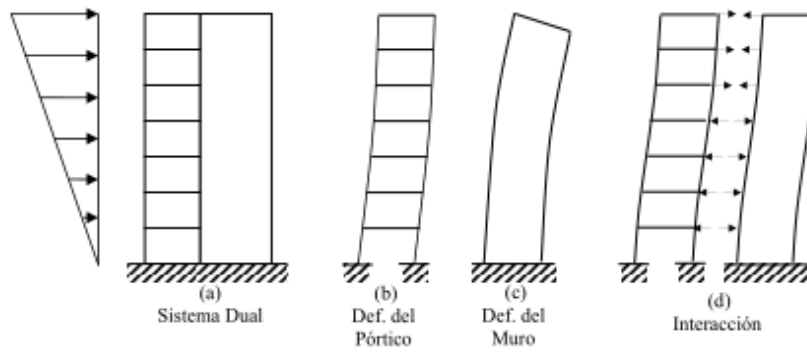
- ASPECTO ESTRUCTURAL.

En una edificación configurada bajo un sistema dual, el muro estructural y el pórtico forman parte de la estructura (figura II-15/a).

...”Ambos elementos experimentan modificaciones en sus desplazamientos. Las figuras II-15/b y la figura II-15/c muestran las deformaciones ante cargas laterales de un pórtico y de un muro aislado, actuando cada uno por separado; mientras que la figura II-15/d muestra la deformación de ambos sistemas como una sola unidad”.<sup>24</sup>

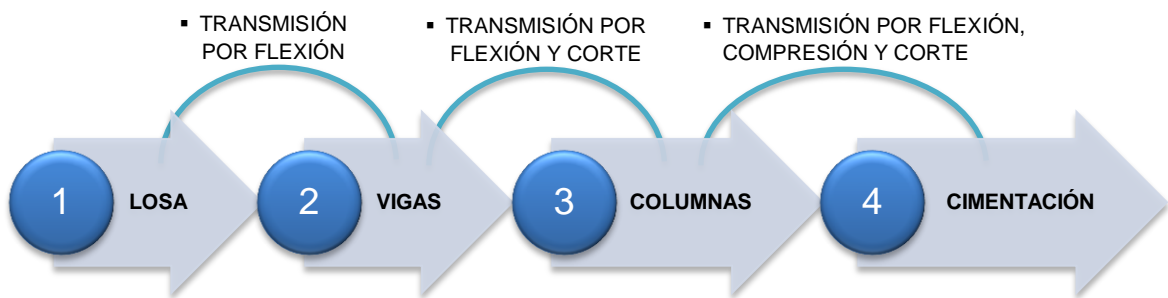
<sup>23</sup> NTP. E.060, Concreto Armado (2009).

<sup>24</sup> MOSALVE DÁVILA, J. (2005) Análisis y Diseño Sísmico por Desempeño de Edificios de Muros Estructurales. Universidad de los Andes.



**FIGURA II-15 : SISTEMAS DUALES**  
**FUENTE:** Tesis. Análisis y Diseño Sísmico por Desempeño de Edificios de Muros Estructurales, Universidad de los Andes, Autor: Jazmín T. Monsalve Dávila, 2005

El efecto principal que se presenta en este sistema es la flexión. La transmisión de esfuerzos se da de la siguiente manera:



**DIAGRAMA II-7 : TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS EN SISTEMAS DUALES.**  
**FUENTE:** Elaborada en base a monografía: "Descripción de los sistemas constructivos más utilizados para la construcción de VIS en Colombia". Anónimo.

La mayor parte de los momentos del pórtico los toman las vigas y la transmisión de estos desde las vigas hacia las columnas son enteramente por flexión.

La estructuración de pórticos proporciona estructuras más flexibles que atraen menores esfuerzos sísmicos y que presentan la ventaja arquitectónica de plantas libres, sin embargo estas estructuras son muy deformables, lo cual produce problemas en los elementos no estructurales y tienen posibilidad de colapsar frente a sismos de gran severidad, tal como quedó dramáticamente expuesto durante el sismo Pisco e Ica el año 2007 donde las viviendas eran de

material noble, las cuales no soportaron el movimiento, llegando a desplomarse; más del 80% de la ciudad de Pisco quedó destruida.

- ASPECTO ARQUITECTÓNICO.

Los vanos comprendidos entre columnas y vigas son complementados por muros de albañilería o algún tipo de cerramiento, así una de las ventajas que ofrece este sistema con respecto a la distribución de espacios, es que brinda facilidad ante los cambios que pueda realizar el usuario con respecto a la ubicación de muros divisorios.

- ASPECTO CONSTRUCTIVO.

En nuestro medio esta alternativa de construcción es bastante aceptada por tener un mejor comportamiento sísmico, sin embargo trae ciertas complicaciones al momento de la construcción debido principalmente al encofrado, es necesario dos encofrados: uno para las vigas y otro para las losas.

#### 1.2.2.1.2. SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES DE CORTE.

***“Un muro de corte es un elemento estructural de concreto armado considerado bidimensional dado que su espesor es menor a comparación de sus otras dos dimensiones. Este elemento es diseñado para soportar combinaciones de fuerza cortante, momentos flectores y fuerzas axiales”.***<sup>25</sup>

En un sistema de muros portantes, tanto para solicitaciones de gravedad como solicitaciones sísmicas, generalmente no se tienen vigas; existe entonces una interacción directa entre la losa y los muros estructurales de corte, la losa (generalmente plana) se apoya y transmite las cargas directamente sobre los muros.

---

<sup>25</sup> CURSO: Diseño Estructural de Edificaciones – UAC (2013).

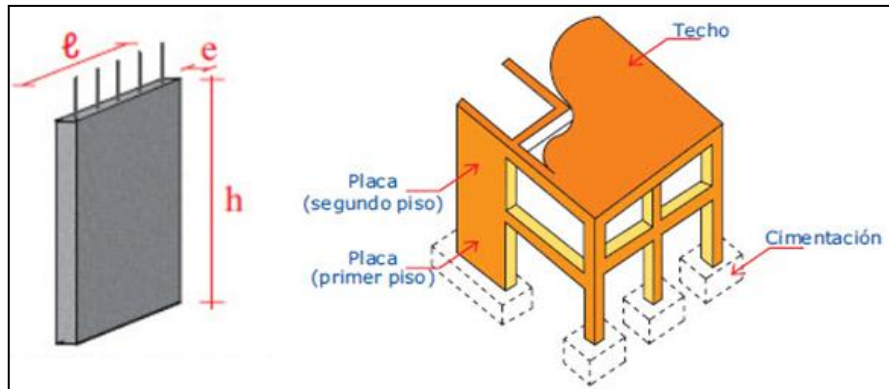


FIGURA II-16 : MUROS ESTRUCTURALES – DISPOSICIÓN.

FUENTE: Estructuras, Curso de Diseño Estructural de Edificaciones - UAC

- ASPECTO ESTRUCTURAL.

***“Los muros estructurales de concreto armado son sistemas ampliamente utilizados en el proyecto de las edificaciones sismo-resistentes. Sus características resaltantes de elevada rigidez y ductilidad le permiten resistir de manera eficiente a las cargas laterales debidas a las acciones sísmicas y de viento, limitando los desplazamientos laterales de la estructura y permitiendo gran disipación de energía. Por esta razón, ciertos edificios de gran altura se diseñan con este sistema de muros para obtener un comportamiento estructural eficiente”<sup>26</sup>.***

La aplicación de este sistema permite obtener edificios con una gran rigidez lateral y gran resistencia frente a acciones sísmicas. Al existir elementos verticales en dos direcciones ortogonales se hace frente a las cargas verticales de diseño como a las fuerzas laterales. Pese a su alta rigidez, bajo periodo fundamental de vibración y atracción de esfuerzos sísmicos mayores, las estructuras con este tipo de muros presentan una significativa resistencia lateral que supera largamente el aspecto desfavorable.

Se suelen diseñar elementos de borde, los cuales se ubican en los extremos del muro con una disposición especial del acero de refuerzo con un eventual incremento de sección. El armado de estos elementos de borde provee la ductilidad requerida para permitir un adecuado nivel de deformación en compresión en el concreto, mientras que la sección central o alma del muro suele reforzarse con un detallado más sencillo.

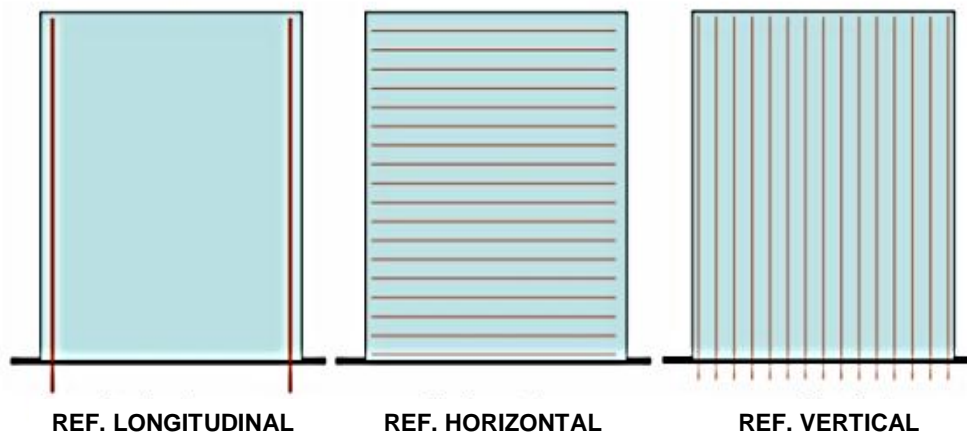
<sup>26</sup> S/N. Tesina de especialidad: Cálculo de losas pos-tensadas en edificación”.



Por tratarse de elementos de concreto reforzado, la adecuada disposición del acero de refuerzo en toda la longitud del muro es necesaria para obtener el comportamiento esperado, en especial cuando se desea diseñar para que dicho acero incurriera en el rango inelástico con el fin de disipar energía.

Según Alcocer, S. (1995), los muros con refuerzo concentrado en los extremos son, en comparación con aquellos con un refuerzo distribuido, más resistentes y dúctiles.

De forma general, el armado se realiza en las dos direcciones, colocándose refuerzo horizontal y vertical con el fin de resistir la fuerza cortante en las dos direcciones ortogonales al plano del muro, así como las sollicitaciones por momento flector y fuerza axial. En ese sentido existen tres tipos de refuerzo en los muros estructurales: longitudinal (acero en elementos de borde o núcleos), vertical y horizontal.



**FIGURA II-17 : TIPOS DE REFUERZO EN MUROS ESTRUCTURALES**

FUENTE: Adaptada de presentación "Muros de corte o placas" Autor: Kevin Vázquez, 2012

- El refuerzo longitudinal, ubicado en los extremos del muro, toma tracción o compresión debido a la flexión, puede incluir el refuerzo de confinamiento y colabora en tomar el corte en la base que tiende a generar desplazamiento.
- El refuerzo horizontal toma el corte en el alma.
- El refuerzo vertical puede tomar carga axial, toma deslizamiento por corte y corte en el alma.



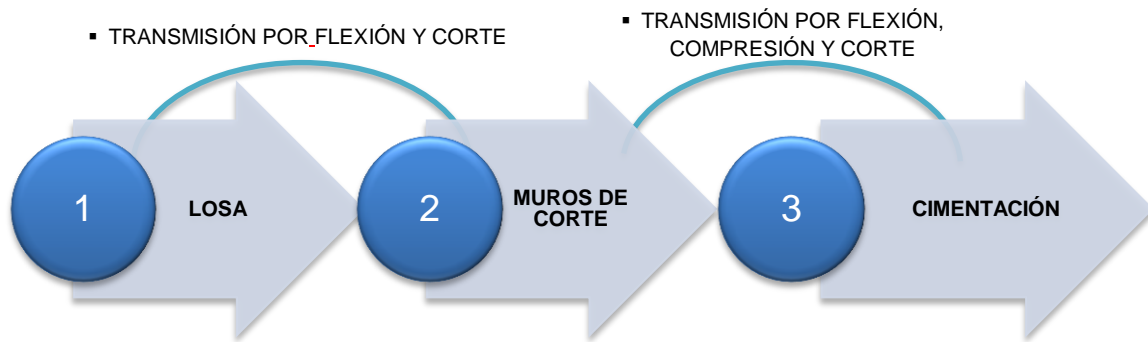
Los muros de corte proporcionan resistencia y rigidez para mantener las deformaciones dentro de los límites tolerables minimizando así los daños en elementos no estructurales. Podríamos afirmar entonces que este sistema presenta grandes ventajas sismo-resistentes: la estructura es una sola unidad y es muy difícil de colapsar.

En comparación con los sistemas de pórticos, las edificaciones con muros estructurales presentan un mejor comportamiento sismoresistente para estructuras medianas y altas. Sus características le aportan al edificio una mayor rigidez, lo cual disminuye sus desplazamientos y controla sus deformaciones laterales al estar sometido a acciones sísmicas. Al mismo tiempo, poseen una buena capacidad de deformación que les permite disipar energía y resistir terremotos intensos.

Existen varias recomendaciones de diseño para tener en cuenta todos los efectos actuantes sobre la edificación, entre ellas se tiene su adecuada disposición en planta, sus posibles variaciones geométricas según su altura y la presencia o no de vanos que puedan llegar a afectar su desempeño.

Resulta necesario destacar las consecuencias de una inadecuada distribución de estos muros y cómo debe ser la ubicación de los mismos según el espacio y uso de la edificación. Es de vital importancia la ubicación simétrica de los muros en planta para evitar efectos torsionales, que representarían desde: daños a los elementos no estructurales hasta la fisuración prematura del concreto.

La transmisión de esfuerzos se da de la siguiente manera:

**DIAGRAMA II-8 : TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS EN SISTEMAS DE MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**

FUENTE: Elaborada en base a monografía: "Descripción de los sistemas constructivos más utilizados para la construcción de VIS en Colombia". Anónimo.

La respuesta de los muros puede ser dúctil o frágil. En general, se busca que la falla que se genere en estos muros sea controlada por flexión. Si gobierna la flexión se forma una rótula plástica en la base, fluye el acero longitudinal (propio de los elementos de borde) y disipan energía debido a su deformación.

- ASPECTO ARQUITECTÓNICO

Resulta más atractivo ya que su aplicación genera espacios más útiles, teniéndose muros de menor espesor pero con más resistencia. Es claro que esta ventaja es grandiosa frente al comportamiento estructural sin embargo deja de serlo desde el punto de vista arquitectónico, debido a que estos muros son inamovibles.

Las ventajas de emplear losas planas residen fundamentalmente en la sencillez, economía del encofrado y la planeidad de los techos, que garantiza una adecuada estética y un sencillo trazado de servicios e instalaciones. Se utilizan para cubrir luces entre 7m y 10m mas no se recomienda su empleo cuando existan luces muy distintas en cada dirección.

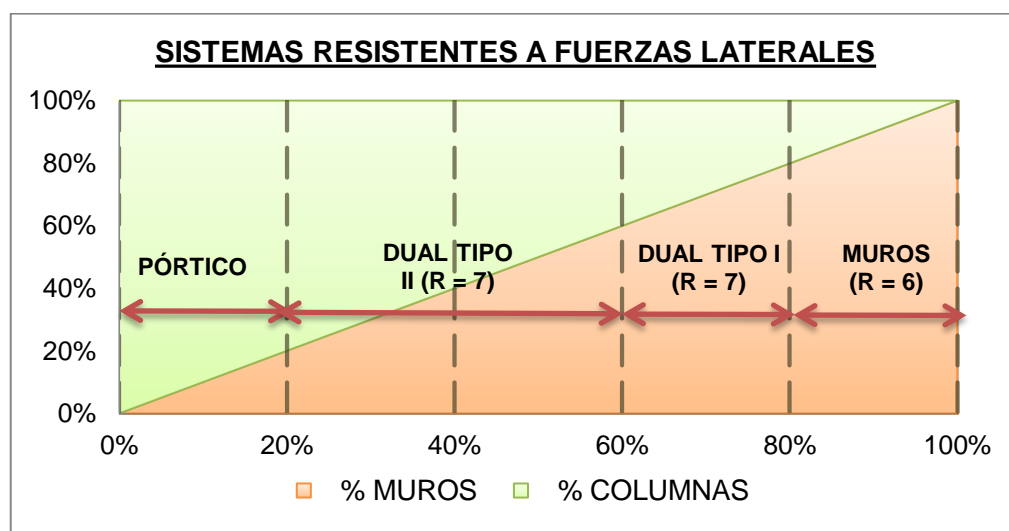
Los muros de corte cumplen dos funciones: definir ambientes y ser elementos estructurales-portantes de la edificación.

- ASPECTO CONSTRUCTIVO.

Este sistema es una alternativa de diseño eficiente que permite industrializar la construcción de viviendas con unidades inmobiliarias numerosas y de bajo precio.

Las dificultades de tener espesores reducidos se advierten en las obras, ya que al momento de vaciar estos elementos se debe tener un cuidado especial al momento de vibrar el concreto para el llenado adecuado y completo de dicho elemento, evitando así se originen las famosas cangrejeras. Asimismo se tienen problemas de figuración en los muros y losas debido a los efectos de retracción del concreto, a los cambios de temperatura en el proceso de fraguado; por lo cual es conveniente el uso de concretos de contracción controlada o de aditivos que prevean este tipo de falencias. Sin embargo, es importante mencionar que estas fisuras no representan problemas de seguridad estructural, entonces, lo que se debe hacer es minimizar el origen de estas para no afectar la parte estética de la obra.

En resumen, la Norma Técnica Peruana E.060 de Concreto Armado, reconoce diferentes sistemas estructurales para edificaciones de concreto armado diferenciándose estas por la incidencia de la fuerza cortante en cada uno de los elementos que las componen (Ver Diagrama II-10).



**DIAGRAMA II-9 : SISTEMAS RESISTENTES A CARGAS LATERALES**

FUENTE: Elaborada en base a la Norma E.060 Concreto Armado.

Se tiene entonces que la tipología de sistema estructural varía en función a los elementos que se emplean y por el comportamiento estructural de estos en presencia de determinadas sollicitaciones.

#### 1.2.2.2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO.

Este parámetro remite el modo de accionar, responder y/o actuar de una estructura en respuesta a una sollicitación o actividad sísmica. Esta se puede expresar a través de torsiones, desplazamientos laterales permisibles, ductilidad, entre otros; que conjuntamente permitirán definir los mecanismos y acciones de refuerzo que se requieren para poder reducir los efectos que generan los sismos.

Para el caso de edificaciones nuevas pueden plantearse nuevos sistemas constructivos o nuevas filosofías de diseño que garanticen el buen desempeño de cada uno de los elementos expuestos.

##### 1.2.2.2.1. PERIODO DE VIBRACIÓN.

La dinámica estructural involucra la participación de la masa propia de la estructura y de sus características de rigidez. Estas dos condiciones generan que cada estructura tenga un muy particular modo de vibrar u oscilar, es decir tenga su propio periodo de vibración.

***“Por definición el periodo “T” es el tiempo (segundos) que una estructura demora en desarrollar un ciclo completo de movimiento cuando experimenta una vibración no forzada”<sup>27</sup>.***

Su determinación es primordial porque de ella depende la magnitud de la fuerza sísmica que experimentará la estructura.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

**Dónde:**

- m: Masa.
- K: Rigidez.

.... (ECUACIÓN II-27)

El periodo es una propiedad estructural intrínseca de cada estructura, donde podemos afirmar que:

<sup>27</sup> CURSO: Ingeniería Sismo-resistente. UAC-2012.



- T es Directamente Proporcional a la Masa, se tendrán mayores periodos de vibración para sistemas de gran masa o peso.
- T es Inversamente Proporcional a la Rigidez.

Los periodos bajos están relacionados a movimientos de pequeña amplitud, alta frecuencia y alta aceleración. Los periodos altos están relacionados a movimientos de gran amplitud, lentos y baja aceleración.

***“Generalmente los periodos de vibración se asemejan a los siguientes valores, dependiendo estos del tipo de estructura:***

- ***Casa pequeñas ----- 1/10 – 1/3 seg.***
- ***Edificaciones hasta 5 pisos ----- 1/3 – 3/4 seg.***
- ***Edificaciones hasta 20 pisos ----- 2 a más seg.***
- ***Edificaciones hasta 50 pisos----- 5 a más seg.***
- ***Puentes colgantes: ----- 10 seg.”<sup>28</sup>***

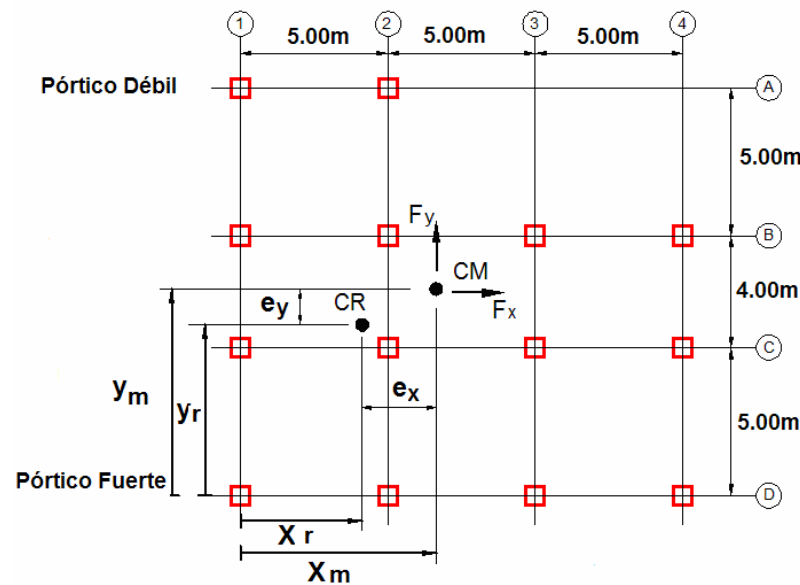
#### **1.2.2.2.2. EXCENTRICIDAD.**

Por definición, la excentricidad es la distancia que existe entre el centro de rigidez CR y el centro de masa CM.

- Centro de masa, CM: Es el punto en el que se considera que está concentrada la masa de cada piso.
- Centro de rigidez, CR: Es el punto con respecto al cual el edificio se mueve desplazándose como un todo, es el punto donde se pueden considerar concentradas las rigideces de todos los pórticos. Si el edificio presenta rotaciones estas serán con respecto a este punto.

---

<sup>28</sup> CURSO: Ingeniería Sismo-resistente. UAC-2012.

**FIGURA II-18: EXCENTRICIDAD, CENTRO DE MASA – CENTRO DE RIGIDEZ**

**FUENTE:** “Estudio analítico de los efectos de la Torsión natural en el comportamiento de edificios de varios pisos torsionalmente desbalanceados ante sollicitaciones sísmicas”. Autor: Rueda o., Maldonado Rendón e Barranquilla, Colombia 2005.

Por ejemplo en esta planta se observa un bloque de concreto asimétrico que está cercada por columnas dando lugar a una concentración de elementos rígidos y a una consecuente asimetría en planta. Esta situación es responsable de la falla en torsión de la columna ante la acción sísmica.

### 1.2.2.2.3. TORSIÓN.

Por definición podemos afirmar que la torsión es un modo de deformación que adopta una estructura cuando un movimiento sísmico actúa sobre ella y se produce cuando la estructura, debido al movimiento sísmico, gira hacia los lados contrarios desde sus extremos.

**“Las fuerzas horizontales ocasionadas por los sismos actúan en el centro de masas (CM), y si el centro de masas (CM) no coincide con el centro de rigidez (CR) es evidente que la estructura además de desplazarse, rotará, y esta será con respecto al centro de rigidez (CR) produciendo así un efecto de torsión en los elementos estructurales que conectan cada planta. Debido a este efecto, la estructura puede sufrir múltiples daños, tanto estructurales como no estructurales, pudiendo llegar al colapso completo del edificio”.**<sup>29</sup>

<sup>29</sup> CECILIO ROMOALDO V. Tesis: “Nueva filosofía de diseño por torsión sísmica en estructuras de mampostería” (México, 2011).



Las estructuras con los centros de masa y de rigidez no coincidentes se definen como estructuras asimétricas y el movimiento torsional de tales estructuras durante un terremoto es definido como torsión natural o torsión estructural.

La torsión sísmica es incluida al distribuir la fuerza cortante producida por el sismo entre los elementos resistentes de cada entrepiso, en respuesta a este accionar de la fuerza cortante sísmica (en cada dirección de análisis) por los valores de excentricidad da como producto un momento de torsión; así se tiene entonces que los efectos de la torsión accidental se incluyen mediante un momento torsionante.

La norma E030 de Diseño Sismoresistente para un análisis dinámico indica:

***... "La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerara mediante una excentricidad accidental perpendicular a la acción del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable..."***<sup>30</sup>

Por este motivo los nuevos proyectos de edificios sismoresistentes deben ser simétricos y regulares, ya que la asimetría en la distribución y dirección de los soportes estructurales tenderá a aumentar este efecto de torsión.

La torsión se presenta generalmente en aquellas estructuras donde se presentan losas en voladizo y vigas curvas.

#### **1.2.2.2.4. DESPLAZAMIENTOS.**

Se debe tener en cuenta que no se debe construir algo rígido ya que solo al someterlo a una vibración esta se quiebra. Es recomendable darle una libertad de movimiento para que así este pueda moverse y no quebrar buscando nuevamente el equilibrio.

En la norma técnica E.030 se establecen límites para el desplazamiento lateral de entrepiso en función al material predominante de la estructura. Estos valores están en proporción a la altura de entrepiso, así el máximo

---

<sup>30</sup> Norma Técnica Peruana E.030, Diseño Sismoresistente, 2016.



desplazamiento relativo no deberá ser mayor a la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla II-8.

LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
MATERIAL PREDOMINANTE	( $\Delta_i / h_{e_i}$ )
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

**TABLA II-12: DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO**  
FUENTE: Norma Técnica E.030, Diseño Sismoresistente, 2016.

### 1.2.1.1. COSTOS.

Para la ejecución de todo proyecto se requiere de un presupuesto, donde después de analizar, se obtenga el costo total de la obra a ejecutar. Dicho presupuesto nos permite determinar los insumos necesarios para la correcta ejecución de la obra.

*“Los costos vienen a ser los desembolsos que se generan para poder ejecutar diferentes actividades dentro de la construcción”<sup>31</sup>.*

En ese entender se pueden distinguir dos tipos de gastos en obra, los costos directos e indirectos.

#### 1.2.1.1.1. COSTOS DIRECTOS.

Recursos insumidos en el proceso constructivo. Este costo representa aproximadamente un 70% del costo total de la obra ya que es en su conjunto la suma de costos en materiales, mano de obra y equipos necesarios para la realización de un proceso productivo.

- COSTO DE MATERIALES.

Este valor se determina en base a un estudio de mercado, donde se considera la cantidad total del material a emplear y la ubicación de la obra considerando que estos serán colocados en el sitio de la obra.

<sup>31</sup> SUAREZ SALAZAR, Libro: “Costo y Tiempo en Edificación”, 3ra Edición.

- COSTO DE MANO DE OBRA.

Este costo es importante porque de este depende la eficiencia y calidad en la ejecución de la obra. La mano de obra debe estar capacitada para la realización de los diferentes trabajos en función del rendimiento y otras variables que puedan afectar este factor (salarios típicos en la región, edad, efectos del clima, entre otros).

- COSTO DE EQUIPO.

Este es el costo que genera un equipo por una unidad de tiempo utilizada, generalmente esta unidad es la “hora”.

El costo directo está afectado por su precio unitario correspondiente:

$$CD = METRADO * PRECIO UNITARIO \dots\dots (ECUACIÓN II-28)$$

Siendo el precio unitario el precio que se cobra por la ejecución de una determinada actividad.

#### 1.2.1.1.2. COSTOS INDIRECTOS.

Son aquellos costos, que sin intervenir en el costo directo, son necesarios invertir para poder ejecutar la obra. En su mayoría, estos costos representan los gastos técnico-administrativos necesarios.

#### 1.2.1.2. PROGRAMACIÓN.

Conjunto organizado, coherente e integrado de actividades relacionadas entre sí que forman en su conjunto la totalidad de actividades a realizar en la ejecución de un proyecto.

***“La programación de obra es un proceso a través del cual se definen las metas y tiempos necesarios para el logro de los objetivos que se irán concretando mediante la programación establecida”.***<sup>32</sup>

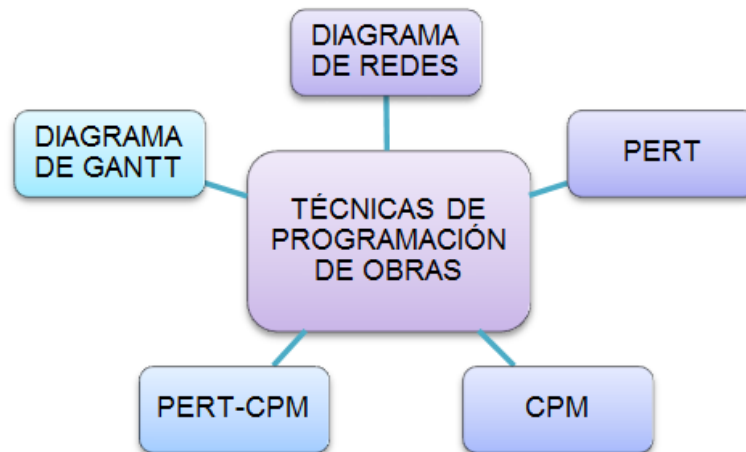
La programación entonces es un instrumento operativo que ordena y vincula cronológica y técnicamente las actividades y recursos necesarios para

---

<sup>32</sup> SUAREZ SALAZAR, Libro: “Costo y Tiempo en Edificación”, 3ra Edición.

alcanzar en un tiempo dado determinadas metas y objetivos implicando el para qué, el cómo y el cuándo.

Existen diferentes técnicas y métodos empleados para programar un proyecto, entre ellos se pueden mencionar:



**DIAGRAMA II-10: TÉCNICAS DE PROGRAMACIÓN DE OBRAS.**  
**FUENTE:** Adaptada de Guía de Planificación, programación y control de ejecución de proyectos. Ing. Adolfo Villafuerte.

#### 1.2.1.2.1. DIAGRAMA DE REDES.

El Diagrama de Redes nos permite identificar fácilmente la duración total de la obra mas no es posible realizar un control de la programación de las obras ya que no nos presentan una perspectiva en función a una escala temporal, sin embargo es necesario construir esta red con fines de programación de trabajos.

#### 1.2.1.2.2. PERT, TÉCNICA DE EVALUACIÓN Y REVISIÓN DE PROGRAMAS.

Este método es una técnica probabilística que se basa en la creación de un organigrama de actividades estableciendo un diagrama de flujo de las mismas. Entre sus principales características tenemos:

- Todo proyecto inicia desde un único suceso, al cual no le precede ninguna actividad.
- Todo proyecto culmina en un único suceso.



- Toda actividad está representada por una flecha, orientada siempre de izquierda a derecha.
- Una flecha punteada significa una actividad ficticia, pero influye para la realización de otras actividades.
- Una actividad debe concluir antes de que inicie otra.

Este método emplea para cada actividad tres tiempos probabilísticos:

- Tiempo optimista ( $t_o$ ): Tiempo que se tarda en realizar la actividad en las condiciones más favorables posibles.
- Tiempo moda ( $t_m$ ): Tiempo que se tarda en ejecutar la actividad mayor número de veces.
- Tiempo pesimista ( $t_p$ ): Tiempo que se tarda en realizar la actividad en medio de problemas previstos o imprevistos.

Con estos tres tiempos se calcula el tiempo estimado ( $t_e$ ):

$$t_e = \frac{t_o + 4t_m + t_p}{6} \quad \dots\dots\dots \text{(ECUACIÓN II-29)}$$

**1.2.1.2.3. CPM, MÉTODO DEL CAMINO CRÍTICO.**

Este método está basado también en un diagrama de flechas y se enfoca directamente en la optimización simultánea de los tiempos en función a la duración de cada actividad y de sus dependencias. En este método se emplea solo un tiempo que es el determinístico, no hay tiempos estadísticos como el PERT.

En la siguiente figura se observa una actividad (representada por una flecha), la duración de la actividad ( $t_e$ ) y los tiempos que intervienen en ella son:

- $T_{EP}$ : Tiempo lo más antes para comenzar.
- $T_{EQ}$ : Tiempo lo más antes para terminar.
- $T_{LP}$ : Tiempo lo más tarde para comenzar.

- $T_{LQ}$ : Tiempo lo más tarde para terminar.

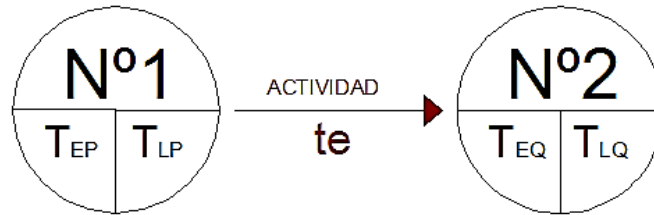


FIGURA II-19: TIEMPOS ESPERADOS Y TIEMPOS LÍMITE PARA UNA ACTIVIDAD – MÉTODO CPM

FUENTE: Curso Planificación y Control de Obras. UAC - 2012.

Dónde:

- Los tiempos esperados ( $T_E$ ) se calculan desde el inicio de izquierda a derecha con la expresión  $T_{EP} + te = T_{EQ}$ .
- Los tiempos límite ( $T_L$ ) se calculan desde el final de derecha a izquierda con la expresión  $T_{LQ} - te = T_{LP}$

En el diagrama CPM se pueden identificar las actividades que limitan la duración de proyecto denominándose estas como la ruta crítica, éstas están dadas por aquellas que no tienen margen u holgura para su conclusión (cuando la diferencia de los tiempos esperados con los tiempos límites de un nodo resulta cero). Si la diferencia entre  $T_{EP}$  y  $T_{LP}$  es cero y la diferencia entre  $T_{EQ}$  y  $T_{LQ}$  es también cero, según la figura II-20, la actividad se considera como crítica.

Si una de estas actividades se atrasa, el proyecto también se atrasa, entonces para lograr que el proyecto se realice pronto y sin pérdidas, las actividades que se encuentren en la ruta crítica deben realizarse pronto.

***“El método que más se emplea en obras de ingeniería es la red CPM donde las duraciones son establecidas en función al metrado de las actividades y el rendimiento de los recursos”.***<sup>33</sup>

<sup>33</sup> VILLAFUERTE VIZCARRA A.M. “Guía para la planificación, programación y control de ejecución de proyectos”.

#### 1.2.1.2.4. PERT/CPM.

Posee las características de un diagrama PERT y una red CPM, donde las actividades que no están dentro de la ruta crítica tienen una cierta holgura que permite a la actividad iniciar más tarde sin modificar la duración del proyecto. El método PERT/CPM identifica estas actividades y la cantidad de tiempo disponible para retrasos, se distinguen en este método entonces 3 tipos de holgura:

- **HOLGURA TOTAL ( $H_T$ ):** Viene a ser la diferencia entre el tiempo disponible para realizar la actividad y la duración de este si se inicia lo más pronto posible y termina lo más pronto permisible.

$$H_T = T_{LQ} - (T_{EP} + t_e) \quad \text{..... (ECUACIÓN II-30)}$$

- **HOLGURA LIBRE ( $H_L$ ):** Viene a ser la diferencia entre el tiempo disponible para realizar la actividad y la duración de este si se inicia y termina lo más pronto posible.

$$H_L = T_{EQ} - (T_{EP} + t_e) \quad \text{..... (ECUACIÓN II-31)}$$

- **HOLGURA INDEPENDIENTE ( $H_I$ ):** Viene a ser la diferencia entre el tiempo disponible para realizar la actividad y la duración de este si se inicia lo más tarde posible y termina lo más pronto posible.

$$H_I = T_{EQ} - (T_{LP} + t_e) \quad \text{..... (ECUACIÓN II-32)}$$

#### 1.2.1.2.5. DIAGRAMA DE GANTT.

El diagrama Gantt representa las actividades y su duración a través de un diagrama de barras a lo largo de una escala de tiempo; por lo que su utilización es ideal para realizar cronogramas y programaciones de obra, permitiendo también llevar un control y seguimiento de la ejecución del proyecto. Esta representación de barras se puede implementar en una hoja de cálculo o también se puede generar con el Microsoft Project.

Entre sus ventajas encontramos:



- Muestra el tiempo de duración del proyecto.
- Permite controlar los avances de cada actividad.
- Permite ver fácilmente cuando deben empezar y cuando deben terminar las tareas
- Permite analizar una ruta crítica (actividades que deben cumplirse sin alteración durante la ejecución del proyecto).
- Permite demostrar y estimar la distribución de los recursos requeridos durante la ejecución del proyecto.

### 1.2.1.3. TIEMPOS DE EJECUCIÓN Y RENDIMIENTO.

Para realizar un programa de obra, necesariamente se debe revisar los planos y especificaciones del proyecto para así poder realizar un plan tentativo (una planificación de obra).

*“El tiempo está estrechamente relacionado con la mano de obra, este está dado entonces por el tiempo que demora el personal en realizar una tarea. Con ello se puede estimar en la programación los tiempos de realización de las diferentes actividades que en su conjunto comprenden el proyecto, estas actividades deben ser secuenciales”.*<sup>34</sup>

La duración de una tarea se determina por analogía, donde se evalúa el rendimiento.

$$\text{DURACIÓN} = \text{METRADO} / \text{RENDIMIENTO} \quad \dots \text{ (ECUACIÓN II-33)}$$

Dónde:

- **Rendimiento** : Capacidad del trabajador para realizar una actividad en una unidad de tiempo.
- **Metrado** : Cuantificación del trabajo a ejecutar.

---

<sup>34</sup> CURSO: Planificación y control de Obras. UAC-2012.



## **CAPÍTULO III** **DISEÑO METODOLÓGICO**



### III. CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO.

#### 3.1. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.

##### 3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.

La investigación empleará la recolección de datos para posteriormente realizar una evaluación numérica y un análisis comparativo, esto para probar la hipótesis planteada. En consecuencia, de acuerdo al propósito de la investigación, la naturaleza de los problemas, los objetivos formulados y las variables planteadas; el presente estudio está calificado como una investigación de carácter cuantitativo.

##### 3.1.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN.

Con la investigación se pretende recolectar información sobre las variables planteadas aplicadas a una nueva metodología de configuración estructural. Así, con el propósito de evaluar una situación concreta respondiendo claramente a sus características, propiedades, configuración y cantidad (tiempo e insumos que implican su ejecución) luego de ser sometida a un método de análisis, la presente investigación reúne las condiciones para ser calificado como una investigación de un nivel descriptivo.

##### 3.1.3. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN.

Se planteó una edificación para la ciudad del Cusco de cinco niveles para analizarla mediante la configuración de dos sistemas estructurales diferentes:

- Alternativa 1: Sistema dual tipo I (muros de corte, columnas, vigas y losas).
- Alternativa 2: Sistema con muros de corte y losas planas.

El estudio inició primero con la estructuración definiendo la ubicación y distribución de los diferentes elementos estructurales que conformarán la edificación bajo las normativas y disposiciones de los reglamentos vigentes tanto para un sistema dual tipo I como para un sistema de muros de corte y losas planas.

A continuación se realizó la revisión de las recomendaciones en planta y elevación para la edificación



Como tercer y cuarto paso, se realizó la revisión de los parámetros de diseño sísmico típico de acuerdo a las normas técnicas establecidas (con ello se elaboró el espectro de diseño) y el metrado de cargas correspondiente.

Posteriormente se pre-dimensionaron los elementos estructurales para cada alternativa, dual tipo I y muros de corte – losas planas en base a lo dispuesto en las normativas vigentes.

Seguidamente se realizó el modelamiento y evaluación estructural para cada alternativa, esto por medio del ETABS versión 9.5.0, un paquete computacional muy útil para el cálculo de estructuras de concreto armado. El tipo de análisis que se hizo es de tipo modal espectral en base al espectro de diseño de la norma E.030. En base a los resultados obtenidos se procedió a diseñar los elementos estructurales que conforman la edificación. Esto para ambas alternativas.

Posterior a ello se hizo la evaluación económica. Para ello se realizó el metrado correspondiente en las partidas más incidentes (acero estructural, encofrado-desencofrado y concreto) y en función a ello, aplicando los análisis de precios unitarios empleados en la construcción de la residencia Firenze – Cusco, se elaboró un presupuesto que concierne únicamente los costos directos. Esto para ambas alternativas.

Para la evaluación del tiempo, se realizó un programa de ejecución posible para la construcción del edificio propuesto. Esto para cada alternativa.

Finalmente, con los resultados ya obtenidos, se evaluó la hipótesis y sub hipótesis planteadas, plasmando dichas respuestas en las conclusiones y recomendaciones de la presente tesis.

En función al procedimiento a descrito, la formulación de la hipótesis y su posterior deducción de consecuencias (que deberán ser contrastadas con la experiencia); el método de investigación que presenta este trabajo es el hipotético – deductivo.



### **3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.**

#### **3.2.1. DISEÑO METODOLÓGICO.**

Con los aspectos y puntos descritos anteriormente, este trabajo de investigación busca describir cómo influye la variación del sistema estructural (variable independiente) en cada uno de los aspectos a evaluar (variables dependientes), por lo que el procedimiento experimental será el diseño a emplear en el desarrollo de la investigación. La esencia de esta concepción es que se requiere la manipulación intencional de una acción para analizar sus posibles resultados: Elegir – realizar una acción - observar las consecuencias. Por ende el diseño de la investigación es Experimental.

Así mismo, califica como una investigación Experimental - Cuasi experimental ya que la muestra o unidad de observación no ha sido asignada de acuerdo con un criterio aleatorio a diferencia de una investigación experimental pura; ésta es empírica e intencional (no hubo un proceso de selección).

3.2.2. DISEÑO DE INGENIERÍA.

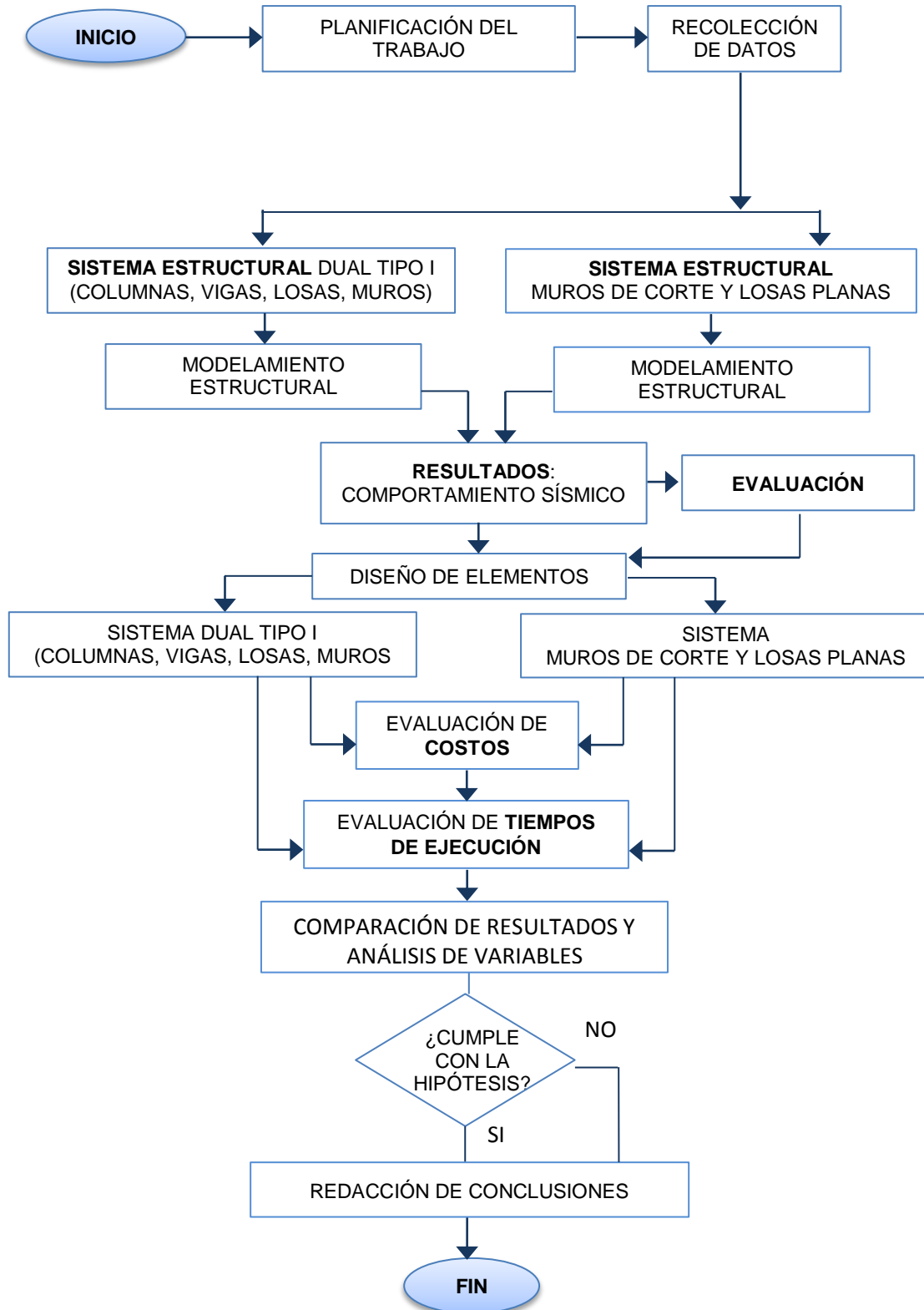


DIAGRAMA III-1: DISEÑO DE INVESTIGACIÓN  
FUENTE: Elaboración propia.

### 3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA.

#### 3.3.1. POBLACIÓN.

La población de estudio es nuestra ciudad del Cusco, en la cual se ve poco a poco el incremento del sistema inmobiliario.

##### 3.3.1.1. DESCRIPCIÓN DE LA POBLACIÓN.

Según resultados del Instituto de la Construcción y el Desarrollo (ICD) de la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO) realizada a finales del año 2012 mediante el “I Estudio del Mercado de Edificaciones Urbanas en la provincia del Cusco”, detalla que el tipo de vivienda multifamiliar es la única unidad habitacional en oferta en el mercado de la provincia del Cusco. En ese sentido, la generación de viviendas y/o departamentos constituye el tipo de edificación que mayor participación posee dentro de la actividad edificadora en la ciudad.

##### ▪ UBICACIÓN:

DISTRITO : CUSCO

PROVINCIA : CUSCO

DEPARTAMENTO : CUSCO



FIGURA III-1: UBICACIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO, DEPARTAMENTO DEL CUSCO DENTRO DEL MAPA DEL PERÚ.  
FUENTE: WWW.hidraulicainca.com

### 3.3.1.2. CUANTIFICACIÓN DE LA POBLACIÓN.

Según los resultados de la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO) - 2013; del total construido en la ciudad del Cusco, el 69% correspondió a edificaciones destinadas para vivienda, 26% a otros destinos, 3% a locales comerciales, y el restante 2% a oficinas.

### 3.3.2. MUESTRA.

Como se desarrolló anteriormente, la muestra para el desarrollo de la presente investigación es una edificación propuesta de cinco niveles de uso vivienda ubicada en la ciudad del Cusco.

#### 3.3.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA.

La muestra se considera como una muestra dirigida o no probabilística, pues su elección dependió de los objetivos del estudio y de la contribución que se piensa realizar con dicho estudio.

La edificación posee las siguientes características:

- Área : 114.68 m<sup>2</sup>
- Perímetro : 44.26 m
- Altura de entrepiso : 2,70 m
- Numero de niveles : 5
- Altura total : 13,5 m
- Uso : Vivienda.

Según la Norma E030, Diseño sismo-resistente; esta edificación se encuentra clasificada como una edificación común (Tipo C).

La muestra está limitada:

- Por los ejes horizontales: A, B, C, D, E.
- Ejes horizontales Auxiliares: B', C'.
- Por los ejes verticales: 1, 2, 3.
- Ejes verticales Auxiliares: 2'.

Ver Planos: Plano G-1, Arquitectura.



Las características por nivel se presentan de manera típica desde el primer hasta el quinto nivel.

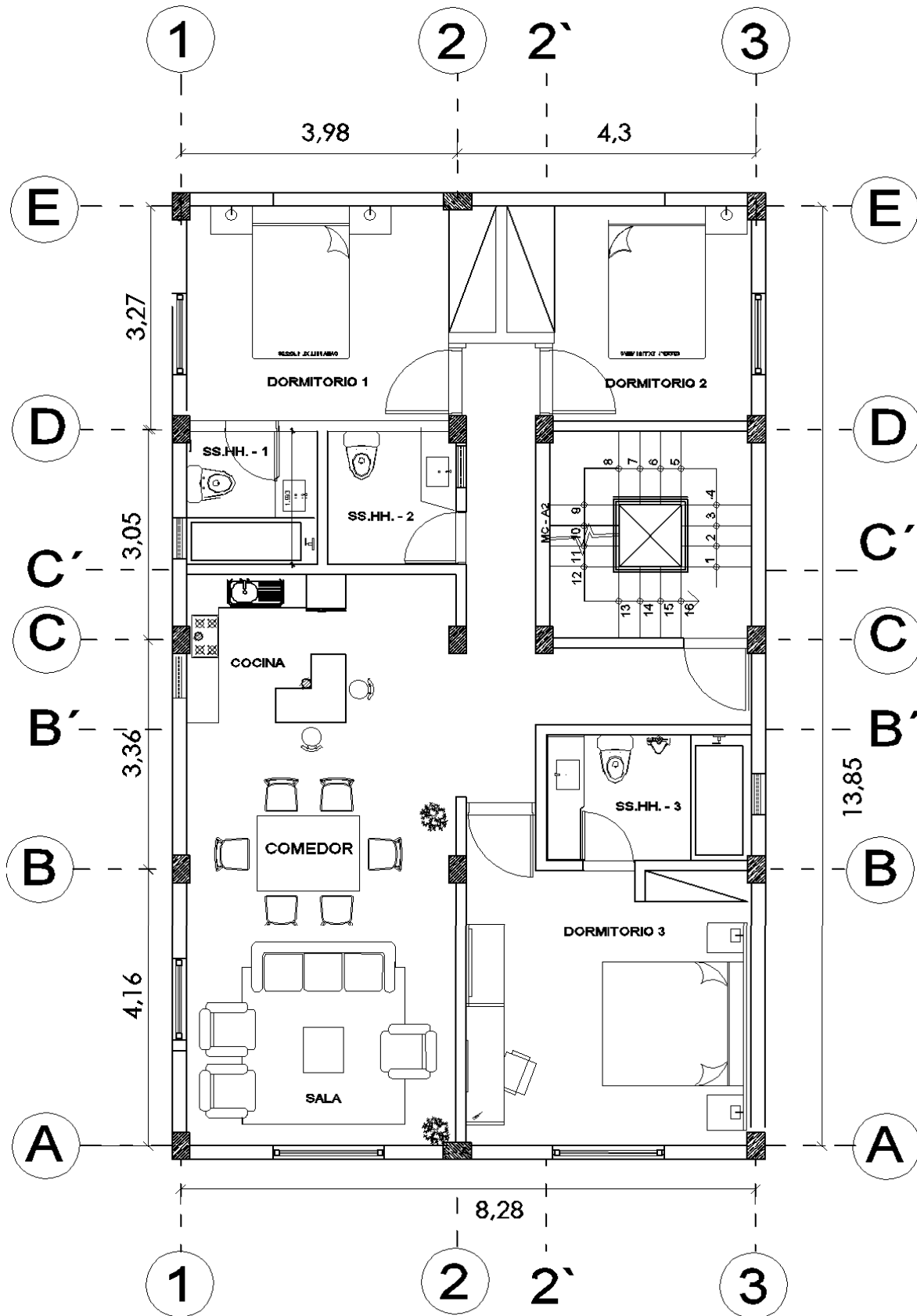
#### ▪ **LA DISTRIBUCIÓN.**

El edificio destinado para vivienda tiene cinco pisos con un departamento por nivel y cada uno cuenta con:

- 3 Dormitorios, dos de ellas con baño propio.
- 1 Baño.
- Gradas de acceso.
- Cocina.
- Sala.
- Comedor.

El acceso desde el exterior se realiza mediante una escalera de cuatro tiempos ubicada en la dirección Y-Y entre los ejes C y D y en la dirección X-X entre los ejes 2` y 3. De igual manera se tiene:

- En la dirección transversal Y – Y: 4 Paños de 4,16 m – 3,36 m - 3,05m – 3,27m entre los ejes A, B, C, D y E respectivamente haciendo un total de 13,85 m.
- En la dirección longitudinal X – X: 2 Paños de 3,98 m y 4,3 m entre los ejes 1,2 y 3 respectivamente haciendo un total de 8,28 m.



**FIGURA III-2: DISTRIBUCIÓN TÍPICA – EJES Y DIMENSIONES**  
FUENTE: Planos de arquitectura – Elaboración Propia.



- **ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.**

Estas especificaciones están planteadas bajo los requerimientos mínimos de la norma técnica E.060.

- **Calidad y propiedades de los materiales.**

**Concreto:**

- Muros de corte y columnas  $f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$
- Vigas y losas  $f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad  $E_c = 217\,000 \text{ kg/cm}^2$ .
- Peso específico  $2400 \text{ kg / m}^3$

**Acero:**

- Varillas corrugadas de grado 60
- Esfuerzo de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia mínima a la rotura  $f'y = 6300 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad  $E_s : 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

DIÁMETRO	NRO	PESO	AREA	DIÁMETRO
3/8"	3	0,559 Kg-m	0,71 cm <sup>2</sup>	0,95 cm
1/2"	4	0,993 Kg-m	1,27 cm <sup>2</sup>	1,27 cm
5/8"	5	1,552 Kg-m	1,98 cm <sup>2</sup>	1,59 cm
3/4"	6	2,235 Kg-m	2,84 cm <sup>2</sup>	1,91 cm
1"	8	3,973 Kg-m	5,07 cm <sup>2</sup>	2,54 cm

TABLA III-1 : CARACTERÍSTICAS DEL ACERO SEGÚN SU DIÁMETRO.  
FUENTE: Libro Concreto Armado, Ing. Francisco Serrano

- **Consideraciones constructivas.**

**Recubrimientos libres de concreto:**

- Vigas y columnas : 4.0 cm
- Muros de corte : 4.0 cm
- Losas : 3.0 cm

**Cargas vivas o sobrecargas**

- Habitaciones : 200 kg/m<sup>2</sup>

**▪ NORMAS EMPLEADAS.**

- Metrado de cargas : Norma Técnica E.020-1985,2006.
- Diseño Sismo-resistente : Norma Técnica E.030, 2016.
- Concreto Armado : Norma Técnica E.060, 2009
- Albañilería : Norma Técnica E.070, 2006.

**3.3.2.2. CUANTIFICACIÓN DE LA MUESTRA.**

La muestra planteada para el desarrollo de la tesis viene a ser una edificación de cinco niveles con un uso destinado para vivienda ubicada en la ciudad del Cusco.

**3.3.2.3. MÉTODO DE MUESTREO.**

La elección de la muestra no dependió de la probabilidad sino de las características, criterios y objetivos de la investigación. Se tiene así una investigación cuantitativa de nivel descriptivo bajo un diseño experimental.

Generalmente las investigaciones descriptivas y experimentales emplean muestras dirigidas o no probabilísticas. En consecuencia, para la presente investigación se tiene una muestra dirigida o no probabilística donde el método de muestreo se dará por conveniencia donde no interviene el azar.

**3.3.2.4. CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE MUESTRA.**

La muestra será analizada desde dos puntos estructurales diferentes:

- La primera clasificará a la edificación como un sistema estructural Dual de tipo I; esto es, emplear columnas, muros de corte, vigas y losas como elementos estructurales.
- La segunda clasificará a la edificación como un sistema de muros estructurales; esto es, emplear muros de corte y losas planas como únicos elementos estructurales.



### **3.3.3. CRITERIOS DE INCLUSIÓN.**

Se consideran como criterios de inclusión los siguientes:

- Edificación de concreto armado.
- Edificación ubicada en la zona sísmica dos (en función a la norma técnica E.030, Diseño Sismo-resistente).
- Edificación con criterios de cimentación típicos de la zona (norma E.030, Diseño Sismo-resistente)
- Edificación regular.
- Edificación de altura moderada.
- Edificación con fines de vivienda.

### **3.4. INSTRUMENTOS.**

#### **3.4.1. INSTRUMENTOS METODOLÓGICOS.**

Como instrumentos metodológicos se tiene tres guías de observación y una hoja de cálculo, el primero referido a la configuración estructural en planta y en elevación, el segundo a los parámetros de diseño sísmico, el tercero al metrado de cargas y el cuarto muestra una hoja de cálculo diseñada para el cálculo del área de acero en vigas y losas.

3.4.1.1. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EN ELEVACIÓN.

**GUÍA # 01 : CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN - RECOMENDACIONES**

UBICACIÓN:

MUESTRA:

PLANO DE REFERENCIA:

FECHA:

**DATOS**

EN PLANTA			EN ELEVACIÓN		
L	<input type="text"/>	m	ALTURA DE ENTREPISO (m) =		
B	<input type="text"/>	m	H	<input type="text"/>	m
			B	<input type="text"/>	m

**I EN PLANTA**

L	<input type="text"/>	m
B	<input type="text"/>	m

$L \leq 2.5 B \sim 3B$

SI $L > 3B$	# BLOQUES
<input type="text"/>	<input type="text"/>
REGULAR ( X ) - IRREGULAR ( )	

**II EN ELEVACIÓN**

ALTURA DE ENTREPISO (m) =		
H	<input type="text"/>	m
B	<input type="text"/>	m

$H \leq 2.5 B \sim 3B$

REGULAR ( X ) - IRREGULAR ( )	
SI $H > 3B$ REQUIERE SUPER - REFORZAMIENTO	
¿NECESITA SUPER-REFORZAMIENTO?	SI
	NO
NRO MÁXIMOS DE PISOS	
<input type="text"/>	



3.4.1.2. PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO – ESPECTRO DE DISEÑO.

GUIA # 02 : PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO																															
UBICACIÓN:	<input style="width: 100%;" type="text"/>																														
MUESTRA:	<input style="width: 100%;" type="text"/>																														
PLANO DE REFERENCIA:	<input style="width: 100%;" type="text"/>																														
SISTEMA	<input style="width: 100%;" type="text"/>																														
FECHA:	<input style="width: 100%;" type="text"/>																														
DATOS																															
UBICACIÓN:	<input style="width: 100%;" type="text"/>																														
USO:	<input style="width: 100%;" type="text"/>																														
NUMERO DE PISOS:	<input style="width: 100%;" type="text"/>																														
ALTURA DE ENTREPISO	<input style="width: 100%;" type="text"/>																														
SISTEMA ESTRUCTURAL	<input style="width: 100%;" type="text"/>																														
I UBICACIÓN																															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 20%;">DISTRITO</td><td><input style="width: 80%;" type="text"/></td></tr> <tr><td>PROVINCIA</td><td><input style="width: 80%;" type="text"/></td></tr> <tr><td>CIUDAD</td><td><input style="width: 80%;" type="text"/></td></tr> </table>	DISTRITO	<input style="width: 80%;" type="text"/>	PROVINCIA	<input style="width: 80%;" type="text"/>	CIUDAD	<input style="width: 80%;" type="text"/>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr style="background-color: #d9e1f2;"><th style="width: 100%;">USO</th></tr> <tr><td><input style="width: 100%;" type="text"/></td></tr> </table>	USO	<input style="width: 100%;" type="text"/>																						
DISTRITO	<input style="width: 80%;" type="text"/>																														
PROVINCIA	<input style="width: 80%;" type="text"/>																														
CIUDAD	<input style="width: 80%;" type="text"/>																														
USO																															
<input style="width: 100%;" type="text"/>																															
II FACTOR DE ZONA - ZONIFICACIÓN																															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr style="background-color: #d9e1f2;"><th>ZONA</th><th>1</th><th>2</th><th>3</th><th>4</th></tr> <tr><td>FACTOR Z</td><td>0,1</td><td>0,25</td><td>0,35</td><td>0,45</td></tr> <tr><td>EMPLLEAR</td><td>( )</td><td>( )</td><td>( )</td><td>( )</td></tr> </table>		ZONA	1	2	3	4	FACTOR Z	0,1	0,25	0,35	0,45	EMPLLEAR	( )	( )	( )	( )															
ZONA	1	2	3	4																											
FACTOR Z	0,1	0,25	0,35	0,45																											
EMPLLEAR	( )	( )	( )	( )																											
III PARÁMETROS DE SITIO																															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr style="background-color: #d9e1f2;"><th>SUELO</th><th>Tipo S0</th><th>Tipo S1</th><th>Tipo S2</th><th>Tipo S3</th></tr> <tr><td>ZONA</td><td>( )</td><td>( )</td><td>( )</td><td>( )</td></tr> <tr><td>Z4 ( )</td><td>0,8</td><td>1,00</td><td>1,05</td><td>1,10</td></tr> <tr><td>Z3 ( )</td><td>0,8</td><td>1,00</td><td>1,15</td><td>1,20</td></tr> <tr><td>Z2 ( )</td><td>0,8</td><td>1,00</td><td>1,20</td><td>1,40</td></tr> <tr><td>Z1 ( )</td><td>0,8</td><td>1,00</td><td>1,60</td><td>2,00</td></tr> </table>		SUELO	Tipo S0	Tipo S1	Tipo S2	Tipo S3	ZONA	( )	( )	( )	( )	Z4 ( )	0,8	1,00	1,05	1,10	Z3 ( )	0,8	1,00	1,15	1,20	Z2 ( )	0,8	1,00	1,20	1,40	Z1 ( )	0,8	1,00	1,60	2,00
SUELO	Tipo S0	Tipo S1	Tipo S2	Tipo S3																											
ZONA	( )	( )	( )	( )																											
Z4 ( )	0,8	1,00	1,05	1,10																											
Z3 ( )	0,8	1,00	1,15	1,20																											
Z2 ( )	0,8	1,00	1,20	1,40																											
Z1 ( )	0,8	1,00	1,60	2,00																											
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr style="background-color: #d9e1f2;"><th>SUELO</th><th>Tipo S0</th><th>Tipo S1</th><th>Tipo S2</th><th>Tipo S3</th></tr> <tr><td>PARÁMETRO</td><td>( )</td><td>( )</td><td>( )</td><td>( )</td></tr> <tr><td>Tp</td><td>0,3</td><td>0,4</td><td>0,6</td><td>1,0</td></tr> <tr><td>TL</td><td>3,0</td><td>2,5</td><td>2,0</td><td>1,6</td></tr> </table>		SUELO	Tipo S0	Tipo S1	Tipo S2	Tipo S3	PARÁMETRO	( )	( )	( )	( )	Tp	0,3	0,4	0,6	1,0	TL	3,0	2,5	2,0	1,6										
SUELO	Tipo S0	Tipo S1	Tipo S2	Tipo S3																											
PARÁMETRO	( )	( )	( )	( )																											
Tp	0,3	0,4	0,6	1,0																											
TL	3,0	2,5	2,0	1,6																											
<b>S</b>	Factor de suelo		<input style="width: 100%;" type="text"/>																												
<b>Tp</b>	Períodos que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.		<input style="width: 100%;" type="text"/>																												
<b>TL</b>			<input style="width: 100%;" type="text"/>																												

**IV FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA**

<b>PERÍODO FUNDAMENTAL</b>	$T = \frac{h_n}{C_t}$	<b>hn</b>	<b>ALTURA DE LA EDIFICACIÓN EN METROS A EMPLEAR</b>		
		<b>Ct</b>	PARA:	VALOR	USADO
			Pórticos sin muros de corte	35	( )
			Pórticos y muros de corte en escaleras y ascensores	45	( )
Albañilería, sistemas duales, muros estructurales y muros de ductilidad limitada	60	( )			

Se tiene	T =	
	Tp =	
	TL =	

Para "C" :	1 ( X )	T < Tp	C = 2,5	
	2 ( )	Tp < T < TL	C = 2,5 * (Tp/T)	
	3 ( )	T > TL	C = 2,5 * {(Tp*TL)/(T*T)}	

C (DEFINITIVO) =

**V CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN**

EDIFICACIÓN	CATEGORÍA		FACTOR U	A EMPLEAR
	Esencial	A	1,5	( )
Importante	B	1,3	( )	
Común	C	1	( )	
Menor	D	(*)	( )	

(\*) A CRITERIO / VER NORMA E-030 DISEÑO SISMORESISTENTE

**VI SISTEMA ESTRUCTURAL**

SISTEMA		COEFICIENTE Ro	A EMPLEAR (*)
ACERO	Pórticos especiales resistentes a momentos	8	( )
	Pórticos intermedios resistentes a momentos	7	( )
	Pórticos ordinarios resistentes a momentos	6	( )
	Pórticos especiales concéntricamete arriostrados	8	( )
	Pórticos ordinarios concéntricamete arriostrados	6	( )
	Pórticos Excéntricamete arriostrados	8	( )
CONCRETO ARMADO	Pórtico	8	( )
	Dual	7	( )
	Muros estructurales	6	( )
	Muros de ductilidad limitada	4	( )
ALBAÑILERÍA	Armada o confinada	3	( )
MADERA	Por esfuerzos admisibles	7	( )

**REGULARIDAD E IRREGULARIDAD - FACTORES DE IRREGULARIDAD**

<b>A. CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES</b>		
¿Presenta alguna restricción de irregularidad?	SI ( )	NO ( )
(NO)Detalle:		



B. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA		
CASO	CONDICIÓN	(SI) FACTOR $l_a$
¿Presenta irregularidad de rigidez?	SI ( ) NO ( )	0,75
¿Presenta irregularidad extrema de rigidez?	SI ( ) NO ( )	0,50
¿Presenta irregularidad de resistencia?	SI ( ) NO ( )	0,75
¿Presenta irregularidad extrema de resistencia?	SI ( ) NO ( )	0,50
¿Presenta irregularidad de masa o peso?	SI ( ) NO ( )	0,90
¿Presenta irregularidad geométrica vertical?	SI ( ) NO ( )	0,90
¿Presenta discontinuidad en los sistemas resistentes?	SI ( ) NO ( )	0,80
¿Presenta discontinuidad extrema en los sistemas resistentes?	SI ( ) NO ( )	0,60

C. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA		
CASO	CONDICIÓN	(SI) FACTOR $l_p$
¿Presenta irregularidad torsional?	SI ( ) NO ( )	0,75
¿Presenta irregularidad torsional extrema?	SI ( ) NO ( )	0,60
¿Presenta esquinas entrantes?	SI ( ) NO ( )	0,90
¿El diafragma es discontinuo?	SI ( ) NO ( )	0,85
¿Existen sistemas no paralelos?	SI ( ) NO ( )	0,90

$R = R_o * l_a * l_p$ 
R =

**RESUMEN**

PARÁMETRO	Z	U	C	S	R
VALOR					

3.4.1.3. METRADO DE CARGAS.

GUIA # 03 : METRADO DE CARGAS			
UBICACIÓN:	<input style="width: 100%;" type="text"/>		
MUESTRA:	<input style="width: 100%;" type="text"/>		
PLANO DE REFERENCIA:	<input style="width: 100%;" type="text"/>		
SISTEMA	<input style="width: 100%;" type="text"/>		
FECHA:	<input style="width: 100%;" type="text"/>		
DATOS			
USO:	<input style="width: 100%;" type="text"/>		
NUMERO DE PISOS:	<input style="width: 100%;" type="text"/>		
ALTURA DE ENTREPISO	<input style="width: 100%;" type="text"/>		
ESPESOR DE PISO TERMINADO	<input style="width: 100%;" type="text"/>		
TIPO DE ASENTADO	<input style="width: 100%;" type="text"/>		
TIPO DE LADRILLO	<input style="width: 100%;" type="text"/>		
ALTURA DE ASENTADO	<input style="width: 100%;" type="text"/>		
I SOBRECARGA O CARGA VIVA - CV			
OCUPACIÓN / USO		CARGA REPARTIDA	
Cuartos		<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>
Escaleras		<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>
* FUENTE: NORMA TECNICA E-020 CARGAS			
SOBRECARGA POR NIVEL:			
NIVEL	OCUPACION / USO	PROMEDIO kg/m2	
<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 100%;" type="text"/>	
<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 100%;" type="text"/>	
<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 100%;" type="text"/>	
<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 100%;" type="text"/>	
II CARGA MUERTA - CM			
PISO TERMINADO			
TIPO	PESO	Und.	
Acabado con falso piso	<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>	
Espesor	<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>	
P.P.T	<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>	
TABIQUERÍA			
TIPO DE ASENTADO	TIPO DE LADRILLO	ALTURA (m)	PESO
<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>
* PARA UNIDADES HUECAS TUBULARES: 14 kg/ (m2 x cm)			
PESO DEL TABIQUE (kg/m)	CARGA EQUIVALENTE (kg/m2)		
74 - menos	30		
75 - 149	60		
150 - 249	90		
250 - 399	150		
400 - 549	210		
550 - 699	270		
700 - 849	330		
850 - 1000	390		
PESO POR TABIQUERÍA			
<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>	<input style="width: 50%;" type="text"/>	
* FUENTE: NORMA TÉCNICA E-020 CARGAS - 1985			



RESUMEN: POR PISO			
LA CARGA MUERTA, AL TRATASE DE UNA EDIFICACIÓN CON DISTRIBUCIÓN TÍPICA, SERA LA MISMA PARA CADA NIVEL:			
POR NIVEL	ÁREA :		
	PISO TERMINADO		
	TABIQUERÍA		
	TOTAL		
METRADO TOTAL			
	NIVEL	CM	CV
	1er		
	2do		
	3er		
	4to		
	5to		

### 3.4.1.4. CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO – VIGAS, LOSAS.

GUIA # 04 : CÁLCULO DE AREAS DE ACERO - LOSAS, VIGAS	
UBICACIÓN:	<input type="text"/>
ELEMENTO	<input type="text"/>
PLANO DE REFERENCIA:	<input type="text"/>
SISTEMA	<input type="text"/>
FECHA:	<input type="text"/>
I DATOS	
DENOMINACIÓN - UBICACIÓN	
VIGA:	<input type="text"/>
DIRECCIÓN:	<input type="text"/>
EJE:	<input type="text"/>
DATOS DE DISEÑO	
h=	<input type="text"/> cm
b=	<input type="text"/> cm
r=	<input type="text"/> cm
d=	<input type="text"/> cm
fy=	<input type="text"/> kg/cm <sup>2</sup>
fc=	<input type="text"/> kg/cm <sup>2</sup>

II ECUACIONES EMPLEADAS:																							
$As = \frac{Mu}{\left(d - \frac{a}{2}\right) \phi fy} \qquad a = \frac{As * fy}{0,85 f'c * b}$																							
<p>As =</p> <p>Mu (Kg-cm)=</p>	<p>NIVEL</p> <table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr style="background-color: #90EE90;"> <td style="width: 30px; height: 20px;"></td> <td style="width: 30px; height: 20px;"></td> <td style="width: 30px; height: 20px;"></td> </tr> <tr style="background-color: #ADD8E6;"> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">3</td> </tr> <tr style="background-color: #90EE90;"> <td style="width: 30px; height: 20px;"></td> <td style="width: 30px; height: 20px;"></td> <td style="width: 30px; height: 20px;"></td> </tr> </table> <p>EJE ... <span style="margin-left: 200px;">EJE ...</span></p>				1	2	3																
1	2	3																					
III CÁLCULO																							
<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr style="background-color: #ADD8E6;"> <th colspan="4" style="text-align: center;">NIVEL ...</th> </tr> <tr> <th rowspan="2" style="width: 30px;">Mu</th> <th style="width: 30px;">a</th> <th rowspan="2" style="width: 30px;">As (cm2)</th> <th style="width: 30px;">a</th> </tr> <tr> <th style="font-size: small;">(Asumido)</th> <th style="font-size: small;">(Calculado)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td></td> <td style="background-color: #D8BFD8;"></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td></td> <td style="background-color: #D8BFD8;"></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td></td> <td style="background-color: #D8BFD8;"></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		NIVEL ...				Mu	a	As (cm2)	a	(Asumido)	(Calculado)	1				2				3			
NIVEL ...																							
Mu	a	As (cm2)	a																				
	(Asumido)		(Calculado)																				
1																							
2																							
3																							

### 3.4.2. INSTRUMENTOS DE INGENIERÍA.

Para el desarrollo del presente trabajo se aplicaron como instrumentos de ingeniería:

- El software estructural Etabs - 9.5.0 para el modelamiento y obtención de la respuesta sísmica.
- Microsoft Excel para los cálculos y elaboración de tablas.
- AutoCAD para el dibujado de planos.



### 3.5. PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

Para cumplir con los objetivos y fines del presente trabajo, se utilizó una metodología que entregó en forma clara los fundamentos que sustentaron las conclusiones. Todo lo planteado está respaldado por un estudio estructural el cual muestra que si existen bondades justificando la implementación del nuevo sistema.

#### 3.5.1. PRIMERO: ESTRUCTURACIÓN.

##### 3.5.2.1. EQUIPOS EMPLEADOS.

Para estructurar la edificación bajo las dos alternativas estructurales se emplearon los criterios normativos como también las recomendaciones del Ing. Antonio Blanco en su libro *Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado*.

##### 3.5.1.1. PROCEDIMIENTO.

El proceso de estructuración consiste en definir la forma y geometría de la edificación como también la ubicación y características de los diferentes elementos estructurales para cada alternativa de tal forma que se logre una estructura de características sismo-resistentes; logrando con todo ello, una distribución en planta que será aplicada para ambas alternativas estructurales posee las mismas características.

##### 3.5.1.1. TOMA DE DATOS.

Los datos necesarios para estructurar la edificación están relacionados a las características geométricas de ésta.

- Área : 114.68 m<sup>2</sup>
- Perímetro : 44.26 m
- Altura de entrepiso : 2,70 m
- Numero de niveles : 5
- Altura total : 13,5 m
- Largo : 13,9 m.
- Ancho : 8,28 m



### **3.5.2. SEGUNDO: EVALUACIÓN DE LAS RECOMENDACIONES EN PLANTA Y ELEVACIÓN.**

#### **3.5.1.1. EQUIPOS EMPLEADOS.**

Para verificar y evaluar los aspectos geométricos de la edificación, tanto en planta como en elevación se empleó el programa Excel y la Guía #01: Recomendaciones en Planta y Elevación.

En función a lo descrito en el marco teórico con respecto a las recomendaciones que deben poseer las estructuras con diafragma rígido establecidas en la norma técnica E-070 de Albañilería (2006), en esta guía se emplearon algunas recomendaciones brindadas por algunos profesionales del área con respecto a su opinión crítica sobre la configuración en planta y elevación para una edificación mencionadas en el marco teórico y su influencia de esta en el comportamiento global de la estructura: Las estructuras con diafragma rígido deben guardar una relación entre sus dimensiones, tanto en planta como en elevación, menor que tres.

Se tomó en cuenta también algunos datos y apuntes académicos realizados durante el desarrollo de las asignaturas correspondientes, siendo el curso de Diseño Estructural de Edificaciones uno de los más relevantes para este tipo de evaluación.

#### **3.5.2.2. PROCEDIMIENTO.**

Al tratarse de la misma edificación para ambas alternativas, la evaluación de las recomendaciones en planta y elevación se realizó de manera genérica. En base a ello se tomaron los datos en función a los datos de estructuración siendo los más primordiales las dimensiones en planta y elevación.

### 3.5.2.3. TOMA DE DATOS.

Los datos necesarios para evaluar las recomendaciones en planta y elevación de la edificación son:

GUÍA # 01 : CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN - RECOMENDACIONES	
UBICACIÓN:	CIUDAD DEL CUSCO
MUESTRA:	EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES DE CONCRETO ARMADO
PLANO DE REFERENCIA:	ARQUITECTURA G-02
FECHA:	23/09/2015

I DATOS	
<b>EN PLANTA</b>	
L	13,9 m
B	8,28 m
<b>EN ELEVACIÓN</b>	
ALTURA DE ENTREPISO (m) = 2,70	
H	13,5 m
B	8,28 m

### 3.5.3. TERCERO: PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO.

Para el modelamiento e incorporación de datos en el software se realizó la toma de parámetros de diseño sísmico correspondiente para cada alternativa.

#### 3.5.3.1. EQUIPOS EMPLEADOS.

Se empleó el programa Excel y la Guía #02.

#### 3.5.3.2. PROCEDIMIENTO.

Los datos por conseguir están relacionados a los datos obtenidos en la etapa de estructuración y evaluación de las recomendaciones en planta y elevación, pues para determinar estos parámetros sísmicos es necesario conocer las condiciones geométricas, condiciones de lugar y condiciones de uso.

### 3.5.3.3. TOMA DE DATOS.

Los datos necesarios para calcular los parámetros de diseño sísmico son:

#### 3.5.3.3.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I.

GUIA # 02 : PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO	
UBICACIÓN:	CIUDAD DEL CUSCO
MUESTRA:	EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES DE CONCRETO ARMADO
PLANO DE REFERENCIA:	ARQUITECTURA G-01
SISTEMA	DUAL TIPO I
FECHA:	25/01/2016

DATOS	
UBICACIÓN:	Cusco
USO:	Vivienda
NUMERO DE PISOS:	5
ALTURA DE ENTREPISO	2,70 m
SISTEMA ESTRUCTURAL	Dual (columnas , vigas, losas, muros de corte)
¿ES REGULAR?	Si

#### 3.5.3.3.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.

GUIA # 02 : PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO	
UBICACIÓN:	CIUDAD DEL CUSCO
MUESTRA:	EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES DE CONCRETO ARMADO
PLANO DE REFERENCIA:	ARQUITECTURA G-01
SISTEMA	MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS
FECHA:	25/01/2016

DATOS	
UBICACIÓN:	Cusco
USO:	Vivienda
NUMERO DE PISOS:	5
ALTURA DE ENTREPISO	2,70 m
SISTEMA ESTRUCTURAL	Muros de corte - losas planas (vigas perimetrales)
¿ES REGULAR?	Si

### 3.5.4. CUARTO: METRADO DE CARGAS.

#### 3.5.4.1. EQUIPOS EMPLEADOS.

Se empleó el programa Excel y la Guía #03.

#### 3.5.4.1. PROCEDIMIENTO.

Considerando que el software incorpora de por sí el peso propio de los elementos estructurales, el metrado de cargas considera sólo el peso del piso terminado y el peso de la tabiquería. Se empleó la Guía #03, elaborada en función a la norma E.020.

Los datos a obtener están relacionados también a la condición de uso de la edificación.

#### 3.5.4.2. TOMA DE DATOS.

Los datos necesarios para realizar el metrado de cargas son:

##### 3.5.4.2.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I.

GUIA # 03 : METRADO DE CARGAS	
UBICACIÓN:	CIUDAD DEL CUSCO
MUESTRA:	EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES DE CONCRETO ARMADO
PLANO DE REFERENCIA:	ARQUITECTURA G-01
SISTEMA	DUAL TIPO I
FECHA:	01/02/2016

DATOS	
USO:	Vivienda
NUMERO DE PISOS:	5
ALTURA DE ENTREPISO	2,70 m
ESPESOR DE PISO TERMINADO	20 cm
TIPO DE ASENTADO	Soga
TIPO DE LADRILLO	Hueco tubular
ALTURA DE ASENTADO	2,30 m

### 3.5.4.2.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.

GUIA # 03 : METRADO DE CARGAS	
UBICACIÓN:	CIUDAD DEL CUSCO
MUESTRA:	EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES DE CONCRETO ARMADO
PLANO DE REFERENCIA:	ARQUITECTURA G-01
SISTEMA	MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS
FECHA:	01/02/2016

DATOS	
USO:	Vivienda
NUMERO DE PISOS:	5
ALTURA DE ENTREPISO	2,70 m
ESPESOR DE PISO TERMINADO	20 cm
TIPO DE ASENTADO	Soga
TIPO DE LADRILLO	Hueco tubular
ALTURA DE ASENTADO	2,50 m

### 3.5.5. QUINTO: PRE-DIMENSIONAMIENTO.

En el pre-dimensionamiento se asignaron las dimensiones mínimas a las secciones de los elementos estructurales que conforman la edificación, una vez realizado el análisis se verificará si las dimensiones asumidas para los elementos son convenientes o tendrán que modificarse para continuar con el diseño de los mismos. Este procedimiento se basa en criterios prácticos y simples que nos permiten tener una idea adecuada de la sección a utilizar.

#### 3.5.5.1. EQUIPOS EMPLEADOS.

Este procedimiento se realizó en base a ciertos criterios estipulados en la Norma E.060 de Concreto Armado juntamente con los criterios del Ing. Antonio Blanco plasmados en su libro "Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado". Se aplicaron también los programas Excel y Autocad.

#### 3.5.5.2. PROCEDIMIENTO.

Para pre-dimensionar cada elemento estructural se requiere de diferentes datos o parámetros que están relacionados a la distribución en planta de la edificación. Estos en su mayoría se tratan de dimensiones.



### 3.5.5.2.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I.

- **VIGAS:**

Las vigas se dimensionan generalmente en función a la luz libre, tomándose de ésta 1/10 a 1/12 de su longitud. Esta dimensión incluye el espesor de la losa.

En función a lo anterior se toman como dato las diferentes luces que se generan a partir de la ubicación de los elementos estructurales (Estructuración). Estas distancias se detallan en la siguiente tabla.

NRO.	TIPO	UBICACION		LUZ
		EJE	TRAMO	
1	PRINCIPAL	Eje A	Tramo 1 - 2	2,63 m
2	PRINCIPAL	Eje A	Tramo 2 - 3	2,95 m
3	PRINCIPAL	Eje B	Tramo 1 - 2	3,98 m
4	PRINCIPAL	Eje B	Tramo 2 - 3	4,3 m
5	PRINCIPAL	Eje C	Tramo 1 - 2	3,98 m
6	PRINCIPAL	Eje C	Tramo 2 - 3	<b>4,3</b> m
7	PRINCIPAL	Eje D	Tramo 1 - 2	3,98 m
8	PRINCIPAL	Eje D	Tramo 2 - 3	4,3 m
9	PRINCIPAL	Eje E	Tramo 1 - 2	2,63 m
10	PRINCIPAL	Eje E	Tramo 2 - 3	2,95 m
11	PRINCIPAL	Eje 1	Tramo A - B	2,76 m
12	PRINCIPAL	Eje 1	Tramo B - C	3,36 m
13	PRINCIPAL	Eje 1	Tramo C - D	3,05 m
14	PRINCIPAL	Eje 1	Tramo D - E	3,55 m
15	PRINCIPAL	Eje 2	Tramo A - B	4,24 m
16	PRINCIPAL	Eje 2	Tramo B - C	3,36 m
17	PRINCIPAL	Eje 2	Tramo C - D	3,05 m
18	PRINCIPAL	Eje 2	Tramo D - E	3,35 m
19	PRINCIPAL	Eje 3	Tramo A - B	4,24 m
20	PRINCIPAL	Eje 3	Tramo B - C	3,36 m
21	PRINCIPAL	Eje 3	Tramo C - D	3,05 m
22	PRINCIPAL	Eje 3	Tramo D - E	1,87 m
23	PRINCIPAL	Eje 2`	Tramo C - D	3,05 m

**TABLA III-2: PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS, DATOS – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

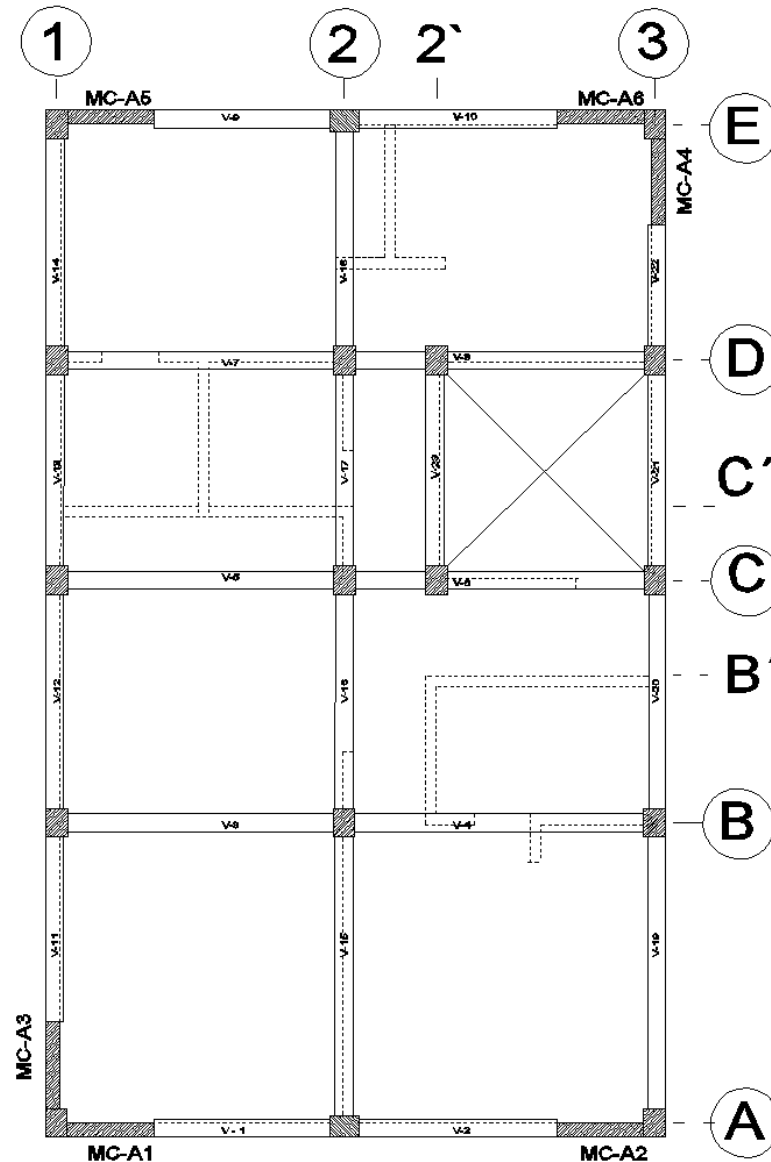


FIGURA III-3: PLANO DE VIGAS – DUAL TIPO I  
FUENTE: Elaboración propia.

▪ **COLUMNAS:**

Para el pre-dimensionamiento de las columnas se trabajó en función a las áreas tributarias (Ver figura III-4).

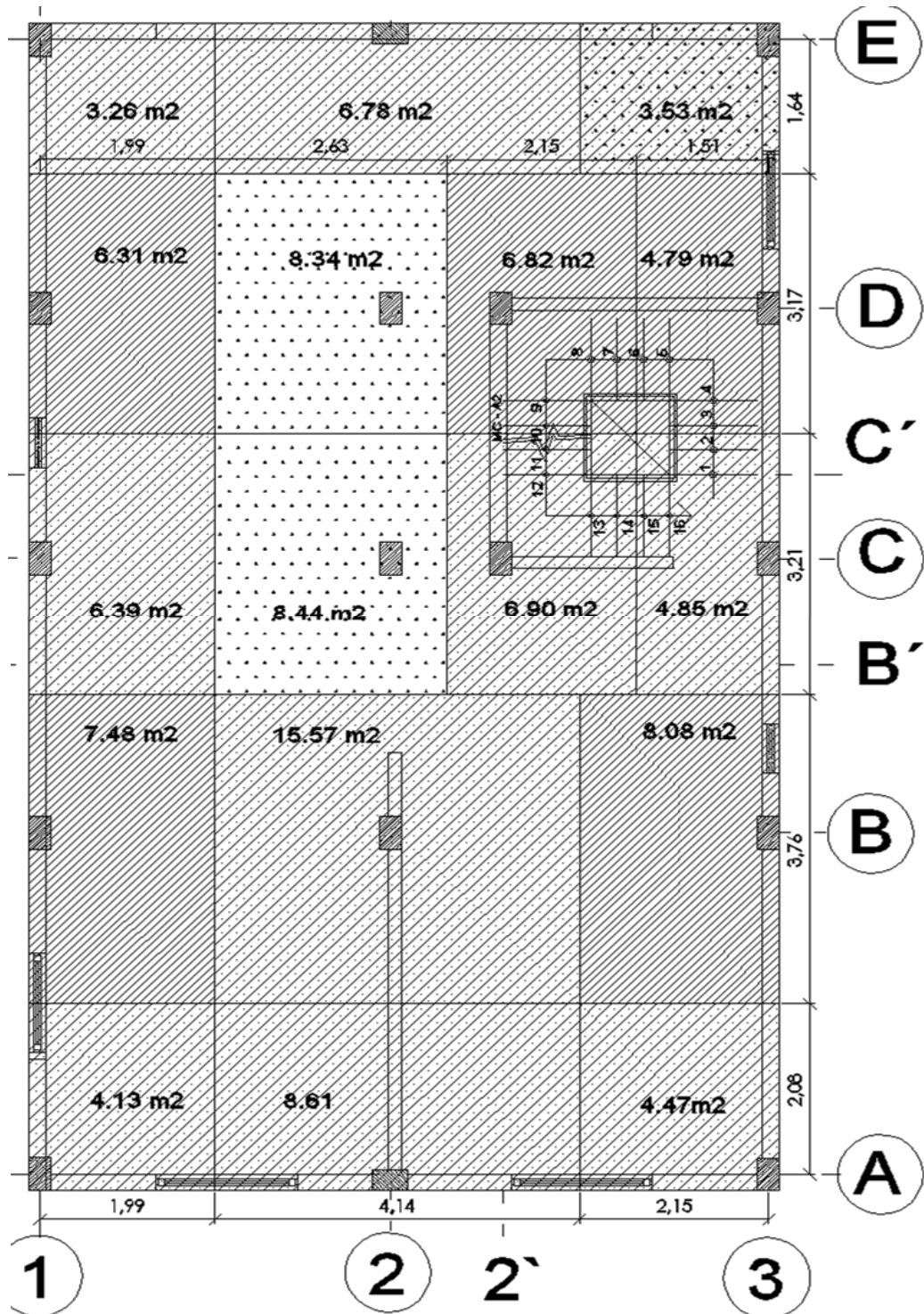


FIGURA III-4: ÁREAS TRIBUTARIAS PARA COLUMNAS – DUAL TIPO I  
 FUENTE: Elaboración propia.

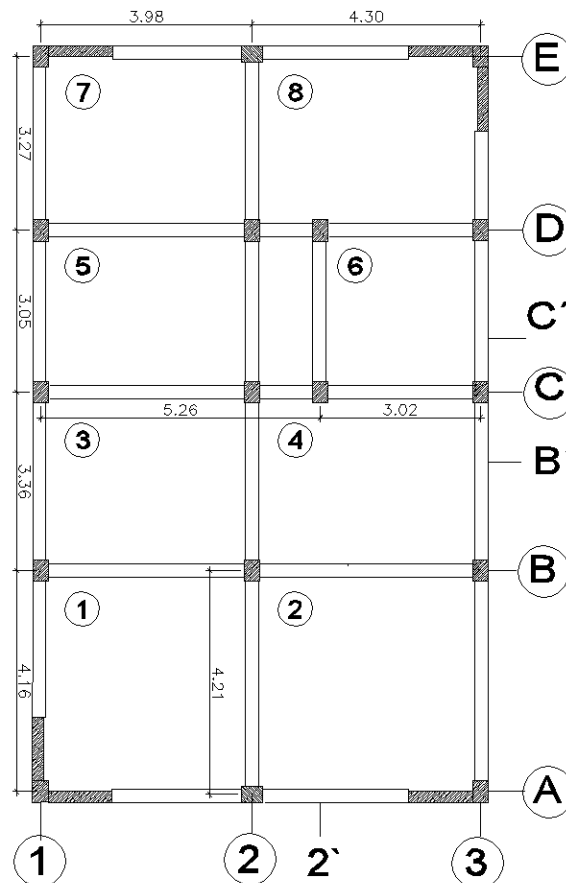
- **MUROS DE CORTE:**

Según el artículo 21.9.3.2 de la norma E.060, el espesor mínimo para los muros de corte está en función a la altura de entrepiso. Este espesor no debe ser menor de 1/25 veces la altura de entrepiso ni menor de 0.15 m.

La altura de entrepiso, según los procedimientos detallados anteriormente, tiene un valor de 2,70 m.

- **LOSAS:**

El espesor de la losa varía en función a la dimensión del paño o luz, así para pre-dimensionar la losa maciza se consideró el paño de mayor dimensión.



**FIGURA III-5: DIMENSION DE PAÑOS – SISTEMA DUAL TIPO I**  
FUENTE: Planos - Elaboración Propia.

Según la figura anterior, el paño con mayores dimensiones es el paño N°2 cuya luz crítica toma el valor de 4,30 m.

### 3.5.5.2.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.

- **VIGAS PERIMETRALES:**

Las vigas se dimensionaron en función a la luz libre, tomándose de esta 1/10 a 1/12 de su longitud. Esta dimensión incluye el espesor de la losa.

Nº	TIPO	UBICACIÓN		LUZ
		EJE	TRAMO	
A	PERIMETRAL	Eje A	Tramo 1 - 2	2,19 m
B	PERIMETRAL	Eje A	Tramo 2 - 3	2,19 m
C	PERIMETRAL	Eje 1	Tramo A - B	2,26 m
D	PERIMETRAL	Eje 3	Tramo A - B	2,26 m
E	PERIMETRAL	Eje 1	Tramo B - C`	3,09 m
F	PERIMETRAL	Eje 3	Tramo B - C`	3,09 m
G	PERIMETRAL	Eje 1	Tramo C` - E	2,90 m
H	PERIMETRAL	Eje 3	Tramo C` - E	2,90 m
I	PERIMETRAL	Eje E	Tramo 1 - 2	2,19 m
J	PERIMETRAL	Eje E	Tramo 2 - 3	2,19 m

TABLA III-3: PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PERIMETRALES, DATOS – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS  
FUENTE: Elaboración propia.

- **MUROS DE CORTE:**

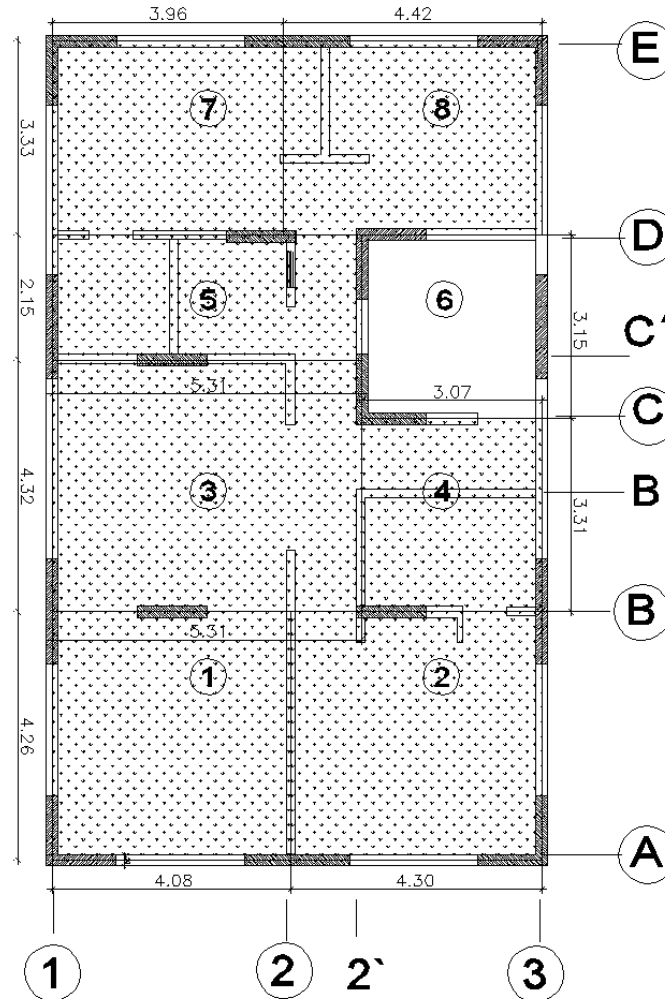
Según el artículo 21.9.3.2 de la norma E.060, el espesor mínimo para los muros de corte está en función a la altura de entrepiso. Este espesor no debe ser menor de 1/25 veces la altura de entrepiso ni menor de 0.15 m.

La altura de entrepiso, según los procedimientos detallados anteriormente, tiene un valor de 2,70 m.

- **LOSAS**

Según Antonio Blanco las losas macizas armadas en dos direcciones requieren un peralte mínimo por la resistencia y rigidez que presenta y considera que el peralte de la losa debe ser mayor al perímetro dividido entre 180, o 1/40 de la luz mayor.

Para la distribución en planta de la alternativa 2 se tiene los diferentes paños de losa:



**FIGURA III-6: PAÑOS DE LOSA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

La siguiente tabla muestra los perímetros de paños obtenidos en función a la figura III-6.

PAÑO	1	2	3	4	5	6	7	8
PERÍMETRO	16,68 m	17,12 m	19,26 m	12,76 m	14,92 m	12,44 m	14,58 m	15,50 m

**TABLA III-4: PERÍMETRO DE PAÑOS, DATOS – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

### 3.5.5.3. TOMA DE DATOS.

Se tiene finalmente los siguientes datos para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales:

#### 3.5.5.3.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I.

ELEMENTO	DATO	VALOR	UNIDAD
VIGAS	Luz mayor	4,3	m
COLUMNAS	Áreas tributarias	Ver imagen III-6	
MUROS DE CORTE	Altura de entrepiso	2,7	m
LOSA	Luz mayor	4,3	m

TABLA III-5: PRE-DIMENSIONAMIENTO, DATOS – DUAL TIPO I  
FUENTE: Elaboración propia.

#### 3.5.5.3.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.

ELEMENTO	DATO	VALOR	UNIDAD
VIGAS PERIMETRALES	Luz mayor	3,09	m
MUROS DE CORTE	Altura de entrepiso	2,7	m
LOSA	Luz mayor	4,3	m
	Perímetro mayor	19,26	m

TABLA III-6: PRE-DIMENSIONAMIENTO, DATOS – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS  
FUENTE: Elaboración propia.

### 3.5.6. SEXTO: MODELAMIENTO.

#### 3.5.6.1. EQUIPOS EMPLEADOS.

Finalmente la modelación de la estructura para ambas metodologías constructivas se realizó en el software estructural: ETABS - 9.5.0. Se decidió por este programa por las ventajas y funciones de análisis que posee, en él se pudo modelar sin problema la estructura tridimensional, contando con las opciones de aplicar varios tipos de análisis.

#### 3.5.6.2. PROCEDIMIENTO.

Los datos para realizar el modelo, muy aparte de los que se obtuvieron en los procedimientos anteriores (de estructuración al pre-dimensionamiento) se basan principalmente en las características del material: Concreto.



### 3.5.6.3. TOMA DE DATOS.

El material a emplear definido en el programa es el mismo para ambas alternativas estructurales por lo que se hace una única toma de datos. Los datos, propios del material, a incorporar en el modelamiento son:

Concreto:

- Resistencia a la compresión  $f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad  $E_c = 217\,000 \text{ kg/cm}^2$ .
- Peso específico  $2400 \text{ kg / m}^3$

## 3.6. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS DE DATOS.

### 3.6.1. PRIMERO: ESTRUCTURACIÓN.

#### 3.6.1.1. PROCESAMIENTO.

En esta etapa no se realizó ningún cálculo pues este ítem solo refiere a la ubicación y distribución en planta de los elementos estructurales para cada alternativa: Dual tipo I y Muros de corte – Losas planas.

##### 3.6.1.1.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I.

- El sistema sismo-resistente en ambas direcciones está conformado por pórticos y muros de corte.
- Para limitar los desplazamientos laterales de la edificación durante un sismo, se recurrió al uso de muros de corte en ambas direcciones, los cuales proporcionan una gran rigidez lateral. Los muros de corte se han ubicado de manera que guarden simetría para así no crear efectos importantes de torsión.
- En el perímetro del edificio se tienen muros de corte (en ambas direcciones) y columnas conectadas entre sí por vigas de concreto armado, estos pórticos y muros estructurales conforman en conjunto el sistema estructural del edificio.
- Las losas de piso son macizas de concreto armado (por tener mayor inercia y mayor capacidad resistente), y al tenerse luces





considerablemente similares, las losas trabajarán principalmente en dos direcciones. Éstas serán consideradas como diafragmas rígidos para compatibilizar los desplazamientos horizontales de los elementos resistentes en los tres grados de libertad de las plantas.

- Al tenerse luces de similar longitud se empleó un mismo peralte para todas las vigas y por presentarse una losa maciza estas serán principales en su totalidad. Éstas dividen la planta en 8 paños. (Ver figura III-7).
- Las vigas fueron ubicadas en zonas donde existen tabiques que dividen los ambientes, de tal forma que sirva también como dintel para los vanos, logrando de esta forma conservar la arquitectura.
- Los espesores de los muros de corte y las secciones de las columnas se mantendrán constantes en toda la altura del edificio asegurando continuidad y simetría

#### **3.6.1.1.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.**

- El sistema sismo-resistente en ambas direcciones está conformado íntegramente por muros de corte.
- Los espesores de los muros de corte se mantienen constantes en toda la altura del edificio asegurando continuidad y simetría.
- Las losas de piso son de tipo macizas de concreto armado tradicional actuando como diafragmas rígidos para compatibilizar los desplazamientos horizontales de los elementos resistentes en los tres grados de libertad de las plantas.
- Como lo indica la norma E.060 en su capítulo 21, uno de los requisitos para estructurar una edificación con losas planas sin vigas, es que se debe incorporar vigas peraltadas en todo el perímetro de la losa (diafragma) uniendo los muros de corte (Ver figura III-8).

3.6.1.2. DIAGRAMAS.

Finalmente la ubicación de los elementos estructurales se detalla en las figuras III-7 y III-8.

3.6.1.2.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I.

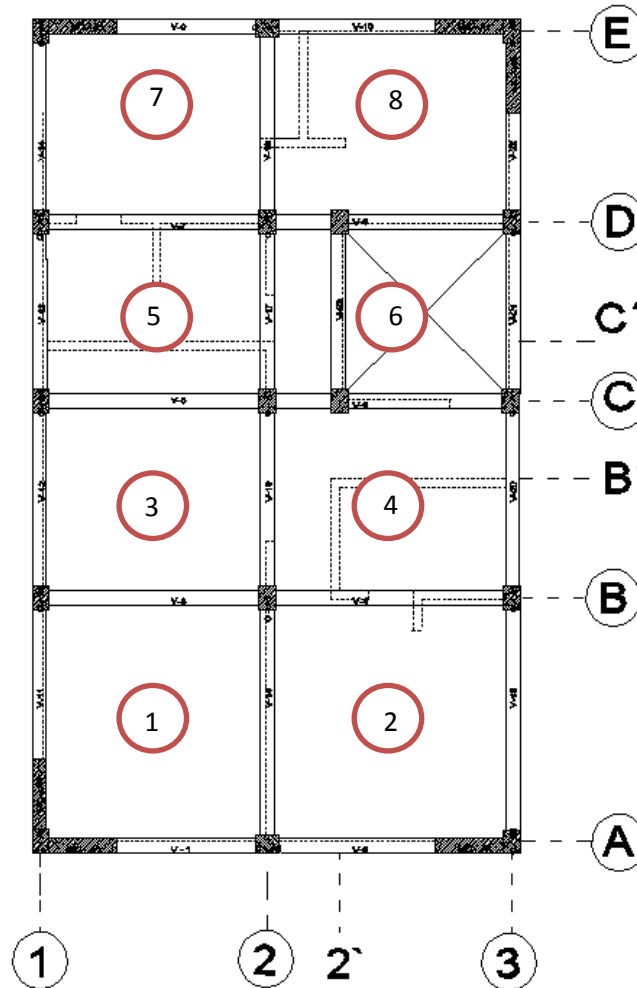


FIGURA III-7: ESTRUCTURACIÓN – SISTEMA DUAL TIPO I  
FUENTE: Planos - Elaboración Propia.

### 3.6.1.2.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.

Para mantener la simetría en planta se plantea la siguiente distribución:

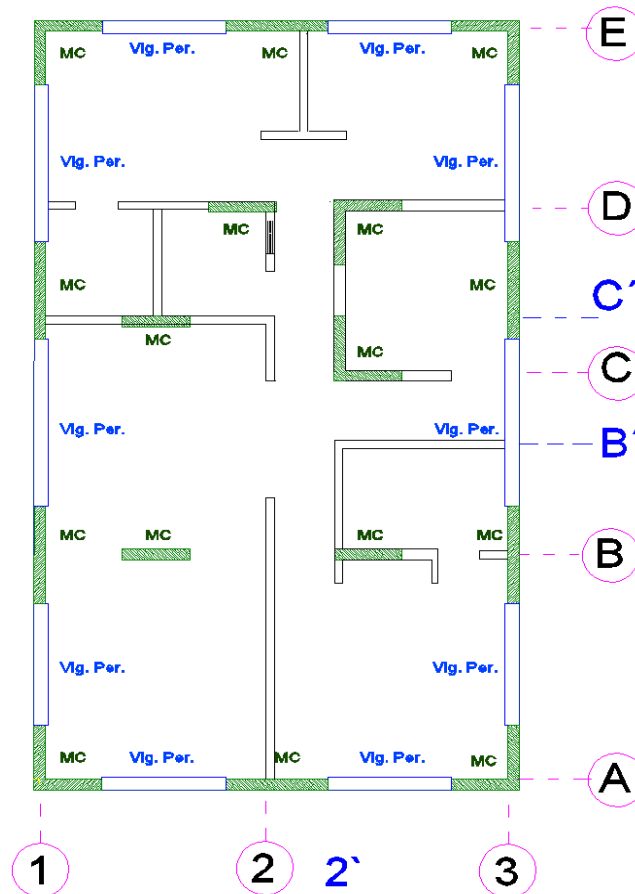


FIGURA III-8: ESTRUCTURACIÓN – SISTEMA MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS  
FUENTE: Planos - Elaboración Propia.

### 3.6.1.3. ANÁLISIS.

Según los datos obtenidos en el punto 3.5.1 los elementos estructurales, tanto para un sistema Dual tipo I como para un sistema con muros de corte y losas planas, se distribuyen de manera que se puede verificar cierta simetría en planta asegurando de alguna u otra manera el buen comportamiento estructural.

Para la edificación se ha buscado una disposición apropiada de los distintos elementos estructurales: columnas, muros de corte, vigas y losas; de tal forma que la estructura, muy aparte de soportar todas las solicitaciones a las que sea sujeta, sea estética y funcional.

**3.6.2. SEGUNDO: EVALUACIÓN DE LAS RECOMENDACIONES EN PLANTA Y ELEVACIÓN.**

**3.6.2.1. PROCESAMIENTO.**

En base a los datos obtenidos en el ítem 3.5.2 se realiza el siguiente cálculo:

GUIA # 01 : CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN - RECOMENDACIONES																		
UBICACIÓN:	CIUDAD DEL CUSCO																	
MUESTRA:	EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES DE CONCRETO ARMADO																	
PLANO DE REFERENCIA:	ARQUITECTURA G-02																	
FECHA:	23/09/2015																	
I EN PLANTA																		
	<table border="1" style="margin: auto;"> <tr><td>L</td><td>13,9</td><td>m</td></tr> <tr><td>B</td><td>8,28</td><td>m</td></tr> </table>	L	13,9	m	B	8,28	m											
L	13,9	m																
B	8,28	m																
$L \leq 2.5 B \sim 3B$																		
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <th style="width: 50%;">SI <math>L &gt; 3B</math></th> <th># BLOQUES</th> </tr> </table>		SI $L > 3B$	# BLOQUES															
SI $L > 3B$	# BLOQUES																	
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr><td><math>13,9 \leq 2,5 (8,28) \sim 3(8,28)</math></td><td rowspan="2" style="vertical-align: middle;">OK</td></tr> <tr><td><math>13,9 \leq 20,7 \sim 24,84</math></td></tr> <tr><td>REGULAR ( X ) - IRREGULAR ( )</td></tr> </table>		$13,9 \leq 2,5 (8,28) \sim 3(8,28)$	OK	$13,9 \leq 20,7 \sim 24,84$	REGULAR ( X ) - IRREGULAR ( )													
$13,9 \leq 2,5 (8,28) \sim 3(8,28)$	OK																	
$13,9 \leq 20,7 \sim 24,84$																		
REGULAR ( X ) - IRREGULAR ( )																		
II EN ELEVACIÓN																		
	<table border="1" style="margin: auto;"> <tr><td colspan="3">ALTURA DE ENTREPISO (m) = 2,70 m</td></tr> <tr><td>H</td><td>13,5</td><td>m</td></tr> <tr><td>B</td><td>8,28</td><td>m</td></tr> </table>	ALTURA DE ENTREPISO (m) = 2,70 m			H	13,5	m	B	8,28	m								
ALTURA DE ENTREPISO (m) = 2,70 m																		
H	13,5	m																
B	8,28	m																
$H \leq 2.5 B \sim 3B$																		
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr><td><math>13,5 \leq 2,5 (8,28) \sim 3(8,28)</math></td><td rowspan="2" style="vertical-align: middle;">OK</td></tr> <tr><td><math>13,5 \leq 20,7 \sim 24,84</math></td></tr> <tr><td>REGULAR ( X ) - IRREGULAR ( )</td></tr> </table>		$13,5 \leq 2,5 (8,28) \sim 3(8,28)$	OK	$13,5 \leq 20,7 \sim 24,84$	REGULAR ( X ) - IRREGULAR ( )													
$13,5 \leq 2,5 (8,28) \sim 3(8,28)$	OK																	
$13,5 \leq 20,7 \sim 24,84$																		
REGULAR ( X ) - IRREGULAR ( )																		
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr style="background-color: #d9e1f2;"> <th colspan="3">SI <math>H &gt; 3B</math> REQUIERE SUPER - REFORZAMIENTO</th> </tr> <tr> <td style="width: 60%;">¿NECESITA SUPERREFORZAMIENTO?</td> <td style="width: 15%;">SI</td> <td style="width: 25%;"></td> </tr> <tr> <td></td> <td>NO</td> <td>X</td> </tr> <tr style="background-color: #d9e1f2;"> <th colspan="3">NRO MÁXIMOS DE PISOS</th> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;">5 PISOS</td> </tr> </table>				SI $H > 3B$ REQUIERE SUPER - REFORZAMIENTO			¿NECESITA SUPERREFORZAMIENTO?	SI			NO	X	NRO MÁXIMOS DE PISOS			5 PISOS		
SI $H > 3B$ REQUIERE SUPER - REFORZAMIENTO																		
¿NECESITA SUPERREFORZAMIENTO?	SI																	
	NO	X																
NRO MÁXIMOS DE PISOS																		
5 PISOS																		

**3.6.2.2. DIAGRAMAS Y TABLAS.**

RECOMENDACIONES EN PLANTA		RECOMENDACIONES EN ELEVACIÓN	
REGULAR	IRREGULAR	REGULAR	IRREGULAR
X		X	

**TABLA III-7: RECOMENDACIONES EN PLANTA Y ELEVACIÓN**  
FUENTE: Elaboración propia.

**3.6.2.3. ANÁLISIS.**

Según los datos resultados obtenidos (Tabla III-7) se verifica que la estructura, en base a sus dimensiones en planta y elevación, cumple con las recomendaciones mínimas de configuración.

**3.6.3. TERCERO: PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO.**

**3.6.3.1. PROCESAMIENTO.**

En base a los datos obtenidos en el ítem 3.5.3 se realiza el siguiente cálculo:

**3.6.3.1.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I.**

GUIA # 02 - A : PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO					
UBICACIÓN:	CIUDAD DEL CUSCO				
MUESTRA:	EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES DE CONCRETO ARMADO				
PLANO DE REFERENCIA:	ARQUITECTURA G-01				
SISTEMA	DUAL TIPO I				
FECHA:	20/03/2016				
I UBICACIÓN					
DISTRITO	CUSCO				USO VIVIENDA
PROVINCIA	CUSCO				
CIUDAD	CUSCO				
II FACTOR DE ZONA - ZONIFICACIÓN					
ZONA	1	2	3	4	
FACTOR Z	0,1	0,25	0,35	0,45	
EMPLEAR	( )	( X )	( )	( )	

III PARÁMETROS DE SITIO					
SUELO	Tipo S0	Tipo S1	Tipo S2	Tipo S3	
ZONA	( )	( )	( X )	( )	
Z4 ( )	0,8	1,00	1,05	1,10	
Z3 ( )	0,8	1,00	1,15	1,20	
Z2 ( )	0,8	1,00	1,20	1,40	
Z1 ( )	0,8	1,00	1,60	2,00	
SUELO	Tipo S0	Tipo S1	Tipo S2	Tipo S3	
PARÁMETRO	( )	( )	( X )	( )	
Tp	0,3	0,4	0,6	1,0	
TL	3,0	2,5	2,0	1,6	
S	Factor de suelo			1,2	
Tp	Períodos que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.			0,6	
TL				2	
IV FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA					
PERÍODO FUNDAMENTAL	$T = \frac{h_n}{C_t}$	hn	ALTURA DE LA EDIFICACIÓN EN METROS	13,5	
		Ct	PARA:	VALOR	USADO
			Pórticos sin muros de corte	35	( )
			Pórticos y muros de corte en escaleras y ascensores	45	( )
Albañilería, sistemas duales, muros estructurales y muros de ductilidad limitada	60	( X )			
Se tiene		T =	0,225		
		Tp =	0,6		
		TL =	2		
Para "C" :	1 ( X )	T < Tp	C = 2,5	CUMPLE	
	2 ( )	Tp < T < TL	C = 2,5 * (Tp/T)		
	3 ( )	T > TL	C = 2,5 * {(Tp*TL)/(T*T)}		
C (DEFINITIVO) =		2,5			
V CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN					
EDIFICACIÓN	CATEGORÍA		FACTOR U	A EMPLEAR	
	Esencial		A	1,5	( )
	Importante		B	1,3	( )
	Común		C	1	( X )
	Menor		D	(*)	( )
(*)	A CRITERIO / VER NORMA E-030 DISEÑO SISMORESISTENTE				

VI SISTEMA ESTRUCTURAL					
SISTEMA		COEFICIENTE Ro	A EMPLEAR (*)		
ACERO	Pórticos especiales resistentes a momentos	8	( )		
	Pórticos intermedios resistentes a momentos	7	( )		
	Pórticos ordinarios resistentes a momentos	6	( )		
	Pórticos especiales concéntricamete arriostrados	8	( )		
	Pórticos ordinarios concéntricamete arriostrados	6	( )		
	Pórticos Excéntricamete arriostrados	8	( )		
CONCRETO ARMADO	Pórtico	8	( X )		
	Dual	7	( )		
	Muros estructurales	6	( )		
	Muros de ductilidad limitada	4	( )		
ALBAÑILERÍA	Armada o confinada	3	( )		
MADERA	Por esfuerzos admisibles	7	( )		
REGULARIDAD E IRREGULARIDAD - FACTORES DE IRREGULARIDAD					
A. CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES					
¿Presenta alguna restricción de irregularidad?		SI ( X )	NO ( )		
(NO)Detalle:	Para una edificación tipo común ubicada en la zona sísmica 2 no debe presentar irregularidades extremas.				
B. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA					
CASO		CONDICIÓN	(SI) FACTOR la		
¿Presenta irregularidad de rigidez?		SI ( ) NO ( X )	0,75		
¿Presenta irregularidad extrema de rigidez?		SI ( ) NO ( X )	0,50		
¿Presenta irregularidad de resistencia?		SI ( ) NO ( X )	0,75		
¿Presenta irregularidad extrema de resistencia?		SI ( ) NO ( X )	0,50		
¿Presenta irregularidad de masa o peso?		SI ( ) NO ( X )	0,90		
¿Presenta irregularidad geométrica vertical?		SI ( ) NO ( X )	0,90		
¿Presenta discontinuidad en los sistemas resistentes?		SI ( ) NO ( X )	0,80		
¿Presenta discontinuidad extrema en los sistemas resistentes?		SI ( ) NO ( X )	0,60		
C. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA					
CASO		CONDICIÓN	(SI) FACTOR lp		
¿Presenta irregularidad torsional?		SI ( ) NO ( X )	0,75		
¿Presenta irregularidad torsional extrema?		SI ( ) NO ( X )	0,60		
¿Presenta esquinas entrantes?		SI ( ) NO ( X )	0,90		
¿El diafragma es discontinuo?		SI ( ) NO ( X )	0,85		
¿Existen sistemas no paralelos?		SI ( ) NO ( X )	0,90		
$R = R_o * I_a * I_p$		R =	7		
RESUMEN					
PARÁMETRO	Z	U	C	S	R
VALOR	0,25	1	2,5	1,2	7

Con los datos obtenidos se calculan las aceleraciones para cada periodo aplicando la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \quad \dots\dots\dots(\text{ECUACIÓN III-1})$$

Estos valores se muestran en la siguiente tabla:

PARÁMETROS			
PERÍODO	COEFICIENTE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA		PSEUDO-ACELERACIÓN
	C calculado	C corregido	Sa (m/seg <sup>2</sup> )
0	0,000	2,500	1,0511
0,05	30,000	2,500	1,0511
0,1	15,000	2,500	1,0511
0,15	10,000	2,500	1,0511
0,2	7,500	2,500	1,0511
0,25	6,000	2,500	1,0511
0,3	5,000	2,500	1,0511
0,35	4,286	2,500	1,0511
0,4	3,750	2,500	1,0511
0,45	3,333	2,500	1,0511
0,5	3,000	2,500	1,0511
0,55	2,727	2,500	1,0511
0,6	2,500	2,500	1,0511
0,65	2,308	2,308	0,9702
0,7	2,143	2,143	0,9009
0,75	2,000	2,000	0,8409
0,8	1,875	1,875	0,7883
0,85	1,765	1,765	0,7419
0,9	1,667	1,667	0,7007
0,95	1,579	1,579	0,6638
1	1,500	1,500	0,6306
1,05	1,429	1,429	0,6006
1,1	1,364	1,364	0,5733
1,15	1,304	1,304	0,5484
1,2	1,250	1,250	0,5255
1,25	1,200	1,200	0,5045
1,3	1,154	1,154	0,4851
1,35	1,111	1,111	0,4671
1,4	1,071	1,071	0,4505
1,45	1,034	1,034	0,4349
1,5	1,000	1,000	0,4204
1,55	0,968	0,968	0,4069
1,6	0,938	0,938	0,3942
1,65	0,909	0,909	0,3822
1,7	0,882	0,882	0,3710
1,75	0,857	0,857	0,3604
1,8	0,833	0,833	0,3504
1,85	0,811	0,811	0,3409



PERÍODO T	PARÁMETROS COEFICIENTE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA		PSEUDO- ACELERACIÓN Sa (m/seg <sup>2</sup> )
	C calculado	C corregido	
1,9	0,789	0,789	0,3319
1,95	0,769	0,769	0,3234
2	0,750	0,750	0,3153
2,05	0,732	0,732	0,3076
2,1	0,714	0,714	0,3003
2,15	0,698	0,698	0,2933
2,2	0,682	0,682	0,2867
2,25	0,667	0,667	0,2803
2,3	0,652	0,652	0,2742
2,35	0,638	0,638	0,2684
2,4	0,625	0,625	0,2628
2,45	0,612	0,612	0,2574
2,5	0,600	0,600	0,2523
2,55	0,588	0,588	0,2473
2,6	0,577	0,577	0,2426
2,65	0,566	0,566	0,2380
2,7	0,556	0,556	0,2336
2,75	0,545	0,545	0,2293
2,8	0,536	0,536	0,2252
2,85	0,526	0,526	0,2213
2,9	0,517	0,517	0,2175
2,95	0,508	0,508	0,2138
3	0,500	0,500	0,2102
4	0,375	0,375	0,1577
5	0,300	0,300	0,1261
6	0,250	0,250	0,1051
7	0,214	0,214	0,0901
8	0,188	0,188	0,0788
9	0,167	0,167	0,0701
10	0,150	0,150	0,0631

**TABLA III-8: PERÍODO VS. ACELERACIÓN – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

3.6.3.1.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.

GUIA # 02 - B : PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO						
UBICACIÓN:	CIUDAD DEL CUSCO					
MUESTRA:	EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES DE CONCRETO ARMADO					
PLANO DE REFERENCIA:	ARQUITECTURA G-01					
SISTEMA	MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS					
FECHA:	21/03/2016					
I UBICACIÓN						
<b>DISTRITO</b>	CUSCO			<b>USO</b>	VIVIENDA	
<b>PROVINCIA</b>	CUSCO					
<b>CIUDAD</b>	CUSCO					
II FACTOR DE ZONA - ZONIFICACIÓN						
<b>ZONA</b>	1	2	3	4		
<b>FACTOR Z</b>	0,1	0,25	0,35	0,45		
<b>EMPLEAR</b>	( )	( X )	( )	( )		
III PARÁMETROS DE SITIO						
<b>SUELO</b>	<b>Tipo S0</b>	<b>Tipo S1</b>	<b>Tipo S2</b>	<b>Tipo S3</b>		
<b>ZONA</b>	( )	( )	( X )	( )		
<b>Z4 ( )</b>	0,8	1,00	1,05	1,10		
<b>Z3 ( )</b>	0,8	1,00	1,15	1,20		
<b>Z2 ( )</b>	0,8	1,00	1,20	1,40		
<b>Z1 ( )</b>	0,8	1,00	1,60	2,00		
<b>SUELO</b>	<b>Tipo S0</b>	<b>Tipo S1</b>	<b>Tipo S2</b>	<b>Tipo S3</b>		
<b>PARÁMETRO</b>	( )	( )	( X )	( )		
<b>Tp</b>	0,3	0,4	0,6	1,0		
<b>TL</b>	3,0	2,5	2,0	1,6		
<b>S</b>	Factor de suelo				<b>1,2</b>	
<b>Tp</b>	Períodos que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.				<b>0,6</b>	
<b>TL</b>					<b>2</b>	

IV FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA					
<b>PERÍODO FUNDAMENTAL</b>  $T = \frac{h_n}{C_t}$	<b>hn</b>	ALTURA DE LA EDIFICACIÓN EN METROS		13,5	
		<b>Ct</b>	PARA:	VALOR	USADO
			Pórticos sin muros de corte	35	( )
			Pórticos y muros de corte en escaleras y ascensores	45	( )
		Albañilería, sistemas duales, muros estructurales y muros de ductilidad limitada	60	( X )	
Se tiene		T =	0,225		
		Tp =	0,6		
		TL =	2		
<b>Para "C" :</b>	<b>1 ( X )</b>	T < Tp	C = 2,5	<b>CUMPLE</b>	
	<b>2 ( )</b>	Tp < T < TL	C = 2,5 *(Tp/T)		
	<b>3 ( )</b>	T > TL	C = 2,5 * {(Tp*TL)/(T*T)}		
C (DEFINITIVO) =		2,5			
V CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN					
<b>EDIFICACIÓN</b>	CATEGORÍA		FACTOR U	A EMPLEAR	
	Esencial	A	1,5	( )	
	Importante	B	1,3	( )	
	Común	C	1	( X )	
	Menor	D	(*)	( )	
(*)	A CRITERIO / VER NORMA E-030 DISEÑO SISMORESISTENTE				

REGULARIDAD E IRREGULARIDAD - FACTORES DE IRREGULARIDAD		
A. CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
¿Presenta alguna restricción de irregularidad?	SI ( X )	NO ( )
(NO)Detalle:	<i>Para una edificación tipo común ubicada en la zona sísmica 2 no debe presentar irregularidades extremas.</i>	
B. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA		
CASO	CONDICIÓN	(SI) FACTOR Ia
¿Presenta irregularidad de rigidez?	SI ( ) NO ( X )	0,75
¿Presenta irregularidad extrema de rigidez?	SI ( ) NO ( X )	0,50
¿Presenta irregularidad de resistencia?	SI ( ) NO ( X )	0,75
¿Presenta irregularidad extrema de resistencia?	SI ( ) NO ( X )	0,50
¿Presenta irregularidad de masa o peso?	SI ( ) NO ( X )	0,90
¿Presenta irregularidad geométrica vertical?	SI ( ) NO ( X )	0,90
¿Presenta discontinuidad en los sistemas resistentes?	SI ( ) NO ( X )	0,80
¿Presenta discontinuidad extrema en los sistemas resistentes?	SI ( ) NO ( X )	0,60

C. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA		
CASO	CONDICIÓN	(SI) FACTOR $I_p$
¿Presenta irregularidad torsional?	SI ( ) NO (X)	0,75
¿Presenta irregularidad torsional extrema?	SI ( ) NO (X)	0,60
¿Presenta esquinas entrantes?	SI ( ) NO (X)	0,90
¿El diafragma es discontinuo?	SI ( ) NO (X)	0,85
¿Existen sistemas no paralelos?	SI ( ) NO (X)	0,90

$R = R_o * I_a * I_p$	R =	6
-----------------------	-----	---

RESUMEN					
PARÁMETRO	Z	U	C	S	R
VALOR	0,25	1	2,5	1,2	6

Con los datos obtenidos, se elabora la tabla III-9 que muestra el período de la estructura para cada valor de aceleración. Esta tabla se elaboró en función a la ecuación III-1.

PARÁMETROS			
PERÍODO	COEFICIENTE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA		PSEUDO-ACELERACIÓN $S_a$ (m/seg <sup>2</sup> )
	C calculado	C corregido	
0	0,000	2,500	1,2263
0,05	30,000	2,500	1,2263
0,1	15,000	2,500	1,2263
0,15	10,000	2,500	1,2263
0,2	7,500	2,500	1,2263
0,25	6,000	2,500	1,2263
0,3	5,000	2,500	1,2263
0,35	4,286	2,500	1,2263
0,4	3,750	2,500	1,2263
0,45	3,333	2,500	1,2263
0,5	3,000	2,500	1,2263
0,55	2,727	2,500	1,2263
0,6	2,500	2,500	1,2263
0,65	2,308	2,308	1,1319
0,7	2,143	2,143	1,0511
0,75	2,000	2,000	0,9810
0,8	1,875	1,875	0,9197
0,85	1,765	1,765	0,8656
0,9	1,667	1,667	0,8175
0,95	1,579	1,579	0,7745
1	1,500	1,500	0,7358
1,05	1,429	1,429	0,7007
1,1	1,364	1,364	0,6689

PARAMETROS		
PERÍODO	COEFICIENTE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA	PSEUDO-ACELERACIÓN

T	C calculado	C corregido	Sa (m/seg2)
1,15	1,304	1,304	0,6398
1,2	1,250	1,250	0,6131
1,25	1,200	1,200	0,5886
1,3	1,154	1,154	0,5660
1,35	1,111	1,111	0,5450
1,4	1,071	1,071	0,5255
1,45	1,034	1,034	0,5074
1,5	1,000	1,000	0,4905
1,55	0,968	0,968	0,4747
1,6	0,938	0,938	0,4598
1,65	0,909	0,909	0,4459
1,7	0,882	0,882	0,4328
1,75	0,857	0,857	0,4204
1,8	0,833	0,833	0,4088
1,85	0,811	0,811	0,3977
1,9	0,789	0,789	0,3872
1,95	0,769	0,769	0,3773
2	0,750	0,750	0,3679
2,05	0,732	0,732	0,3589
2,1	0,714	0,714	0,3504
2,15	0,698	0,698	0,3422
2,2	0,682	0,682	0,3344
2,25	0,667	0,667	0,3270
2,3	0,652	0,652	0,3199
2,35	0,638	0,638	0,3131
2,4	0,625	0,625	0,3066
2,45	0,612	0,612	0,3003
2,5	0,600	0,600	0,2943
2,55	0,588	0,588	0,2885
2,6	0,577	0,577	0,2830
2,65	0,566	0,566	0,2776
2,7	0,556	0,556	0,2725
2,75	0,545	0,545	0,2675
2,8	0,536	0,536	0,2628
2,85	0,526	0,526	0,2582
2,9	0,517	0,517	0,2537
2,95	0,508	0,508	0,2494
3	0,500	0,500	0,2453
4	0,375	0,375	0,1839
5	0,300	0,300	0,1472
6	0,250	0,250	0,1226
7	0,214	0,214	0,1051
8	0,188	0,188	0,0920
9	0,167	0,167	0,0818
10	0,150	0,150	0,0736

**TABLA III-9: PERÍODO VS. ACELERACIÓN – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

### 3.6.3.1. DIAGRAMAS Y TABLAS.

Haciendo uso de las tablas anteriores (Tabla III-8 y Tabla III-9) se elaboró el espectro de diseño. Esto se consigue relacionando los valores de periodo y aceleración.

#### 3.6.3.1.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I.

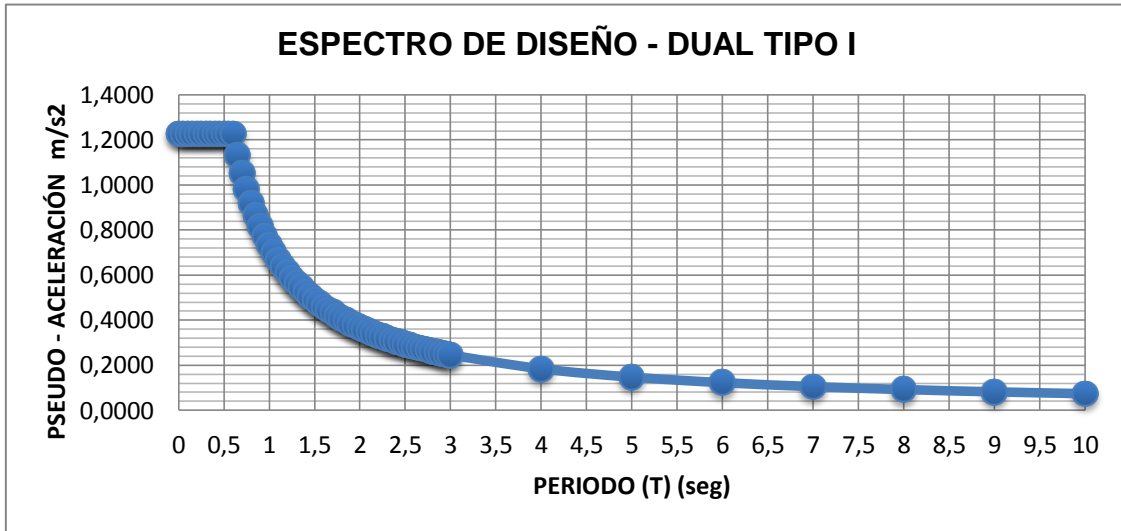


FIGURA III-9: ESPECTRO DE DISEÑO – DUAL TIPO I  
FUENTE: Elaboración propia.

#### 3.6.3.1.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.

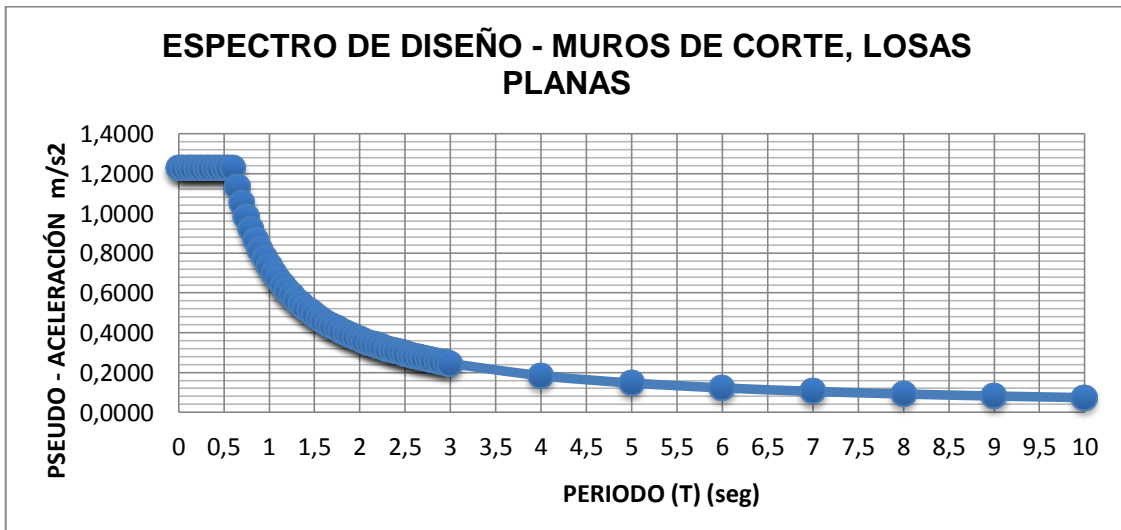


FIGURA III-10: ESPECTRO DE DISEÑO – MUROS ESTRUCTURALES  
FUENTE: Elaboración propia.

### 3.6.3.2. ANÁLISIS.

Se observa que el parámetro variable en este procedimiento es el coeficiente de reducción sísmica (R). Esta variación se existe por la diferencia de sistema estructural que presentan ambas alternativas.

Un sistema configurado con muros de corte y losas planas adopta valores mayores de aceleración (como muestra la tabla III-9 con respecto a los datos de la tabla III-8).

Finalmente se construyó el espectro de manera adecuada para ambas alternativas estructurales

### 3.6.4. CUARTO: METRADO DE CARGAS.

#### 3.6.4.1. PROCESAMIENTO.

En base a los datos obtenidos en el ítem 3.5.4 se realiza el siguiente cálculo:

##### 3.6.4.1.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I.

GUIA # 03 - A : METRADO DE CARGAS		
UBICACIÓN:	CIUDAD DEL CUSCO	
MUESTRA:	EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES DE CONCRETO ARMADO	
PLANO DE REFERENCIA:	ARQUITECTURA G-01	
SISTEMA	DUAL TIPO I	
FECHA:	23/03/2016	
<b>I SOBRECARGA O CARGA VIVA - CV</b>		
	<b>OCUPACION / USO</b>	<b>CARGA</b>
	Cuartos	200 Kg/m <sup>2</sup>
	Escaleras	200 Kg/m <sup>2</sup>
* FUENTE: NORMA TECNICA E-020 CARGAS		
<b>SOBRECARGA POR NIVEL:</b>		
<b>NIVEL</b>	<b>OCUPACION / USO</b>	<b>PROMEDIO kg/m<sup>2</sup></b>
1er nivel	Vivienda (dormitorios, cocina, baños, sala, comedor), Escaleras	200
2do nivel	Vivienda (dormitorios, cocina, baños, sala, comedor), Escaleras	200
3er nivel	Vivienda (dormitorios, cocina, baños, sala, comedor), Escaleras	200
4to nivel	Vivienda (dormitorios, cocina, baños, sala, comedor), Escaleras	200
5to nivel	Vivienda (dormitorios, cocina, baños, sala, comedor), Escaleras	200

II CARGA MUERTA - CM			
<b>PISO TERMINADO</b>			
<b>TIPO</b>	<b>PESO</b>	<b>Und.</b>	
Acabado con falso piso	20	kg/ (m2 -cm)	
<b>ESPESOR</b>	5	cm	
<b>P.P.T</b>	100	kg/m2	
<b>TABIQUERIA</b>			
<b>TIPO DE ASENTADO</b>	<b>TIPO DE LADRILLO</b>	<b>ALTURA (m)</b>	<b>PESO</b>
SOGA e (cm) = 15	UNIDAD HUECA TUBULAR	2,3	483 kg/m
*PARA UNIDADES HUECAS TUBULARES: 14 kg/ (m2 x cm)			
<b>PESO DEL TABIQUE (kg/m)</b>	<b>CARGA EQUIVALENTE (kg/m2)</b>		
74 - menos	30		
75 - 149	60		
150 - 249	90		
250 - 399	150		
400 - 549	210		
550 - 699	270		
700 - 849	330		
850 - 1000	390		
<b>PESO POR TABIQUERIA</b>	210	kg/m2	
* FUENTE: NORMA TECNICA E-020 CARGAS - 1985			
RESUMEN: POR PISO			
LA CARGA MUERTA, AL TRATASE DE UNA EDIFICACIÓN CON DISTRIBUCIÓN TÍPICA, SERA LA MISMA PARA CADA NIVEL:			
<b>POR NIVEL</b>	<b>ÁREA:</b>	115,1	m2
	PISO TERMINADO	100	KG/M2
	TABIQUERÍA	210	KG/M2
	<b>TOTAL</b>	<b>310</b>	<b>KG/M2</b>

### 3.6.4.1.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.

GUIA # 3 - B : METRADO DE CARGAS	
<b>UBICACIÓN:</b>	CIUDAD DEL CUSCO
<b>MUESTRA:</b>	EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES DE CONCRETO ARMADO
<b>PLANO DE REFERENCIA:</b>	ARQUITECTURA G-01
<b>SISTEMA</b>	MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS
<b>FECHA:</b>	23/03/2016
I SOBRECARGA O CARGA VIVA - CV	
<b>OCUPACION / USO</b>	<b>CARGA</b>
Cuartos	200 Kg/m2
Escaleras	200 Kg/m2
* FUENTE: NORMA TECNICA E-020 CARGAS	



SOBRECARGA POR NIVEL:			
NIVEL	OCUPACION / USO	PROMEDIO kg/m <sup>2</sup>	
1er nivel	Vivienda (dormitorios, cocina, baños, sala, comedor), Escaleras	200	
2do nivel	Vivienda (dormitorios, cocina, baños, sala, comedor), Escaleras	200	
3er nivel	Vivienda (dormitorios, cocina, baños, sala, comedor), Escaleras	200	
4to nivel	Vivienda (dormitorios, cocina, baños, sala, comedor), Escaleras	200	
5to nivel	Vivienda (dormitorios, cocina, baños, sala, comedor), Escaleras	200	

II CARGA MUERTA - CM			
PISO TERMINADO			
TIPO	PESO	Und.	
Acabado con falso piso	20	kg/ (m <sup>2</sup> -cm)	
ESPESOR	5	cm	
P.P.T	100	kg/m <sup>2</sup>	
TABIQUERÍA			
TIPO DE ASENTADO	TIPO DE LADRILLO	ALTURA (m)	PESO
SOGA e (cm) = 15	UNIDAD HUECA TUBULAR	2,5	525 kg/m

\*PARA UNIDADES HUECAS TUBULARES: 14 kg/ (m<sup>2</sup> x cm)

PESO DEL TABIQUE (kg/m)	CARGA EQUIVALENTE (kg/m <sup>2</sup> )
74 - menos	30
75 - 149	60
150 - 249	90
250 - 399	150
400 - 549	210
550 - 699	270
700 - 849	330
850 - 1000	390

PESO POR TABIQUERIA		kg/m <sup>2</sup>
	210	

\* FUENTE: NORMA TECNICA E-020 CARGAS - 1985

RESUMEN: POR PISO			
LA CARGA MUERTA, AL TRATASE DE UNA EDIFICACIÓN CON DISTRIBUCIÓN TÍPICA, SERA LA MISMA PARA CADA NIVEL:			
POR NIVEL	ÁREA:	115	m <sup>2</sup>
	PISO TERMINADO	100	KG/M <sup>2</sup>
	TABIQUERÍA	210	KG/M <sup>2</sup>
	TOTAL	310	KG/M <sup>2</sup>

### 3.6.4.2. DIAGRAMAS Y TABLAS.

Luego del análisis se concluye que las cargas a incorporar en el modelamiento son las que se detallan:

SISTEMA	CARGA MUERTA	SOBRECARGA
DUAL TIPO I	310 Kg/m <sup>2</sup>	200 Kg/m <sup>2</sup>
MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS	310 Kg/m <sup>2</sup>	200 Kg/m <sup>2</sup>

**TABLA III-10: CARGAS PARA AMBOS SISTEMAS**

FUENTE: Elaboración propia.



### 3.6.4.3. ANÁLISIS.

Se calcularon las cargas actuantes gravitacionales para la estructura y como se muestra en la tabla III-10 éstas toman los mismos valores para cada alternativa. Esto se debe principalmente a que:

- Para la carga muerta se considera solamente la carga del piso terminado y la tabiquería equivalente. Pese a que la tabiquería en un sistema con muros de corte y losas planas presenta una mayor altura de asentado con respecto al que se empleó en el sistema dual tipo I, no influyó significativamente en la carga equivalente que representa la tabiquería.
- El uso de la edificación para ambas alternativas es el mismo, por lo que la para la sobrecarga toma el mismo valor.

### 3.6.5. QUINTO: PRE-DIMENSIONAMIENTO.

#### 3.6.5.1. PROCESAMIENTO.

##### 3.6.5.1.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I.

- VIGAS:

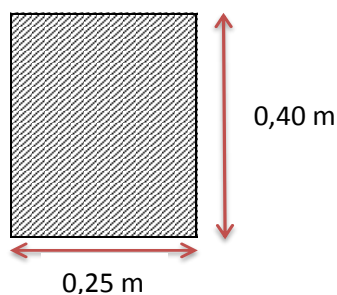
En función a la luz mayor obtenida en la recolección de datos (Tabla III-2) se realizaron los siguientes cálculos:

NRO.	TIPO	UBICACIÓN		LUZ	LUZ MAX	DIMENSIONES									
		EJE	TRAMO			PERALTE h (m)	BASE (0.30h @ 0.50h)								
1	PRINCIPAL	Eje A	Tramo 1 - 2	2,63 m	4,3 m	0,358	0,4	0,30(h)	=	0,12	0,25 m (mínimo)				
2	PRINCIPAL	Eje A	Tramo 2 - 3	2,95 m											
3	PRINCIPAL	Eje B	Tramo 1 - 2	3,98 m											
4	PRINCIPAL	Eje B	Tramo 2 - 3	4,3 m											
5	PRINCIPAL	Eje C	Tramo 1 - 2	3,98 m											
6	PRINCIPAL	Eje C	Tramo 2 - 3	4,3 m											
7	PRINCIPAL	Eje D	Tramo 1 - 2	3,98 m											
8	PRINCIPAL	Eje D	Tramo 2 - 3	4,3 m											
9	PRINCIPAL	Eje E	Tramo 1 - 2	2,63 m											
10	PRINCIPAL	Eje E	Tramo 2 - 3	2,95 m											
11	PRINCIPAL	Eje 1	Tramo A - B	2,76 m				4,3 m	0,358	0,4		0,50(h)	=	0,20	0,25 m (mínimo)
12	PRINCIPAL	Eje 1	Tramo B - C	3,36 m											
13	PRINCIPAL	Eje 1	Tramo C - D	3,05 m											
14	PRINCIPAL	Eje 1	Tramo D - E	3,55 m											
15	PRINCIPAL	Eje 2	Tramo A - B	4,24 m											
16	PRINCIPAL	Eje 2	Tramo B - C	3,36 m											
17	PRINCIPAL	Eje 2	Tramo C - D	3,05 m											
18	PRINCIPAL	Eje 2	Tramo D - E	3,35 m											
19	PRINCIPAL	Eje 3	Tramo A - B	4,24 m											
20	PRINCIPAL	Eje 3	Tramo B - C	3,36 m											
21	PRINCIPAL	Eje 3	Tramo C - D	3,05 m											
22	PRINCIPAL	Eje 3	Tramo D - E	1,87 m											
23	PRINCIPAL	Eje 2'	Tramo C - D	3,05 m											

**TABLA III-11: PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

La norma E.060 indica que el ancho mínimo para las vigas es de 25cm, entonces se considera esta dimensión como ancho de las vigas peraltadas.

**SECCIÓN PARA VIGA:**



**FIGURA III-11: SECCIÓN DE VIGA PREDIMENSIONADA – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración propia.



▪ **COLUMNAS:**

Como lo indica el Ing. Antonio Blanco:

*...“para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar controladas por estos muros, las columnas se pueden dimensionar en función a su ubicación (centrada y excéntrica o esquinera)”<sup>35</sup>.*

En función a las áreas tributarias obtenidas (Figura III-4) se realizaron los siguientes cálculos:

---

<sup>35</sup> BLANCO A. Libro: “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”.



Nº	TIPO	UBICACIÓN	ÁREA TRIBUTARIA	CARGA DE SERVICIO	ÁREA		DIMENSIONES	
	(POR UBICACIÓN)		At	( At * Nº pisos * 1000kg/m2)	$A_c = \frac{P (Servicio)}{0,45 f'c}$	$A_c = \frac{P (Servicio)}{0,35 f'c}$	Sl: b=25 cm (min)	h
1	ESQUINERA	Intersección ejes A-1	4,13 m2	20650 kg		280,95 cm2	25 cm	11,24 cm
2	EXCÉNTRICA	Intersección ejes A-2	8,61 m2	43050 kg		585,71 cm2	25 cm	23,43 cm
3	ESQUINERA	Intersección ejes A-3	4,47 m2	22350 kg		304,08 cm2	25 cm	12,16 cm
4	EXCÉNTRICA	Intersección ejes B-1	7,48 m2	37400 kg		508,84 cm2	25 cm	20,35 cm
5	CENTRADA	Intersección ejes B-2	15,57 m2	77850 kg	823,81 cm2	cm2	25 cm	32,95 cm
6	EXCÉNTRICA	Intersección ejes B-3	8,08 m2	40400 kg		549,66 cm2	25 cm	21,99 cm
7	EXCÉNTRICA	Intersección ejes C-1	6,39 m2	31950 kg		434,69 cm2	25 cm	17,39 cm
8	CENTRADA	Intersección ejes C-2	8,44 m2	42200 kg	446,56 cm2	cm2	25 cm	17,86 cm
9	CENTRADA	Intersección ejes C-2'	6,90 m3	34500 kg	365,08 cm2	cm2	25 cm	14,60 cm
10	EXCÉNTRICA	Intersección ejes C-3	4,85 m2	24250 kg		329,93 cm2	25 cm	13,20 cm
11	EXCÉNTRICA	Intersección ejes D-1	6,31 m2	31550 kg		429,25 cm2	25 cm	17,17 cm
12	CENTRADA	Intersección ejes D-2	8,34 m2	41700 kg	441,27 cm2	cm2	25 cm	17,65 cm
13	CENTRADA	Intersección ejes D-2'	6,82 m3	34100 kg	360,85 cm2	cm2	25 cm	14,43 cm
14	EXCÉNTRICA	Intersección ejes D-3	4,79 m2	23950 kg		325,85 cm2	25 cm	13,03 cm
15	ESQUINERA	Intersección ejes E-1	3,26 m2	16300 kg		221,77 cm2	25 cm	8,87 cm
16	EXCÉNTRICA	Intersección ejes E-2	6,78 m2	33900 kg		461,22 cm2	25 cm	18,45 cm
17	ESQUINERA	Intersección ejes E-3	3,53 m2	17650 kg		240,14 cm2	25 cm	9,61 cm

**TABLA III-12: PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

La sección de la viga no puede ser mayor que la sección de las columnas, entonces:

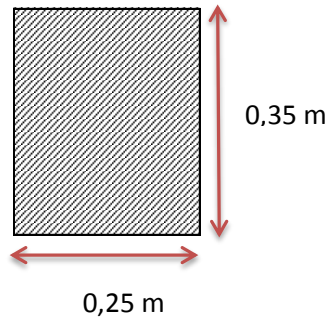
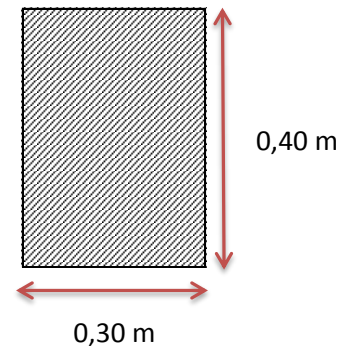
**SECCIÓN PARA COLUMNA:****CORRECCIÓN POR VIGA:**

FIGURA III-12: SECCIÓN DE COLUMNA PREDIMENSIONADA – DUAL TIPO I  
FUENTE: Elaboración propia.

- **MUROS DE CORTE:**

En función a los datos obtenidos se realizaron los siguientes cálculos:

$$H_e = 2,70 \text{ m, entonces: } 2,70 \text{ m} / 25 = 0,11 \text{ m.}$$

Para este caso se han considerado placas de 20 cm. de espesor, este valor será verificado posteriormente.

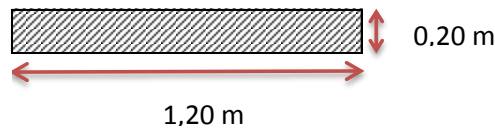
De igual manera, el artículo 17 de la norma técnica E.070 – Albañilería indica que los muros portantes que contribuyan en la resistencia a las fuerzas horizontales deberán tener una longitud mayor o igual a 1,20m; motivo por el cual la longitud para estos muros de corte serán de 1,20 m de longitud.

Nro.	SENTIDO	UBICACIÓN			DIMENSIONES	
		EJE	TRAMO	DESCRIPCIÓN	L=1,20 m (min)	ESPESOR
MC-A1	X-X	A	1 a 2	Perimetral	1,20 m	0,20 m
MC-A2	X-X	A	3 a 2	Perimetral	1,20 m	0,20 m
MC-A3	Y-Y	1	A a B	Perimetral	1,20 m	0,20 m
MC-A4	Y-Y	3	E a D	Perimetral	1,20 m	0,20 m
MC-A5	X-X	E	1 a 2	Perimetral	1,20 m	0,20 m
MC-A6	X-X	E	3 a 2	Perimetral	1,20 m	0,20 m

**TABLA III-13: PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CORTE – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

Se tienen entonces las siguientes dimensiones para los muros de corte:

**MC –A1:**



**FIGURA III-13: SECCIÓN DE MURO DE CORTE PREDIMENSIONADO – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

▪ **LOSAS:**

Para el cálculo del espesor de las losas macizas, según la figura III-5, se empleó el paño 2 de dimensiones 4,21 m x 4,30 m. Se tomó, entonces, el siguiente criterio:

<b>TIPO</b>	MACIZA – BI DIRECCIONAL
<b>LUZ CRÍTICA</b>	4,3 m

Según Antonio Blanco:

LUZ	h
4,0 m - 5,5 m	0,15 m

Se empleó entonces una losa maciza bi-direccional con 15 cm de espesor.



**FIGURA III-14: SECCIÓN DE LOSA PREDIMENSIONADA – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

**3.6.5.1.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.**

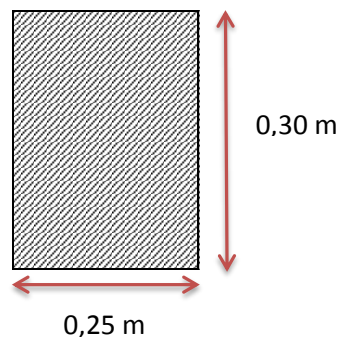
▪ **VIGAS PERIMETRALES:**

En función a las luces obtenidas en la recolección de datos se realizaron los siguientes cálculos:

Nº	TIPO	UBICACIÓN		LUZ	LUZ MAX	DIMENSIONES			
		EJE	TRAMO			PERALTE h (m)		BASE (0.30h @ 0.50h)	
A	PERIMETRAL	Eje A	Tramo 1 - 2	2,19 m	3,09 m	0,258	0,3	0,30(h) = 0,09	0,25 (mínimo) m
B	PERIMETRAL	Eje A	Tramo 2 - 3	2,19 m					
C	PERIMETRAL	Eje 1	Tramo A - B	2,26 m					
D	PERIMETRAL	Eje 3	Tramo A - B	2,26 m					
E	PERIMETRAL	Eje 1	Tramo B - C`	3,09 m					
F	PERIMETRAL	Eje 3	Tramo B - C`	3,09 m					
G	PERIMETRAL	Eje 1	Tramo C` - E	2,90 m					
H	PERIMETRAL	Eje 3	Tramo C` - E	2,90 m					
I	PERIMETRAL	Eje E	Tramo 1 - 2	2,19 m					
J	PERIMETRAL	Eje E	Tramo 2 - 3	2,19 m					

**TABLA III-14: PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PERIMETRALES – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

**SECCIÓN PARA VIGA:**



**FIGURA III-15: SECCIÓN DE VIGA PERIMETRAL PREDIMENSIONADA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** Elaboración propia.



- **LOSAS**

El espesor de la losa, en función a los datos de la tabla III-4:

- Para un perímetro de 19,24 m (perteneciente al paño 3):

$$19,24 \text{ m} / 180 = 0,11 \text{ m}$$

- Para una luz libre máxima de 5,31 m (paño 5, entre los MC-B9 y MC-B12).

$$5,31 \text{ m} / 40 = 0,14 \text{ m}$$

Según el capítulo 9 de la norma E.060, el espesor mínimo de losas sin vigas interiores es de 12,5 cm, pero en función a la tabla II-5 (para cuidar las deflexiones) se empleó  $l_n / 30$ .

$$5,31 \text{ m} / 30 = 0,18 \text{ m}$$

En función a estos criterios, habiéndose obtenido un valor de 18 cm como espesor, se decidió emplear una losa maciza bidireccional con 20 cm de espesor.



**FIGURA III-16: SECCIÓN DE LOSA PREDIMENSIONADA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

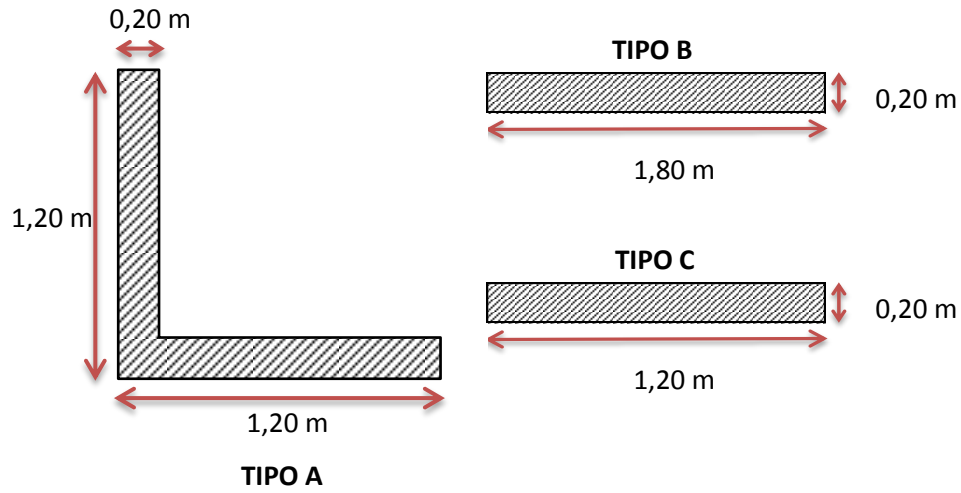
- **MUROS DE CORTE:**

En función a los datos obtenidos se realizaron los siguientes cálculos:

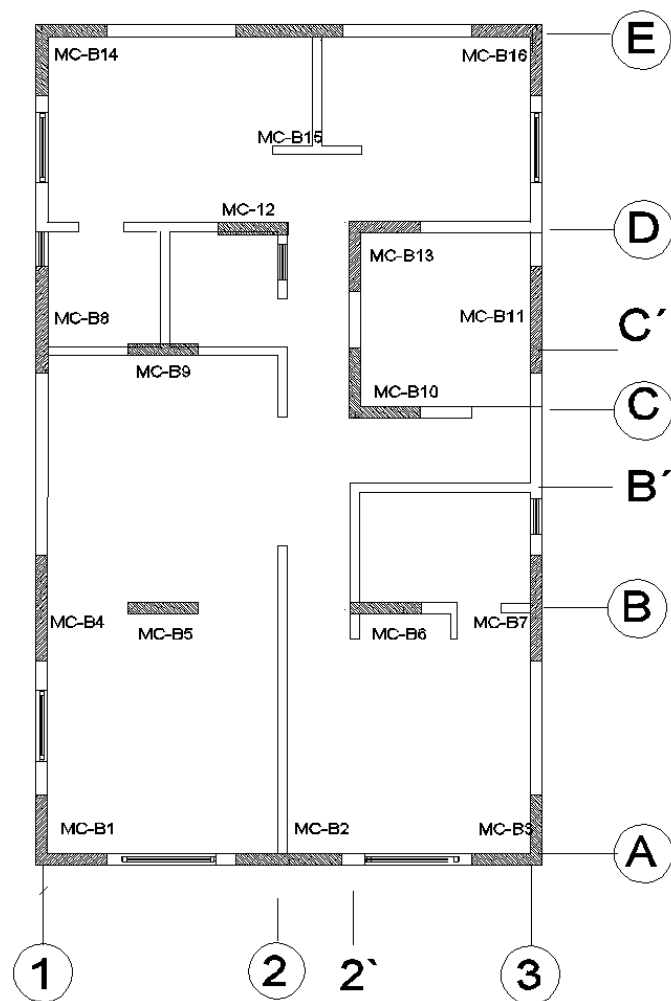
$$H_e = 2,70 \text{ m, entonces: } 2,70 \text{ m} / 25 = 0,11 \text{ m.}$$

Se puede emplear entonces muros con 15 cm de espesor pero por criterios de configuración estructural y al tenerse losas con 20 cm de espesor, se modifica el espesor de los muros de 15 cm a 20 cm para evitar tener un sistema con losa fuerte – muro débil.

De acuerdo a la estructuración planteada y considerando que los muros deberán tener una longitud mayor o igual a 1,20m se plantearon los siguientes tipos y dimensiones:



**FIGURA III-17: SECCIONES PARA MUROS DE CORTE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.



**FIGURA III-18: DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE MUROS DE CORTE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
 FUENTE: Planos - Elaboración Propia.

MURO	DIRECCIÓN	TIPO
MC-B1	X-Y	A
MC-B2	X-X	B
MC-B3	X-Y	A
MC-B4	Y-Y	B
MC-B5	X-X	C
MC-B6	X-X	C
MC-B7	Y-Y	B
MC-B8	Y-Y	B
MC-B9	X-X	C
MC-B10	X-Y	A
MC-B11	Y-Y	B
MC-B12	X-X	C
MC-B13	X-Y	A
MC-B14	X-Y	A
MC-B15	X-X	B
MC-B16	X-Y	A

**TABLA III-15: TIPOLOGÍA DE MUROS DE CORTE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
 FUENTE: Elaboración propia.

**3.6.5.2. DIAGRAMAS Y TABLAS.**

Finalmente las pre-dimensiones para cada elemento estructural se muestra en la siguiente tabla:

ELEMENTO	DUAL TIPO I			MC-LP		
	TIPO	SECCIÓN		TIPO	SECCIÓN	
		b	h		b	h
<b>COLUMNAS</b>	TÍPICO	0,30 m	0,40 m	-	-	-
<b>VIGAS</b>	TÍPICO	0,25 m	0,40 m	PERIMETRALES	0,25 m	0,30 m
<b>MUROS DE CORTE</b>	EN AMBAS DIRECCIONES	1,20 m	0,20 m	A ( forma "L" )	0,44 m <sup>2</sup>	
	-			B	1,80 m	0,20 m
	-			C	1,20 m	0,20 m
<b>LOSA</b>	MACIZA BI-DIRECCIONAL	-	0,15 m	MACIZA BI-DIRECCIONAL	-	0,20 m

**TABLA III-16: ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRE-DIMENSIONADOS PARA AMBAS ALTERNATIVAS.**  
FUENTE: Elaboración propia.

**3.6.5.3. ANÁLISIS.**

Según los datos obtenidos en el punto 3.5.5 se ha podido llevar a cabo el pre-dimensionamiento de cada elemento estructural que conforman las diferentes alternativas. Las pre-dimensiones que se muestran en la tabla III-16 se verificarán con el diseño propio de cada elemento comprobando si es adecuado o no para cumplir con los requisitos de resistencia.

**3.6.6. SEXTO: MODELAMIENTO.**

En función a la pre-dimensión obtenida se realizó el modelamiento en el programa ETABS y se basó en el siguiente procedimiento:

- 1ro : Definir unidades (Kg, m).
- 2do : Geometría del proyecto (malla).
- 3ro : Materiales (Concreto).
- 4to : Definición de secciones (columnas, vigas, muros de corte y losas).
- 5to : Dibujo de elementos estructurales.
- 6to : Apoyos en la base (Empotramiento).
- 7mo : Cargas.

- Definición de cargas estáticas.
- Espectro de Diseño.
- Definición de casos espectro de respuesta.
- Combinaciones de carga.
- Asignación de cargas.

8vo : Asignación de diafragmas.

9no : Procedencia de masas.

10mo : Análisis.

Para el modelamiento es preciso destacar que:

- No se consideró la escalera. Se comprobó que incluyéndola o no, no se produjeron desplazamientos significativos, esto debido a que la estructura posee muros de corte en ambos sentidos.
- Todos los apoyos se consideraron empotrados.
- Se consideraron tres tipos de cargas:

<b><u>Carga Muerta (CM):</u></b>	<b><u>Carga Viva (CV):</u></b>	<b><u>Carga de Sismo (CS):</u></b>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> Conformado por el peso propio de los elementos estructurales (incorporado automáticamente por el software) <input type="checkbox"/> Peso del piso terminado y peso de tabiquería.	<input type="checkbox"/> Generada por el peso de los ocupantes, muebles, equipos y otros elementos móviles. <input type="checkbox"/> Recibe también el nombre de sobrecarga.	<input type="checkbox"/> Generada por por la acción sísmica sobre la estructura. <input type="checkbox"/> Se utilizó el análisis modal espectral contemplado en la norma E030, ingresando el espectro correspondiente a las características sísmicas de la estructura.

**TABLA III-17: CARGAS APLICADAS EN EL MODELAMIENTO**

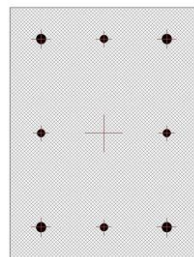
FUENTE: Adaptada de la Norma Técnica E.020, Cargas.

Se consideró a la carga muerta como una carga constante (su distribución no varía con el tiempo) y a la carga viva como una carga móvil (los tramos cargados en algunas ocasiones no lo estarán en otras). Por ello la asignación de la carga viva fue de manera alternada en los diferentes paños de la losa para así poder obtener los máximos esfuerzos en la

estructura: la carga viva aplicada simultáneamente en todos los tramos, la carga viva aplicada simultáneamente en dos tramos superiores alternados y la carga viva aplicada simultáneamente en 2 tramos adyacentes alternos.

- Se consideró un armado mínimo en las columnas y muros (para ambos sistemas) cumpliendo con lo establecido en la norma E.060. La evaluación de esta se detalla en el anexo 1-l.

Dimensiones : 30 cm x 40 cm  
Área : 1200 cm<sup>2</sup>  
Cuantía mínima 1%: 12 cm<sup>2</sup>



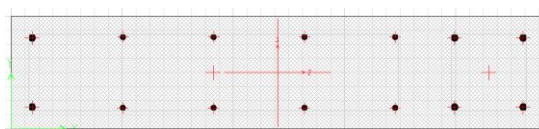
**4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"**  
▪ Acero: 13 cm<sup>2</sup> - 1,08%  
▪ Recubrimiento: 4,00 cm

\* Revisión de la cuantía mínima – ver anexo 1-l.

**FIGURA III-19: CUANTÍA INICIAL PARA COLUMNAS – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Etabs - Elaboración propia.

- Para ambos sistemas se asignaron Pier`s a cada uno de los muros de corte, considerando la cuantía mínima del refuerzo vertical ( $\rho_{\min}$  de 0,0025).

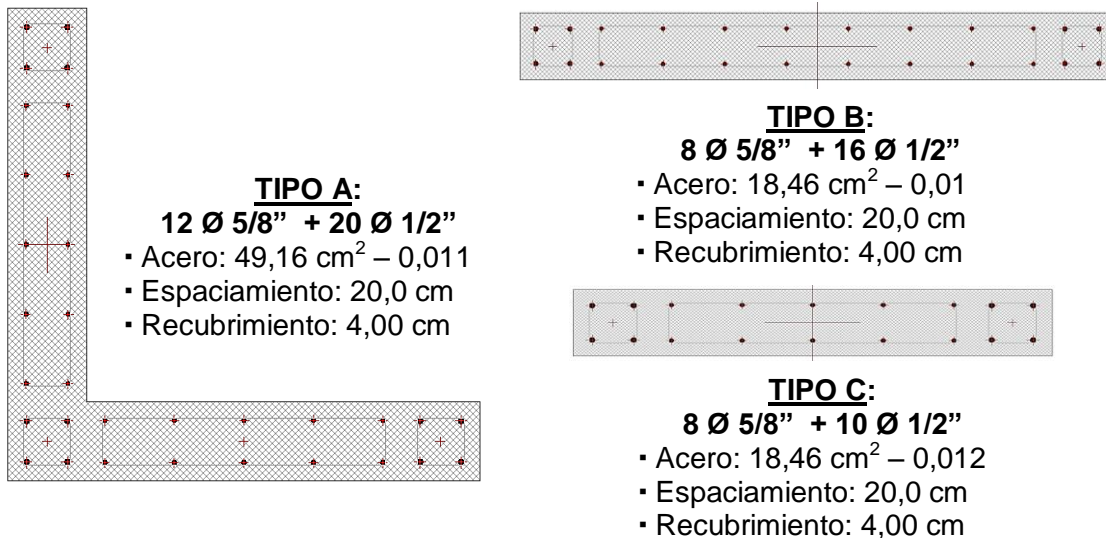
Se asignó un armado provisional (sujeto a revisión) superior a lo mínimo exigido en la norma. El armado de estos muros se detalla en las siguientes figuras:



**6 Ø 5/8" + 8 Ø 1/2"**  
▪ Acero: 22,04 cm<sup>2</sup> – 0,0092  
▪ Espaciamiento: 20,0 cm  
▪ Recubrimiento: 4,00 cm

\* Revisión de la cuantía mínima – ver anexo 1-l.

**FIGURA III-20: CUANTÍA INICIAL PARA MUROS DE CORTE – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Etabs - Elaboración propia.



\* Revisión de la cuantía mínima – ver anexo 1-II.

**FIGURA III-21: CUANTÍA VERTICAL INICIAL PARA MUROS DE CORTE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

- Los muros de corte fueron modelados como tipo Shell a los cuales se le asignaron también una malla de elementos finitos.
- Se asignaron diafragmas en las losas de todos los niveles para unificar desplazamientos.
- Las losas para el sistema Dual tipo I fueron modeladas como tipo membrana ya que se utilizan para repartir la carga a los elementos que la sostienen (vigas), no es necesario hacer un análisis interno de las losas.
- Las losas para el sistema de muros de corte y losas planas fueron modeladas como tipo Shell a la cual se le asignó una malla de elementos finitos. En este caso la losa aporta en la resistencia (participa en flexión), la rigidez que aporta la losa le quita flexión a la viga y es ella la que lo asume.
- Cada piso fue considerado con 3 grados de libertad, dos de traslación horizontal (X-Y) y uno de rotación en el plano horizontal (Z).
- Las masas fueron obtenidas directamente por el programa a partir de las cargas aplicadas y peso propio de los elementos considerando 100%

carga muerta + 25% carga viva. Esto en función a lo establecido en el artículo 16.3 de la norma E.030 de acuerdo a la categoría de la edificación.

- Para la estructura se ha considerado un amortiguamiento del 5%.
- Para el cálculo de la respuesta máxima se empleó la combinación modal recomendada por la norma E.030:

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

- Las combinaciones empleadas para ambos sistemas fueron las que se especifican en la norma E.060:

**SIENDO:**

- Cargas muertas : CM
- Cargas vivas : CV
- Carga de sismo : CS

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

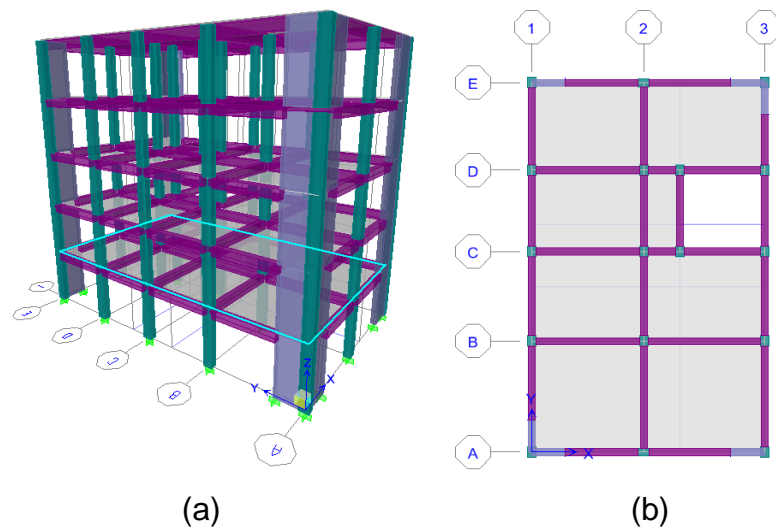
$$U^* = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + 2,5 \text{CS}$$

\*: Combo adicional para verificación de fuerza cortante de diseño  $V_u$  en vigas y columnas con responsabilidad sísmica. Combinación no incluida en la envolvente.

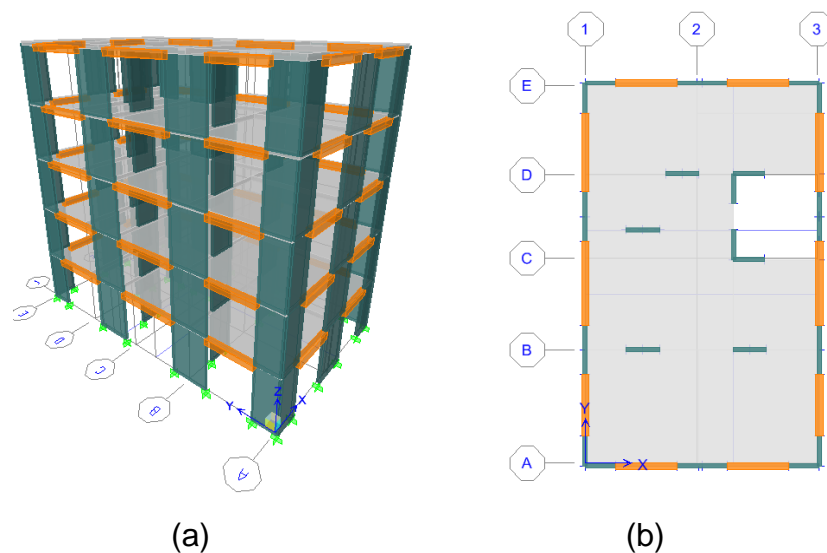
**TABLA III-18: COMBINACIONES EMPLEADAS EN EL ETABS**  
**FUENTE:** Adaptada de la Norma Técnica E.060, Concreto Armado

Las siguientes figuras muestran el modelamiento para cada alternativa estructural.





**FIGURA III-22: MODELADO – DUAL TIPO I (a) VISTA EN 3D, (b) VISTA EN PLANTA**  
FUENTE: Etabs - Elaboración propia.



**FIGURA III-23: MODELADO – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS (a) VISTA EN 3D, (b) VISTA EN PLANTA**  
FUENTE: Etabs - Elaboración propia.

A raíz de este proceso se generaron los resultados para evaluar los diferentes parámetros:

- Consideraciones de regularidad e irregularidad.
- Determinación de la cortante basal.
- Evaluación del comportamiento sísmico global de la edificación.
- Diseño estructural en función a este al diseño realizar el análisis de costo y tiempo.

### 3.6.6.1. CONSIDERACIONES DE REGULARIDAD E IRREGULARIDAD.

#### 3.6.6.1.1. PROCESAMIENTO.

De acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismo-resistente, se analizó la estructura para determinar posteriormente si califica como regular o irregular. Para ello se evaluó la edificación tanto en planta como en elevación. Cabe resaltar que la norma E.030 establece ciertas restricciones en función a la categoría y zona donde se ubique la edificación, y según a este criterio, para la edificación en estudio (categoría C – Zona 2) no se permiten irregularidades extremas.

En la mayoría de los casos se puede determinar si una estructura es regular o irregular según su configuración estructural, pero en los casos de Irregularidad de Rigidez e Irregularidad Torsional se debe comprobar con los resultados del análisis sísmico según se indica en la norma E.030. En ese sentido, la evaluación de regularidad e irregularidad se realizó de la siguiente manera:

#### 3.6.6.1.1.1. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA.

- **Irregularidad de Rigidez – Piso blando:** Las áreas de los elementos estructurales verticales (columnas y muros de corte) son las mismas en todos los niveles. No presenta este tipo de irregularidad ni en un caso extremo.
- **Irregularidades de Resistencia - Piso débil:** Según las condiciones que establece la nueva Norma Técnica de Diseño Sismoresistente E.030 en la tabla N° 8, la resistencia a fuerzas cortantes de un entrepiso (en ambas direcciones de análisis) es superior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior; como se muestra en las siguientes tablas:

NIVEL	FZA CORTANTE (Tn)		FZA DE ENTREPISO SUPERIOR		80%		CONDICIÓN	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
5	22,22	21,71	-	-	-	-	-	-
4	35,78	35,52	<b>22,22</b>	<b>21,71</b>	<b>17,78</b>	<b>17,37</b>	REGULAR	REGULAR
3	44,60	44,72	<b>35,78</b>	<b>35,52</b>	<b>28,62</b>	<b>28,42</b>	REGULAR	REGULAR
2	52,02	52,39	<b>44,60</b>	<b>44,72</b>	<b>35,68</b>	<b>35,78</b>	REGULAR	REGULAR
1	56,42	57,02	<b>52,02</b>	<b>52,39</b>	<b>41,62</b>	<b>41,91</b>	REGULAR	REGULAR

**TABLA III-19: IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Tabla Story Shears ETABS - Elaboración propia

NIVEL	FZA CORTANTE (Tn)		FZA DE ENTREPISO SUPERIOR		80%		CONDICIÓN	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
5	27,06	27,25	-	-	-	-	-	-
4	43,63	43,50	<b>27,06</b>	<b>27,25</b>	<b>21,65</b>	<b>21,80</b>	REGULAR	REGULAR
3	54,58	54,21	<b>43,63</b>	<b>43,50</b>	<b>34,90</b>	<b>34,80</b>	REGULAR	REGULAR
2	63,41	62,83	<b>54,58</b>	<b>54,21</b>	<b>43,66</b>	<b>43,37</b>	REGULAR	REGULAR
1	68,33	67,72	<b>63,41</b>	<b>62,83</b>	<b>50,73</b>	<b>50,26</b>	REGULAR	REGULAR

**TABLA III-20: IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Tabla Story Shears ETABS - Elaboración propia

- **Irregularidad extrema de resistencia:** De la misma forma, la resistencia a fuerzas cortantes de un entrepiso (en ambas direcciones de análisis) es superior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior; como se muestra en las siguientes tablas:

NIVEL	FZA CORTANTE (Tn)		FZA DE ENTREPISO SUPERIOR		65%		CONDICIÓN	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
5	22,22	21,71	-	-	-	-	-	-
4	35,78	35,52	<b>22,22</b>	<b>21,71</b>	<b>14,44</b>	<b>14,11</b>	REGULAR	REGULAR
3	44,60	44,72	<b>35,78</b>	<b>35,52</b>	<b>23,26</b>	<b>23,09</b>	REGULAR	REGULAR
2	52,02	52,39	<b>44,60</b>	<b>44,72</b>	<b>28,99</b>	<b>29,07</b>	REGULAR	REGULAR
1	56,42	57,02	<b>52,02</b>	<b>52,39</b>	<b>33,81</b>	<b>34,05</b>	REGULAR	REGULAR

**TABLA III-21: IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Tabla Story Shears ETABS - Elaboración propia

NIVEL	FZA CORTANTE (Tn)		FZA DE ENTREPISO SUPERIOR		65%		CONDICIÓN	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
5	27,06	27,25	-	-	-	-	-	-
4	43,63	43,50	<b>27,06</b>	<b>27,25</b>	<b>17,59</b>	<b>17,71</b>	REGULAR	REGULAR
3	54,58	54,21	<b>43,63</b>	<b>43,50</b>	<b>28,36</b>	<b>28,28</b>	REGULAR	REGULAR
2	63,41	62,83	<b>54,58</b>	<b>54,21</b>	<b>35,48</b>	<b>35,24</b>	REGULAR	REGULAR
1	68,33	67,72	<b>63,41</b>	<b>62,83</b>	<b>41,22</b>	<b>40,84</b>	REGULAR	REGULAR

**TABLA III-22: IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Tabla Story Shears ETABS - Elaboración propia

- **Irregularidad de Masa o Peso:** La edificación en estudio es de uso vivienda en todos sus niveles (la sobrecarga es la misma para cada nivel) y su distribución es típica. El tener elementos cuya sección no varía en altura, hace que la estructura sea uniforme y continúa (no existen

variaciones de masa en toda su altura). Por lo tanto la edificación en estudio no presenta este tipo de irregularidad.

- **Irregularidad Geométrica Vertical:** Las dimensiones de los elementos estructurales resistentes a cargas laterales en todos los niveles son similares. No existe este tipo de irregularidad.
- **Discontinuidad en los sistemas resistentes:** No existe tal discontinuidad, pues los elementos verticales se encuentra en la misma ubicación en todos los pisos. No existe este tipo de irregularidad.
- **Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes:** No existe discontinuidad en elementos verticales.

#### 3.6.6.1.1.2. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA:

- **Irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema:** Los desplazamientos de entrepiso deben limitarse para que una estructura sea considerada irregular por torsión, en consecuencia a ello, la verificación por irregularidad torsional se realizó posterior al cálculo de los desplazamientos.
- **Esquinas entrantes:** La edificación no posee esquinas entrantes en ninguno de sus niveles. Por lo tanto no existe este tipo de irregularidad.
- **Discontinuidad del Diafragma:** Las aberturas que se presentan en los diafragmas propios de la edificación no presenta variaciones en toda su altura, además éstas no abarcan áreas mayores al 50% del área bruta del diafragma. Por lo tanto no existe este tipo de irregularidad.
- **Sistemas no paralelos:** Cuando en cualquier dirección los elementos resistentes no son paralelos. Para este caso, los elementos se encuentran distribuidos de manera simétrica y no existen variaciones angulares en los ejes.

### 3.6.6.1.2. TABLAS.

Recopilando lo desarrollado en el ítem anterior, la siguiente tabla muestra los resultados tras la evaluación de los parámetros de regularidad e irregularidad para la edificación.

<b>CONSIDERACIONES DE REGULARIDAD E IRREGULARIDAD</b>			
<b>IRREGULARIDADES EN ALTURA</b>		<b>IRREGULARIDADES EN PLANTA</b>	
<b>TIPO DE IRREGULARIDAD</b>	<b>CONDICIÓN</b>	<b>TIPO DE IRREGULARIDAD</b>	<b>CONDICIÓN</b>
I. DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	REGULAR	I. TORSIONAL	Por evaluar
I. DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL	REGULAR	I. TORSIONAL EXTREMA	Por evaluar
I. EXTREMA DE RESISTENCIA	REGULAR	ESQUINAS ENTRANTES	REGULAR
I. DE MASA O PESO	REGULAR	DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	REGULAR
I. DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	REGULAR	SISTEMAS NO PARALELOS	REGULAR
I. GEÓMETRICA VERTICAL	REGULAR	-	-
DISCONTINUIDAD DE ELEMENTOS	REGULAR	-	-
DISCONTINUIDAD EXTREMA	REGULAR	-	-

**TABLA III-23: CONSIDERACIONES DE REGULARIDAD E IRREGULARIDAD - RESULTADOS**  
FUENTE: Tabla Story Shears ETABS - Elaboración propia

### 3.6.6.1.3. ANÁLISIS.

La edificación, para todos los tipos de irregularidad que se presentan (a excepción de la irregularidad torsional), califica como regular. Se considera entonces que el procedimiento de evaluación de las condiciones de regularidad e irregularidad de la edificación aplicando la norma técnica E.030 fue satisfactorio.

La evaluación de la irregularidad torsional se realizó en procedimientos posteriores donde se detallan los desplazamientos relativos de entrepiso.

### 3.6.6.2. DETERMINACIÓN DE LA CORTANTE BASAL.

#### 3.6.6.2.1. PROCESAMIENTO.

##### 3.6.6.2.1.1. ESTRUCTURA DUAL TIPO I.

Para esto recurrimos a las tablas que ofrece el ETABS. Mediante la tabla Story Shears se obtiene la fuerza cortante inducida por el sismo para cada nivel.

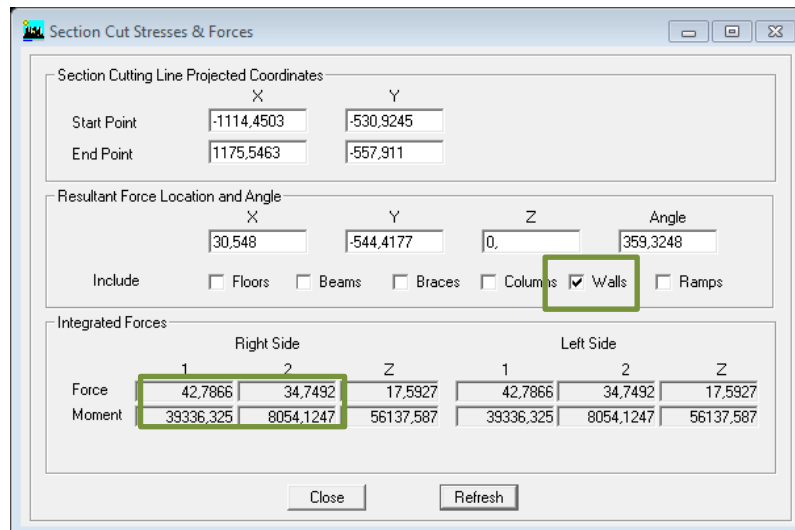
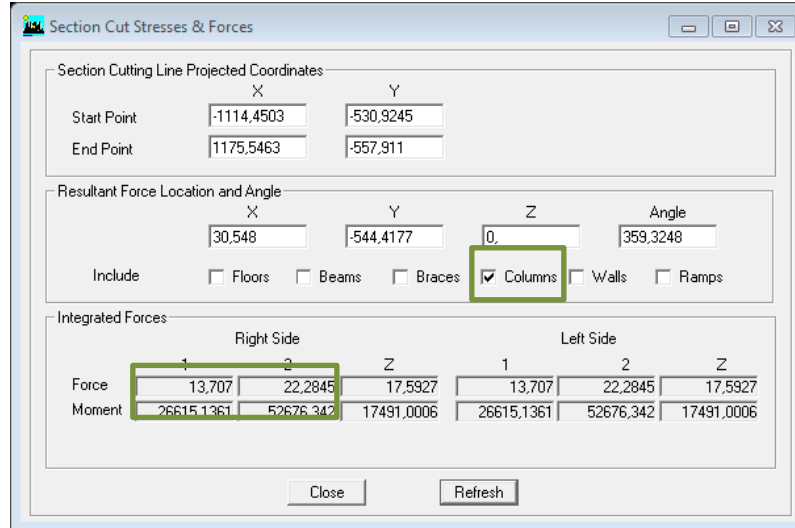
Story	Load	Loc	VX	VY
NIVEL 5	SISMO MAX	Top	21,11 Tn	20,59 Tn
NIVEL 5	SISMO MAX	Bottom	22,22 Tn	21,71 Tn
NIVEL 5	SISMO MIN	Top	-21,11 Tn	-20,59 Tn
NIVEL 5	SISMO MIN	Bottom	-22,22 Tn	-21,71 Tn
NIVEL 4	SISMO MAX	Top	34,97 Tn	34,67 Tn
NIVEL 4	SISMO MAX	Bottom	35,78 Tn	35,52 Tn
NIVEL 4	SISMO MIN	Top	-34,97 Tn	-34,67 Tn
NIVEL 4	SISMO MIN	Bottom	-35,78 Tn	-35,52 Tn
NIVEL 3	SISMO MAX	Top	43,96 Tn	44,2 Tn
NIVEL 3	SISMO MAX	Bottom	44,6 Tn	44,72 Tn
NIVEL 3	SISMO MIN	Top	-43,96 Tn	-44,2 Tn
NIVEL 3	SISMO MIN	Bottom	-44,6 Tn	-44,72 Tn
NIVEL 2	SISMO MAX	Top	51,57 Tn	52,03 Tn
NIVEL 2	SISMO MAX	Bottom	52,02 Tn	52,39 Tn
NIVEL 2	SISMO MIN	Top	-51,57 Tn	-52,03 Tn
NIVEL 2	SISMO MIN	Bottom	-52,02 Tn	-52,39 Tn
NIVEL 1	SISMO MAX	Top	56,25 Tn	56,84 Tn
NIVEL 1	SISMO MAX	Bottom	<b>56,42 Tn</b>	<b>57,02 Tn</b>
NIVEL 1	SISMO MIN	Top	-56,25 Tn	-56,84 Tn
NIVEL 1	SISMO MIN	Bottom	-56,42 Tn	-57,02 Tn

**TABLA III-24: FUERZA CORTANTE EN LA BASE – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Tabla Story Shears – Etabs.

Según la tabla anterior, para la base se tiene una cortante de 56,42 Tn. en la dirección X-X y una cortante de 57,02 Tn. en la dirección Y-Y.

Teniendo en cuenta que para este tipo de sistema dual los muros de corte deben absorber entre un 60 – 80% de la cortante basal. Se realiza la verificación correspondiente, para ello evaluamos el porcentaje de incidencia de la cortante basal en columnas y muros de corte

pertencientes al primer nivel. Para ello se visualiza las fuerzas cortantes shear 2-2 y se dibuja una línea de corte en la base de la estructura obteniéndose los valores de cortante de las siguientes ventanas:



**FIGURA III-24: MODELADO, CORTANTE EN MUROS Y COLUMNAS – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Section Cut Stresses & Forces - Etabs

Entonces:

DIRECCIÓN X-X				
ELEMENTO	FUERZA CORTANTE	% DE CORTANTE	SISTEMA	
COLUMNAS	13,7 Tn	24,28 %	DUAL I	
MUROS	42,78 Tn	75,82 %		
DIRECCIÓN Y-Y				
ELEMENTO	FUERZA CORTANTE	% DE CORTANTE	SISTEMA	
COLUMNAS	22,28 Tn	39,07 %	DUAL I	
MUROS	34,75 Tn	60,94 %		

**TABLA III-25: INCIDENCIA DE FUERZA CORTANTE EN MUROS Y COLUMNAS EN CADA DIRECCION – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración Propia.

Según la tabla anterior, tanto para la dirección X-X como para la dirección Y-Y se tiene un sistema estructural Dual de Tipo I.

### REVISIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE.

Con los datos obtenidos se realiza la verificación de fuerza cortante mínima en la base como lo establece la norma E.030. Para esto recurrimos a la tabla Diaphragm Mass Data para obtener el peso total de la edificación.

PISO	DIAFRAGMA	MASA (Tn)	PESO
5	D5	11,3045	110,863 Tn
4	D4	11,778	115,507 Tn
3	D3	11,778	115,507 Tn
2	D2	11,778	115,507 Tn
1	D1	11,778	115,507 Tn

**PESO TOTAL DEL EDIFICIO: 572,891 Tn**

**TABLA III-26: PESO DE LA EDIFICACIÓN - DUAL TIPO I**  
FUENTE: Tabla Diaphragm Mass Data, Etabs.

La edificación califica como regular, por lo tanto deberá contar con una cortante no menor al 80% del valor de V calculado en un análisis estático.

Para calcular este valor se realizó el cálculo de la fuerza cortante estática según lo establecido en la norma E.030.



$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

COMPROBACION PARA C/R:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

C	2,5	
R	7	
C/R =	0,357	
¿CUMPLE?	SI	X
	NO	

SE TIENE:

DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y		
Z	=	0,25	Z	=	0,25
U	=	1	U	=	1
C	=	2,5	C	=	2,5
S	=	1,2	S	=	1,2
R	=	7	R	=	7
P	=	572,89 Tn	P	=	572,89 Tn
V	=	61,381 Tn	V	=	61,381 Tn

Del análisis tenemos:

DIR	V <sub>DINÁMICA</sub> (ETABS)	SEGÚN E.030			OBSERVACIÓN
		DETALLE	V <sub>ESTÁTICA</sub>	80%* V	
X	56,42 Tn	V(Etabs) No debe ser menor de 80% V (E.030)	61,381 Tn	49,11 Tn	CUMPLE
Y	57,02 Tn		61,381 Tn	49,11 Tn	CUMPLE

TABLA III-27: VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA - DUAL TIPO I  
FUENTE: Elaboración Propia, Etabs.

Cumple con el criterio de la fuerza cortante mínima en la base.

### 3.6.6.2.1.2. ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.

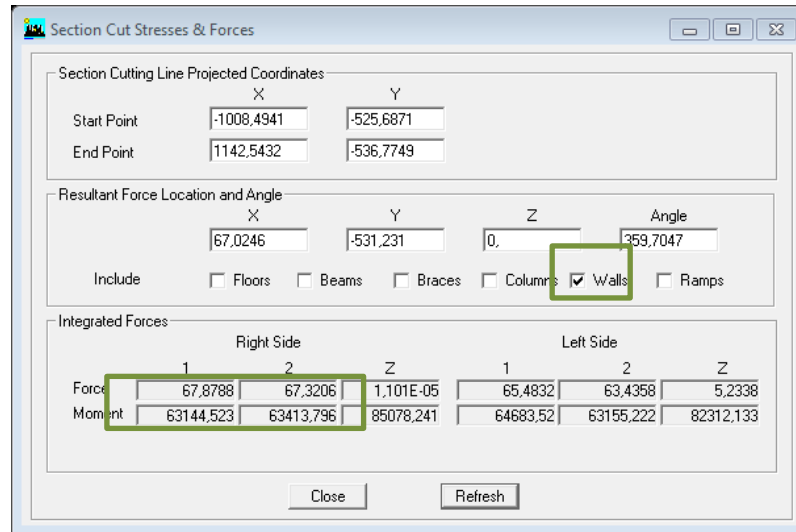
Para esto recurrimos a las tablas que ofrece el ETABS. Mediante la tabla Story Shears se obtiene la fuerza cortante inducida por el sismo para cada nivel.

Story	Load	Loc	VX	VY
NIVEL 5	SISMO MAX	Top	22,19 Tn	22,35 Tn
NIVEL 5	SISMO MAX	Bottom	27,06 Tn	27,25 Tn
NIVEL 5	SISMO MIN	Top	-22,19 Tn	-22,35 Tn
NIVEL 5	SISMO MIN	Bottom	-27,06 Tn	-27,25 Tn
NIVEL 4	SISMO MAX	Top	40,06 Tn	39,95 Tn
NIVEL 4	SISMO MAX	Bottom	43,63 Tn	43,5 Tn
NIVEL 4	SISMO MIN	Top	-40,06 Tn	-39,95 Tn
NIVEL 4	SISMO MIN	Bottom	-43,63 Tn	-43,5 Tn
NIVEL 3	SISMO MAX	Top	52,28 Tn	51,73 Tn
NIVEL 3	SISMO MAX	Bottom	54,58 Tn	54,21 Tn
NIVEL 3	SISMO MIN	Top	-52,28 Tn	-51,73 Tn
NIVEL 3	SISMO MIN	Bottom	-54,58 Tn	-54,21 Tn
NIVEL 2	SISMO MAX	Top	61,78 Tn	61,24 Tn
NIVEL 2	SISMO MAX	Bottom	63,41 Tn	62,83 Tn
NIVEL 2	SISMO MIN	Top	-61,78 Tn	-61,24 Tn
NIVEL 2	SISMO MIN	Bottom	-63,41 Tn	-62,83 Tn
NIVEL 1	SISMO MAX	Top	67,58 Tn	67,04 Tn
NIVEL 1	SISMO MAX	Bottom	<b>68,33 Tn</b>	<b>67,72 Tn</b>
NIVEL 1	SISMO MIN	Top	-67,58 Tn	-67,04 Tn
NIVEL 1	SISMO MIN	Bottom	-68,33 Tn	-67,72 Tn

**TABLA III-28: FUERZA CORTANTE EN LA BASE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Tabla Story Shears – Etabs.

Según la tabla anterior, se tiene una cortante de 68,33 Tn. en la dirección X-X y una cortante de 67,72 Tn. en la dirección Y-Y.

Teniendo en cuenta que para este tipo de sistema los muros de corte deben absorber entre un 80 – 100% de la cortante basal, se realiza la verificación correspondiente, para ello evaluamos el porcentaje de incidencia de la cortante basal en los muros de corte pertenecientes al primer nivel siguiendo el mismo procedimiento del sistema dual.



**FIGURA III-25: MODELADO, CORTANTE EN MUROS – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** Section Cut Stresses & Forces - Etabs

**DIRECCIÓN X-X**

ELEMENTO	FUERZA CORTANTE	% DE CORTANTE	SISTEMA
COLUMNAS	0 Tn	0,00 %	MUROS ESTRUCTURALES
MUROS	67,88 Tn	99,34 %	

**DIRECCIÓN Y-Y**

ELEMENTO	FUERZA CORTANTE	% DE CORTANTE	SISTEMA
COLUMNAS	0 Tn	0,00 %	MUROS ESTRUCTURALES
MUROS	67,32 Tn	99,41 %	

**TABLA III-29: INCIDENCIA DE FUERZA CORTANTE EN CADA DIRECCIÓN – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** Elaboración Propia.

Según la tabla anterior, para ambos sentidos la edificación cuenta con un sistema de muros estructurales.

**REVISIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE.**

Con los datos obtenidos se realiza la verificación de fuerza cortante mínima en la base como lo establece la norma E.030.

Calculamos primero el peso total de la edificación mediante la tabla Diaphragm Mass Data.

PISO	DIAFRAGMA	MASA (Tn)	PESO
5	D5	11,1929	109,769 Tn
4	D4	12,2676	120,308 Tn
3	D3	12,2676	120,308 Tn
2	D2	12,2676	120,308 Tn
1	D1	12,2676	120,308 Tn

**PESO TOTAL DEL EDIFICIO: 591,002 Tn**

**TABLA III-30: PESO DE LA EDIFICACIÓN – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Tabla Diaphragm Mass Data, Etabs.

La edificación califica como regular, por lo tanto deberá contar con una cortante no menor al 80% del valor de V calculado en un análisis estático según lo establecido en la norma E.030.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

**COMPROBACIÓN PARA C/R:**

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

C	2,5
R	6

C/R =	0,417
-------	-------

¿CUMPLE?	SI	X
	NO	

**SE TIENE:**

DIRECCIÓN X-X			DIRECCIÓN Y-Y		
Z	=	0,25	Z	=	0,25
U	=	1	U	=	1
C	=	2,5	C	=	2,5
S	=	1,2	S	=	1,2
R	=	6	R	=	6
P	=	591,00 Tn	P	=	591,00 Tn
<b>V</b>	=	<b>73,875 Tn</b>	<b>V</b>	=	<b>73,875 Tn</b>

Del análisis tenemos:

DIR.	V <sub>DINÁMICA</sub> (ETABS)	SEGÚN E.030			OBSERVACIÓN
		DETALLE	V <sub>ESTÁTICA</sub>	80%* V	
X	63,48 Tn	V(Etabs) No debe ser menor de 80% V (E.030)	73,875 Tn	59,100 Tn	CUMPLE
Y	63,4 Tn		73,875 Tn	59,100 Tn	CUMPLE

**TABLA III-31: VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.**  
FUENTE: Elaboración Propia, Etabs.

Cumple con el criterio de la fuerza cortante mínima en la base.

### 3.6.6.2.2. TABLAS.

Según la incidencia de la fuerza cortante en la base de la estructura, se verificaron los tipos de sistema con los cuales se realizó esta investigación (III-32) y la fuerza cortante mínima que actúa en la base (III-33).

<b>DETERMINACIÓN DE LA CORTANTE BASAL</b>	
<b>SISTEMA DUAL TIPO I</b>	
SISTEMA ESTRUCTURAL EN X-X	DUAL TIPO I
SISTEMA ESTRUCTURAL EN Y-Y	DUAL TIPO I
<b>SISTEMA DE MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS</b>	
SISTEMA ESTRUCTURAL EN X-X	MUROS ESTRUCTURALES
SISTEMA ESTRUCTURAL EN Y-Y	MUROS ESTRUCTURALES

**TABLA III-32: VERIFICACIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL SEGÚN LA FUERZA BASAL**  
FUENTE: Elaboración Propia.

<b>FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE</b>	
<b>SISTEMA DUAL TIPO I</b>	
EN X-X	CUMPLE
EN Y-Y	CUMPLE
<b>SISTEMA DE MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS</b>	
EN X-X	CUMPLE
EN Y-Y	CUMPLE

**TABLA III-33: VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE - GENERAL**  
FUENTE: Elaboración Propia.

### 3.6.6.2.3. ANÁLISIS.

Con este procedimiento se comprobó que los sistemas estructurales empleados en el trabajo de investigación son los correctos: Sistema Dual tipo I y sistema de muros estructurales (o muros de corte).

Por otro lado se realizó la verificación de la fuerza cortante mínima en la base (establecido en la norma E.030). Tanto el sistema Dual tipo I como el sistema con muros de corte y losas planas cumplen este criterio.

### 3.6.6.3. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO GLOBAL.

#### 3.6.6.3.1. PROCESAMIENTO.

##### 3.6.6.3.1.1. ANÁLISIS PARA LA EDIFICACIÓN DUAL TIPO I.

###### ▪ DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS RELATIVOS.

La Norma establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso, que para estructuras de concreto armado es igual a 0.007. Así tenemos:

Story	Ítem	Load	Point	DriftX	DriftY	$\Delta * 0,75 * R$	MENOR a 0,007	OBS.
NIVEL 5	Max Drift X	6SISMO	19	0,00103		0,00541	SI	CUMPLE
NIVEL 5	Max Drift Y	6SISMO	4		0,00081	0,00427	SI	CUMPLE
NIVEL 4	Max Drift X	6SISMO	19	0,00114		0,00596	SI	CUMPLE
NIVEL 4	Max Drift Y	6SISMO	20		0,00098	0,00516	SI	CUMPLE
NIVEL 3	Max Drift X	6SISMO	19	0,00116		0,00608	SI	CUMPLE
NIVEL 3	Max Drift Y	6SISMO	20		0,00108	0,00568	SI	CUMPLE
NIVEL 2	Max Drift X	6SISMO	19	0,00101		0,00530	SI	CUMPLE
NIVEL 2	Max Drift Y	6SISMO	20		0,00101	0,00530	SI	CUMPLE
NIVEL 1	Max Drift X	6SISMO	19	0,00050		0,00263	SI	CUMPLE
NIVEL 1	Max Drift Y	6SISMO	20		0,00055	0,00288	SI	CUMPLE

TABLA III-34: DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO – DUAL TIPO I  
FUENTE: Tabla Story Drifts– Etabs.

▪ **EXCENTRICIDADES.**

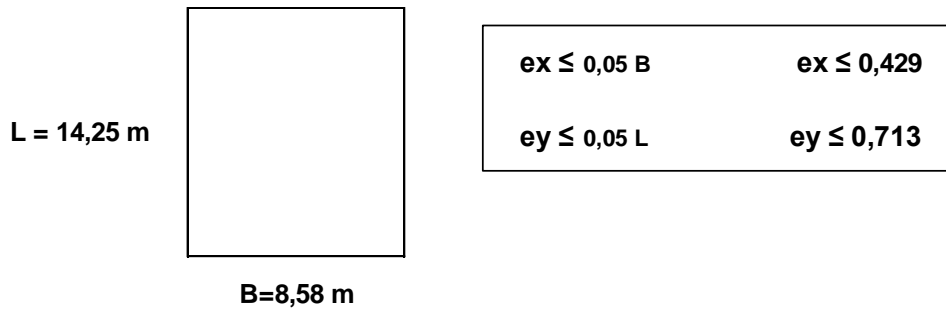
La Norma establece también que para considerar los efectos de torsión, se debe tener en cuenta la ubicación de los centros de masa y rigidez evaluándose la excentricidad definida como la distancia entre estos dos puntos.

Se tiene entonces el siguiente análisis:

NIVEL	DIAFRAGMA	CENTRO DE MASA (CM)		CENTRO DE RIGIDEZ (CR)		EXCENTRICIDAD	
		X	Y	X	Y	ex	ey
NIVEL 1	D1	3,99 m	6,89 m	4,18 m	7,04 m	0,19 m	0,15 m
NIVEL 2	D2	3,99 m	6,89 m	4,21 m	7,12 m	0,23 m	0,23 m
NIVEL 3	D3	3,99 m	6,89 m	4,24 m	7,18 m	0,25 m	0,30 m
NIVEL 4	D4	3,99 m	6,89 m	4,26 m	7,23 m	0,27 m	0,35 m
NIVEL 5	D5	4,15 m	6,99 m	4,27 m	7,27 m	0,12 m	0,28 m

**TABLA III-35: CENTROS DE MASA, CENTROS DE RIGIDEZ Y EXCENTRICIDAD - DUAL TIPO I**  
FUENTE: Tabla ETABS, Center Mass Rigidity- Elaboración propia.

Se debe tener en cuenta que la excentricidad para dada dirección no debe exceder del 5% de la dimensión en planta correspondiente.

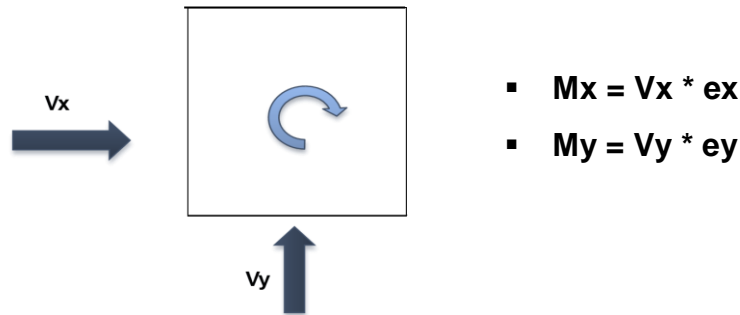


NIVEL	DIAFRAGMA	EXCENTRICIDAD		VERIFICACIÓN	
		ex	ey	ex ≤ 0,429	ey ≤ 0,713
NIVEL 1	D1	0,193 m	0,147 m	OK	OK
NIVEL 2	D2	0,226 m	0,232 m	OK	OK
NIVEL 3	D3	0,251 m	0,296 m	OK	OK
NIVEL 4	D4	0,269 m	0,346 m	OK	OK
NIVEL 5	D5	0,123 m	0,281 m	OK	OK

**TABLA III-36: VERIFICACIÓN DE EXCENTRICIDAD - DUAL TIPO I**  
FUENTE: Tabla ETABS, Center Mass Rigidity – Elaboración Propia.

▪ **TORSIONES (GIROS).**

La torsión en cada entrepiso se genera por el momento torsionante debido a la fuerza cortante sísmica multiplicada por la excentricidad.



Con las fuerzas cortantes actuantes en cada nivel (tabla III-24) y las excentricidades (III-35) se tienen los siguientes momentos torsores para cada nivel:

NIVEL	DIAFRAGMA	VX	VY	EXCENTRICIDAD		MOMENTO TORSOR	
				ex	ey	Mx	My
NIVEL1	D1	56,42 Tn	57,02 Tn	0,193 m	0,147 m	10,89 Tn - m	8,38 Tn-m
NIVEL2	D2	52,02 Tn	52,39 Tn	0,226 m	0,232 m	11,76 Tn - m	12,15 Tn-m
NIVEL3	D3	44,60 Tn	44,72 Tn	0,251 m	0,296 m	11,19 Tn - m	13,24 Tn-m
NIVEL4	D4	35,78 Tn	35,52 Tn	0,269 m	0,346 m	9,62 Tn - m	12,29 Tn-m
NIVEL5	D5	22,22 Tn	21,71 Tn	0,123 m	0,281 m	2,73 Tn - m	6,10 Tn-m

**TABLA III-37: TORSIONES - DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Tablas ETABS: Story Shears y Center Mass Rigidity – Elaboración Propia.

La norma E.030 indica que es necesario realizar el análisis torsional (se considera como irregular torsionalmente) en estructuras donde se cumplan dos condiciones:

- El desplazamiento promedio de algún entrepiso sea mayor al 50% del desplazamiento máximo permisible que para el concreto armado es de 0,007 (Tabla III-38).
- Si el criterio anterior cumple, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{m\acute{a}x.}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso (Tabla III-39).





NIVEL	Δ MÁXIMO (cm)		Δ PROM*0,75*R		Δ RELATIVO (cm)		Δ PERMISIBLE ENTREPISO		CONDICIÓN	
	X	Y	X(R=7)	Y(R=7)	X	Y	Edificación	50%	X	Y
5	1,2799	1,168	6,719	6,132	1,431675	1,126	1,890	0,945	IRREGULAR	IRREGULAR
4	1,0072	0,9535	5,288	5,006	1,5309	1,303	1,890	0,945	IRREGULAR	IRREGULAR
3	0,7156	0,7053	3,757	3,703	1,62225	1,503	1,890	0,945	IRREGULAR	IRREGULAR
2	0,4066	0,4191	2,135	2,200	1,425375	1,424	1,890	0,945	IRREGULAR	IRREGULAR
1	0,1351	0,1479	0,709	0,776	0,709275	0,776	1,890	0,945	REGULAR	REGULAR

**TABLA III-38: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL – CONDICIÓN 1 – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración Propia – En base a la norma E.030

En vista de tener ciertas condiciones de irregularidad en los niveles 2, 3,4 y 5 se procede a evaluar la segunda condición. Para ello se obtienen los desplazamientos de los centro de masas:

Story	Diaphragm	Load	UX (cm)	UY(cm)	Δ PROM*0,75*R (cm)		Δ RELATIVO (cm)	
					X (R=7)	Y(R=7)	X	Y
STORY5	D5	6SISMO MAX	1,0584	1,0556	5,557	5,542	1,151	0,977
STORY4	D4	6SISMO MAX	0,8391	0,8695	4,405	4,565	1,253	1,167
STORY3	D3	6SISMO MAX	0,6004	0,6472	3,152	3,398	1,348	1,367
STORY2	D2	6SISMO MAX	0,3436	0,3869	1,804	2,031	1,200	1,310
STORY1	D1	6SISMO MAX	0,1151	0,1374	0,604	0,721	0,604	0,721

**TABLA III-39: DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE LOS CENTROS DE MASA – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Tabla ETABS Diaphragm CM Displacements – Elaboración propia



Teniéndose ya los datos de excentricidad (tabla III-35), se calculan los desplazamientos relativos en un extremo del edificio (punto 5, intersección de ejes E-3) para posteriormente sumarlos. Como indica la norma E.030, se multiplica por 1,2 al desplazamiento del centro de masas comparando este valor con la suma anterior. Este procedimiento se resume en la tabla III-40.

NIVEL	Δ RELATIVO		EXCENTRICIDAD		TOTAL		1,2 Δ RELATIVO CM		CONDICIÓN FINAL	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
5	1,1807	1,0306	0,00123	0,00281	<b>1,182</b>	<b>1,033</b>	<b>1,3816</b>	<b>1,1724</b>	REGULAR	REGULAR
4	1,2800	1,2096	0,00269	0,00346	<b>1,283</b>	<b>1,213</b>	<b>1,5038</b>	<b>1,4005</b>	REGULAR	REGULAR
3	1,3855	1,4112	0,00251	0,00296	<b>1,388</b>	<b>1,414</b>	<b>1,6178</b>	<b>1,6399</b>	REGULAR	REGULAR
2	1,2422	1,3503	0,00226	0,00232	<b>1,244</b>	<b>1,353</b>	<b>1,4396</b>	<b>1,5719</b>	REGULAR	REGULAR
1	0,6305	0,7424	0,00193	0,00147	<b>0,632</b>	<b>0,744</b>	<b>0,7251</b>	<b>0,8656</b>	REGULAR	REGULAR

**TABLA III-40: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL – CONDICIÓN 2 – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración Propia – En base a la norma E.030

Para evaluar la irregularidad extrema, como lo indica la norma se sigue el mismo procedimiento anterior (Tabla III-40) pero con la diferencia de afectar los desplazamientos de centro de masa por 1,5.

NIVEL	Δ RELATIVO		EXCENTRICIDAD		TOTAL		1,5 Δ RELATIVO CM		CONDICIÓN FINAL	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
5	1,1807	1,03	0,00123	0,00281	<b>1,182</b>	<b>1,033</b>	<b>1,7270</b>	<b>1,4655</b>	REGULAR	REGULAR
4	1,2800	1,21	0,00269	0,00346	<b>1,283</b>	<b>1,213</b>	<b>1,8798</b>	<b>1,7506</b>	REGULAR	REGULAR
3	1,3855	1,41	0,00251	0,00296	<b>1,388</b>	<b>1,414</b>	<b>2,0223</b>	<b>2,0499</b>	REGULAR	REGULAR
2	1,2422	1,35	0,00226	0,00232	<b>1,244</b>	<b>1,353</b>	<b>1,7994</b>	<b>1,9648</b>	REGULAR	REGULAR
1	0,6305	0,74	0,00193	0,00147	<b>0,632</b>	<b>0,744</b>	<b>0,9064</b>	<b>1,0820</b>	REGULAR	REGULAR

**TABLA III-41: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA – CONDICIÓN 2 – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración Propia – En base a la norma E.030

Según las tablas III-40 y III-41 no es necesario realizar un análisis torsional. Por ende, corresponde señalar que juntamente con el análisis realizado en el ítem 3.6.6.1. (Consideraciones de regularidad e irregularidad), la edificación con un sistema Dual de tipo I califica como un sistema regular.

#### ▪ PERIODO DE VIBRACIÓN.

El edificio cuenta con cinco niveles y al tener tres grados de libertad por niveles arrojará un número total de modos igual a 15. La siguiente tabla muestra los valores de los periodos y porcentajes de masas efectivas resultantes del análisis para las dos direcciones.

Modo	Periodo (Seg)	UX	UY
1	0,536501	30,4451	<b>46,2005</b>
2	0,492513	<b>43,3773</b>	30,4433
3	0,372574	0,3997	0,1751
4	0,15237	3,1434	10,281
5	0,12811	12,4387	3,507
6	0,092619	0,0227	0,0091
7	0,07251	0,9269	4,7286
8	0,057094	5,2369	0,9569
9	0,044321	0,3407	2,2127
10	0,040384	0,0026	0,0028
11	0,034597	2,2849	0,3162
12	0,033183	0,1687	0,6022
13	0,025989	0,6921	0,0378
14	0,024356	0,0011	0,0007
15	0,018244	0,0002	0,0002

**TABLA III-42: PERIODOS DE VIBRACIÓN - DUAL TIPO I**

**FUENTE:** Tabla ETABS, Modal Participating Mass Ratios

Según la tabla anterior podemos determinar que el periodo fundamental para la edificación en la dirección X-X está definido por el modo 2 y en la dirección Y-Y por el modo 1, entonces:

- Se tiene un periodo de 0,49 seg. en la dirección X-X.
- Se tiene un periodo de 0,54 seg. En la dirección Y-Y.

**3.6.6.3.1.2. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.**

▪ **DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS RELATIVOS.**

La Norma establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso, que para estructuras de concreto armado con losas planas es igual a 0.005. Así tenemos:

Story	Ítem	Load	Point	DriftX	DriftY	$\Delta *0,75*R$	MENOR a 0,005	OBS.
NIVEL 5	Max Drift X	6SISMO	513	512	0,00036		0,00160	CUMPLE
NIVEL 5	Max Drift Y	6SISMO	233	311		0,00041	0,00185	CUMPLE
NIVEL 4	Max Drift X	6SISMO	513	512	0,00043		0,00192	CUMPLE
NIVEL 4	Max Drift Y	6SISMO	225	311		0,00048	0,00214	CUMPLE
NIVEL 3	Max Drift X	6SISMO	513	512	0,00046		0,00207	CUMPLE
NIVEL 3	Max Drift Y	6SISMO	311	311		0,00049	0,00222	CUMPLE
NIVEL 2	Max Drift X	6SISMO	513	512	0,00042		0,00188	CUMPLE
NIVEL 2	Max Drift Y	6SISMO	311	311		0,00043	0,00194	CUMPLE
NIVEL 1	Max Drift X	6SISMO	223	190	0,00022		0,00098	CUMPLE
NIVEL 1	Max Drift Y	6SISMO	218	218		0,00022	0,00097	CUMPLE

**TABLA III-43: DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Tabla Story Drifts – Etabs.

▪ **EXCENTRICIDADES.**

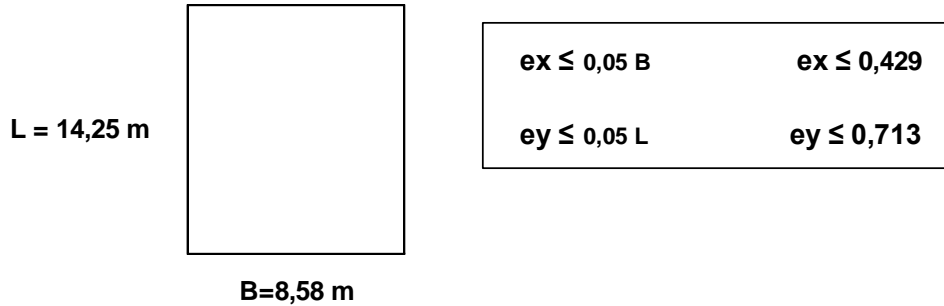
La Norma establece también que para considerar los efectos de torsión, se debe tener en cuenta la ubicación de los centros de masa y rigidez evaluándose la excentricidad definida como la distancia entre estos dos puntos. Se tiene entonces el siguiente análisis:

NIVEL	DIAFRAGMA	CENTRO DE MASA (CM)		CENTRO DE RIGIDEZ (CR)		EXCENTRICIDAD	
		X	Y	X	Y	ex	ey
NIVEL 1	D1	4,28 m	6,92 m	4,21 m	7,23 m	-0,06 m	0,30 m
NIVEL 2	D2	4,28 m	6,92 m	4,20 m	7,20 m	-0,07 m	0,28 m
NIVEL 3	D3	4,28 m	6,92 m	4,21 m	7,17 m	-0,07 m	0,25 m
NIVEL 4	D4	4,28 m	6,92 m	4,22 m	7,15 m	-0,06 m	0,22 m
NIVEL 5	D5	4,30 m	6,94 m	4,24 m	7,14 m	-0,05 m	0,20 m

**TABLA III-44: CENTROS DE MASA, CENTROS DE RIGIDEZ Y EXCENTRICIDAD – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**

FUENTE: Tabla ETABS, Center Mass Rigidity. Elaboración propia.

Se debe tener en cuenta que la excentricidad para dada dirección no debe exceder del 5% de la dimensión en planta correspondiente.

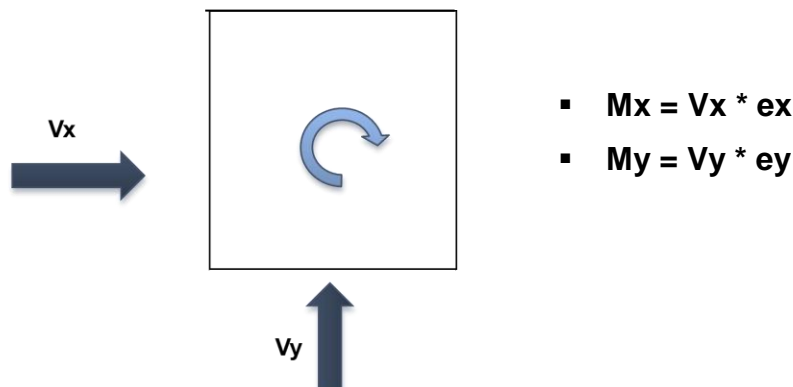


NIVEL	DIAFRAGMA	EXCENTRICIDAD		VERIFICACIÓN	
		ex	ey	ex ≤ 0,429	ey ≤ 0,713
NIVEL 1	D1	-0,065 m	0,304 m	OK	OK
NIVEL 2	D2	-0,073 m	0,275 m	OK	OK
NIVEL 3	D3	-0,071 m	0,246 m	OK	OK
NIVEL 4	D4	-0,061 m	0,224 m	OK	OK
NIVEL 5	D5	-0,054 m	0,203 m	OK	OK

TABLA III-45: VERIFICACIÓN DE EXCENTRICIDAD – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS  
FUENTE: Tabla ETABS, Center Mass Rigidity – Elaboración Propia.

▪ **TORSIONES (GIROS).**

La torsión en cada entrepiso se genera por el momento torsionante debido a la fuerza cortante sísmica multiplicada por la excentricidad.



Con las fuerzas cortantes actuantes en cada nivel (tabla III-28) y las excentricidades (III-44) se tienen los siguientes momentos torsores para cada nivel:

NIVEL	DIAFRAGMA	VX	VY	EXCENTRICIDAD		MOMENTO TORSOR	
				ex	ey	Mx	My
NIVEL1	D1	68,33 Tn	67,72 Tn	-0,065 m	0,304 m	-4,44 Tn - m	20,59 Tn-m
NIVEL2	D2	63,41 Tn	62,83 Tn	-0,073 m	0,275 m	-4,63 Tn - m	17,28 Tn-m
NIVEL3	D3	54,58 Tn	54,21 Tn	-0,071 m	0,246 m	-3,88 Tn - m	13,34 Tn-m
NIVEL4	D4	43,63 Tn	43,50 Tn	-0,061 m	0,224 m	-2,66 Tn - m	9,74 Tn-m
NIVEL5	D5	27,06 Tn	27,25 Tn	-0,054 m	0,203 m	-1,46 Tn - m	5,53 Tn-m

**TABLA III-46: TORSIONES – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** Tabla ETABS, Story Shears y Center Mass Rigidity – Elaboración Propia.

La norma E.030 indica que será necesario realizar el análisis torsional en estructuras donde se cumplan dos condiciones:

- El desplazamiento promedio de algún entrepiso sea mayor al 50% del desplazamiento máximo permisible que para el concreto armado es de 0,007 (Tabla III-47).
- Si el criterio anterior cumple, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{\text{máx.}}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso.



NIVEL	Δ MÁXIMO (cm)		Δ PROM*0,75*R		Δ RELATIVO (cm)		Δ PERMISIBLE ENTREPISO		CONDICIÓN	
	X	Y	X(R=6)	Y(R=7)	X	Y	Edificación	50%	X	Y
5	0,4953	0,5368	2,229	2,416	0,423	0,49005	1,890	0,945	REGULAR	REGULAR
4	0,4012	0,4279	1,805	1,926	0,489	0,549	1,890	0,945	REGULAR	REGULAR
3	0,2925	0,3059	1,316	1,377	0,549	0,59265	1,890	0,945	REGULAR	REGULAR
2	0,1704	0,1742	0,767	0,784	0,504	0,52245	1,890	0,945	REGULAR	REGULAR
1	0,0585	0,0581	0,263	0,261	0,263	0,26145	1,890	0,945	REGULAR	REGULAR

**TABLA III-47: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL – CONDICIÓN 1 – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración Propia – En base a la norma E.030

En vista de no tener condiciones de irregularidad en la condición 1 no existe la necesidad de calcular las irregularidades de torsión para el segundo criterio.

En función a esta evaluación corresponde señalar que juntamente con el análisis realizado en el ítem 3.6.6.1. (Consideraciones de regularidad), la edificación con un sistema de muros de corte – losas planas califica como un sistema REGULAR.

### ▪ PERIODO DE VIBRACIÓN.

El edificio cuenta con cinco niveles y al tener tres grados de libertad por piso nos arrojará un número total de modos igual a 15. La siguiente tabla muestra los valores de los periodos y porcentajes de masas efectivas resultantes del análisis para las dos direcciones.

Modo	Periodo	UX	UY
1	0,349478	0,5102	<b>72,7316</b>
2	0,325851	<b>73,6893</b>	0,5025
3	0,243495	0,241	0,0357
4	0,089069	0,3458	15,0381
5	0,087449	14,0941	0,3391
6	0,062435	0,0633	0,0131
7	0,040359	5,8438	0,0019
8	0,039765	0,001	6,125
9	0,028066	0,0249	0,0063
10	0,024769	2,4837	0,0027
11	0,024169	0,0028	2,6919
12	0,022516	0,1585	0,0004
13	0,019507	0,1717	0
14	0,018556	0,0013	0,0134
15	0,018394	0,6643	0,018

**TABLA III-48: PERIODOS DE VIBRACIÓN – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Tabla ETABS, Modal Participating Mass Ratios

Según la tabla anterior podemos determinar que el periodo fundamental para la edificación en la dirección X-X está definido por el modo 2 y en la dirección Y-Y por el modo 1, entonces:

- Se tiene un periodo de 0,33 seg. en la dirección X-X.
- Se tiene un periodo de 0,35 seg. en la dirección Y-Y.

### 3.6.6.3.2. TABLAS.

Las tablas de resultados para cada parámetro de comportamiento sísmico se describen en el ítem anterior (3.6.6.3.1).



### 3.6.6.3.3. ANÁLISIS.

Según los datos obtenidos para la evaluación del comportamiento sísmico se ha podido observar que:

- Desplazamientos máximos relativos:

El análisis modal espectral de la edificación para ambas alternativas estructurales, aplicando la norma técnica E.030, fue satisfactorio en la medida que los desplazamientos y derivas de entrepiso para las direcciones X-X y Y-Y estaban dentro de los rango establecido tomando para el sistema Dual tipo I valores menores a 0,007 por la altura del piso (para la edificación estudiada: 1,89 cm) y para el sistema de muros de corte y losas planas valores menores a 0,005 por la altura del piso (para la edificación estudiada: 1,35 cm).

A raíz de los desplazamientos relativos de entrepiso obtenidos y la posterior evaluación de la irregularidad torsional (normal y extrema), se reafirma la regularidad del sistema dual y la regularidad del sistema conformado por muros de corte y losas planas, y en función a su ubicación y categoría la estructura no presenta irregularidades extremas.

- Excentricidades:

Los valores de excentricidad obtenidos para cada sistema son menores a la excentricidad accidental propuesta en la norma E.030 por lo que no tienen mayor incidencia en el comportamiento estructural.

- Torsiones:

En función a las excentricidades halladas los momentos torsores que se generan no son significativos para ambos sistemas.

La distribución en planta de los elementos estructurales se realizó con el fin de guardar una buena simetría en ambas direcciones, esto ha permitido que el centro de rigidez y el centro de masa no estén muy distantes (excentricidad), disminuyendo así los efectos de torsión.

- Periodos de vibración:

El periodo de vibración del sistema con muros de corte y losas planas disminuye en las dos direcciones con respecto al sistema Dual tipo I. Con esto se confirma que el empleo de muros de corte y losas planas rigidiza más la estructura haciendo que esta adopte una mayor frecuencia y por ende una mayor aceleración.

#### **3.6.6.4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.**

Conocidas las solicitaciones interiores sobre los diferentes elementos estructurales se procede al diseño de estos, vale decir a la comprobación de las secciones asumidas en la etapa de pre-dimensionamiento y al cálculo de refuerzo de acero.

La nueva norma de diseño sismoresistente E.030 establece que todo elemento perteneciente al sistema estructural debe cumplir con los requisitos del capítulo 21 de la norma técnica E.060. En ese sentido el diseño tiene un enfoque sismoresistente basándose en la disipación de energía donde cada uno de los elementos estructurales que componen el edificio es calculado para que resista en un rango elástico, motivo por el cual la metodología empleada fue la de “Diseño por Resistencia”, donde los elementos estructurales se diseñarán para obtener en todas sus secciones resistencias por lo menos iguales a las resistencias requeridas o últimas ( $R_u$ ).

#### **Resistencia de Diseño > Resistencia Requerida**

Se debe tener en cuenta que:

- Ambos sistemas están basados en el concreto armado del cual se aprovecha la gran resistencia a la compresión del concreto y a las solicitaciones de tracción del acero.
- Para el cálculo de los esfuerzos generados en cada elemento se empleó la envolvente de cargas asignada en la etapa del modelamiento.

### 3.6.6.4.1. PROCESAMIENTO.

#### 3.6.6.4.1.1. ALTERNATIVA 1: ESTRUCTURA DUAL TIPO I.

##### 3.6.6.4.1.1.1 DISEÑO DE MUROS DE CORTE.

Los muros, muy aparte de dividir ambientes, cumplen también la función soportar cargas: resistirán las cargas axiales y las fuerzas sísmicas, tanto momento flector como fuerza cortante, por lo tanto serán diseñados por flexo-compresión.

Se consideraron, como ejemplo para el diseño un muro en cada dirección: MC-A1 (Eje A) y MC-A4 (Eje 3).

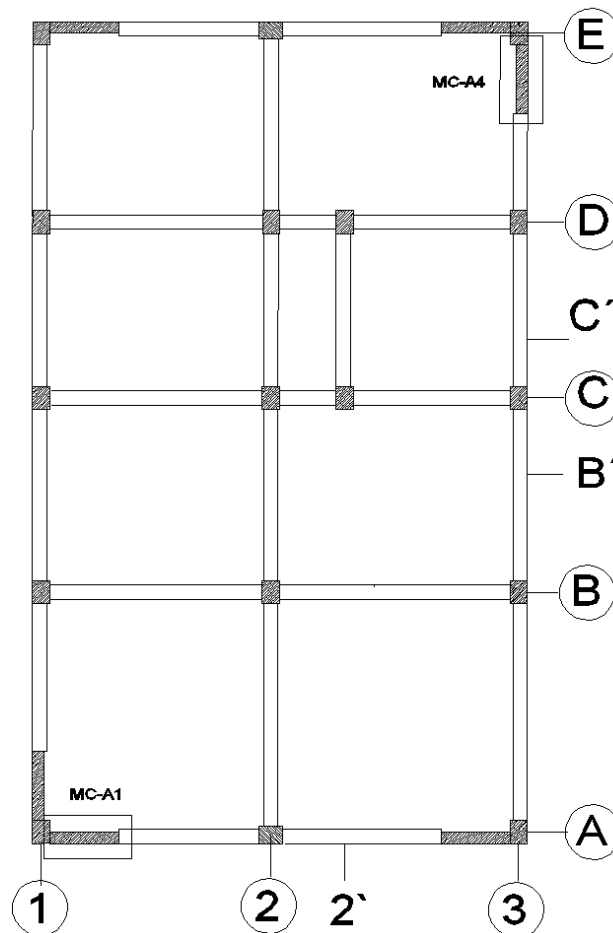


FIGURA III-26: MUROS DE CORTE A DISEÑAR – DUAL TIPO I  
FUENTE: Planos, Elaboración propia.

▪ **DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN.**

El armado provisional asignado a los muros de corte en la etapa de modelamiento es de  $6 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8'' + 8 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2''$  que logran una cuantía de 0,92% (superior al mínimo establecido en la norma).

Se generan los diagramas de interacción y las combinaciones de momento flector y carga axial evaluando si el armado es adecuado o no. Estas fuerzas se obtienen del programa (tabla Pier Forces) y se muestra en las siguientes tablas:

Para MC-A1

NIVEL	COMBINACIÓN	FUERZAS					
		Pu		M22	M33		
5	ENVOLVENTE MAX	-8,80	Tn	0,17	Tn - m	2,26	Tn - m
4	ENVOLVENTE MAX	-6,80	Tn	0,11	Tn - m	4,05	Tn - m
3	ENVOLVENTE MAX	-14,54	Tn	0,13	Tn - m	8,49	Tn - m
2	ENVOLVENTE MAX	-35,99	Tn	0,28	Tn - m	15,53	Tn - m
1	ENVOLVENTE MAX	-70,07	Tn	1,25	Tn - m	27,80	Tn - m
5	ENVOLVENTE MIN.	13,41	Tn	-0,29	Tn - m	-4,61	Tn - m
4	ENVOLVENTE MIN.	16,70	Tn	-0,23	Tn - m	-6,08	Tn - m
3	ENVOLVENTE MIN.	29,62	Tn	-0,26	Tn - m	-10,37	Tn - m
2	ENVOLVENTE MIN.	55,93	Tn	-0,43	Tn - m	-17,21	Tn - m
1	ENVOLVENTE MIN.	95,05	Tn	-1,34	Tn - m	-28,12	Tn - m

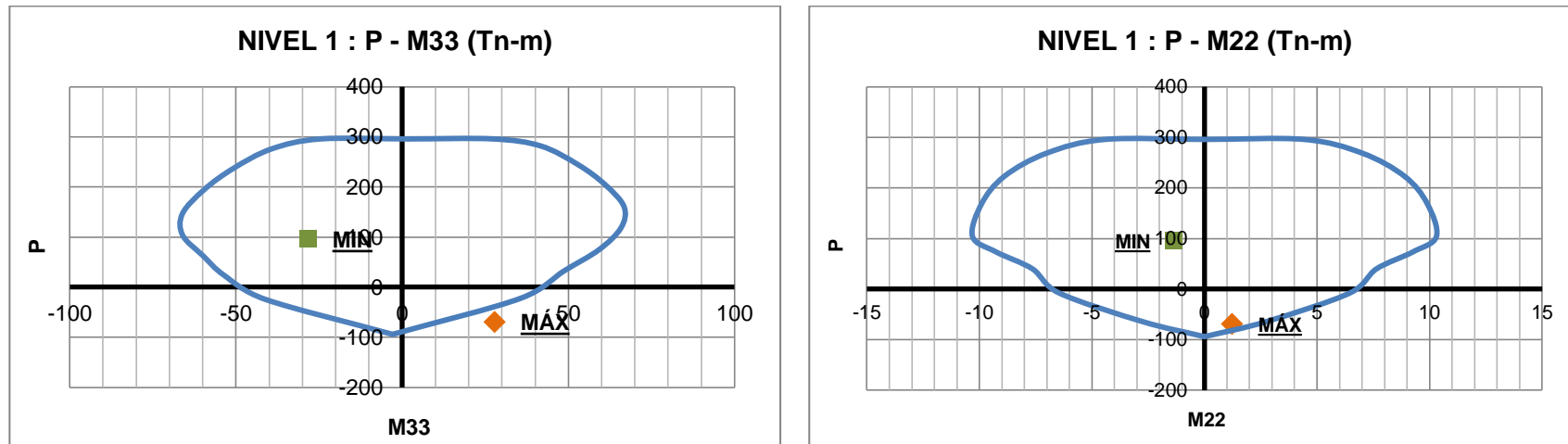
Para MC-A4

NIVEL	COMBINACIÓN	FUERZAS					
		Pu		M22	M33		
5	ENVOLVENTE MAX	-11,77	Tn	0,08	Tn - m	4,90	Tn - m
4	ENVOLVENTE MAX	-11,05	Tn	0,08	Tn - m	4,05	Tn - m
3	ENVOLVENTE MAX	-12,34	Tn	0,17	Tn - m	7,69	Tn - m
2	ENVOLVENTE MAX	-27,83	Tn	0,32	Tn - m	15,27	Tn - m
1	ENVOLVENTE MAX	-65,81	Tn	0,98	Tn - m	30,09	Tn - m
5	ENVOLVENTE MIN.	15,92	Tn	-0,14	Tn - m	-3,53	Tn - m
4	ENVOLVENTE MIN.	20,08	Tn	-0,13	Tn - m	-3,06	Tn - m
3	ENVOLVENTE MIN.	26,00	Tn	-0,23	Tn - m	-6,83	Tn - m
2	ENVOLVENTE MIN.	45,89	Tn	-0,40	Tn - m	-14,41	Tn - m
1	ENVOLVENTE MIN.	88,19	Tn	-1,05	Tn - m	-29,91	Tn - m

**TABLA III-49: FUERZAS EN MUROS DE CORTE PARA ARMADO I, COMBINACIONES DE MOMENTO FLECTOR Y CARGA AXIAL – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Tabla ETABS Pier Forces - Elaboración propia

Se generan los diagramas de interacción para los muros de corte MC-A1 y MC-A4 (Tn-m) incorporando en el diagrama las combinaciones señaladas en la tabla anterior (Tabla III-49).

**PARA MC-A1:**



**DIAGRAMA III-2: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I- DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

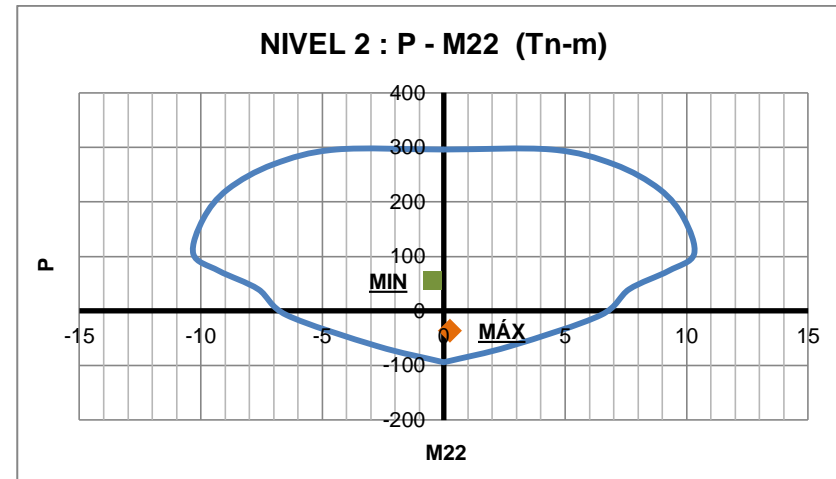
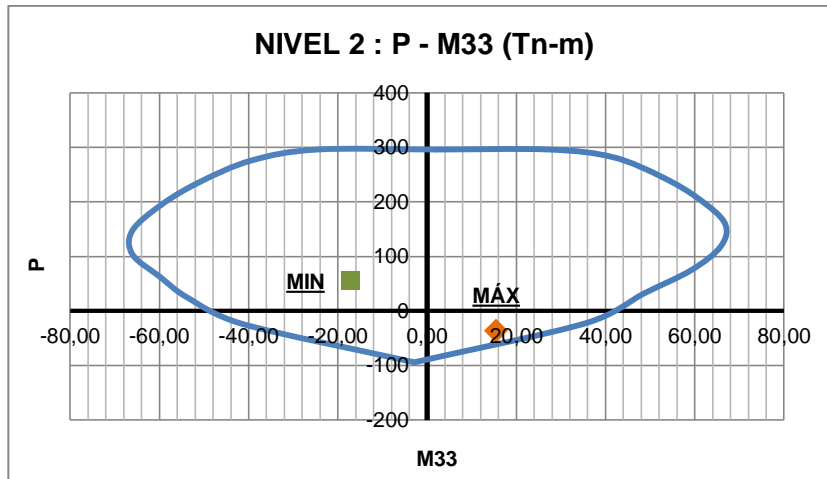


DIAGRAMA III-3: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

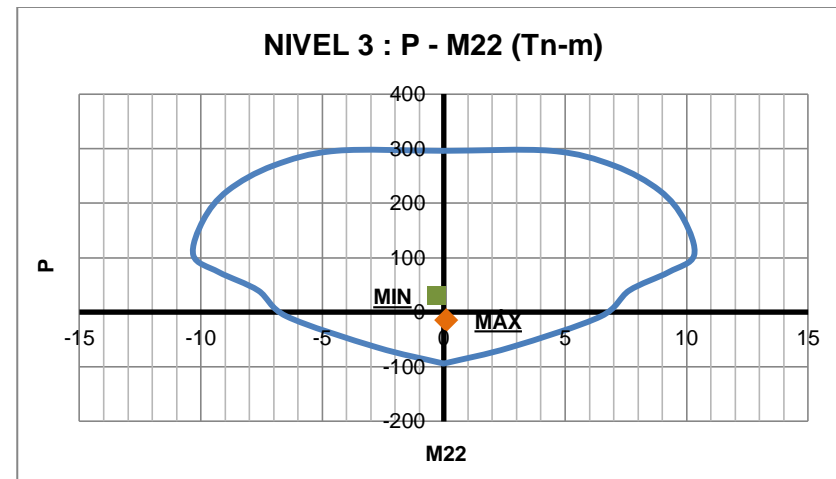
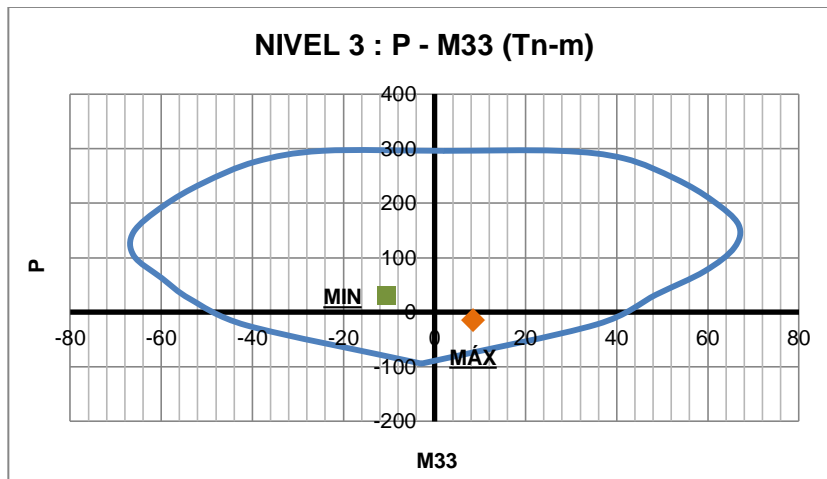


DIAGRAMA III-4: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

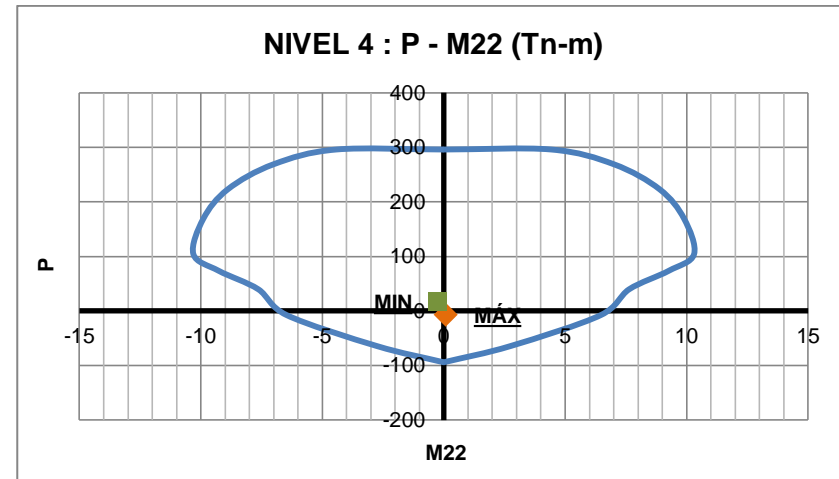
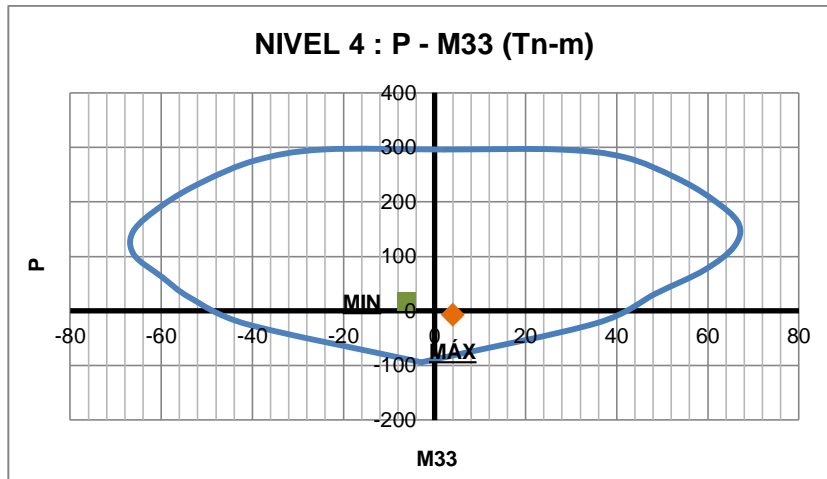


DIAGRAMA III-5: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

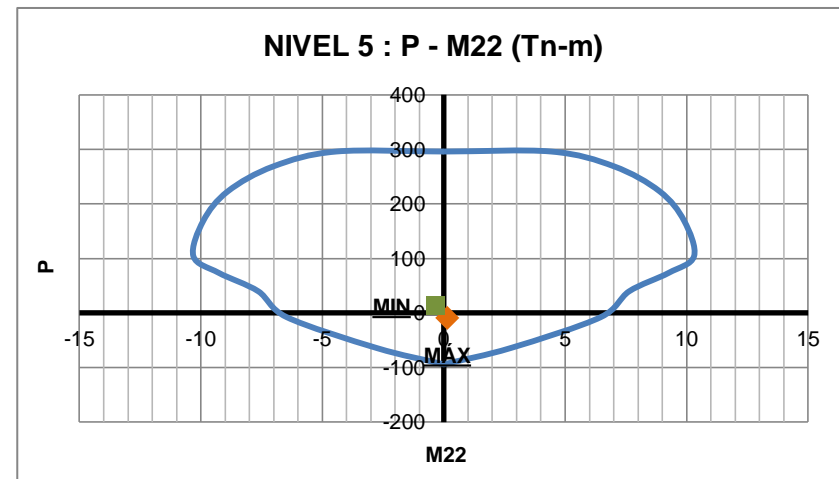
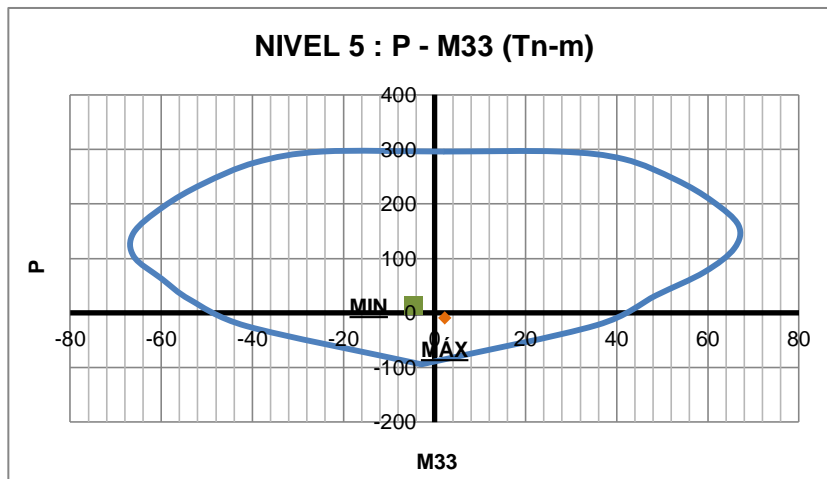


DIAGRAMA III-6: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

PARA MC-A4:

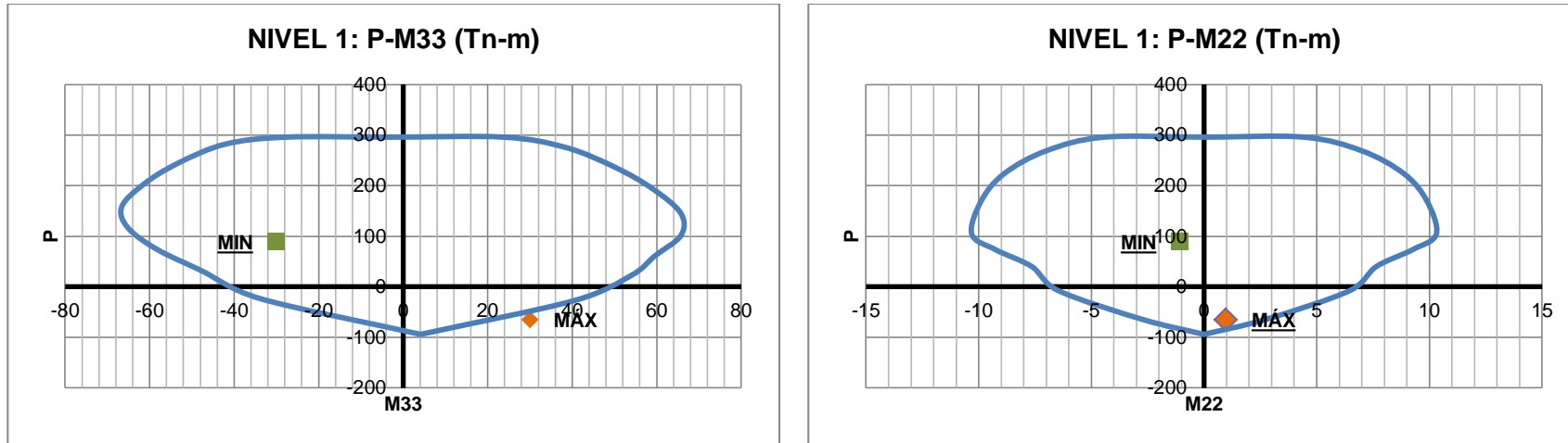


DIAGRAMA III-7: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



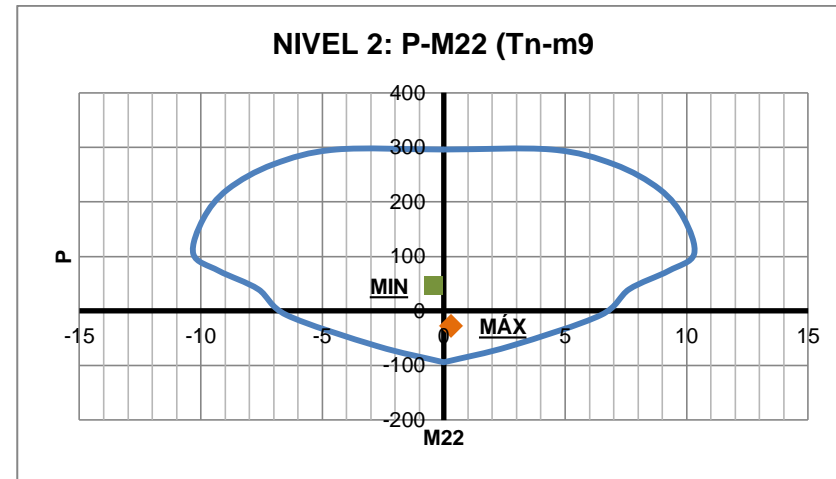
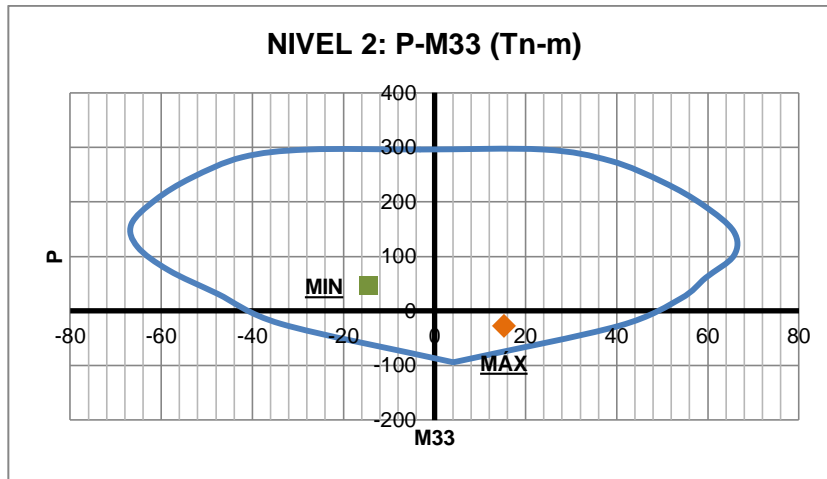


DIAGRAMA III-8: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

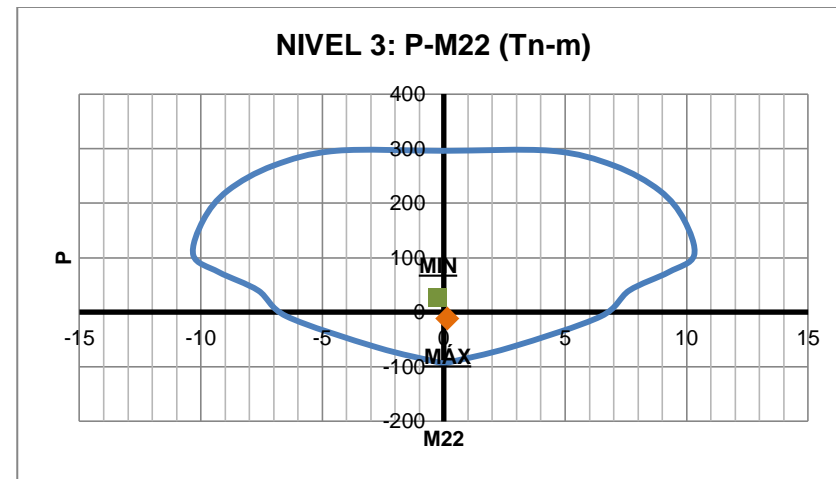
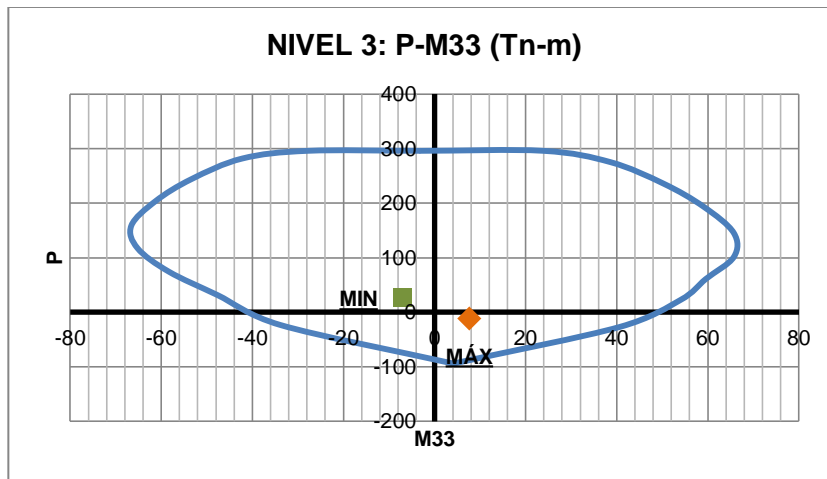


DIAGRAMA III-9: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

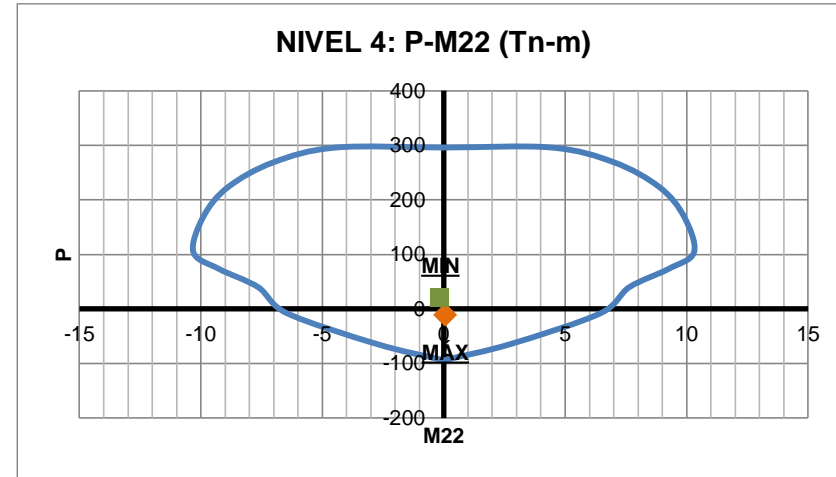
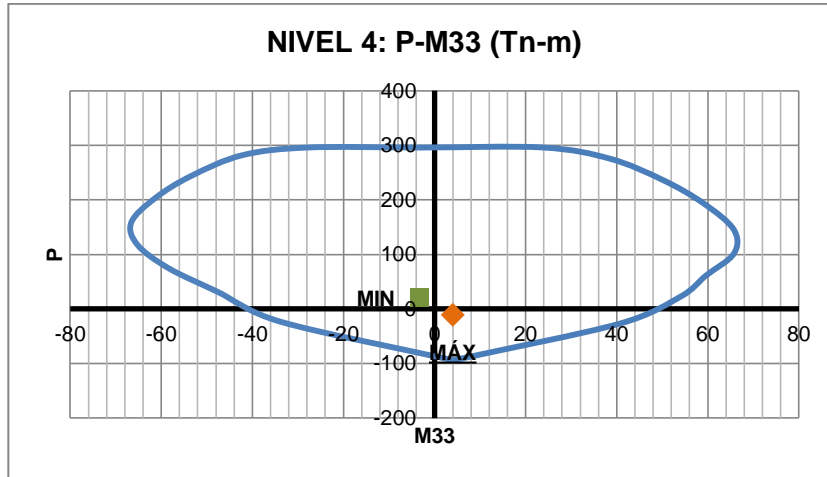


DIAGRAMA III-10: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

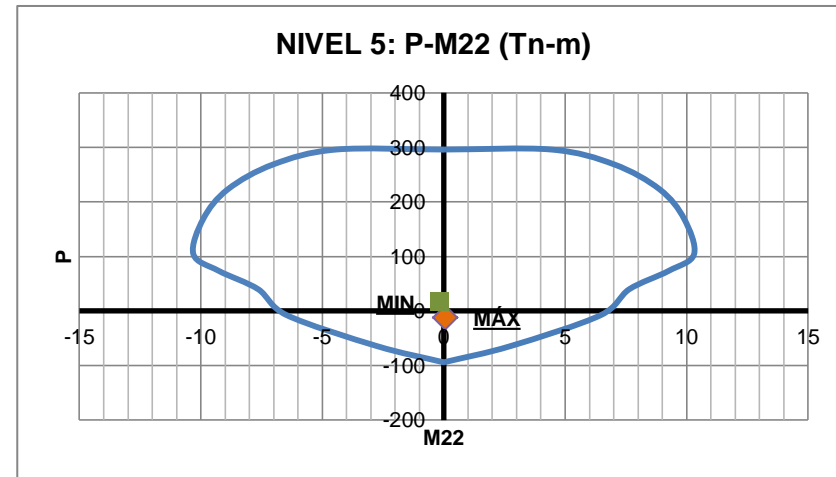
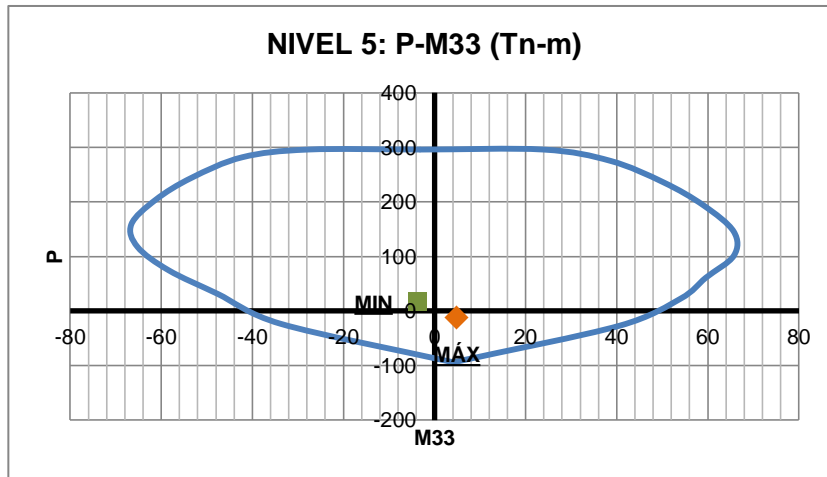


DIAGRAMA III-11: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO I – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

Según los diagramas anteriores:

- El punto de sollicitación P<sub>máx.</sub> para el primer nivel en el MC-A1 (Diagrama III-2, dirección 33) está fuera del diagrama de interacción.
- El punto de sollicitación P<sub>máx.</sub> para el primer nivel en el MC-A4 (Diagrama III-7, dirección 33) está fuera del diagrama de interacción.

En vista de ello se plantea una nueva distribución priorizando los muros MC-A3 Y MC-A4 ya que estos son los únicos en la dirección Y-Y (afrota en mayor porcentaje las sollicitaciones sísmicas que actúan en la dirección X-X). Estos muros requieren un armado más “consistente” con respecto a los demás. En ese sentido:

- Se opta por incrementar la longitud de los muros, en la dirección X-X de 1,20 m a 1,50 m y en la dirección Y-Y de 1,20 m a 1,80 m.<sup>36</sup>
- Tomando en cuenta que el primer piso es el más crítico en cuanto a resistencia a fuerza axial y cortante, la distribución vertical final<sup>13</sup> quedaría definida por:

MURO DE CORTE	UBICACIÓN	NIVEL 1	NIVELES 2,3,4,5	OBSERVACIÓN
MC-A1	NÚCLEO	6Ø5/8	6Ø5/8	Espaciamiento en alma 15 cm.
	ALMA	16Ø5/8	12Ø1/2	
MC-A2	NÚCLEO	6Ø5/8	6Ø5/8	Espaciamiento en alma 20 cm.
	ALMA	16Ø5/8	12Ø1/2	
MC-A3	NÚCLEO	6Ø5/8	6Ø5/8	
	ALMA	20Ø5/8	16Ø1/2	
MC-A4	NÚCLEO	6Ø5/8	6Ø/8	
	ALMA	20Ø5/8	16Ø1/2	
MC-A5	NÚCLEO	6Ø5/8	6Ø5/8	
	ALMA	16Ø5/8	12Ø1/2	
MC-A6	NÚCLEO	6Ø5/8	6Ø5/8	
	ALMA	16Ø5/8	12Ø1/2	

**TABLA III-50: ARMADO LONGITUDINAL FINAL PARA MUROS DE CORTE – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia

<sup>36</sup> Las secciones y la verificación de la cuantía mínima para este armado final se detalla en el anexo 1-I.

Con una nueva sección y un nuevo armado para los muros de corte, se realiza nuevamente el modelamiento de la estructura obteniendo las siguientes fuerzas:

Para MC-A1

NIVEL	COMBINACIÓN	FUERZAS		
		Pu	M22	M33
5	ENVOLVENTE MAX	-5,24 Tn	0,09 Tn - m	3,16 Tn - m
4	ENVOLVENTE MAX	-8,29 Tn	0,08 Tn - m	5,94 Tn - m
3	ENVOLVENTE MAX	-21,66 Tn	0,16 Tn - m	11,69 Tn - m
2	ENVOLVENTE MAX	-43,36 Tn	0,27 Tn - m	20,32 Tn - m
1	ENVOLVENTE MAX	-73,08 Tn	1,02 Tn - m	34,41 Tn - m
5	ENVOLVENTE MIN.	10,57 Tn	-0,24 Tn - m	-5,78 Tn - m
4	ENVOLVENTE MIN.	19,55 Tn	-0,22 Tn - m	-8,32 Tn - m
3	ENVOLVENTE MIN.	38,82 Tn	-0,30 Tn - m	-13,88 Tn - m
2	ENVOLVENTE MIN.	66,16 Tn	-0,44 Tn - m	-22,22 Tn - m
1	ENVOLVENTE MIN.	101,69 Tn	-1,13 Tn - m	-34,73 Tn - m

Para MC-A4

NIVEL	COMBINACIÓN	FUERZAS		
		Pu	M22	M33
5	ENVOLVENTE MAX	-7,81 Tn	0,05 Tn - m	6,72 Tn - m
4	ENVOLVENTE MAX	-9,17 Tn	0,11 Tn - m	8,25 Tn - m
3	ENVOLVENTE MAX	-17,89 Tn	0,22 Tn - m	16,26 Tn - m
2	ENVOLVENTE MAX	-34,41 Tn	0,37 Tn - m	29,66 Tn - m
1	ENVOLVENTE MAX	-61,85 Tn	1,04 Tn - m	52,05 Tn - m
5	ENVOLVENTE MIN.	13,73 Tn	-0,14 Tn - m	-4,93 Tn - m
4	ENVOLVENTE MIN.	21,88 Tn	-0,17 Tn - m	-6,96 Tn - m
3	ENVOLVENTE MIN.	37,00 Tn	-0,30 Tn - m	-15,19 Tn - m
2	ENVOLVENTE MIN.	59,63 Tn	-0,47 Tn - m	-28,65 Tn - m
1	ENVOLVENTE MIN.	92,88 Tn	-1,13 Tn - m	-51,86 Tn - m

**TABLA III-51: FUERZAS EN MUROS DE CORTE PARA ARMADO FINAL, COMBINACIONES DE MOMENTO FLECTOR Y CARGA AXIAL – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Tabla ETABS Pier Forces - Elaboración propia

Se genera nuevamente los diagramas de interacción (Tn-m) evaluándose en estas las combinaciones de la tabla III-51.

PARA MC-1:

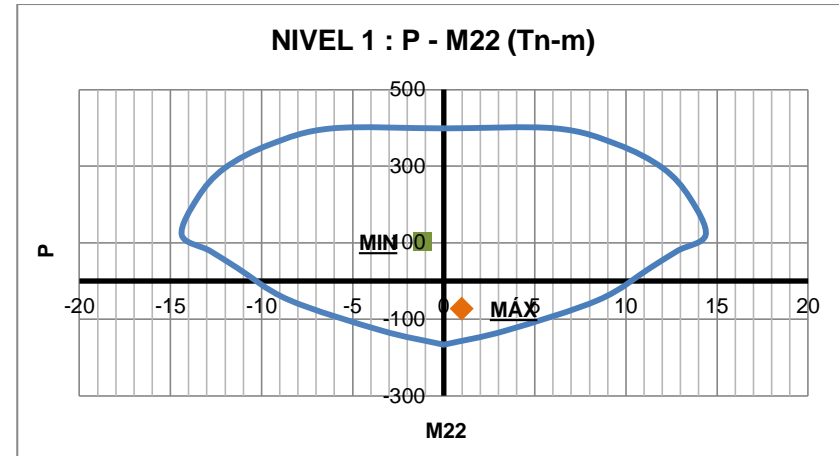
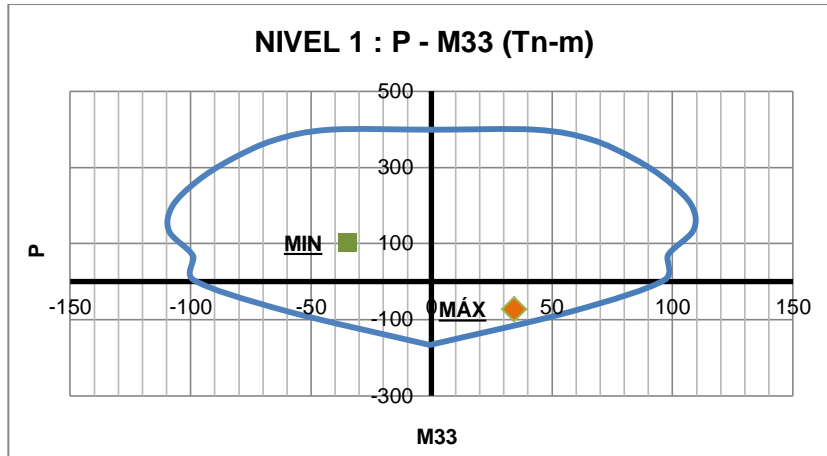


DIAGRAMA III-12: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

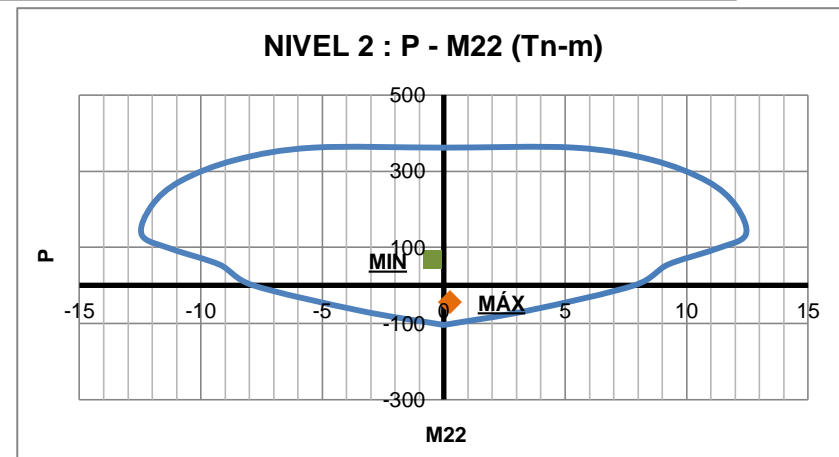
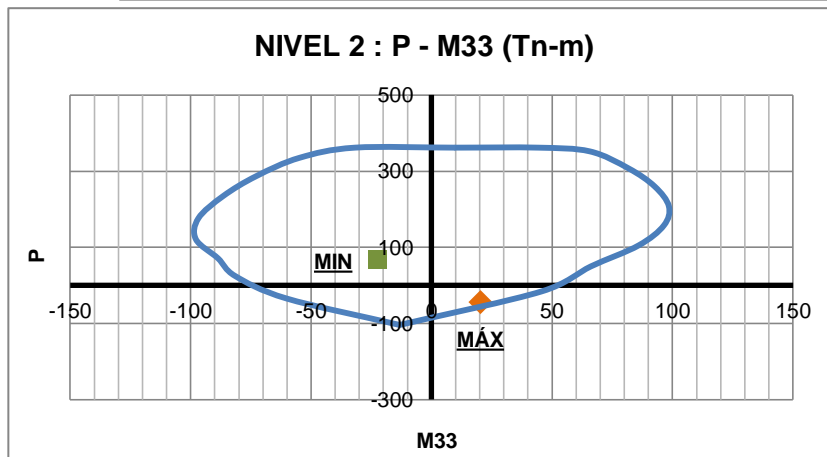
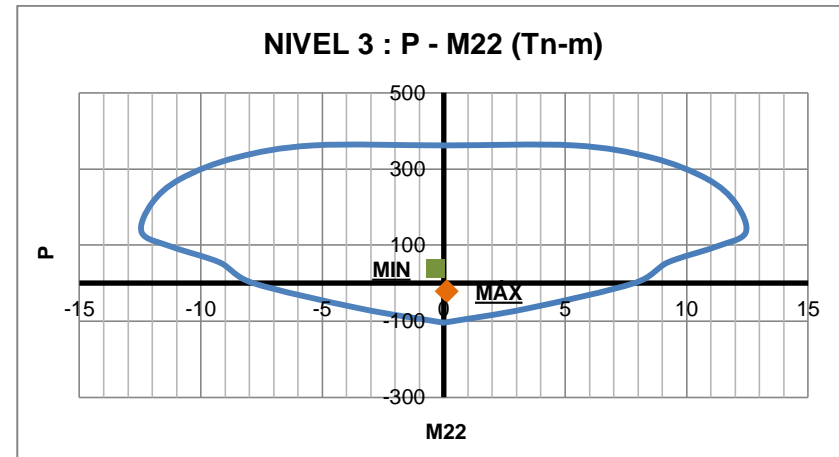
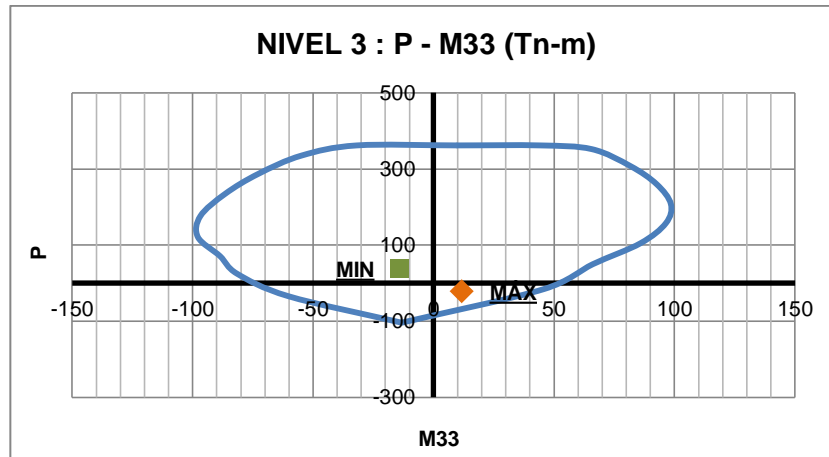
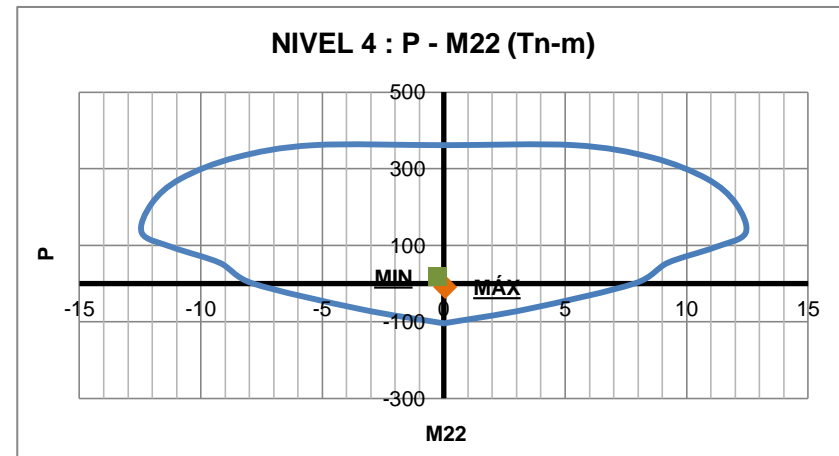
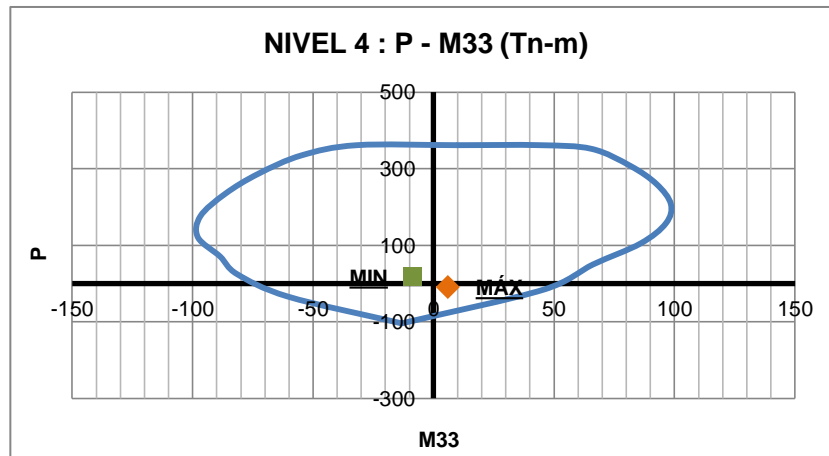


DIAGRAMA III-13: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-14: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-15: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

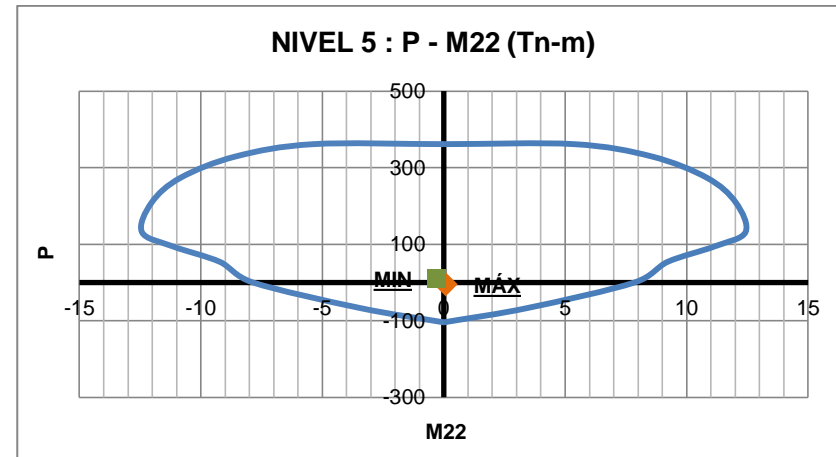
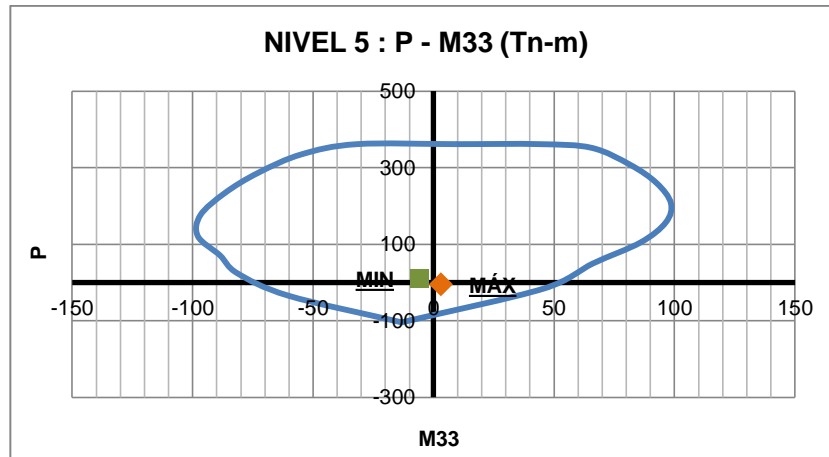


DIAGRAMA III-16: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A1, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

PARA MC-4:

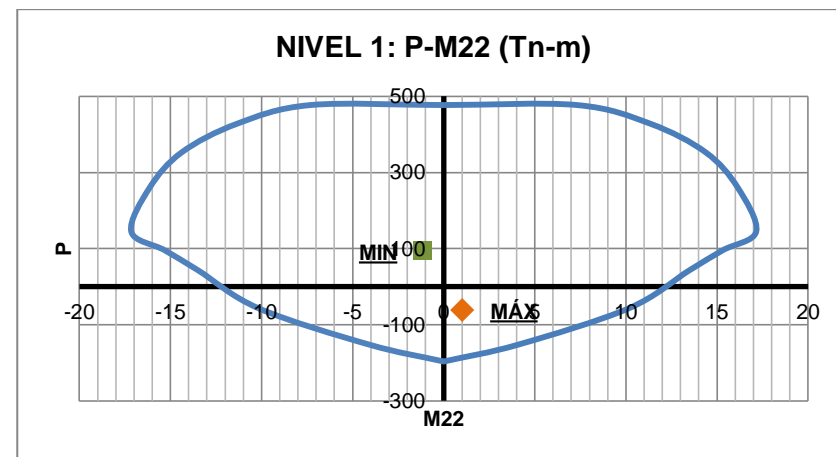
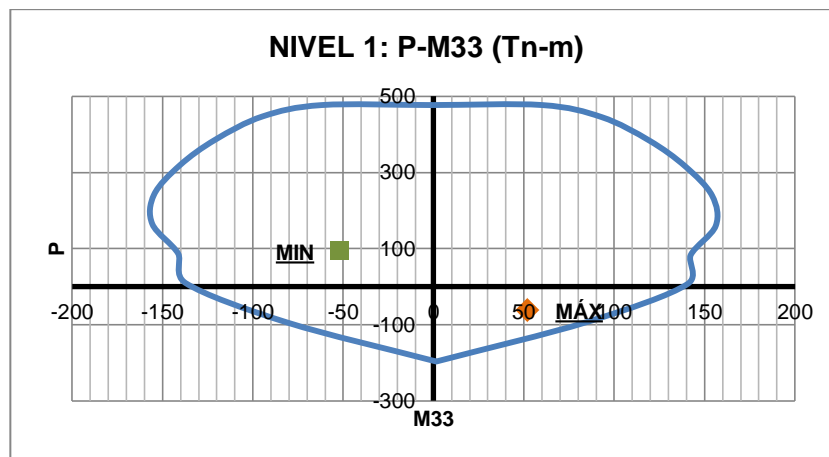
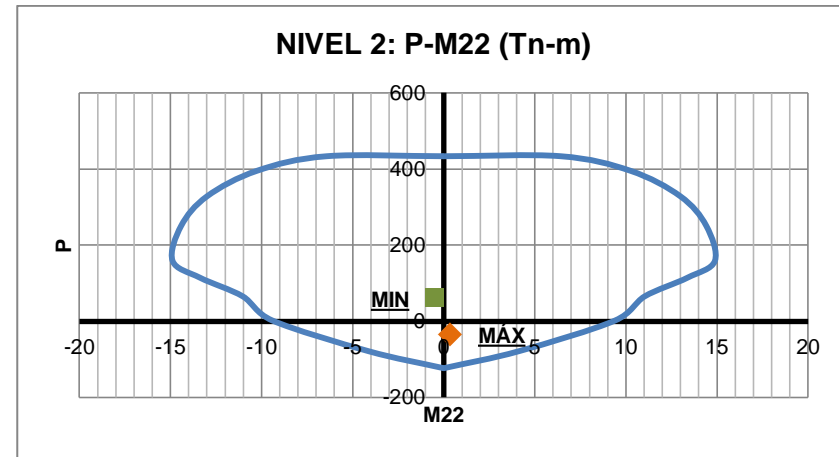
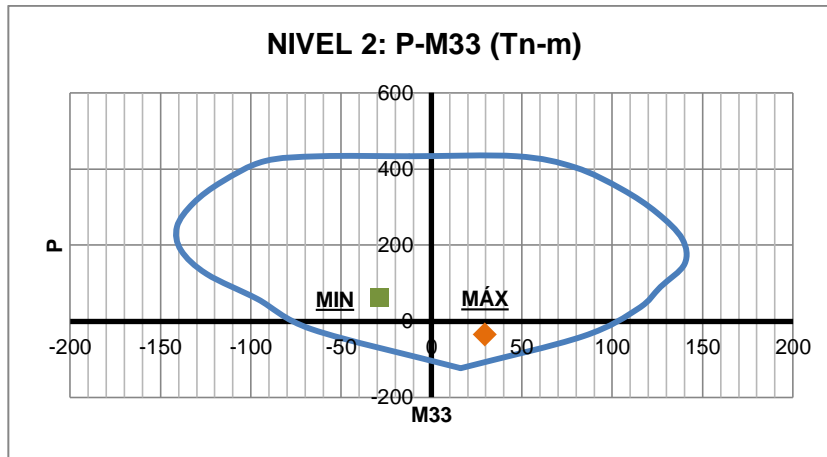
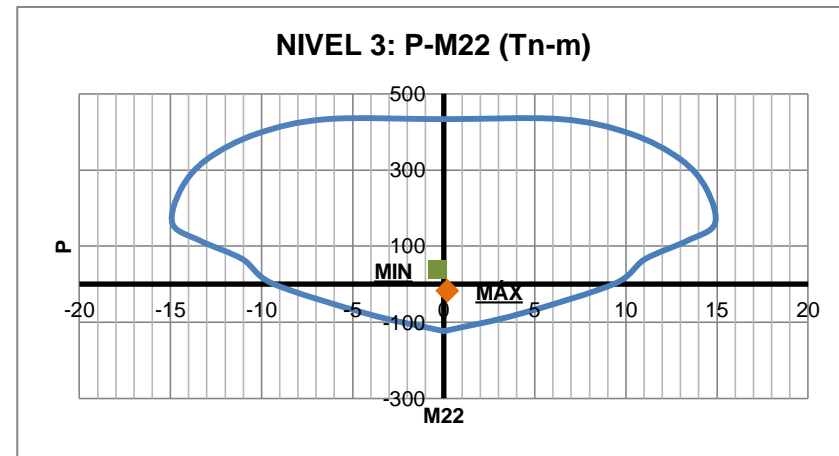
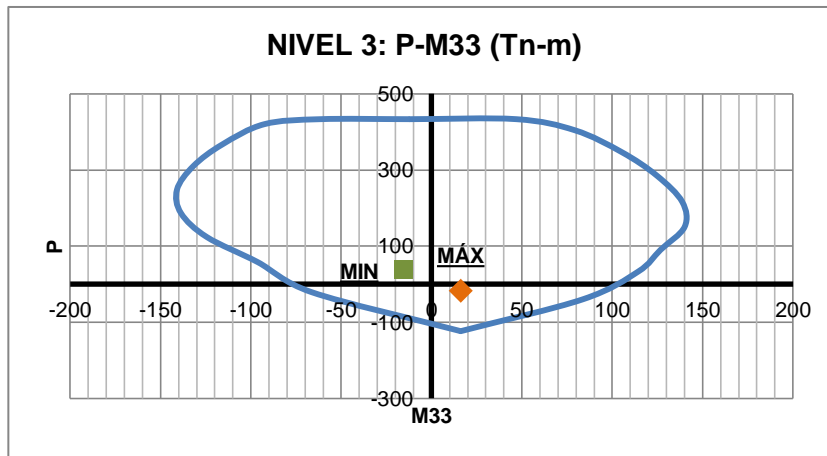


DIAGRAMA III-17: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

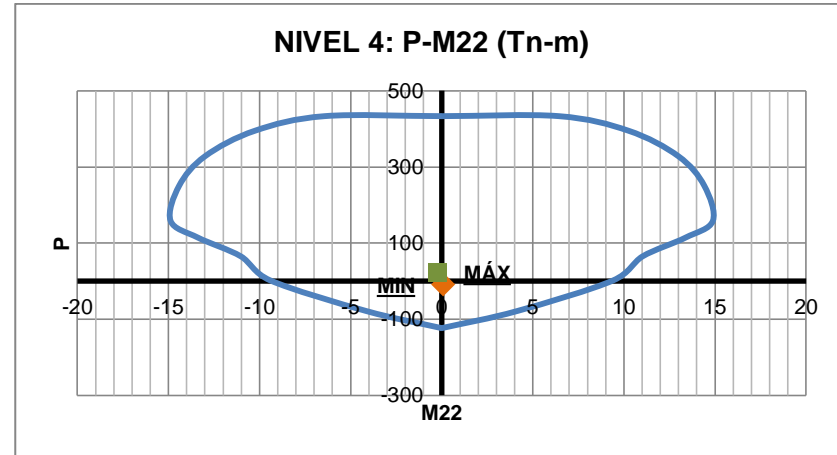
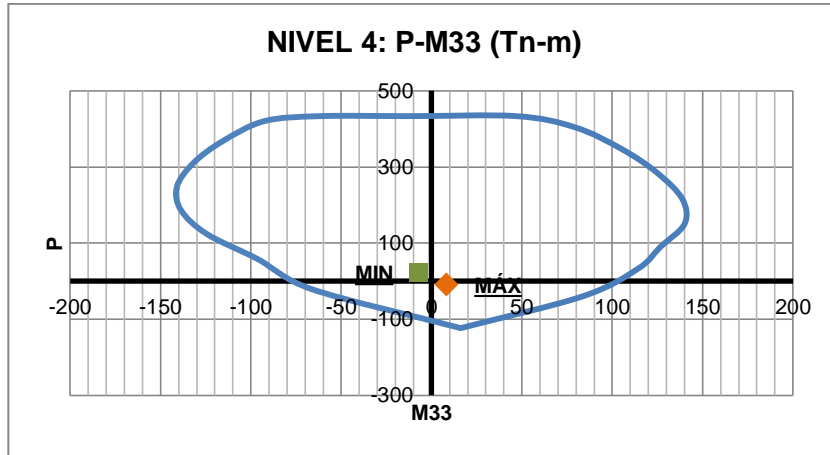


**DIAGRAMA III-18: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

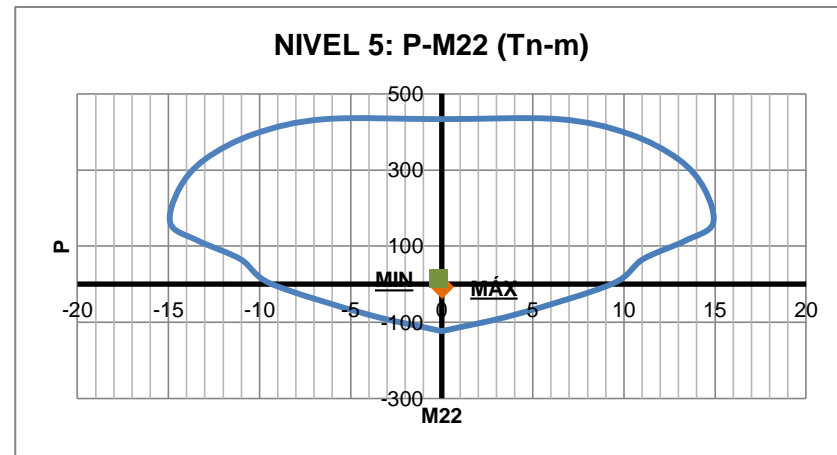
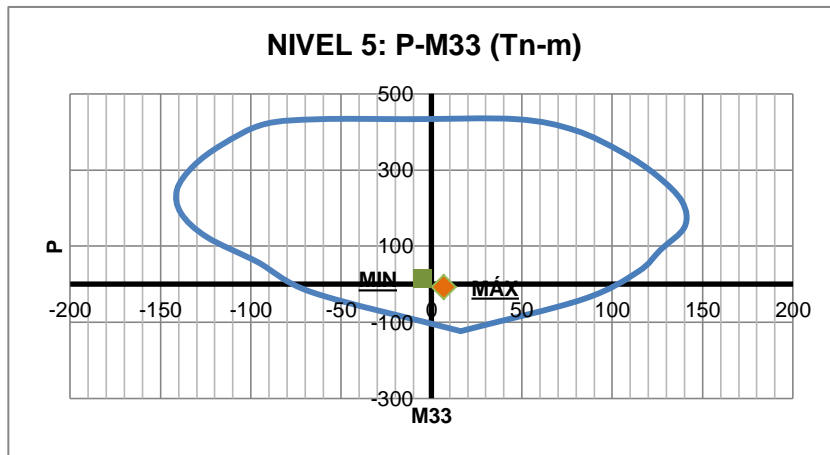


**DIAGRAMA III-19: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia





**DIAGRAMA III-20: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-21: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-A4, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO FINAL – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

Las combinaciones de momento flector y carga axial para cada muro de corte (en cada nivel y cada dirección) se encuentran inmersas en el diagrama de interacción, por lo que el armado final propuesto para los muros de corte es adecuado.

Así, todos los muros se reforzaron con un armado resistente capaz de absorber las sollicitaciones de momento último, en otras palabras se cumple que  $\phi M_n > M_u$ .

#### ▪ DISEÑO POR CORTE.

La resistencia al corte está dada por el aporte tanto del concreto como del acero de refuerzo según la ecuación II-9 y II-10:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n & \phi V_n &= \phi V_c + \phi V_s ; \phi = 0,85 \\ \phi V_u &\leq \phi V_c + \phi V_s \end{aligned}$$

Como se mencionó en el marco teórico, existen algunas limitaciones con respecto al cortante nominal y a contribución del concreto detalladas en las ecuaciones II-16 y II-18 respectivamente.

$$V_n \leq 2,6 \sqrt{f_c} A_c w$$

- MC – A1:  $V_n \text{ máx} = 2,6 \sqrt{210} * 20 * 150 = 113,03 \text{ Tn}$
- MC – A4:  $V_n \text{ máx} = 2,6 \sqrt{210} * 20 * 180 = 135,64 \text{ Tn}$

$$V_{c_{\max}} = A_c w \cdot \alpha_c \sqrt{f_c}$$

$$\alpha_c = \frac{hm}{lm} = \frac{13,5 \text{ m}}{1,50 \text{ m}} ; \frac{13,5 \text{ m}}{1,80 \text{ m}}$$

$$\alpha_c = 11,7 ; 12 > 2 \text{ Entonces } \alpha_c = 0,53$$

- MC – A1:  $V_{c_{\max}} = 20 * 150 * 0,53 \sqrt{210} = 23,04 \text{ Tn}$
- MC – A4:  $V_{c_{\max}} = 20 * 180 * 0,53 \sqrt{210} = 27,65 \text{ Tn}$



Calculando el aporte del concreto (Ecuación II-12)

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} \left( 1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d$$

- MC – A1:  $V_c = 0,53 \sqrt{210} \left( 1 + \frac{101\,694,63 \text{ Kg}}{140 \cdot 150 \cdot 20} \right) * 150 * 16$

$$MC - A1: V_c = 22,9 \text{ Tn}$$

- MC – A4:  $V_c = 0,53 \sqrt{210} \left( 1 + \frac{92\,878,32 \text{ Kg}}{140 \cdot 180 \cdot 20} \right) * 180 * 16$

$$MC - A4: V_c = 26,2 \text{ Tn}$$

Comparando los valores de  $V_c$  obtenidos con los máximos:

$$V_c < V_c \text{ máx.}$$

- MC-A1:  $22,9 \text{ Tn} < 23,04 \text{ Tn} \dots\dots\dots \text{OK}$

- MC-A4:  $26,2 \text{ Tn} < 27,65 \text{ Tn} \dots\dots\dots \text{OK}$

#### Acero de refuerzo transversal:

La principal función que tiene el estribo es el de confinar el acero longitudinal, en este caso los muros de corte están conformados por un núcleo y una longitud denominada alma; por ende se deben proveer estribos diferentes uno para cada sección.

Para calcular el aporte del estribo en el alma se asume que se emplean varillas de 1/2" de diámetro espaciadas a 15 cm (valor que se verificará con la cuantía mínima exigida) tomando en cuenta que, según la norma, no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro ni de 40 cm. Entonces en un metro de muro se tendrán 6 estribos.

$$A_s = 6 * 1,27 \text{ cm}^2 = 7,62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = \frac{A_s}{A_g} = \frac{7,62 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} = 0,0038 \quad ; \quad 0,00381 > 0,0025 \dots \text{OK}$$

Entonces el aporte del acero de refuerzo en el alma (Ecuación II-17) es:

$$V_s = A_c w \rho_h f_y$$



- **MC – A1:  $V_s = 20 * 150 * 0,00381 * 4200 = 48,00 \text{ Tn}$**
- **MC – A4:  $V_s = 20 * 180 * 0,00381 * 4200 = 57,61 \text{ Tn}$**

El estribaje en el núcleo debe cumplir con las siguientes especificaciones:

- Los estribos serán como mínimo de:
  - 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8".
  - 3/8" para barras longitudinales de hasta 1"
  - 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- El espaciamiento no debe exceder al menor entre:
  - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
  - La menor dimensión de la sección del elemento de borde.
  - 25 cm

Los elementos de borde, para todos los muros de corte, poseen la misma sección (40 cm x 20 cm) por lo que se realizó un solo diseño.

- Se colocaron estribos de 3/8".
- Espaciamiento: (no exceder del menor):
  - $10 * 1,59 \text{ cm} = 15,9 \text{ cm}$
  - (en todos los núcleos se emplean varillas de 5/8 )
  - 20 cm
  - 25 cm
  - ..... **15 cm**

Verificando el aporte del acero transversal del núcleo (Ecuación II-13):

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

$$V_{s_{\text{núcleo}}} = \frac{2 * 0,71 * 4200 * 16}{15}$$

$$V_{s_{\text{núcleo}}} = 6,36 \text{ Tn}$$

Finalmente se tienen los siguientes aportes para resistir al corte:

MURO	Vc	Vs		Vn TOTAL	VERIFICACIÓN CON Vn máx		ØVn
		ALMA	NÚCLEO		Cumple		
MC-A1	22,90 Tn	48,00 Tn	6,36 Tn	77,26 Tn	113,03 Tn	Cumple	<b>65,67 Tn</b>
MC-A4	26,20 Tn	57,61 Tn	6,36 Tn	90,17 Tn	135,64 Tn	Cumple	<b>76,64 Tn</b>

**TABLA III-52: MUROS DE CORTE, RESISTENCIA AL CORTE – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

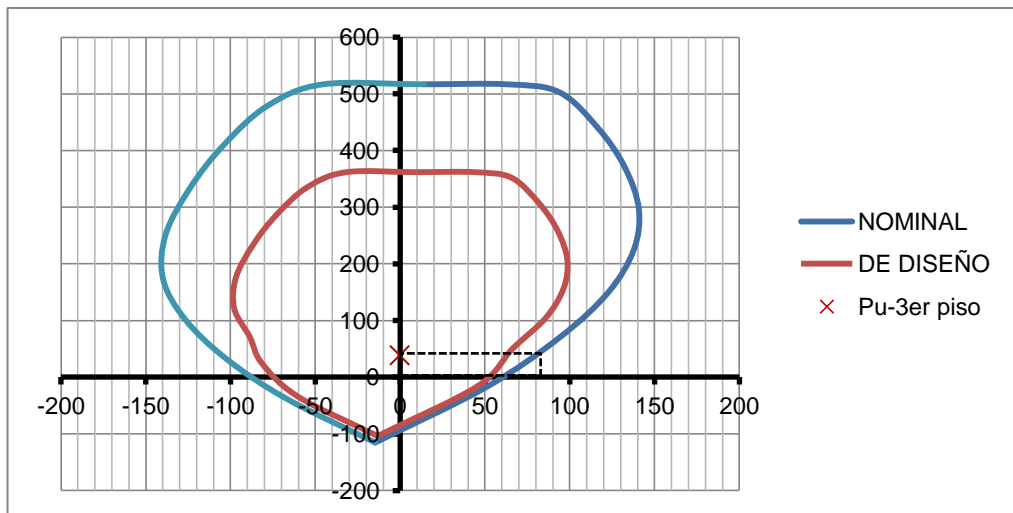
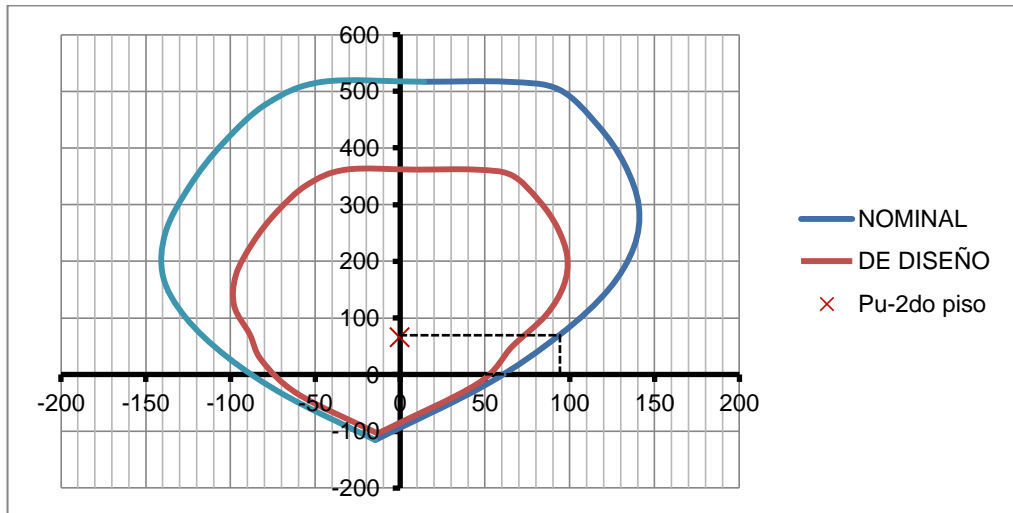
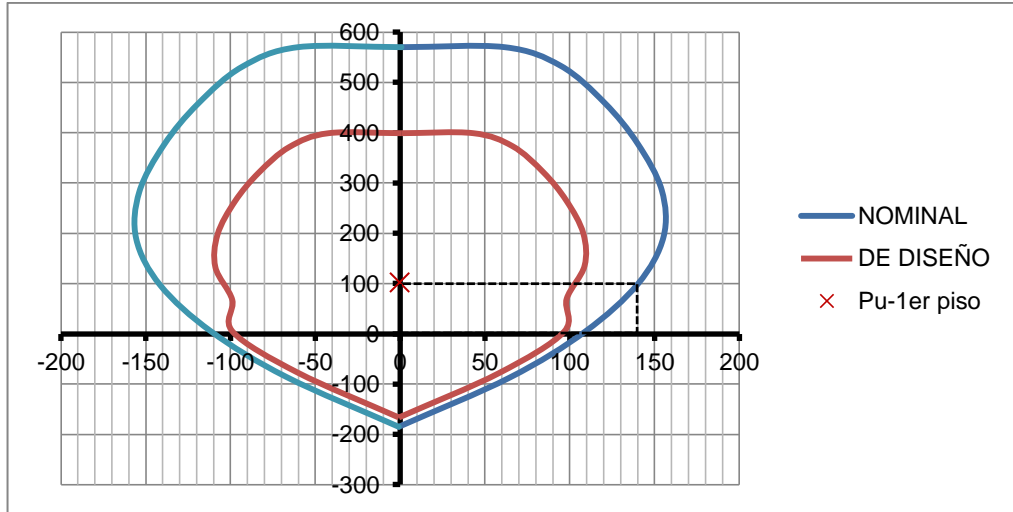
La fuerza cortante de diseño para muros de corte con responsabilidad sísmica se determina aplicando el concepto de capacidad que consiste en dotar al muro una mayor resistencia al corte que a flexión para evitar una falla por corte. Para ello se debe corregir la fuerza cortante que se obtiene del análisis empleando la ecuación II-15.

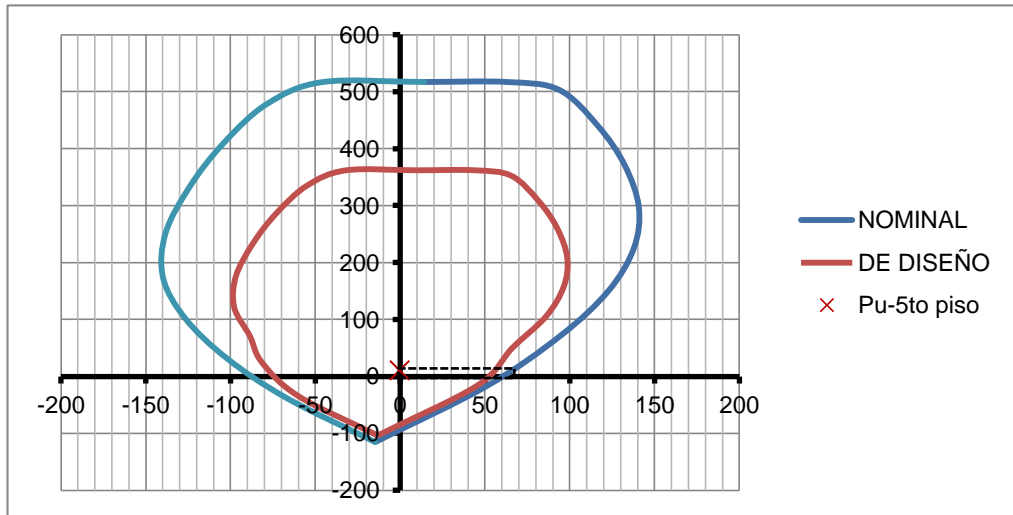
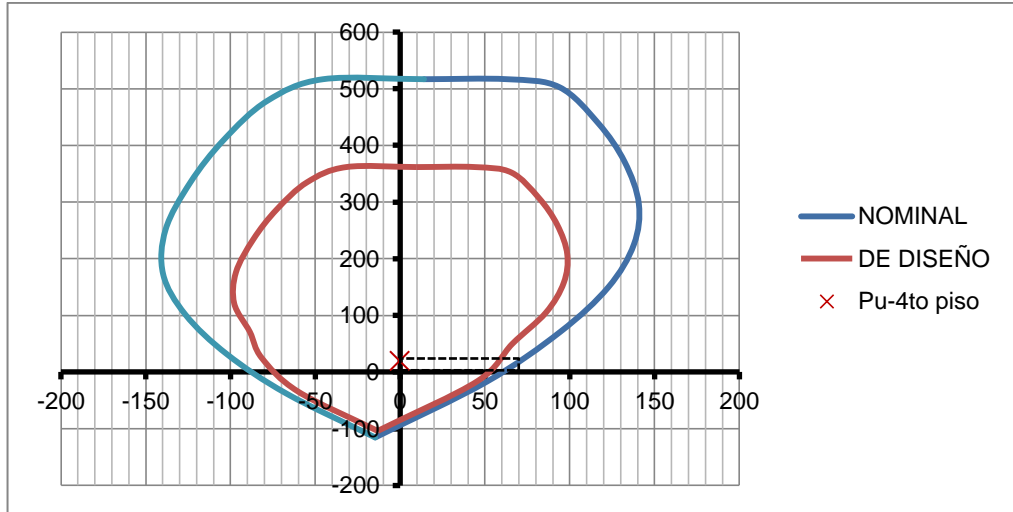
$$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

En función a los resultados obtenidos del análisis se concluye que:

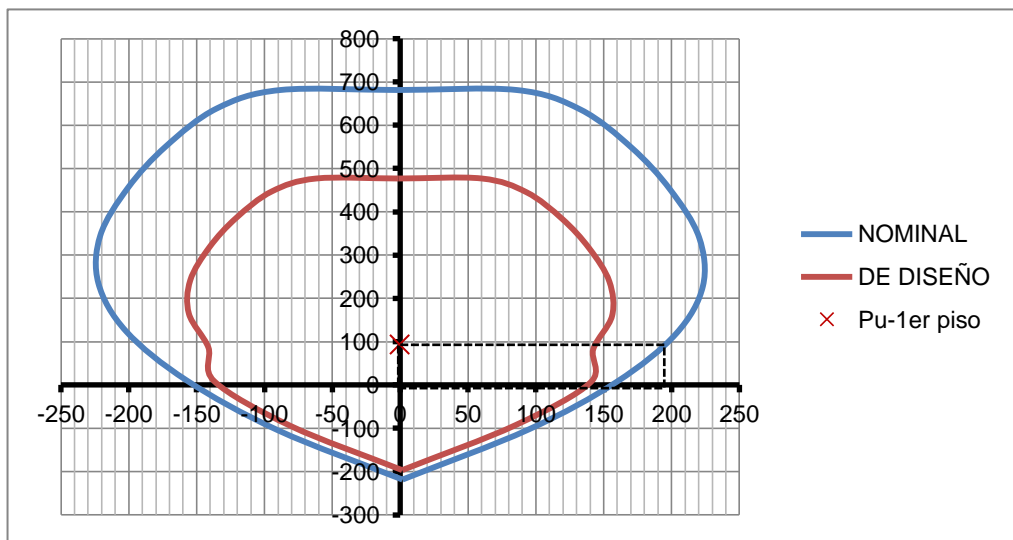
- El mayor cortante último actuante se da en la dirección 2-2.
- El mayor momento último actuante se da en la dirección 3-3, por lo que el momento nominal resistente se dará también en esa dirección.

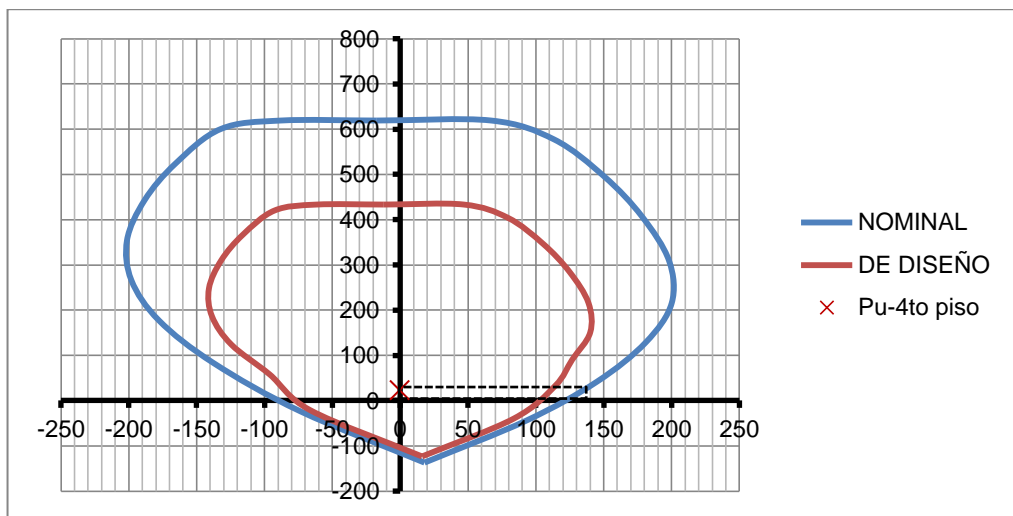
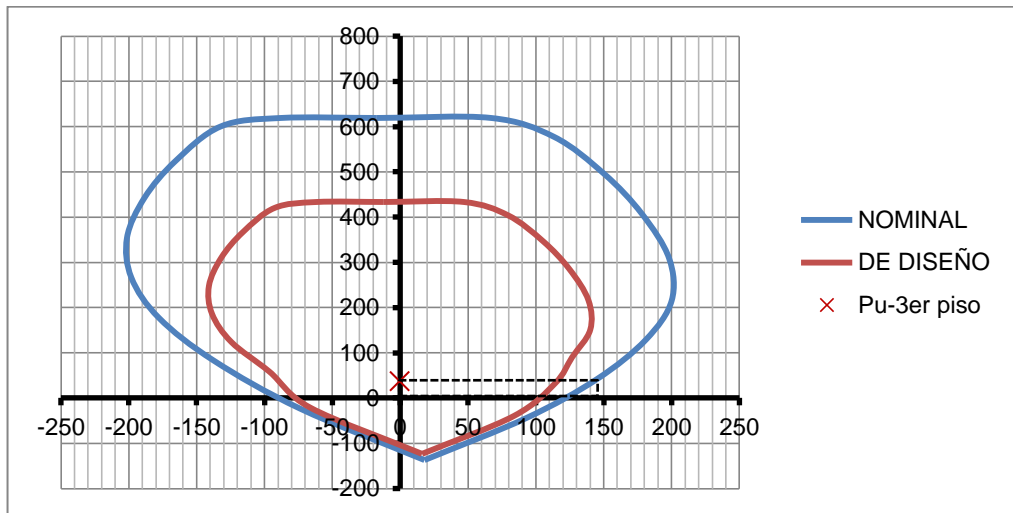
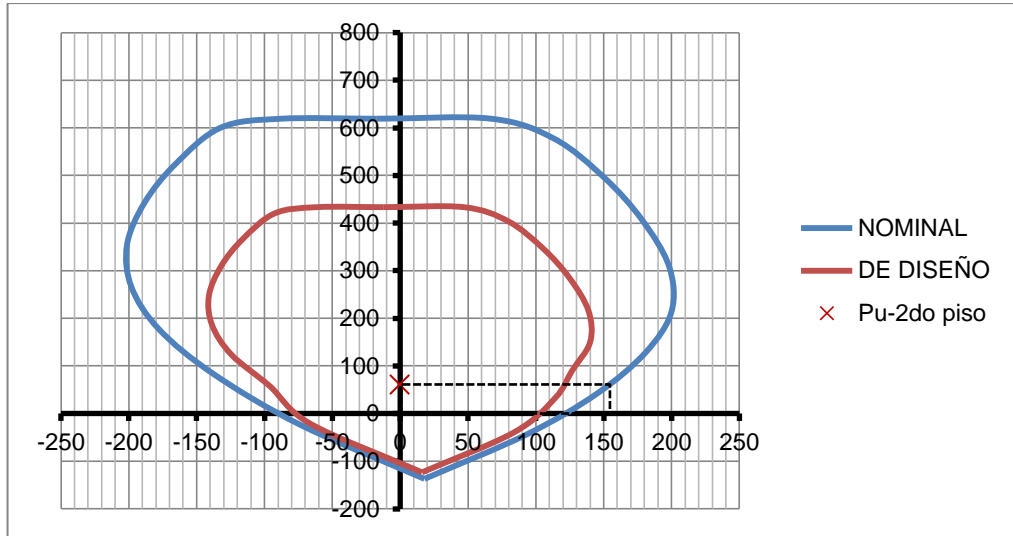
De entrada se tienen los valores actuantes  $V_{ua}$  y  $M_{ua}$  (obtenidos del análisis). Para el cálculo de  $M_n$  se generaron los diagramas de interacción (nominal y de diseño) para cada muro de corte ( $T_n$ -m), para posteriormente verificar el  $M_n$  correspondiente para el punto  $P_u$  actuante en cada nivel.



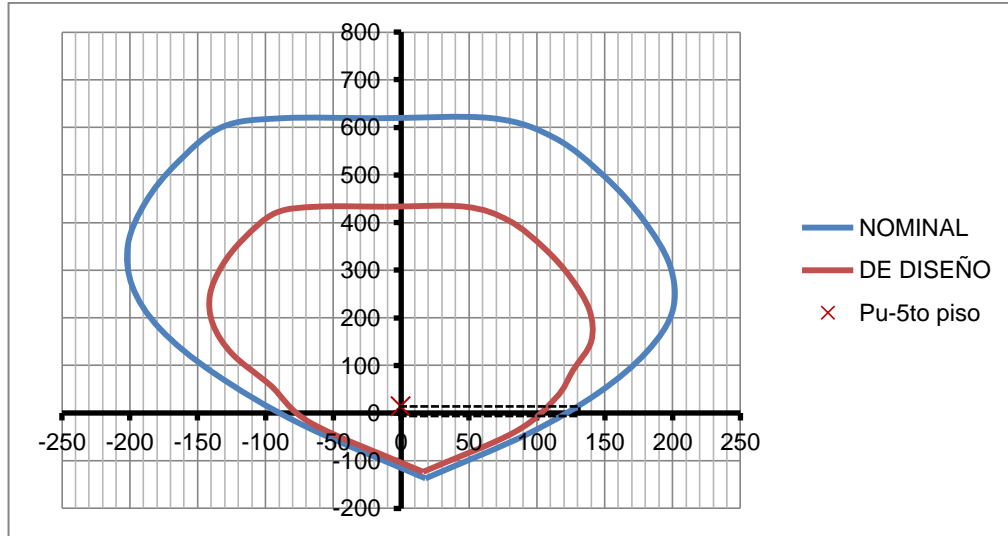


**DIAGRAMA III-22: CÁLCULO DE  $M_n$  EN MURO DE CORTE MC-A1 (DIRECCIÓN 33) PARA TODOS LOS NIVELES – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia









**DIAGRAMA III-23: CÁLCULO DE Mn EN MURO DE CORTE MC-A4 (DIRECCIÓN 33) PARA TODOS LOS NIVELES – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

Con los valores los valores de Mn, Vu y Mua se calcula la fuerza cortante de diseño.

NIVEL	MURO	P máx	Mua DIR 3-3	Vua DIR 2-2	Mn DIR 3-3	Mn/Mua	Mn/Mua (<R)	Vu
1	MCA-1	101,69 Tn	-34,73 Tn-m	-14,29 Tn	140 Tn-m	-4,03	4,03	57,61 Tn
	MCA-4	92,88 Tn	-51,86 Tn-m	-20,65 Tn	198 Tn-m	-3,82	3,82	78,85 Tn
2	MCA-1	66,16 Tn	-22,22 Tn-m	-14,32 Tn	94 Tn-m	-4,23	4,23	60,59 Tn
	MCA-4	59,63 Tn	-28,65 Tn-m	-17,78 Tn	155 Tn-m	-5,41	5,41	<b>96,20 Tn</b>
3	MCA-1	38,82 Tn	-13,88 Tn-m	-11,66 Tn	82 Tn-m	-5,91	5,91	<b>68,89 Tn</b>
	MCA-4	37,00 Tn	-15,19 Tn-m	-13,00 Tn	148 Tn-m	-9,75	7	91,00 Tn
4	MCA-1	19,55 Tn	-8,32 Tn-m	-8,98 Tn	70 Tn-m	-8,41	7	62,86 Tn
	MCA-4	21,88 Tn	-6,96 Tn-m	-9,10 Tn	138 Tn-m	-19,83	7	63,70 Tn
5	MCA-1	10,57 Tn	-5,78 Tn-m	-5,70 Tn	67 Tn-m	-11,59	7	39,90 Tn
	MCA-4	13,73 Tn	-4,93 Tn-m	-3,02 Tn	134 Tn-m	-27,17	7	21,14 Tn

\*: Pmáx, Mua, son datos extraídos de la tabla III-51.

\*: Vua, son datos extraídos del programa (Pier Forces – V22).

**TABLA III-53: MUROS DE CORTE, CORTANTE DE DISEÑO SÍSMICO – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

Para el muro MCA-1 se tiene un cortante último mayor de 68,89 Tn mientras que para el muro MCA-4 de 96,20 Tn.

Realizando una comparación entre el valor nominal de la fuerza cortante calculada en la Tabla III-52 con la cortante última de diseño sísmico (Tabla III-53) como lo establece la ecuación II-9:

$$V_u \leq \phi V_n$$

- **MC – A1: 68,89 Tn ≤ 65,67 Tn ... No Cumple, RE-DISTRIBUIR.**
- **MC – A4: 96,20 Tn ≤ 76,52 Tn ... No Cumple, RE-DISTRIBUIR.**

El refuerzo planteado para corte no es suficiente para soportar la cortante actuante por lo que se plantea nuevamente el refuerzo de confinamiento para el alma. Para el confinamiento del alma se decide colocar estribos de 1/2" de diámetro espaciadas a 10 cm, entonces en un metro de muro se tendrán 10 estribos.

$$A_s = 10 * 1,27 \text{ cm}^2 = 12,7 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = \frac{A_s}{A_g} = \frac{12,7 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} = 0,0064 \quad ; \quad 0,0064 > 0,0025 \dots \text{OK}$$

Entonces el aporte del acero de refuerzo en el alma (Ecuación II-17) es:

$$V_s = A_{cw} \rho_h f_y$$

- **MC – A1:  $V_s = 20 * 150 * 0,0064 * 4200 = 80,64 \text{ Tn}$**
- **MC – A4:  $V_s = 20 * 180 * 0,0064 * 4200 = 96,77 \text{ Tn}$**

Finalmente se tienen los siguientes aportes para resistir al corte:

MURO	Vc	Vs		Vn TOTAL	VERIFICACIÓN CON Vn máx		ØVn
		ALMA	NÚCLEO				
MC-A1	22,90 Tn	80,64 Tn	6,36 Tn	109,9 Tn	113,03 Tn	Cumple	<b>93,42 Tn</b>
MC-A4	26,20 Tn	96,77 Tn	6,36 Tn	129,33 Tn	135,64 Tn	Cumple	<b>109,9 Tn</b>

**TABLA III-54: MUROS DE CORTE, RESISTENCIA FINAL AL CORTE – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

De la tabla III-53 para el muro MCA-1 se tiene un cortante último mayor de 68,89 Tn mientras que para el muro MCA-4 de 96,20 Tn.

Realizando una comparación entre el valor nominal de la nueva fuerza cortante nominal calculada en la Tabla III-54 con la cortante última de diseño sísmico (Tabla III-53) como lo establece la ecuación II-9:

$$V_u \leq \phi V_n$$

- MC – A1: 68,89 Tn ≤ 93,42 Tn ... OK.
- MC – A4: 96,20 Tn ≤ 109,9 Tn ... OK.

Con todas las verificaciones realizadas, se define el armado de los muros de corte como lo indica la siguiente tabla:

MURO DE CORTE	UBICACIÓN	As LONGITUDINAL			As TRANSVERSAL	
		NIVEL 1	NIVELES 2,3,4,5	OBS.	ESTRIBOS	
					∅	@
MC-A1	NÚCLEO	6∅5/8	6∅5/8	Espaciamiento de varillas en alma 15 cm.	3/8"	1@0,05m+Rto@0.15 m
	ALMA	16∅5/8	12∅1/2		1/2"	1@0,05m+Rto@0.10 m
MC-A2	NÚCLEO	6∅5/8	6∅5/8	Espaciamiento en alma 20 cm.	3/8"	1@0,05m+Rto@0.15 m
	ALMA	16∅5/8	12∅1/2		1/2"	1@0,05m+Rto@0.10 m
MC-A3	NÚCLEO	6∅5/8	6∅5/8		3/8"	1@0,05m+Rto@0.15 m
	ALMA	20∅5/8	16∅1/2		1/2"	1@0,05m+Rto@0.10 m
MC-A4	NÚCLEO	6∅5/8	6∅8		3/8"	1@0,05m+Rto@0.15 m
	ALMA	20∅5/8	16∅1/2		1/2"	1@0,05m+Rto@0.10 m
MC-A5	NÚCLEO	6∅5/8	6∅5/8		3/8"	1@0,05m+Rto@0.15 m
	ALMA	16∅5/8	12∅1/2		1/2"	1@0,05m+Rto@0.10 m
MC-A6	NÚCLEO	6∅5/8	6∅5/8		3/8"	1@0,05m+Rto@0.15 m
	ALMA	16∅5/8	12∅1/2		1/2"	1@0,05m+Rto@0.10 m

**TABLA III-55: REFUERZO FINAL EN MUROS DE CORTE – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

### 3.6.6.4.1.1.2 DISEÑO DE VIGAS.

Las vigas serán diseñadas para resistir esfuerzos de flexión y corte. Para este caso se tomaron las vigas del tercer nivel por ser estas las que presentan esfuerzos mayores.

Para facilitar el procedimiento de diseño se agruparon las vigas en función al eje de ubicación de manera que queden simplificadas de la manera siguiente:

VIGA	VIGAS		EJE
	PLANO	ETABS	
A	V11 + V12 + V13 + V14	B31 + B14 + B15 + B16	1
B	V15 + V16 + V17 + V18	B17 + B18 + B19 + B20	2
C	V19 + V20 + V21 + V22	B25 + B24 + B23 + B28	3
D	V1 + V2	B29 + B30	A
E	V3 + V4	B3 + B4	B
F	V5 + V6 (2 tramos)	B5 + B6 + B7	C
G	V7 + V8 (2 tramos)	B8 + B9 + B10	D
H	V9 + V10	B27 + B26	E
I	V23	B21	2` (C-D)

TABLA III-56: NOMENCLATURA DE VIGAS PARA DISEÑO DUAL TIPO I.  
FUENTE: Elaboración propia

▪ **REVISIÓN DE DEFLEXIÓN.**

En el capítulo 9, la norma E-0.60 indica que el peralte mínimo de una viga simplemente apoyada debe ser como mínimo  $L/16$ , siendo L la mayor de las luces. Si cumple tal condición, no será necesario verificar un chequeo por deflexión.

Para la edificación de tipo dual se tiene una luz máxima de 4.30m (paño 2), entonces:

$$4.30 \text{ m} / 16 = 0.27 \text{ m.}$$

El peralte pre-dimensionado es de 0,40 m, mayor a 0.27 m. por lo que no será necesario verificar la deflexión en las vigas.

▪ **DISEÑO A FLEXIÓN.**

El acero mínimo a colocar en vigas viene dado por la ecuación II-7:

$$A_s \text{ min} = \frac{0,7\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{0,7\sqrt{210}}{4200} * 25 * (40 - 4)$$

$$A_s \text{ min} = 2,17 \text{ cm}^2$$



Para el cálculo del acero a flexión se emplearon los momentos generados en cada tramo de las vigas (tabla III-57). Posteriormente se realizó el cálculo de las áreas de acero empleando el instrumento metodológico Nro. 4. Se emplean las ecuaciones II-5 y II-6:

$$A_s = \frac{Mu}{\left(d - \frac{a}{2}\right) \phi f_y} \quad ; \quad a = \frac{A_s * f_y}{0,85 f'_c * b}$$



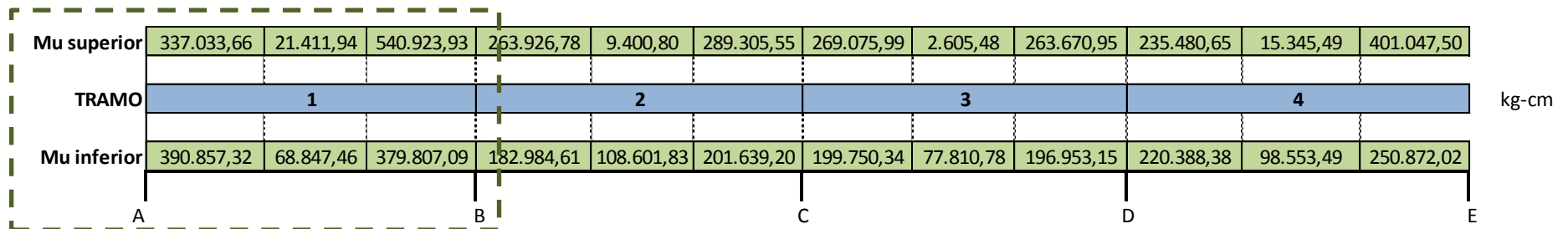
NIVEL	VIGA	UBICACIÓN	MOMENTO (KG-CM)											
			TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4		
3	A	SUPERIOR	-337.033,66	-21.411,94	-540.923,93	-263.926,78	-9.400,80	-289.305,55	-269.075,99	-2.605,48	-263.670,95	-235.480,65	-15.345,49	-401.047,50
		INFERIOR	390.857,32	68.847,46	379.807,09	182.984,61	108.601,83	201.639,20	199.750,34	77.810,78	196.953,15	220.388,38	98.553,49	250.872,02
	B	SUPERIOR	-543.294,76	-7.066,66	-403.740,02	-284.603,23	-1.027,59	-437.296,04	-296.896,69	-1.833,86	-282.875,80	-286.932,61	-7.281,31	-357.518,38
		INFERIOR	167.201,27	373.659,07	153.085,60	186.719,86	179.321,51	184.789,90	175.195,43	100.944,51	176.764,50	170.723,07	189.959,13	185.173,13
	C	SUPERIOR	-292.559,76	-10.935,37	-437.203,44	-310.365,73	-2.486,93	-228.252,29	-208.359,96	-14.805,76	-232.719,12	-337.940,07	-35.650,87	-483.153,08
		INFERIOR	181.850,45	191.997,94	203.525,28	175.492,62	102.071,42	179.720,28	184.850,86	24.966,09	214.437,22	384.925,46	47.878,88	409.211,93
	D	SUPERIOR	-596.982,75	-31.602,67	-355.269,49	-306.155,63	-31.310,99	-533.205,08						
		INFERIOR	418.401,97	91.293,68	425.802,39	328.196,52	116.872,61	368.720,05						
	E	SUPERIOR	-509.170,19	-13.263,66	-422.667,02	-502.670,40	-12.833,43	-543.494,17						
		INFERIOR	186.475,35	299.509,68	160.052,37	151.599,37	379.136,54	177.173,85						
	F	SUPERIOR	-453.073,64	-12.642,52	-390.069,01	-134.352,74	-70.114,62	-278.757,78	-275.917,64	-15.422,79	-271.539,25			
		INFERIOR	182.234,95	323.943,88	157.097,06	131.432,70	4.243,83	124.168,66	171.874,99	95.045,84	202.185,82			
	G	SUPERIOR	-457.984,28	-13.174,40	-391.733,08	-139.147,25	-66.575,60	-255.269,93	-263.849,22	-16.127,74	-318.213,00			
		INFERIOR	185.255,17	320.120,48	158.942,03	128.775,56	12.057,93	119.873,92	189.069,63	94.995,03	219.626,20			
	H	SUPERIOR	-491.545,59	-29.910,55	-293.560,41	-305.673,69	-26.588,90	-496.119,27						
		INFERIOR	353.363,34	88.397,00	329.617,14	306.439,18	105.186,19	353.077,26						
	I	SUPERIOR	-243.165,58	-312,17	-253.833,56									
		INFERIOR	209.161,49	55.958,62	208.562,68									

\*: Los momentos de ubicación superior señalan los momentos negativos, mientras que los inferiores los positivos.

**TABLA III-57: MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS PARA DISEÑO DE VIGAS DUAL TIPO I.**

FUENTE: Tabla ETABS Beam Forces, Elaboración propia

Como ejemplo, se muestra el cálculo del área de acero para el primer tramo de la viga A (V-11):



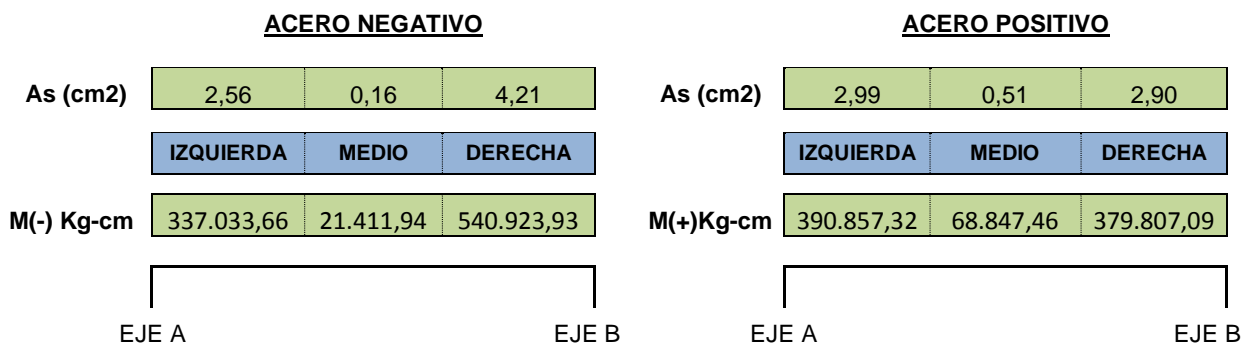
Empleando el cuarto instrumento metodológico se realizó el cálculo de las áreas de acero:

NIVEL 3 – MOMENTO NEGATIVO			
Mu	a	As	a
	(Asumido)	(cm2)	(Calculado)
337.033,66	5,00	2,66	2,50
337.033,66	2,50	2,57	2,42
337.033,66	2,42	2,56	2,41
337.033,66	2,41	2,56	2,41
21.411,94	5,00	0,17	0,16
21.411,94	0,16	0,16	0,15
21.411,94	0,15	0,16	0,15
21.411,94	0,15	0,16	0,15
540.923,93	5,00	4,27	4,02
540.923,93	4,02	4,21	3,96
540.923,93	3,96	4,21	3,96
540.923,93	3,96	4,21	3,96

NIVEL 3 – MOMENTO POSITIVO			
Mu	a	As	a
	(Asumido)	(cm2)	(Calculado)
390.857,32	5,00	3,09	2,91
390.857,32	2,91	2,99	2,82
390.857,32	2,82	2,99	2,81
390.857,32	2,81	2,99	2,81
68.847,46	5,00	0,54	0,51
68.847,46	0,51	0,51	0,48
68.847,46	0,48	0,51	0,48
68.847,46	0,48	0,51	0,48
379.807,09	5,00	3,00	2,82
379.807,09	2,82	2,90	2,73
379.807,09	2,73	2,90	2,73
379.807,09	2,73	2,90	2,73

**TABLA III-58: AREAS DE ACERO PARA MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS EN EL TRAMO 1 DE VIGA A - DUAL TIPO I.**  
FUENTE: Elaboración propia

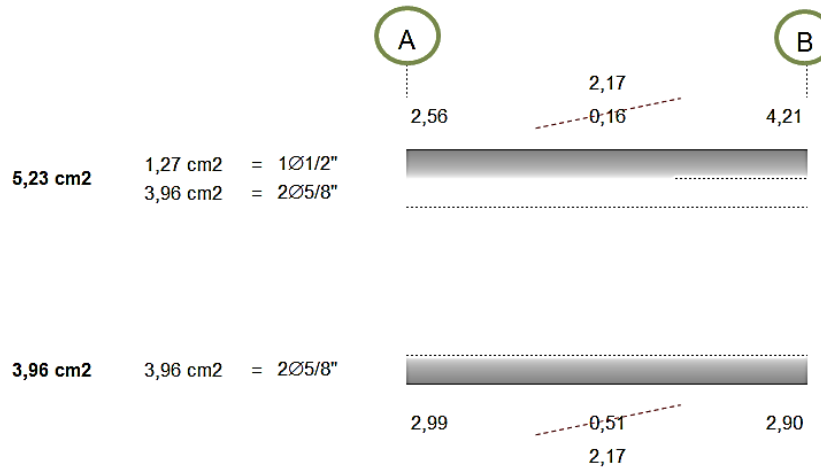
Según la ubicación del momento, se tiene la siguiente distribución para el primer tramo de la viga A<sup>37</sup> (ln=2,56 m):



Las áreas de acero que resulten menores al mínimo exigido en la norma, se reemplazaron con el valor mínimo calculado anteriormente. Para este ejemplo las áreas de acero en el tramo central (superior e inferior): 0,16 cm2 y 0,51 cm2

<sup>37</sup> El acero requerido para cada viga se muestra en el anexo 3-I.

tomarán el valor de 2,17 cm<sup>2</sup>. Considerando este punto se tiene el siguiente planteamiento para el acero de refuerzo longitudinal:



▪ **Para el extremo en el eje A:**

Para el momento negativo se requiere de 2,56 cm<sup>2</sup>, para lo cual se plantea colocar 2 varillas longitudinales de 5/8". Para el momento positivo se requiere un área de 2,99 cm<sup>2</sup> para lo cual se colocan 2 varillas longitudinales de 5/8".

▪ **Para el tramo intermedio (entre ejes A y B):**

Como se observa en el grafico anterior las áreas de acero calculadas son menores al mínimo requerido (2,17 cm<sup>2</sup>), por lo que son reemplazados por ese valor. Se observa también que las dos varillas longitudinales colocadas en el extremo (Eje A) cubren el área de acero requerida:

$$\text{Momento negativo (2Ø5/8) } 3,96 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Momento positivo (2Ø5/8) } 3,96 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2.$$

▪ **Para el extremo en el eje B:**

Las dos varillas longitudinales colocadas para el momento negativo no cubren el área de acero requerida por lo que se incrementa 1 varilla de 1/2" (de longitud evaluable):

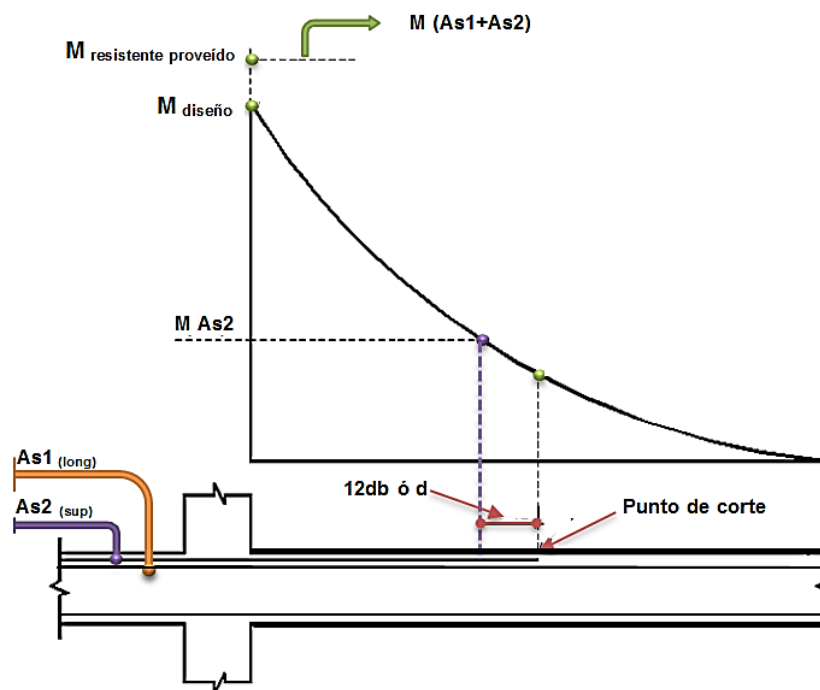
$$\text{Momento negativo (2Ø5/8+1Ø1/2) } 5,23 \text{ cm}^2 > 4,21 \text{ cm}^2$$



Las dos varillas longitudinales colocadas para el momento positivo cubren el área de acero requerida:

$$\text{Momento positivo } (2\varnothing 5/8) \ 3,96 \text{ cm}^2 > 2,90 \text{ cm}^2$$

El corte del refuerzo longitudinal (longitudes evaluables) se calcula en función al tipo de refuerzo ya sea este de tracción o compresión (figuras II-9 y II-10) y al diagrama de momentos flectores de la viga en donde ya no sea necesario su aplicación para resistir la flexión (Figura III-27).



**FIGURA III-27: CORTE DE ACERO EN REFUERZO A COMPRESIÓN - VIGAS**  
**FUENTE:** Tesis. Diseño Estructural de un edificio destinado a vivienda con cinco pisos ubicado en el distrito de Miraflores, Autor: José M. Portocarrero Guzmán. Lima, Diciembre 2008.

El cálculo de estas longitudes de anclaje o de desarrollo se describe en el anexo 2-I.

Se tiene entonces para el ejemplo anterior:

- **Acero en compresión ( $2\phi 5/8$ ):**

*Longitud de anclaje + Longitudinal*

34,56 cm + tramo entero.

- **Acero en compresión ( $1\phi 1/2$ ):**

*Longitud de anclaje + longitud necesaria<sup>38</sup> + mayor de  $d$ ,  
 $12db$ .*

34,56 cm + 7 cm + (**36 cm**, 15, 24 cm)

77,56 cm.

- **Acero en tracción ( $2\phi 5/8$ )**

*Longitud de anclaje + Longitudinal*

73,06 cm + tramo entero

Finalmente el armado por flexión de la viga A en su primer tramo queda definido de la siguiente manera:

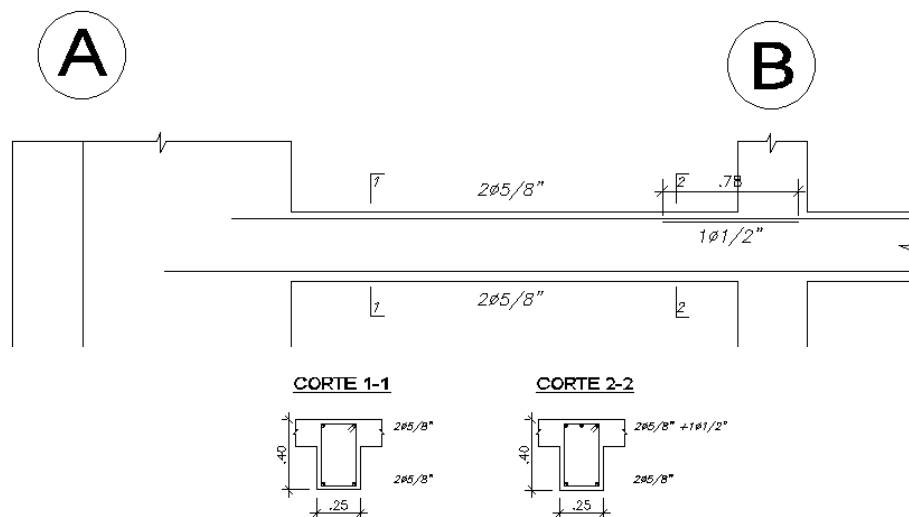


FIGURA III-28: REFUERZO EN FLEXION PARA TRAMO 1 DE VIGA A (V-11) – DUAL TIPO I  
FUENTE: Elaboración propia.

<sup>38</sup>Longitud calculada en función al diagrama de momentos flectores – Envolvente. El cálculo se desarrolla en el anexo 2-III.

Se siguió el mismo procedimiento para cada tramo y lo mismo para cada viga. En vigas donde no se permita desarrollar la longitud de anclaje se colocó un gancho estándar cuyo cálculo se desarrolla en el anexo 2-II.

Para todas las vigas se colocó un armado con un momento resistente capaz de absorber las sollicitaciones de momento último, en otras palabras se cumple que  $\phi M_n > M_u$ .

#### ▪ DISEÑO POR CORTE.

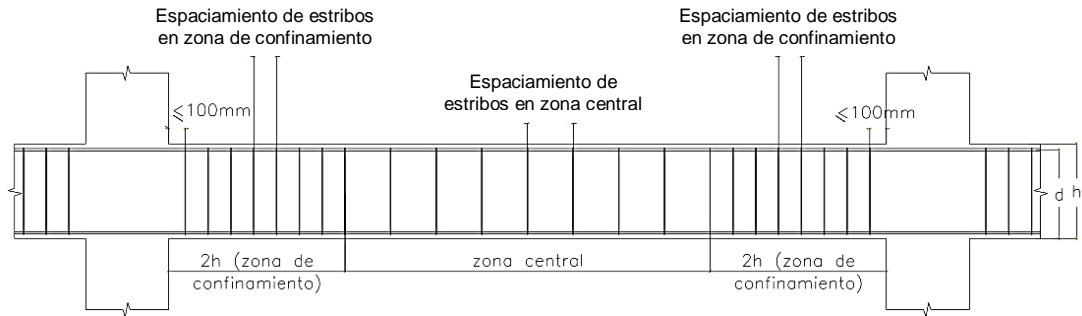
La capacidad de resistir esfuerzos de corte por parte de una viga está dada por el aporte tanto del concreto como del refuerzo (estribo), según la ecuación II-9 y II-10:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s ; \phi = 0,85$$
$$\phi V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

El refuerzo por corte o estribos debe cumplir con las siguientes especificaciones:

- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. Los estribos serán como mínimo de:
  - 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8".
  - 3/8" para barras longitudinales de hasta 1".
  - 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:
  - $d/4$ , no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm.
  - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
  - 24 veces el diámetro de la barra del estribo.
  - 30 cm.

- Los estribos deben estar espaciados a no más de 0,5 d a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.



**FIGURA III-29 : REQUERIMIENTO DE ESTRIBOS EN VIGAS**  
FUENTE: Adaptada de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado.

Al tenerse vigas del mismo peralte armadas con un acero longitudinal con diámetros entre 1/2" y 5/8", el cálculo del acero por corte será uno solo y es el que se detalla a continuación:

- Zona de confinamiento (Lo):**

$$Lo = 2h = 2 (40 \text{ cm}) = 80 \text{ cm}$$

$$1\text{er estribo a } 5 \text{ cm} \quad \dots \quad \mathbf{5 \text{ cm}}$$

Espaciamiento (no exceder del menor):

$$(a) d/4 = 36 \text{ cm}/4 = 9 \text{ cm} \sim 10 \text{ cm}$$

$$(b) 10 * 1,27 \text{ cm} = 12,7 \text{ cm}$$

$$(c) 24 * 0,93 \text{ cm} = 22,32 \text{ cm}$$

$$(d) 30 \text{ cm} \quad \dots \quad \mathbf{10 \text{ cm}}$$

- Zona central:**

$$0,5*d = 0,5* (36 \text{ cm}) = 18 \text{ cm (máx.)} \quad \dots \quad \mathbf{18 \text{ cm}}$$

Finalmente se tiene:

$$\mathbf{1 @ 0,05 \text{ m} + 7 @ 0,10 \text{ m} + r @ 0,18 \text{ m}}$$

**PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO:**

- Mediante la ecuación II-11 se calcula el aporte del concreto:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{210} (25)(36)$$

$$V_c = 6,91 \text{ Tn}$$

- Mediante la ecuación II-13 se calcula el aporte del acero tanto para la zona central como para la zona de confinamiento:

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

$$V_{sLo} = \frac{2 * 0,71 * 4200 * 36}{10}$$

$$V_{scentral} = \frac{2 * 0,71 * 4200 * 36}{18}$$

$$V_{sLo} = 21,47 \text{ Tn}$$

$$V_{scentral} = 11,93 \text{ Tn}$$

La norma en su capítulo 11 indica que el aporte de los estribos está limitado, este valor debe cumplir con la ecuación II-14.

$$V_s \leq 2,1 \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_s \leq 2,1 \sqrt{210} (25)(36)$$

$$V_s \leq 27,39 \text{ Tn}$$

Con los resultados obtenidos se realiza la siguiente tabla:

ZONA	Vc	Vs	VERIFICACIÓN Vs	Vn TOTAL	ØVn
Lo	6,9 Tn	21,5 Tn	Cumple	28,38 Tn	24,123 Tn
Central	6,9 Tn	11,9 Tn	Cumple	18,84 Tn	16,014 Tn

**TABLA III-59: VIGAS, RESISTENCIA AL CORTE – DUAL TIPO I**

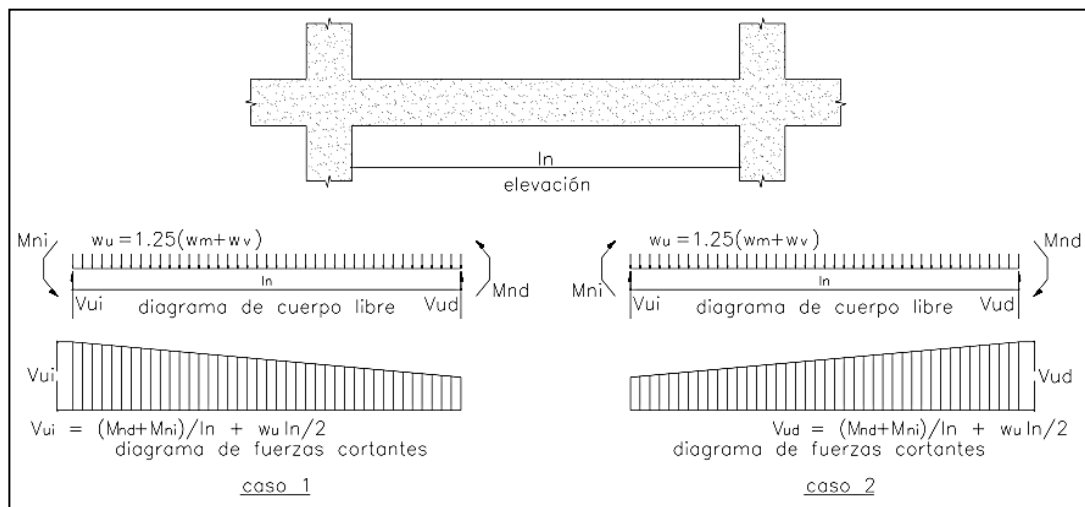
FUENTE: Elaboración propia.

Para el caso de vigas con responsabilidad sísmica se deben satisfacer los requisitos de ductilidad mediante el diseño por capacidad flexión/corte que se detalla en capítulo 21:

**21.4.3 La fuerza cortante de diseño  $V_u$  de las vigas que resisten efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b):**

**(a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.**

**(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 ( $U=1,25CM + 1,25CV \pm CS$ ) con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.**



**FIGURA III-30 : FUERZA CORTANTE DE DISEÑO**  
**FUENTE:** Adaptada de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado

Entonces la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que el menor de:

$$(a) V_u = V_{u\text{isostático}} + \left( \frac{M_{n\text{der}} + M_{n\text{izq}}}{l_n} \right)$$

Según el armado a flexión planteado en el procedimiento anterior se calcularon los momentos nominales en los extremos de cada viga (tanto para el acero en tracción como para el acero en compresión) calculándose los momentos anti-horarios (As superior Izquierdo + As inferior Derecho) y horarios (As inferior Izquierdo + As superior Derecho) que se generan. Al tenerse vigas compuestas, se selecciona el tramo más largo de cada una.

Por ejemplo, para la viga A el tramo más largo es de 2,96 m (V-12).



Para calcular el momento nominal se empleó la siguiente ecuación (en base a las ecuaciones II-5 y II-6)

$$M_n = A_s * \left( d - \frac{0,85f_c * b}{2} \right) \phi f_y$$

<b>IZQUIERDA</b>			<b>DERECHA</b>		
Cuantía (+):	3,96	cm <sup>2</sup>	Cuantía (+):	3,96	cm <sup>2</sup>
Cuantía (-):	3,96	cm <sup>2</sup>	Cuantía (-):	3,96	cm <sup>2</sup>
Mn (+):	510.982,0	Kg - cm	Mn (+):	510.982,0	Kg - cm
Mn (-):	510.982,0	Kg - cm	Mn (-):	510.982,0	Kg - cm

**MOMENTOS ANTIHORARIOS**

**As sup Izq + As inf Der**



**MOMENTOS HORARIOS**

**As inf. Izq. + As sup. Der**



Se tiene que en un sentido anti-horario  $Mn_{der}= 5,1 \text{ Tn-m}$  y  $Mn_{izq}= 5,1 \text{ Tn-m}$  mientras que en el sentido horario  $Mn_{der}= 5,1 \text{ Tn-m}$  y  $Mn_{izq}= 5,1 \text{ Tn-m}$ , entonces:

$$\text{Sentido Anti – horario: } \left( \frac{5,1 \text{ Tn} - \text{m} + 5,1 \text{ Tn} - \text{m}}{2,96 \text{m}} \right) = 3,45 \text{ Tn}$$

$$\text{Sentido Horario: } \left( \frac{5,1 \text{ Tn} - \text{m} + 5,1 \text{ Tn} - \text{m}}{2,96 \text{m}} \right) = 3,45 \text{ Tn}$$

El cortante isostático se determina en función a la carga muerta, a la carga viva y a la luz de la viga.

$$Vu_{\text{isostático}} = \frac{Wu * l}{2}, \text{ siendo } Wu = 1,25 (Cm + Cv)$$

$$Vu_{\text{isostático}} = \frac{1,25(310 + 200) * 2,96}{2}$$

$$Vu_{\text{isostático}} = 0,94 \text{ Tn}$$

Con todo lo calculado, la cortante última es igual a:

$$\text{Sentido Anti – horario: } 3,45 \text{ Tn} + 0,94 \text{ Tn} = 4,39 \text{ Tn}$$

$$\text{Sentido Horario: } 3,45 \text{ Tn} + 0,94 \text{ Tn} = 4,39 \text{ Tn}$$

El mismo procedimiento se sigue para las demás vigas y se resume en la siguiente tabla:





	VIGA		NIVEL	LUZ (m)	Mn (Tn-m)		(Mn (Der) + Mn (Izq.))/luz	Wu=1.25( Wm + Wv)		Vu (isostático) Wu*luz/2		Vui (Tn)		
	ID.	EN PLANO			(Izq.)	(Der.)								
ANTIHORARIO	A	V-12	3	2,96	5,11	5,11	<b>3,45</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,94</b>	Tn	<b>4,40</b>	Tn
	B	V-15	3	3,86	6,63	5,11	<b>3,04</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>1,23</b>	Tn	<b>4,27</b>	Tn
	C	V-19	3	3,76	5,11	5,11	<b>2,72</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>1,20</b>	Tn	<b>3,92</b>	Tn
	D	V-2	3	2,75	5,11	5,11	<b>3,72</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,88</b>	Tn	<b>4,59</b>	Tn
	E	V-4	3	4,00	5,11	5,11	<b>2,55</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>1,28</b>	Tn	<b>3,83</b>	Tn
	F	V-5	3	3,68	5,11	5,11	<b>2,78</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>1,17</b>	Tn	<b>3,95</b>	Tn
	G	V-7	3	3,68	5,11	5,11	<b>2,78</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>1,17</b>	Tn	<b>3,95</b>	Tn
	H	V-10	3	2,75	5,11	5,11	<b>3,72</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,88</b>	Tn	<b>4,59</b>	Tn
	I	V-23	3	2,65	3,34	3,34	<b>2,52</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,84</b>	Tn	<b>3,37</b>	Tn
HORARIO	A	V-12	3	2,96	5,11	5,11	<b>3,45</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,94</b>	Tn	<b>4,40</b>	Tn
	B	V-15	3	4,24	5,11	5,11	<b>2,41</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>1,35</b>	Tn	<b>3,76</b>	Tn
	C	V-19	3	4,16	5,11	5,11	<b>2,46</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>1,33</b>	Tn	<b>3,78</b>	Tn
	D	V-2	3	2,95	5,11	6,63	<b>3,98</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,94</b>	Tn	<b>4,92</b>	Tn
	E	V-4	3	4,30	5,11	6,63	<b>2,73</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>1,37</b>	Tn	<b>4,10</b>	Tn
	F	V-5	3	3,98	5,11	5,11	<b>2,57</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>1,27</b>	Tn	<b>3,84</b>	Tn
	G	V-7	3	3,98	5,11	5,11	<b>2,57</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>1,27</b>	Tn	<b>3,84</b>	Tn
	H	V-10	3	2,95	5,11	5,11	<b>3,46</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,94</b>	Tn	<b>4,40</b>	Tn
	I	V-23	3	3,05	3,34	3,34	<b>2,19</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,97</b>	Tn	<b>3,16</b>	Tn

\* : El cálculo de los Mn (derecho e izquierdo) se detallan en el anexo 4-I.

TABLA III-60: CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE DE DISEÑO PARA VIGAS SISMORESISTENTES – DUAL TIPO I  
FUENTE: Elaboración propia.

Los cortantes obtenidos para cada viga no difieren en mucho, por lo que se empleará el máximo valor: 4,92 Tn.

$$(b) (1,25 CM + 1,25CV) + 2,5CS$$

Como se indicó en la etapa de modelamiento, se creó un combo adicional no incluido en la envolvente que considera los coeficientes de este ítem. Realizando la verificación de los resultados obtenidos para este combo se tiene una fuerza cortante mayor de 16,46 Tn.

Se tiene entonces:

- La cortante mínima de diseño  $Vu_1$  por consideraciones sismoresistentes: El menor valor calculado entre (a) y (b) es de 4,92 Tn.
- La cortante actuante máxima para las vigas  $Vu_2$  (según los resultados que arroja el software): 7,71 Tn.
- La fuerza cortante que resiste la viga con los estribos colocados  $\emptyset Vn$  (según tabla III-59) es de 24,12 Tn y 16,02 Tn.

Realizando la comparación que exige la norma como requisito fundamental de resistencia:

$$Vu_1 \text{ y } Vu_2 < \emptyset Vn$$

$$4,92 \text{ Tn y } 7,71 \text{ Tn} < 24,12 \text{ Tn y } 16,02 \text{ Tn.}$$

En vista de ello el acero planteado para el corte queda definido como:

$$1 @ 0,05 \text{ m} + 7 @ 0,10 \text{ m} + r @ 0,18 \text{ m}$$

#### ▪ REVISIÓN DE ARMADO.

- POR INTEGRIDAD ESTRUCTURAL (CAPÍTULO 7).

**(7.13.2.2) “Las vigas del perímetro de la estructura deben tener un refuerzo corrido consistente en:**

**(a) Al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, compuesto por un mínimo de dos barras.**

**(b) Al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo requerido en la mitad del tramo, compuesto por un mínimo de dos barras.**

**El refuerzo longitudinal debe estar confinado por estribos con ganchos a 135°... No es necesario continuar los estribos a través del nudo.”**



Para los momentos positivos y negativos en todas las vigas se contaron mínimamente con dos varillas longitudinales, los que son confinados por estribos de 3/8" doblados a 135° con un gancho de 8 veces el diámetro de la barra que abraza el refuerzo longitudinal.

**(7.13.2.3) “Cuando se requieran empalmes por traslape para proporcionar la continuidad necesaria, el refuerzo superior debe ser empalmado por traslape cerca de o en la mitad del tramo y el refuerzo inferior debe ser empalmado por traslape cerca del apoyo o en él. Los empalmes por traslape deben ser empalmes de tracción Clase A, o empalmes mecánicos o soldados...”**

El refuerzo longitudinal superior se empalmó en la parte central de la viga, mientras que los empalmes en el refuerzo longitudinal inferior se realizaron cercanos al apoyo.

- Para la viga A el empalme superior se realizó en el tramo central de C-D, mientras que el empalme inferior se realizó cercano al eje C (tramo B-C).
- Para la viga B el empalme superior se realizó en el tramo central de B-C, mientras que el empalme inferior se realizó cercano al eje C (tramo C-D).
- Para la viga C el empalme superior se realizó en el tramo central de B-C, mientras que el empalme inferior se realizó cercano al eje C (tramo C-D).

**(7.13.2.4) “En vigas distintas a las del perímetro, al menos un cuarto del refuerzo para momento positivo requerido en la mitad del tramo, compuesto por un mínimo de dos barras, debe ser continuo o debe empalmarse por traslape sobre o cerca del apoyo con un empalme de tracción de Clase A o con un empalme mecánico o soldado de acuerdo con 12.14.3 y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar...”**

En el caso de la viga B (no perimetral) los empalmes del refuerzo longitudinal para el momento positivo se realizaron cercanos al apoyo (eje C en tramo C-D). En el apoyo discontinuos A se realizó el gancho estándar en función del diámetro de varilla correspondiente, mientras que en el apoyo E se realizó el anclaje de la varilla correspondiente.

En las vigas E, F, G e I (no perimetrales) no fueron necesarios realizar empalmes y en los apoyos discontinuos se realizaron los ganchos estándar en función del diámetro de varilla correspondiente.

▪ POR CAPÍTULO 21.

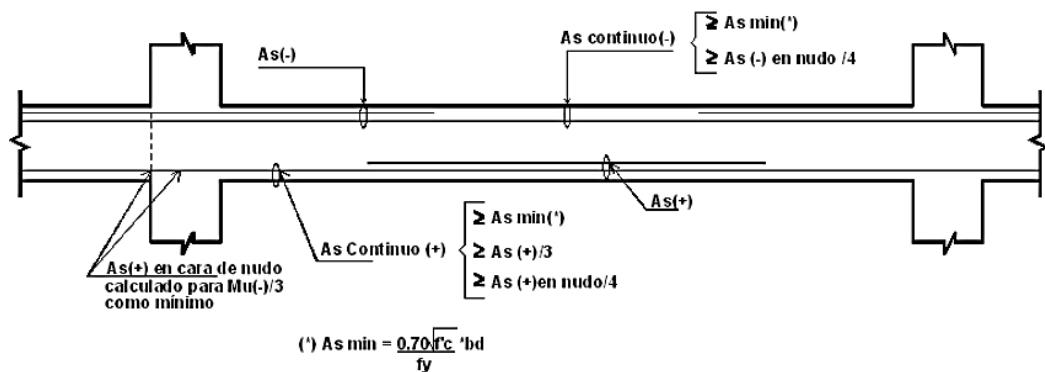
**(21.4.4.1) “Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior...”**

En la parte superior e inferior de todas las vigas se tienen 2 barras que se extienden de inicio a fin del tramo.

**(21.4.4.2) El acero en vigas para momento negativo: “...no deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo...”**

Los empalmes del refuerzo longitudinal para momento negativo no se realizaron en la zona de confinamiento para evitar una falla por tracción.

**(21.4.4.3) “La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos”**



**FIGURA III-31: CONDICIONES DE ARMADO EN VIGAS – SISTEMA DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Tesis. Diseño Estructural de un edificio destinado a vivienda con cinco pisos ubicado en el distrito de Miraflores, Autor: José M. Portocarrero Guzmán. Lima, Diciembre 2008.

Esta verificación se realizó en todas las vigas evaluando las proporciones en los tramos centrales y en los nudos. Dichas verificaciones se detallan en el anexo 5-I.



### 3.6.6.4.1.1.3 DISEÑO DE COLUMNAS.

Las columnas trabajan resistiendo principalmente fuerzas axiales tanto de compresión como de tracción, el diseño de las mismas se hace considerando los efectos de corte, cargas axiales y momentos flectores, a estos últimos dos efectos combinados se le denomina flexo compresión y el diseño es similar al diseño por flexión.

El capítulo 21 de la norma E.060 nos proporciona un modo de diferenciar el comportamiento de una columna con el de una viga. Consiste en calcular la carga axial que soporta el elemento:

- Si  $P_u < 0.1 \cdot A_g \cdot f'_c$ , el elemento deberá diseñarse por flexión.
- Si  $P_u > 0.1 \cdot A_g \cdot f'_c$ , el elemento deberá diseñarse flexo-compresión.  
( $A_g$ : área bruta de la sección)

Realizando la revisión de la carga axial para evaluar el comportamiento de la columna, se tiene:

$$P_u < 0.1 \cdot A_g \cdot f'_c$$

$$P_u < 0.1 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 210$$

$$P_u < 25\,200 \text{ Kg}$$

Según los resultados que arroja el programa, la mayor fuerza axial para todas las columnas es de 114.78 Tn.

$$114.78 \text{ Tn} < 25.2 \text{ Tn... (FALSO)}$$

Entonces las columnas serán diseñadas para resistir esfuerzos de flexo-compresión y corte.

Para el diseño se consideraron columnas con diferentes ubicaciones:

- C-3: Columna Excéntrica.
- C-5: Columna Céntrica.
- C-8: Columna Céntrica.

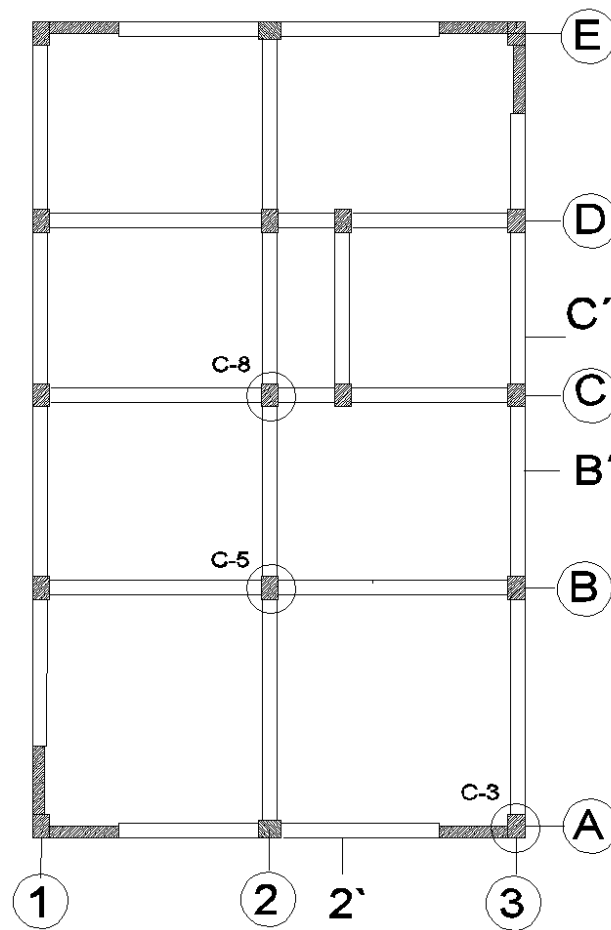


FIGURA III-32: COLUMNAS A DISEÑAR – DUAL TIPO I  
FUENTE: Planos, Elaboración propia.

#### ▪ DISEÑO POR FLEJO-COMPRESIÓN.

El diseño por flexo-compresión se basa en los diagramas de interacción que genera el armado de cada columna. Previamente, en el modelamiento de la estructura, se asignó un armado provisional para las columnas:  $4 \text{ } \varnothing 5/8'' + 4 \text{ } \varnothing 1/2''$  que hace una cuantía de 1,08% (superior al mínimo establecido en la norma).

Se sabe que en cada columna se generan diversas combinaciones de momentos flectores y cargas axiales (para las dos direcciones). Estas fuerzas se obtienen de la tabla Column Forces y se muestra en las siguientes tablas:

Para la columna excéntrica:

C-3

NIVEL	COMBINACIÓN	FUERZAS		
		Pu	M22	M33
5	ENVOLVENTE MÁX	-3,41 Tn	0,11 Tn - m	0,95 Tn - m
4	ENVOLVENTE MÁX	-4,09 Tn	0,11 Tn - m	0,99 Tn - m
3	ENVOLVENTE MÁX	-10,26 Tn	0,21 Tn - m	1,15 Tn - m
2	ENVOLVENTE MÁX	-20,38 Tn	0,37 Tn - m	1,14 Tn - m
1	ENVOLVENTE MÁX	-37,99 Tn	0,98 Tn - m	1,27 Tn - m
5	ENVOLVENTE MIN	6,66 Tn	-0,19 Tn - m	-2,63 Tn - m
4	ENVOLVENTE MIN	10,51 Tn	-0,21 Tn - m	-2,34 Tn - m
3	ENVOLVENTE MIN	19,82 Tn	-0,34 Tn - m	-2,44 Tn - m
2	ENVOLVENTE MIN	33,17 Tn	-0,53 Tn - m	-2,42 Tn - m
1	ENVOLVENTE MIN	53,85 Tn	-1,14 Tn - m	-1,62 Tn - m

Para la columna centrada:

C-5

NIVEL	COMBINACIÓN	FUERZAS		
		Pu	M22	M33
5	ENVOLVENTE MÁX	-0,14 Tn	2,24 Tn - m	3,01 Tn - m
4	ENVOLVENTE MÁX	-0,43 Tn	2,14 Tn - m	2,89 Tn - m
3	ENVOLVENTE MÁX	-0,71 Tn	2,16 Tn - m	3,04 Tn - m
2	ENVOLVENTE MÁX	-0,98 Tn	1,96 Tn - m	2,99 Tn - m
1	ENVOLVENTE MÁX	-1,17 Tn	1,13 Tn - m	2,03 Tn - m
5	ENVOLVENTE MIN	23,29 Tn	-1,74 Tn - m	-1,86 Tn - m
4	ENVOLVENTE MIN	45,04 Tn	-1,71 Tn - m	-1,89 Tn - m
3	ENVOLVENTE MIN	67,52 Tn	-1,76 Tn - m	-2,05 Tn - m
2	ENVOLVENTE MIN	90,57 Tn	-1,59 Tn - m	-1,94 Tn - m
1	ENVOLVENTE MIN	114,78 Tn	-1,01 Tn - m	-1,56 Tn - m

Para la columna centrada:

C-8

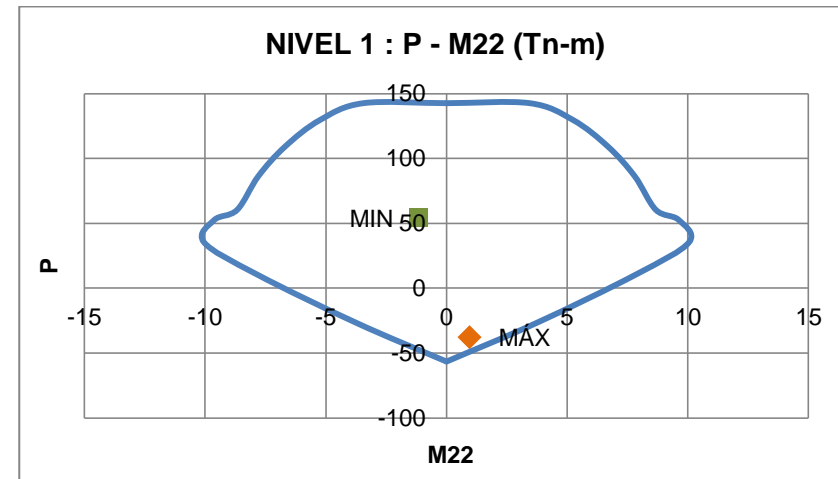
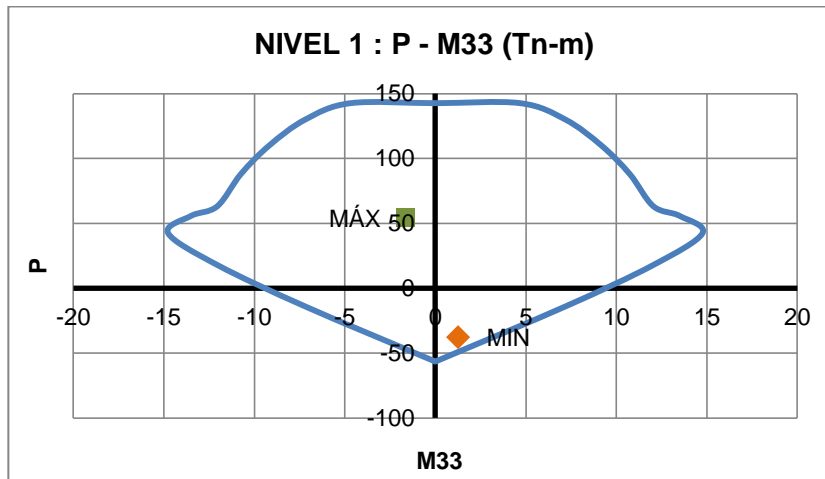
NIVEL	COMBINACIÓN	FUERZAS		
		Pu	M22	M33
5	ENVOLVENTE MÁX	-0,36 Tn	1,62 Tn - m	2,84 Tn - m
4	ENVOLVENTE MÁX	-1,63 Tn	1,70 Tn - m	2,76 Tn - m
3	ENVOLVENTE MÁX	-3,24 Tn	1,77 Tn - m	2,83 Tn - m
2	ENVOLVENTE MÁX	-4,90 Tn	1,62 Tn - m	2,57 Tn - m
1	ENVOLVENTE MÁX	-6,15 Tn	1,00 Tn - m	1,81 Tn - m
5	ENVOLVENTE MIN	13,74 Tn	-3,36 Tn - m	-1,91 Tn - m
4	ENVOLVENTE MIN	26,76 Tn	-3,19 Tn - m	-1,98 Tn - m
3	ENVOLVENTE MIN	40,06 Tn	-3,20 Tn - m	-2,13 Tn - m
2	ENVOLVENTE MIN	53,77 Tn	-2,99 Tn - m	-2,02 Tn - m
1	ENVOLVENTE MIN	68,35 Tn	-1,44 Tn - m	-1,59 Tn - m

**TABLA III-61: FUERZAS EN COLUMNAS, COMBINACIONES DE MOMENTO FLECTOR Y CARGA AXIAL – DUAL TIPO I**

FUENTE: Tabla ETABS Column Forces - Elaboración propia

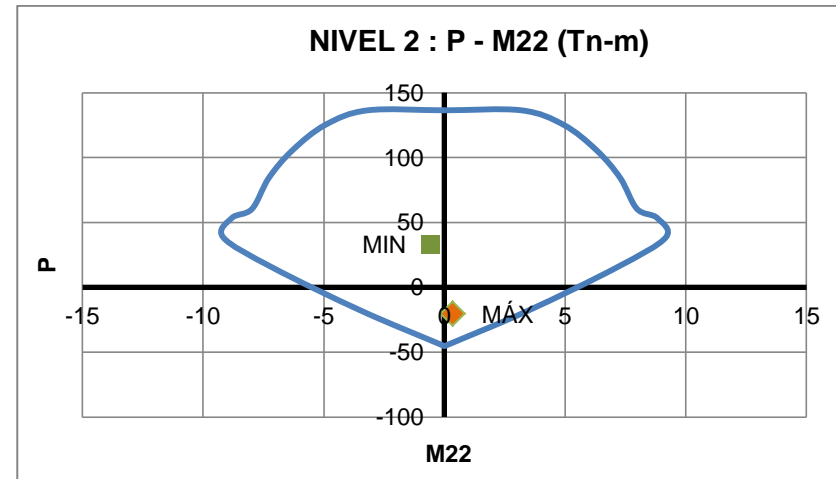
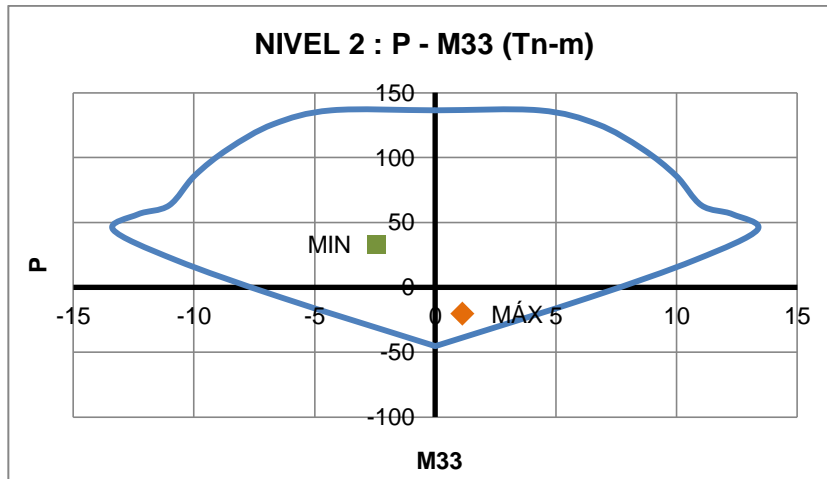
Se generan los diagramas de interacción (Tn-m) para las columnas C-3, C-5 y C-8 con las combinaciones anteriormente señaladas en la tabla III-61.

**PARA LA COLUMNA EXCÉNTRICA C-3:**

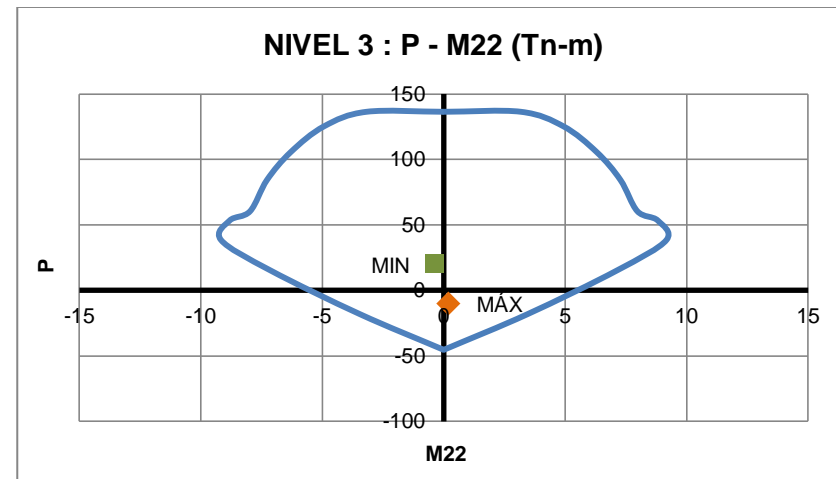
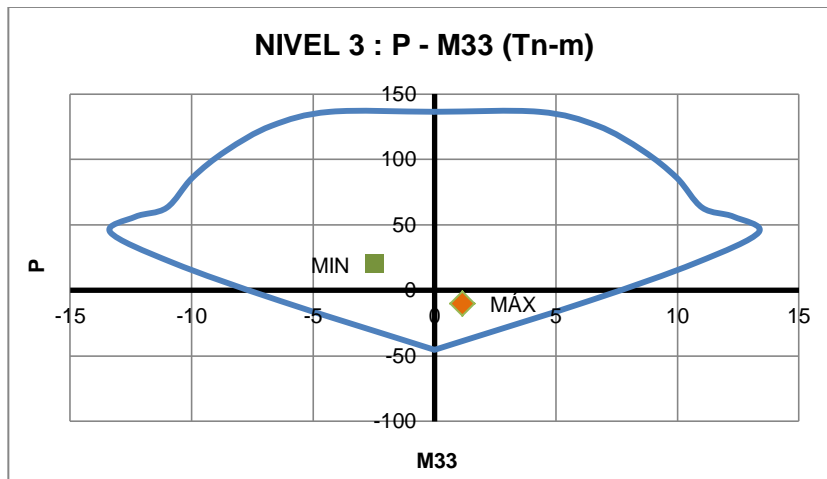


**DIAGRAMA III-24: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-3, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

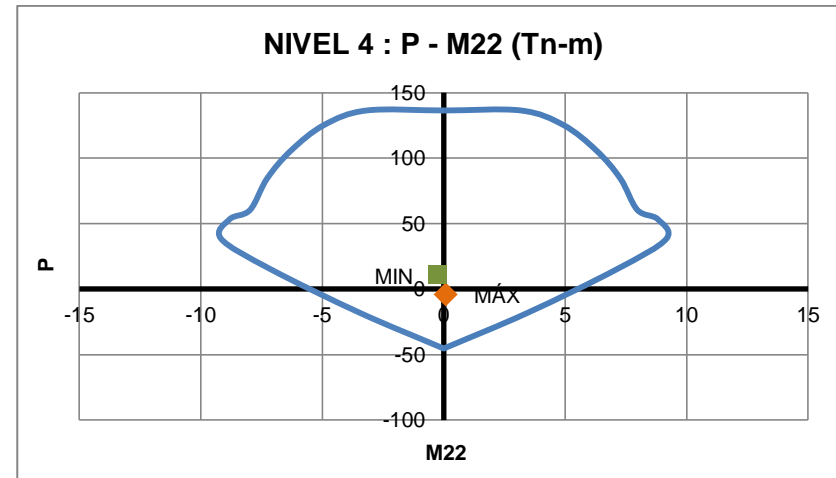
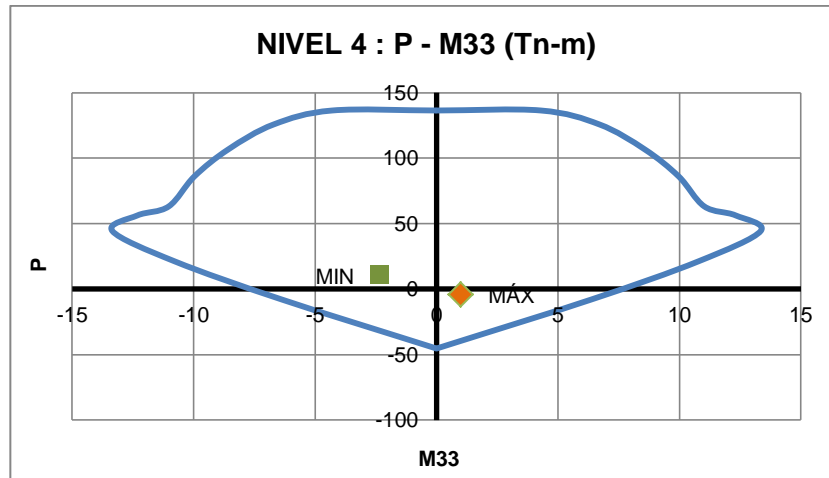




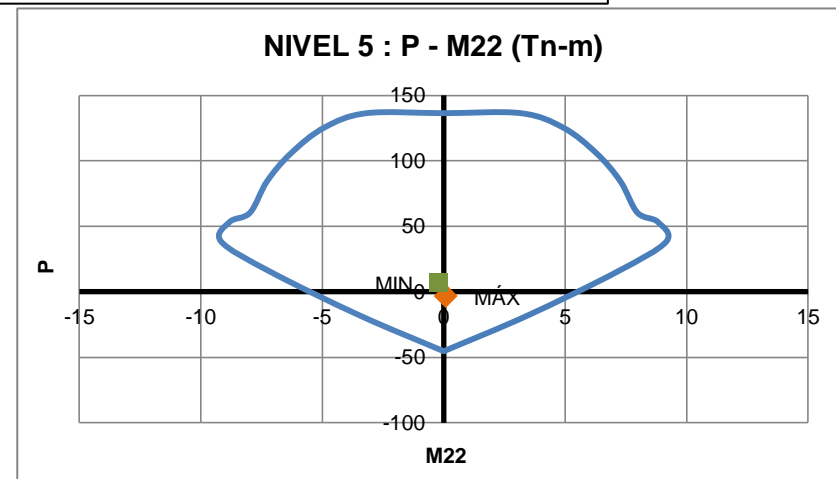
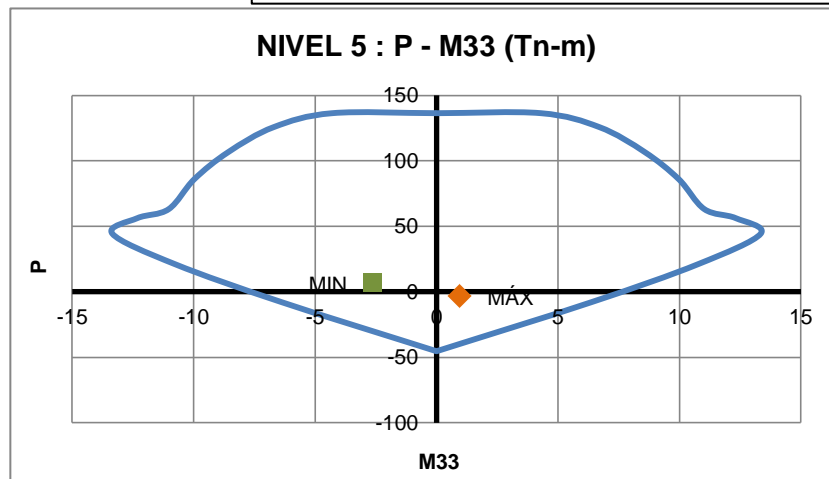
**DIAGRAMA III-25: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-3, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-26: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-3, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-27: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-3, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-28: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-3, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

PARA LA COLUMNA CÉNTRICA C-5:

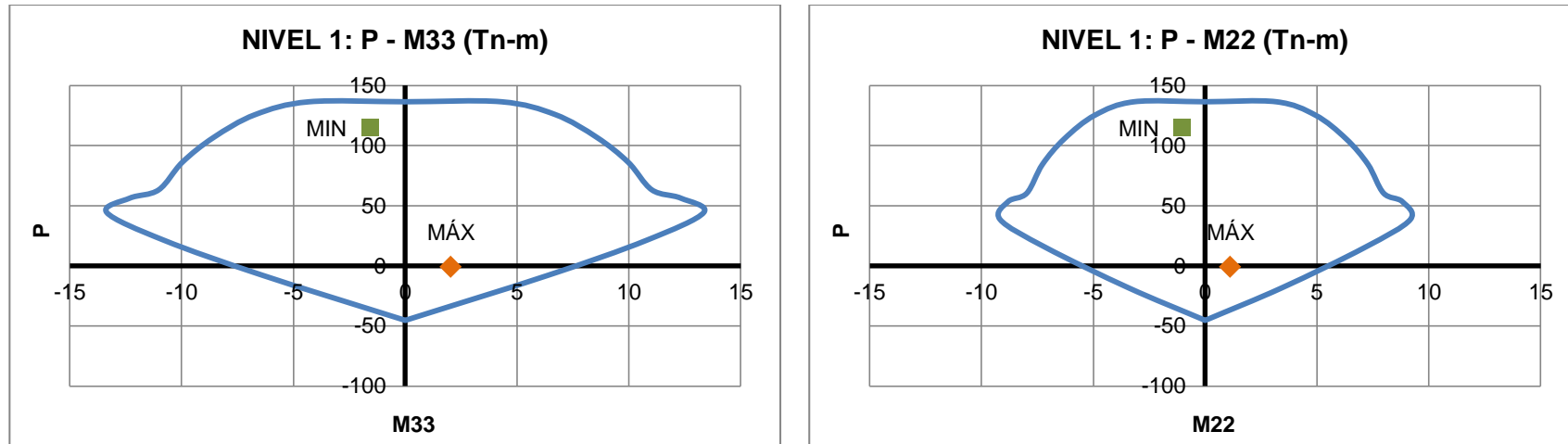
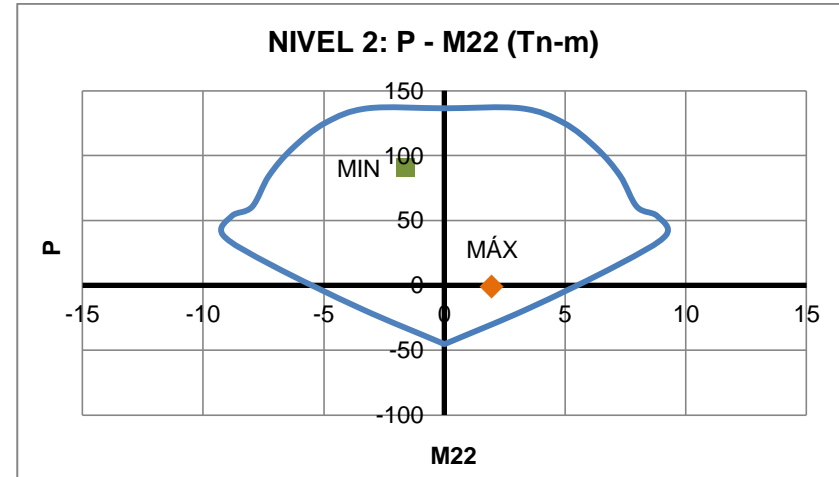
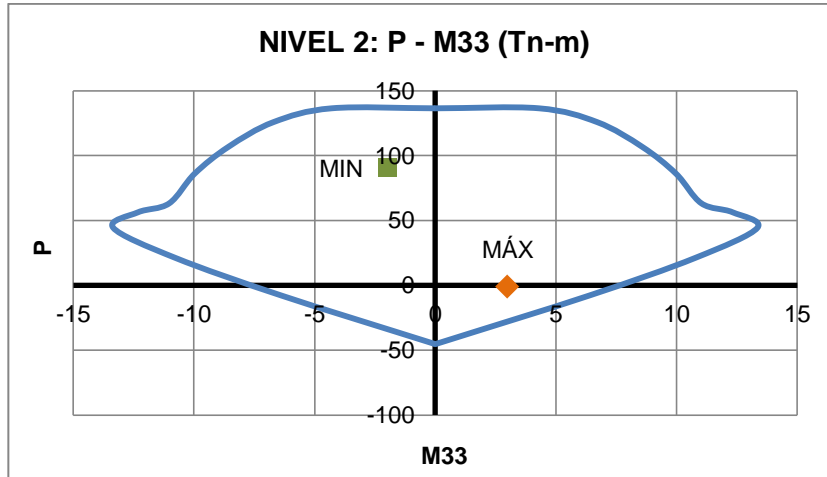
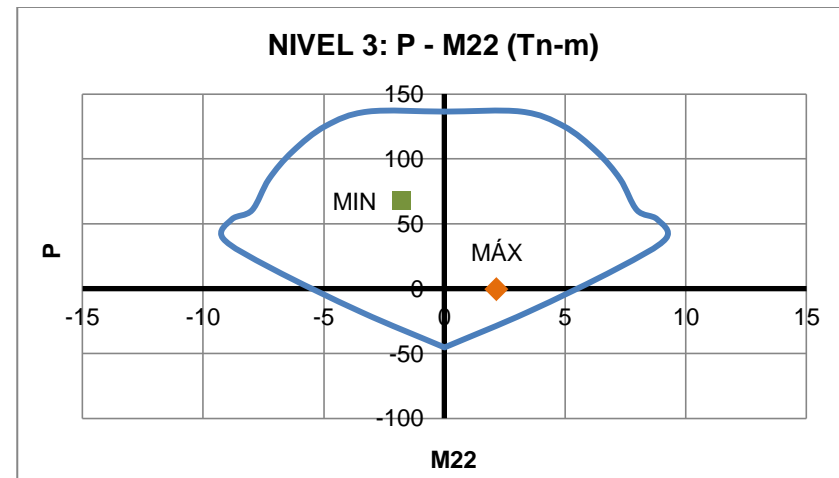
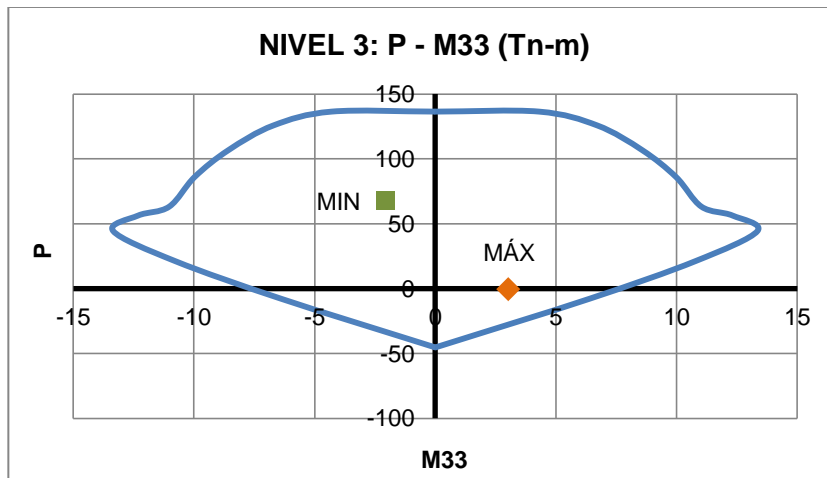


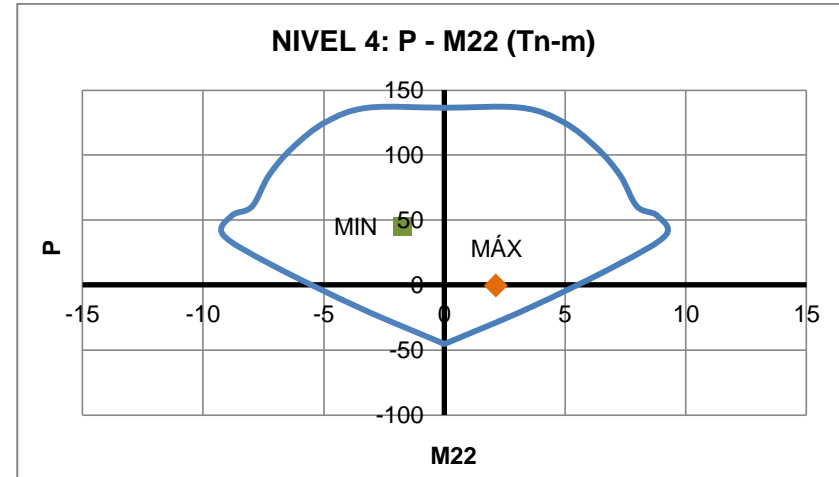
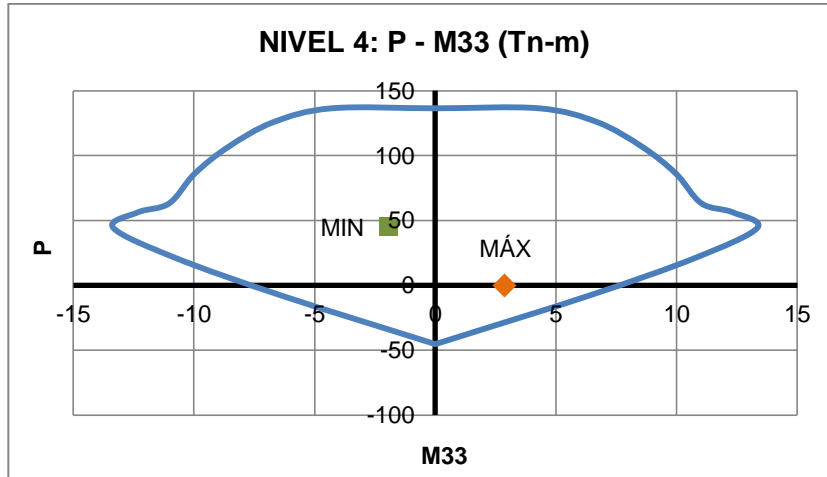
DIAGRAMA III-29: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-5, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



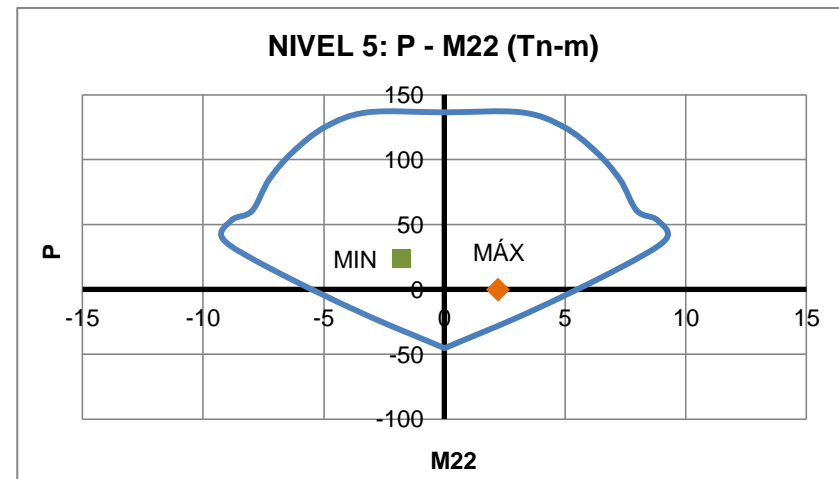
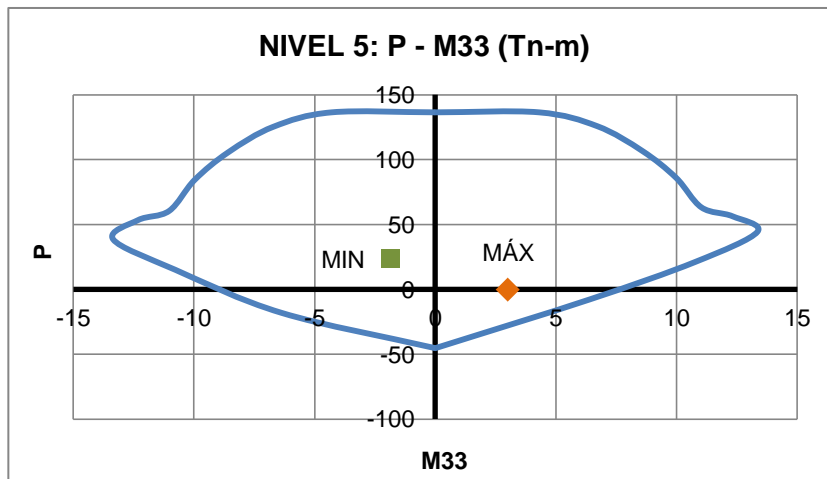
**DIAGRAMA III-30: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-5, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-31: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-5, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-32: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-5, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-33: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-5, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

PARA LA COLUMNA CÉNTRICA C-8:

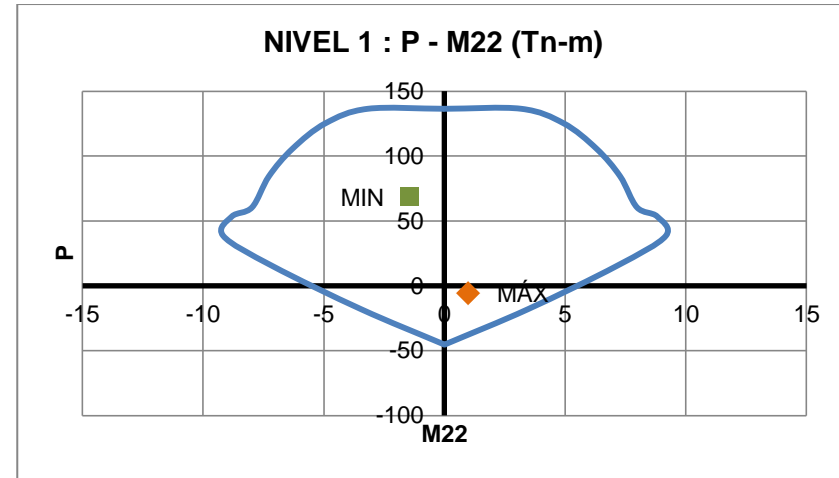
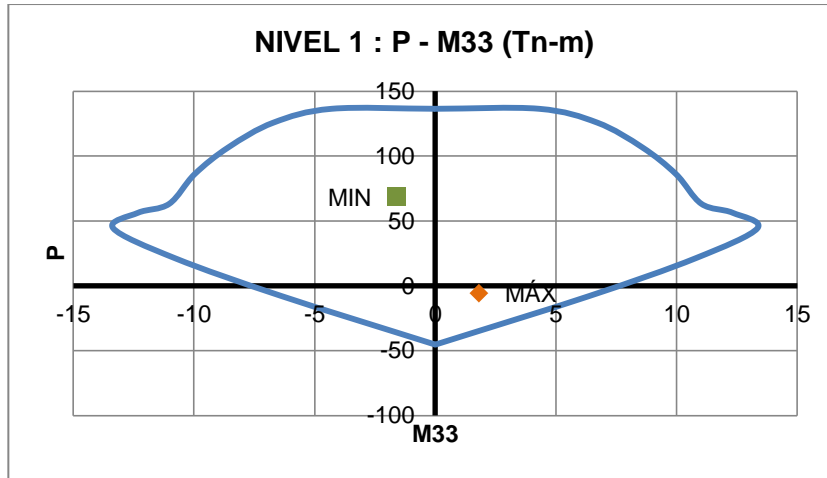
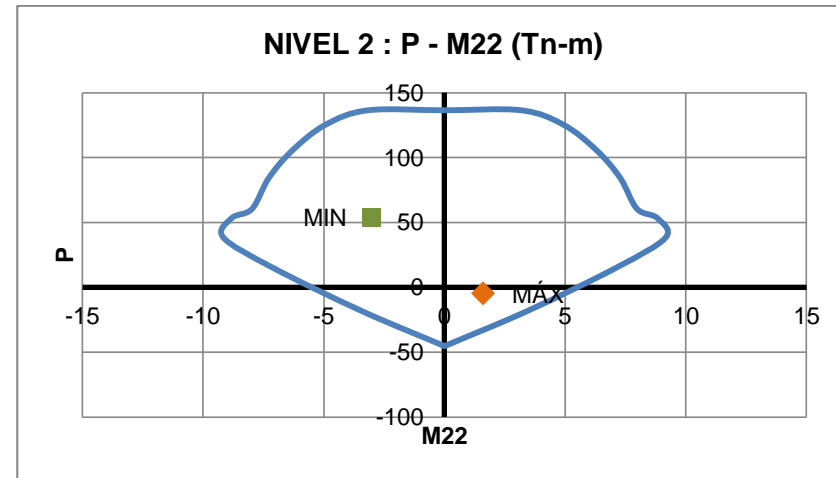
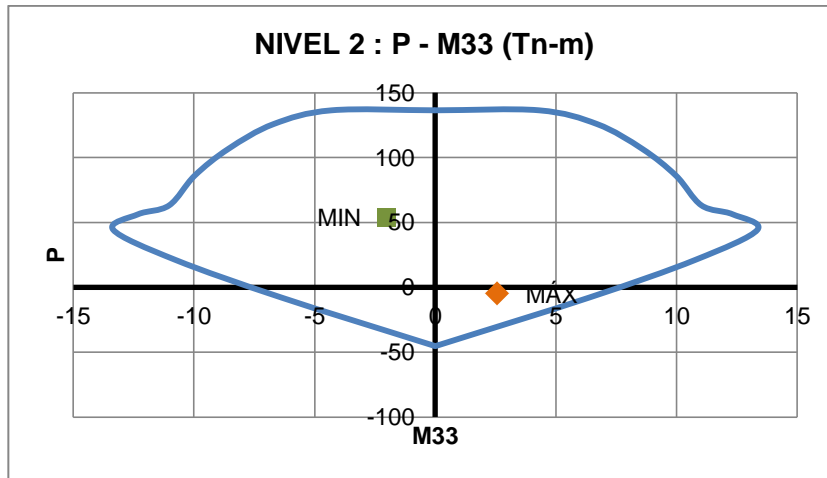
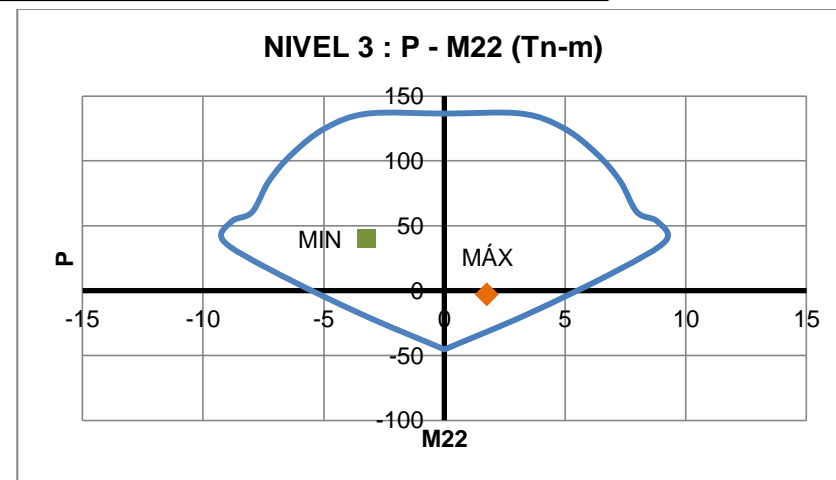
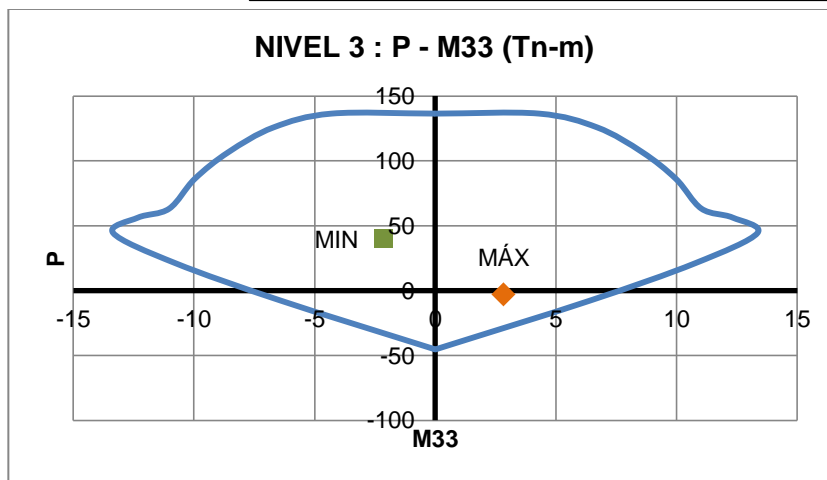


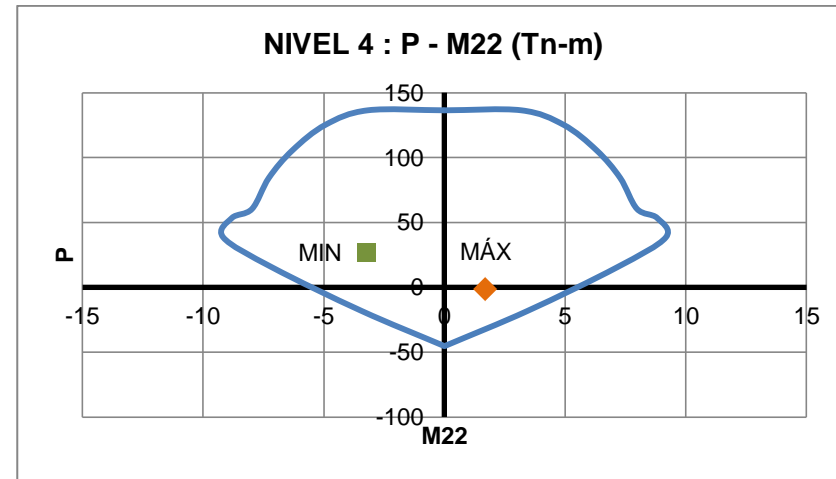
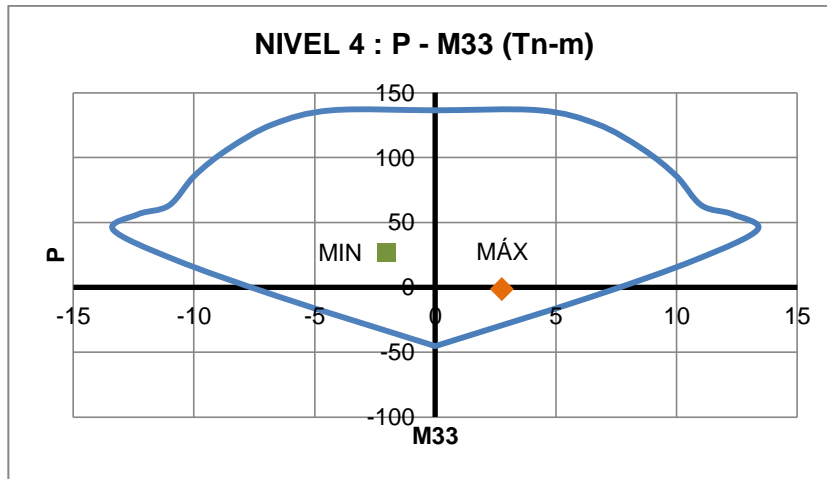
DIAGRAMA III-34: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-8, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



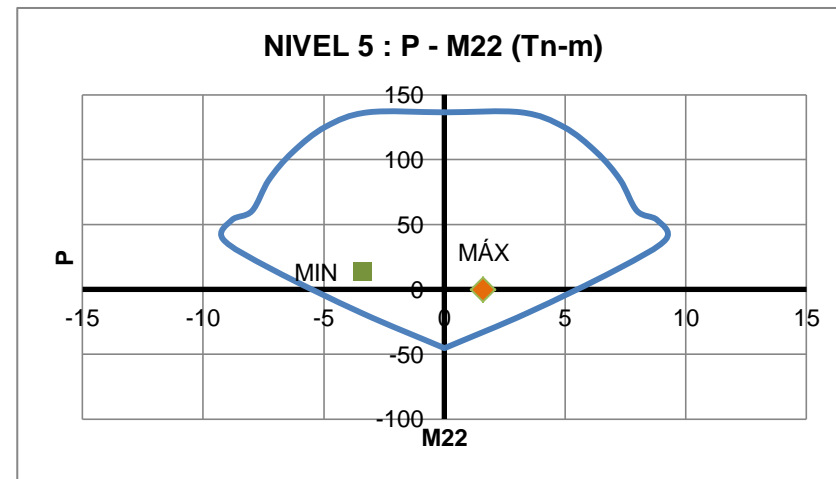
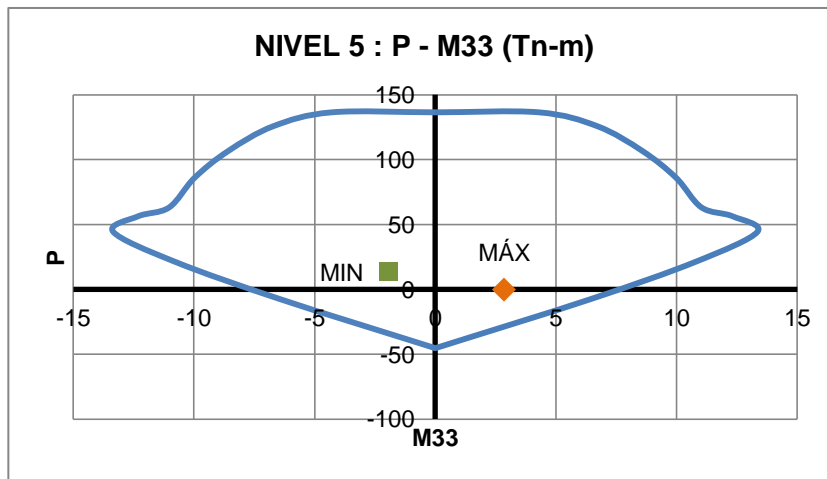
**DIAGRAMA III-35: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-8, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-36: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-8, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-37: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-8, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-38: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE C-8, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



Como se observa en los diagramas anteriores, las combinaciones de momento flector y carga axial para cada columna (en cada nivel y cada dirección) se encuentran inmersas en el diagrama de interacción, por lo que el armado de la columna es adecuado para resistir las solicitaciones últimas actuantes.

Así, todas las columnas se reforzaron con un armado resistente capaz de absorber las solicitaciones de momento último, en otras palabras se cumple que  $\phi M_n > M_u$ .

#### ▪ **DISEÑO POR CORTE.**

La resistencia al corte de una columna está dada por el aporte tanto del concreto como del acero de refuerzo (estribo), según la ecuación II-9 y II-10:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s ; \phi = 0,85$$

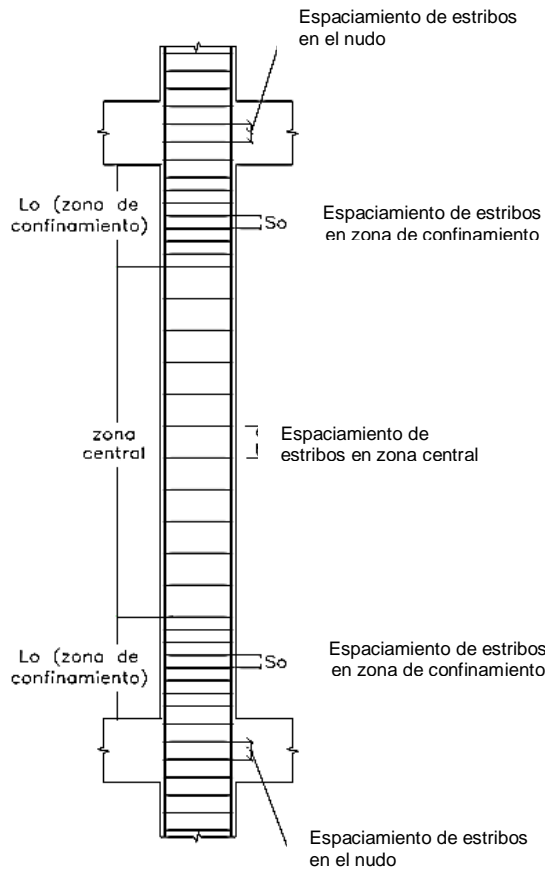
$$\phi V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

El refuerzo por corte o estribos debe cumplir con las siguientes especificaciones:

- En ambos extremos debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento “ $S_o$ ” por una longitud “ $L_o$ ” medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de:
  - 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8”.
  - 3/8” para barras longitudinales de hasta 1”
  - 1/2” para barras longitudinales de mayor diámetro.
- La longitud  $L_o$  no debe ser menor que el mayor entre:
  - Una sexta parte de la luz libre del elemento.
  - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
  - 50 cm.



- El espaciamiento,  $S_o$ , no debe exceder al menor entre:
  - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
  - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
  - 10 cm.
- La distancia entre el primer estribo y la parte superior de la viga no debe ser mayor a la mitad del espaciamiento entre estribos.
- El espaciamiento de los estribos fuera de la longitud  $L_o$  no debe exceder de:
  - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal.
  - 48 veces el diámetro de la barra del estribo.
  - Menor dimensión transversal del elemento.
  - $d/2$ , ni de 60 cm.
- En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 30 cm.
- El espaciamiento transversal en el nudo no debe exceder de 15 cm.



**FIGURA III-33 : REQUERIMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS**  
**FUENTE:** Adaptada de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado

Debido a que todas las columnas son las mismas en todos los niveles se realizó un único diseño y es el que se detalla a continuación:

- **Zona de confinamiento (Lo):**

Longitud (no menor del mayor):

$$h/6 = 230 \text{ cm}/6 = 38,3 \text{ cm} \sim 40 \text{ cm}$$

40 cm

50 cm ..... **55 cm**

Espaciamiento (no exceder del menor):

$$8 * 1,27 \text{ cm} = 10,16 \text{ cm}$$

$$0,5 * 30 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

10 cm ..... **10 cm**

1er estribo:  $0,5 * 10 \text{ cm} = 5 \text{ cm}$  ..... **5 cm**

▪ **Zona central:**

Espaciamiento (no exceder del menor):

$$(1/2): 16 * 1,27 \text{ cm} = 20,32 \text{ cm}$$

$$(5/8): 16 * 1,59 \text{ cm} = 20,32 \text{ cm}$$

$$48 * 0,93 \text{ cm} = 44,64 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm}$$

$$36 \text{ cm} / 2 = 18 \text{ cm}$$

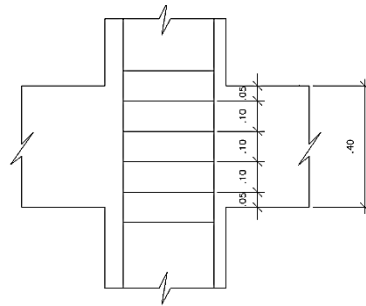
$$60 \text{ cm} \quad \dots \quad \mathbf{15 \text{ cm}}$$

Finalmente se tiene:

$$\mathbf{1@0,05 \text{ m} + 5@0,10 \text{ m} + r @ 0,15 \text{ m}}$$

▪ **Refuerzo transversal en el nudo**

No menor que 15 cm.



$$\mathbf{1@0,05 \text{ m} + r @0,10 \text{ m}}$$

**PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO:**

- Mediante la ecuación II-12 se calcula el aporte del concreto:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{Nu}{140 * A_g} \right) * b_w * d$$

$$C - 3 : V_c = 0,53 \sqrt{210} \left( 1 + \frac{53\ 852,28 \text{ Kg}}{140 * 30 * 40} \right) * 30 * 36 = 10,95 \text{ Tn}$$

$$C - 5 : V_c = 0,53 \sqrt{210} \left( 1 + \frac{114\ 782,73 \text{ Kg}}{140 * 30 * 40} \right) * 30 * 36 = 13,96 \text{ Tn}$$

$$C - 8 : V_c = 0,53 \sqrt{210} \left( 1 + \frac{68\ 347,20 \text{ Kg}}{140 * 30 * 40} \right) * 30 * 36 = 11,67 \text{ Tn}$$

- Mediante la ecuación II-13 se calcula el aporte del acero tanto para la zona central como para la zona de confinamiento:

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

$$V_{sLo} = \frac{2 * 0,71 * 4200 * 36}{10} \quad V_{scentral} = \frac{2 * 0,71 * 4200 * 36}{15}$$

$$V_{sLo} = 21,47 \text{ Tn}$$

$$V_{scentral} = 14,31 \text{ Tn}$$

El aporte de los estribos está limitado por la ecuación II-14 (capítulo 11, Norma E.060).

$$V_s \leq 2,1 \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_s \leq 2,1 \sqrt{210} (30)(36)$$

$$V_s \leq 32,87 \text{ Tn}$$

Con los resultados obtenidos se realiza la siguiente tabla:

	ZONA	Vc	Vs	VERIFICACION Vs	Vn TOTAL	ØVn
C-3	Lo	10,95 Tn	21,47 Tn	Cumple	32,42 Tn	27,56 Tn
	Central	10,95 Tn	14,31 Tn	Cumple	25,26 Tn	21,47 Tn
C-5	Lo	13,96 Tn	21,47 Tn	Cumple	35,43 Tn	30,12 Tn
	Central	13,96 Tn	14,31 Tn	Cumple	28,27 Tn	24,03 Tn
C-8	Lo	11,67 Tn	21,47 Tn	Cumple	33,14 Tn	28,17 Tn
	Central	11,67 Tn	14,31 Tn	Cumple	25,98 Tn	22,08 Tn

**TABLA III-62: COLUMNAS, RESISTENCIA AL CORTE – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

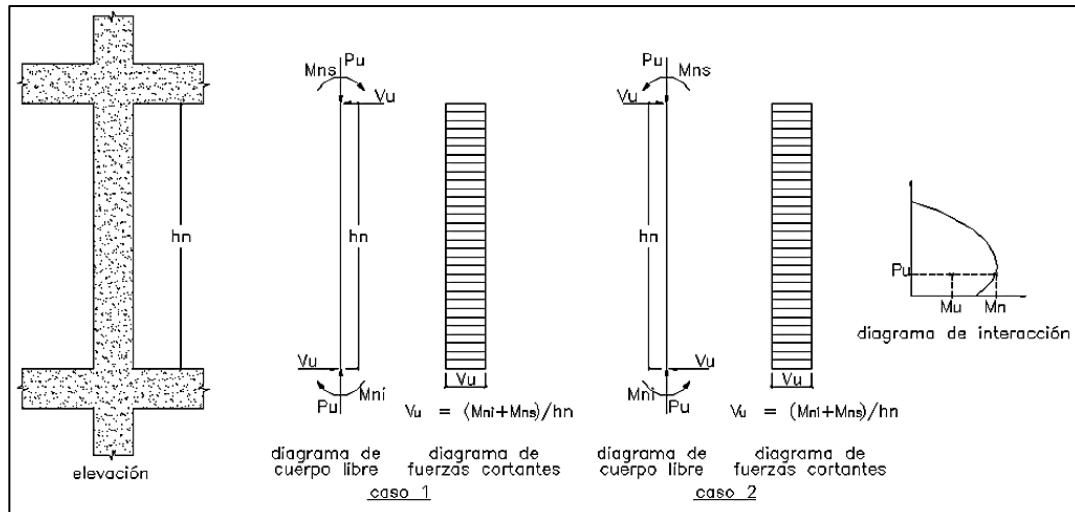
La fuerza cortante de diseño para columnas con responsabilidad sísmica se determina aplicando el concepto de capacidad para disminuir la probabilidad de una falla frágil, para ello se deben satisfacer los requisitos que se detalla en capítulo 21:

**21.4.3 La fuerza cortante de diseño Vu de las columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b):**

(a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (Mn) del elemento en cada extremo de la luz libre del

elemento. Los  $M_n$  estarán asociados a la fuerza axial  $P_u$  que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 ( $U=1,25CM + 1,25CV \pm CS$ ) con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.



**FIGURA III-34 : FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN COLUMNAS**  
**FUENTE:** Adaptada de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado

Entonces la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que el menor de:

$$(a) V_u = \frac{M_{n\text{sup}} + M_{n\text{inf}}}{l_n}$$

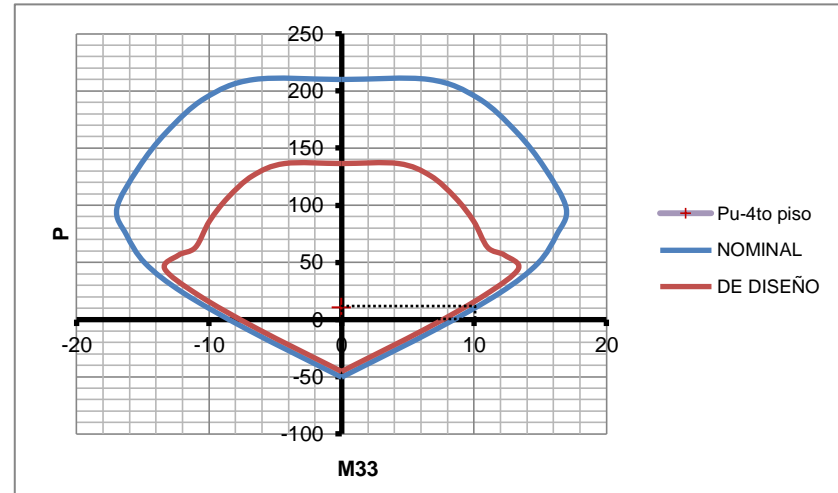
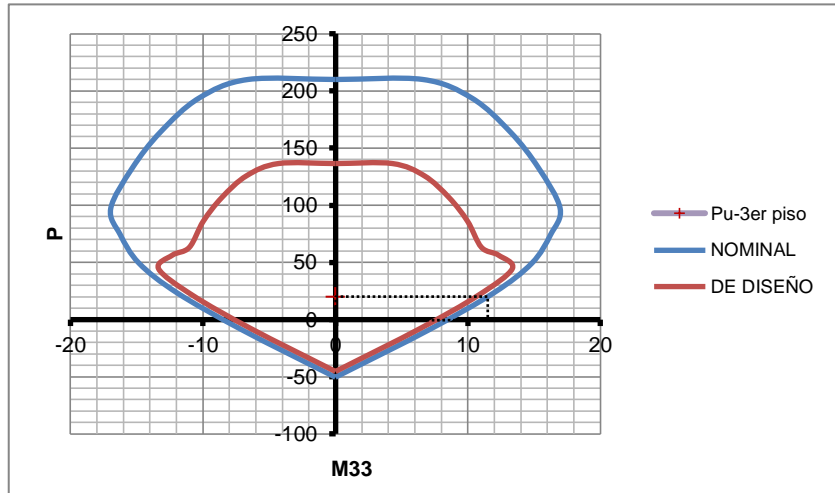
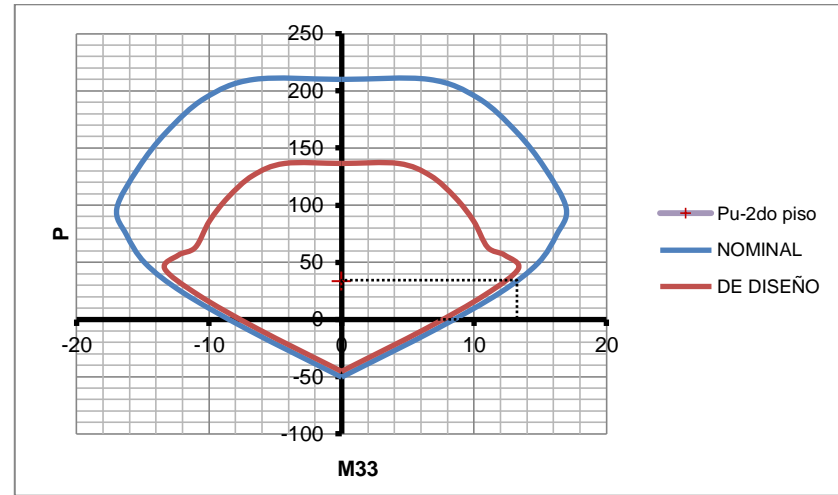
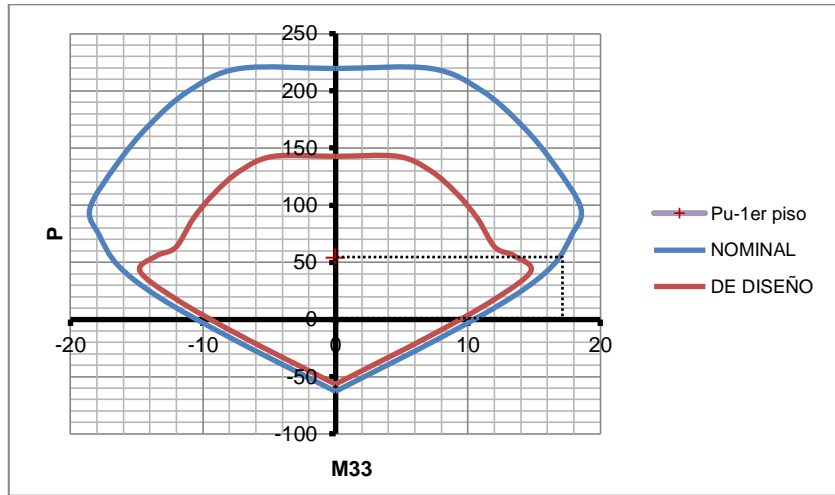
Según el armado a flexo-compresión planteado se calcularon los momentos nominales en los extremos de la columna. Primero se generaron los diagramas de interacción (nominal y de diseño), se ubicó el punto P (Tabla III-61) que genere un  $M_n$  alto y en función a ello se proyecta al diagrama nominal.

Cabe resaltar que el valor de  $M_n$  toma el mismo valor en ambos extremos ya que el armado de la columna es la misma en toda su altura.

De igual manera se emplean los diagramas en la dirección 33 (Tn-m) al ser estos los que presentan mayor valor de momento.



PARA LA COLUMNA C-3:



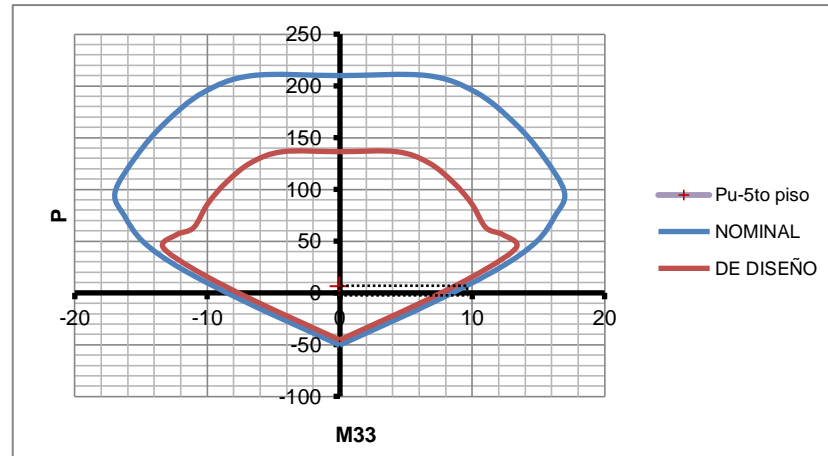
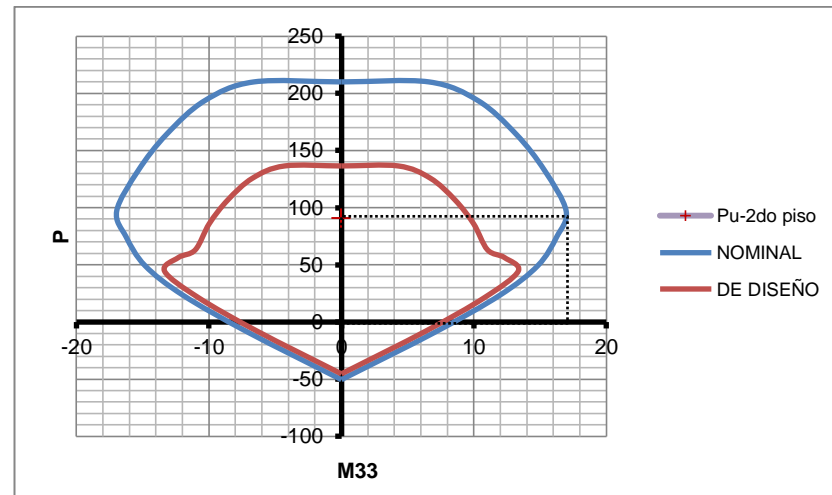
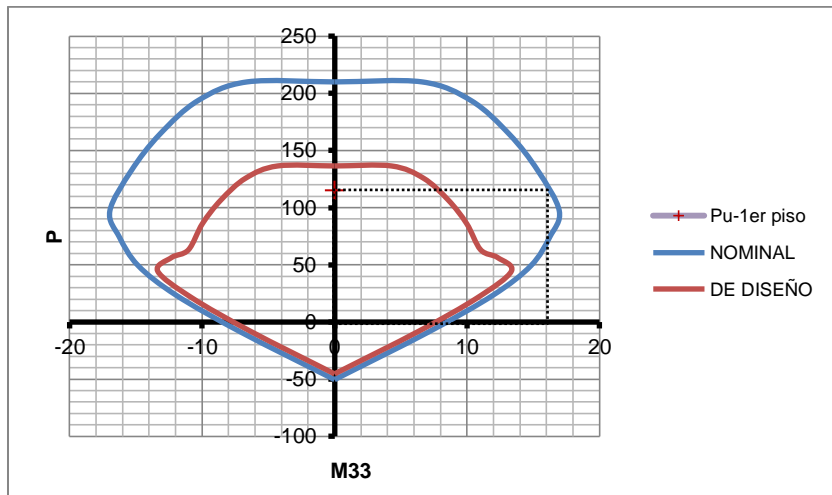
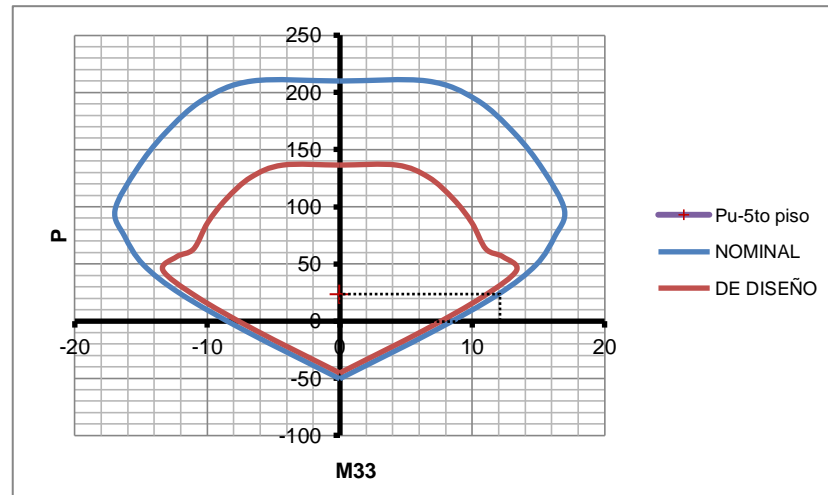
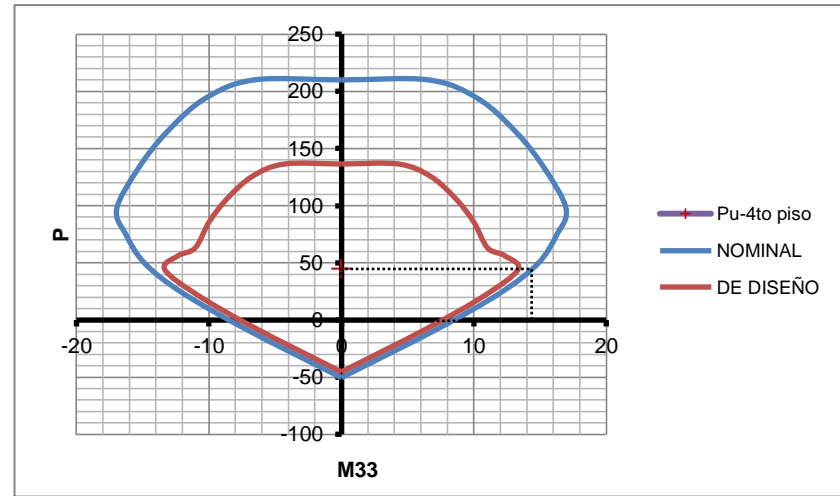
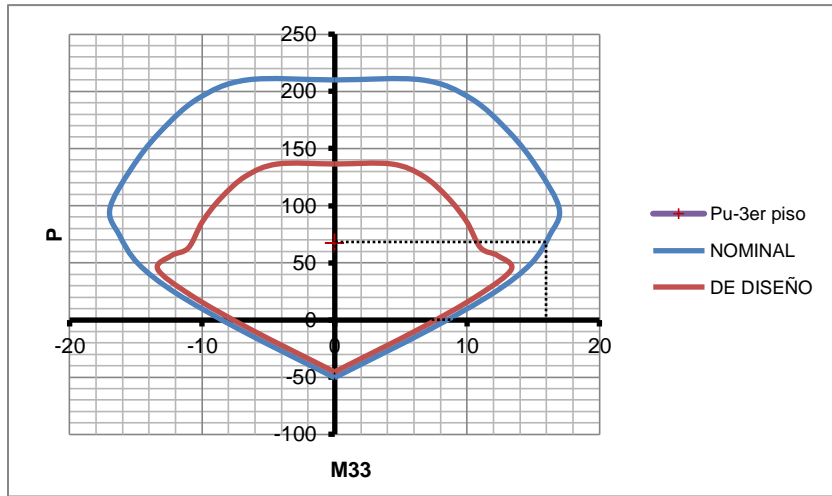


DIAGRAMA III-39: CÁLCULO DE Mn SUPERIOR E INFERIOR DE C3 – DUAL TIPO I  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

PARA LA COLUMNA C-5:



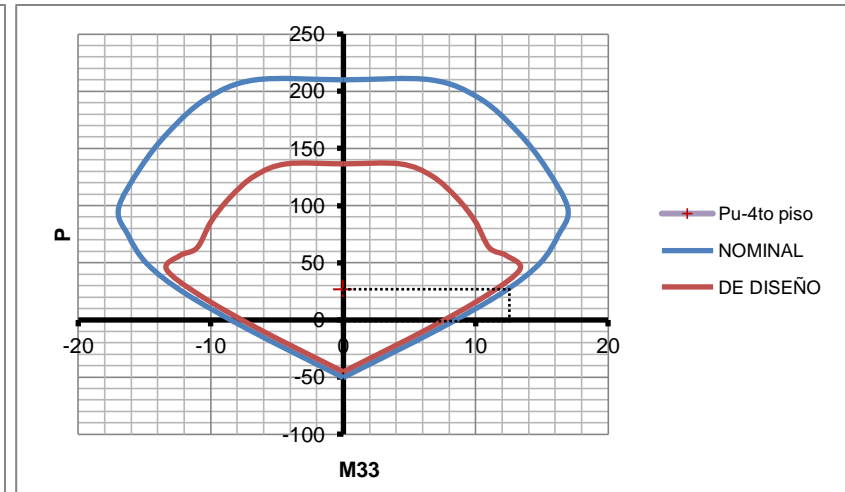
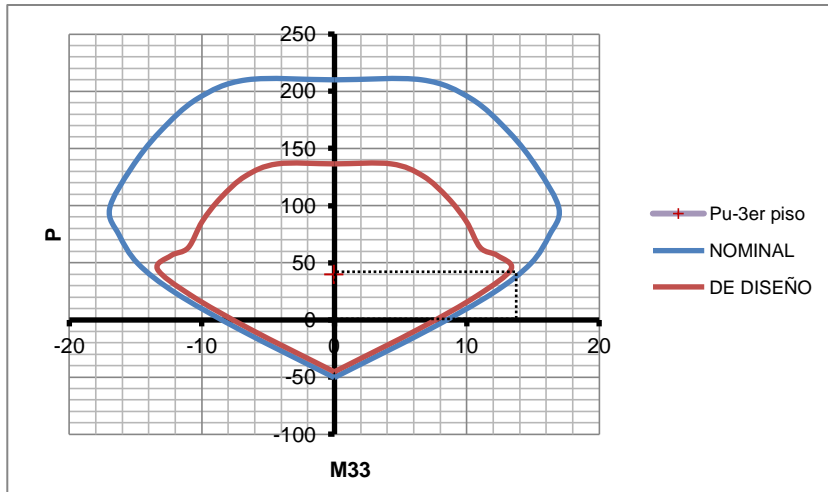
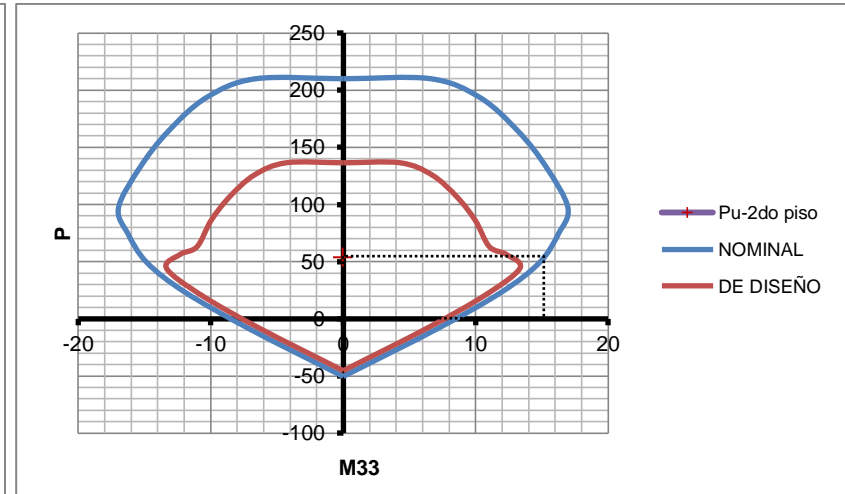
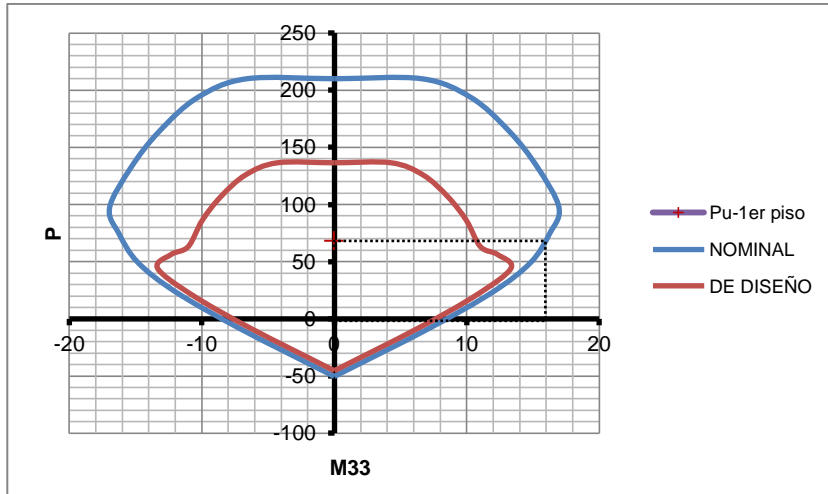


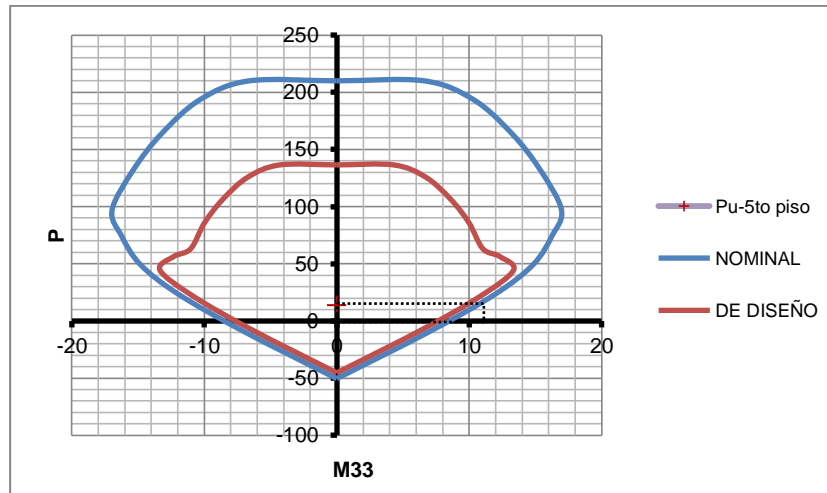


**DIAGRAMA III-40: CÁLCULO DE Mn SUPERIOR E INFERIOR DE C5 – DUAL TIPO I**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



PARA LA COLUMNA C-8:





**DIAGRAMA III-41: CÁLCULO DE Mn SUPERIOR E INFERIOR DE C8 – DUAL TIPO I**  
 FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

Para las tres columnas se tienen los siguientes valores de Mn:

NIVEL	COL	LUZ (m)	Pu	Mn (SUP)	Mn (INF)	(Mn (SUP) + Mn (INF))/luz	Vui (Tn)
NIVEL 1	C-3	2,30	53,85 Tn	16,80 Tn-m	16,80 Tn-m	14,61 Tn	<b>14,61</b>
	C-5	2,30	114,78 Tn	16,00 Tn-m	16,00 Tn-m	13,91 Tn	<b>13,91</b>
	C-8	2,30	68,35 Tn	16,00 Tn-m	16,00 Tn-m	13,91 Tn	<b>13,91</b>
NIVEL 2	C-3	2,30	33,17 Tn	13,30 Tn-m	13,30 Tn-m	11,57 Tn	<b>11,57</b>
	C-5	2,30	90,57 Tn	16,90 Tn-m	16,90 Tn-m	14,70 Tn	<b>14,70</b>
	C-8	2,30	53,77 Tn	15,30 Tn-m	15,30 Tn-m	13,30 Tn	<b>13,30</b>
NIVEL 3	C-3	2,30	19,82 Tn	11,50 Tn-m	11,50 Tn-m	10,00 Tn	<b>10,00</b>
	C-5	2,30	67,52 Tn	16,00 Tn-m	16,00 Tn-m	13,91 Tn	<b>13,91</b>
	C-8	2,30	40,06 Tn	13,80 Tn-m	13,80 Tn-m	12,00 Tn	<b>12,00</b>
NIVEL 4	C-3	2,30	10,51 Tn	10,00 Tn-m	10,00 Tn-m	8,70 Tn	<b>8,70</b>
	C-5	2,30	45,04 Tn	14,50 Tn-m	14,50 Tn-m	12,61 Tn	<b>12,61</b>
	C-8	2,30	26,76 Tn	12,60 Tn-m	12,60 Tn-m	10,96 Tn	<b>10,96</b>
NIVEL 5	C-3	2,30	6,66 Tn	9,80 Tn-m	9,80 Tn-m	8,52 Tn	<b>8,52</b>
	C-5	2,30	23,29 Tn	12,00 Tn-m	12,00 Tn-m	10,43 Tn	<b>10,43</b>
	C-8	2,30	13,74 Tn	10,50 Tn-m	10,50 Tn-m	9,13 Tn	<b>9,13</b>

**TABLA III-63: CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN COLUMNAS SISMORESISTENTES – DUAL TIPO I**  
 FUENTE: Elaboración propia.

Según la tabla anterior la fuerza cortante de diseño máxima requerida para las columnas es de 14,70 Tn.

$$(b) (1,25 CM + 1,25CV) + 2,5CS$$

Como se indicó en la etapa de modelamiento, se creó un combo adicional no incluido en la envolvente que considera los coeficientes de esta ecuación. Realizando la verificación de los resultados obtenidos para este combo se tiene una fuerza cortante de 8,48 Tn (Dirección 2-2) y de 4,53 Tn (Dirección 3-3).

Se tiene entonces:

- La cortante mínima de diseño  $Vu_1$  por consideraciones sismoresistentes: El menor valor calculado entre (a) y (b) es de 4,53 Tn.
- La cortante actuante máxima para las columnas  $Vu_2$  (según los resultados que arroja el software): 3,61 Tn (Dirección 2-2) y 2,95 Tn (Dirección 3-3).
- La fuerza cortante que resiste la columna con los estribos colocados  $\phi Vn$  (según tabla III-62) varía entre 21 Tn y 30 Tn.

Realizando la comparación que exige la norma como requisito fundamental de resistencia:

$$Vu_1 \text{ y } Vu_2 < \phi Vn$$

$$4,53 \text{ Tn, } 3,61 \text{ Tn (Dir. 2-2) y } 2,95 \text{ Tn (Dir. 3-3) } < 21 \text{ Tn y } 30 \text{ Tn.}$$

En vista de ello el acero planteado para el corte queda definido como:

$$1@0,05 \text{ m} + 5@0,10 \text{ m} + r @ 0,15 \text{ m}$$

▪ **REVISION POR ESBELTEZ.**

Para realizar esta revisión se trabajó con las consideraciones del capítulo 10, de la norma E.060 “Flexión y carga Axial”. Lo primero fue revisar si la estructura es desplazable o in-desplazable y según la norma se permite asumir que un entrepiso de una estructura es in-desplazable si:

$$Q = \frac{(\sum P_u)\Delta_o}{V_{us} h_e} \dots\dots\dots(\text{ECUACIÓN III-2})$$

Dónde:

**Pu:** Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas.

**Δo:** Deformación relativa de entrepiso ( por 0,75R)

**Vus:** Fuerza cortante en el entrepiso.

**He:** Altura de entrepiso medida piso a piso.

**Q:** Índice de estabilidad de entrepiso.

Para el análisis se consideró la columna C-8 por ser céntrica. Este cálculo se resume en la siguiente tabla:

NIVEL	DIRECCIÓN	Pu	ΣPu	Do	Vus	he	Q	¿Menor a 0,06?
NIVEL 5	Max Drift X	13,74 Tn	13,74 Tn	0,00541	22,22 Tn	2,7 m	0,00124	OK
NIVEL 5	Max Drift Y	13,74 Tn	13,74 Tn	0,00427	21,71 Tn	2,7 m	0,00100	OK
NIVEL 4	Max Drift X	26,76 Tn	40,5 Tn	0,00596	35,78 Tn	2,7 m	0,00250	OK
NIVEL 4	Max Drift Y	26,76 Tn	40,5 Tn	0,00516	35,52 Tn	2,7 m	0,00218	OK
NIVEL 3	Max Drift X	40,06 Tn	80,56 Tn	0,00608	44,6 Tn	2,7 m	0,00407	OK
NIVEL 3	Max Drift Y	40,06 Tn	80,56 Tn	0,00568	44,72 Tn	2,7 m	0,00379	OK
NIVEL 2	Max Drift X	53,77 Tn	134,3 Tn	0,00530	52,02 Tn	2,7 m	0,00507	OK
NIVEL 2	Max Drift Y	53,77 Tn	134,3 Tn	0,00530	52,39 Tn	2,7 m	0,00504	OK
NIVEL 1	Max Drift X	68,35 Tn	202,7 Tn	0,00263	56,42 Tn	2,7 m	0,00349	OK
NIVEL 1	Max Drift Y	68,35 Tn	202,7 Tn	0,00288	57,02 Tn	2,7 m	0,00379	OK

**TABLA III-64: ÍNDICE DE ESTABILIDAD DE ENTREPISO PARA REVISIÓN DE ESBELTEZ EN COLUMNAS – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

Según la tabla anterior, el valor de Q en todos los niveles es menor que 0,06 considerándose entonces a la estructura como in-desplazable.

La norma además, indica que ningún elemento en compresión dentro de una estructura tendrá una esbeltez mayor a 100:

$$\frac{k l_u}{r} < 100 \quad \text{.....(ECUACIÓN III-3)}$$

Dónde:

- k** : Factor de longitud efectiva, 1
- l<sub>u</sub>** : Longitud no arriostrada.
- r** : Radio de giro (0,30\*h – para elementos rectangulares).
  - r en X-X : 0,30\*0,30 m = 0,09 m
  - r en Y-Y: 0,30\*0,40 m = 0,12 m

Entonces para la ecuación III-2:

- En la dirección X-X:  
 $k * l_u/100 = (1*2,30m)/ (0,09) = 25,56; 25,56 < 100$  (**OK**).
- En la dirección Y-Y:  
 $k * l_u/100 = (1*2,30m)/ (0,12) = 19,17; 19,17 < 100$  (**OK**).

Se permite ignorar los efectos de esbeltez para estructuras sin desplazamiento lateral cuando satisfacen la siguiente expresión:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M1}{M2} \right) \quad \text{..... (ECUACIÓN III-4)}$$

Dónde:

**[34 - 12 (M1/M2)]** no debe exceder de 40.

**M1**: El menor de los momentos en uno de los extremos. Es positivo si el elemento presenta curvatura simple y negativo si posee curvatura doble.

**M2**: El mayor de los momentos en uno de los extremos, siempre positivo.

El programa (en la tabla Column Forces) facilita los resultados de momento para los tres tramos de una columna; extremo inferior, tramo central y extremo superior. Para los valores de M1 y M2 se emplearon los momentos en los extremos superior e inferior. Se verifica, entonces, si es posible despreciar los efectos de esbeltez en las columnas C-8, C-5 y C-3.

$$\underbrace{\frac{k l u}{r}}_A \leq 34 - 12 \underbrace{\frac{M1}{M2}}_B$$

NIVEL	COL	DIR.	lu	r	k	A	M1	M2	B	A ≤ B		
								Tn-m	Tn-m			
1	C-8	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	0,87	Tn-m	1,59	Tn-m	27,43	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	0,45	Tn-m	1,44	Tn-m	30,25	OK
	C-5	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	1,02	Tn-m	1,56	Tn-m	26,15	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	0,6	Tn-m	1,01	Tn-m	26,87	OK
	C-3	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	0,08	Tn-m	1,62	Tn-m	33,41	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	0,34	Tn-m	1,14	Tn-m	30,42	OK
2	C-8	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	1,41	Tn-m	2,02	Tn-m	25,62	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	1,02	Tn-m	2,99	Tn-m	29,91	OK
	C-5	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	1,33	Tn-m	1,94	Tn-m	25,77	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	1,24	Tn-m	1,59	Tn-m	24,64	OK
	C-3	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	0,48	Tn-m	2,42	Tn-m	31,62	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	0,15	Tn-m	0,53	Tn-m	30,60	OK
3	C-8	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	1,43	Tn-m	2,13	Tn-m	25,94	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	1,2	Tn-m	3,2	Tn-m	29,50	OK
	C-5	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	1,52	Tn-m	2,2	Tn-m	25,71	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	1,49	Tn-m	1,76	Tn-m	23,84	OK
	C-3	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	0,69	Tn-m	2,44	Tn-m	30,61	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	0,05	Tn-m	0,34	Tn-m	32,24	OK
4	C-8	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	1,423	Tn-m	2,04	Tn-m	25,63	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	1,18	Tn-m	3,19	Tn-m	29,56	OK
	C-5	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	1,436	Tn-m	2,08	Tn-m	25,72	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	1,49	Tn-m	1,71	Tn-m	23,54	OK
	C-3	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	0,67	Tn-m	2,34	Tn-m	30,56	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	0,07	Tn-m	0,21	Tn-m	30,00	OK
5	C-8	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	1,71	Tn-m	2,54	Tn-m	25,92	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	1,26	Tn-m	3,35	Tn-m	29,49	OK
	C-5	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	1,86	Tn-m	2,98	Tn-m	26,51	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	1,74	Tn-m	1,88	Tn-m	22,89	OK
	C-3	X	2,3 m	0,09 m	1	25,56	0,92	Tn-m	2,63	Tn-m	29,80	OK
		Y	2,3 m	0,12 m	1	19,17	0,07	Tn-m	0,19	Tn-m	29,58	OK

\* : El elemento presenta curvatura simple en el primer modo de vibración, por lo que el momento M1 es positivo. Se empleó el primer modo de vibración por ser este el más significativo.

**TABLA III-65: VERIFICACIÓN PARA IGNORAR EFECTOS DE ESBELTEZ EN COLUMNAS – DUAL TIPO I**  
 FUENTE: Elaboración propia.

Como se muestra en la tabla anterior, para cada nivel y para cada dirección, los efectos de esbeltez son despreciables por lo que los efectos de segundo orden son obsoletos. Las columnas aseguran una rigidez adecuada y no es afectada por la esbeltez.

- **REVISIÓN DE ARMADO.**

- POR CAPÍTULO 21

**(10.9.2) “El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de cuatro para barras dentro de estribos circulares o rectangulares...”**

Se dispone de 4 varillas de 5/8” más 4 varillas de 1/2” como armado en todas las columnas de la estructura.

#### 3.6.6.4.1.1.4 DISEÑO DE LOSA.

- **CONTROL DE DEFLEXIONES.**

Previo al diseño, al igual que en las vigas, la norma establece revisar si el peralte asumido para la losa controla las deflexiones que se generarían. La norma en su capítulo 9 indica un peralte (h) mínimo para losas reforzadas en dos direcciones.

Por ello, para la verificación del peralte pre-dimensionado de la losa (15 cm) se siguió el siguiente procedimiento:

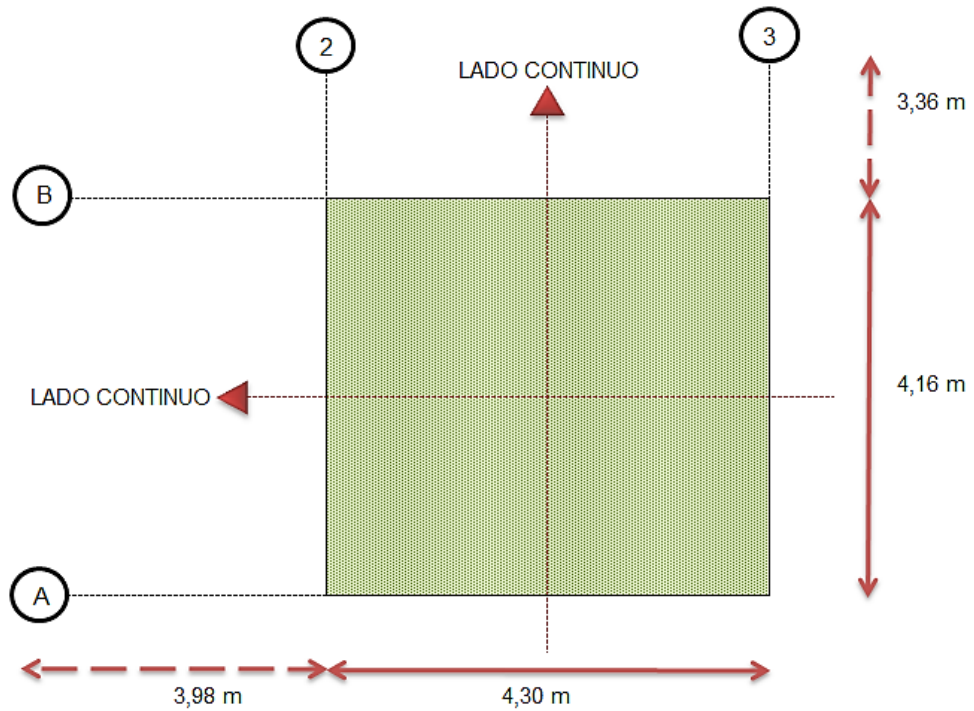
- Se tomó el paño 2 comprendido entre los ejes 2-3 y A-B de la losa de techo del 1er nivel (Figura III-3) para el cálculo del factor  $\alpha_f$ <sup>39</sup> promedio ( $\alpha_{fm}$ ).

$$\alpha_f = \frac{EI_{VIGA}}{EI_{LOSA}} \dots \dots \dots \text{(ECUACIÓN III-5)}$$

---

<sup>39</sup> Relación de la rigidez a flexión de una viga y una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes a cada lado de la viga.

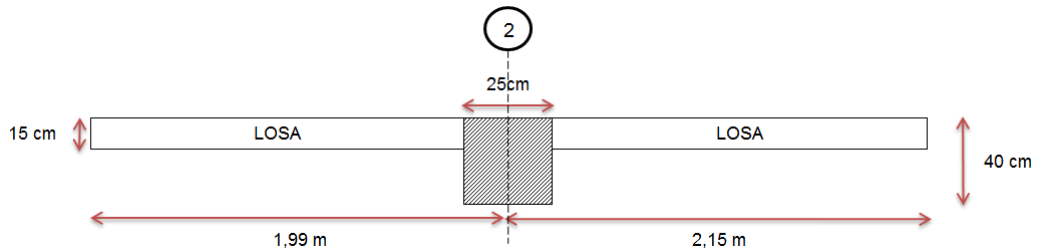




**FIGURA III-35: REVISIÓN DE DEFLEXIONES EN LOSAS, PAÑO 2 – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

Aplicando la ecuación III-5 se procede a calcular el factor  $\alpha_f$  para cada eje:

- EJE 2 (EN A Y B):

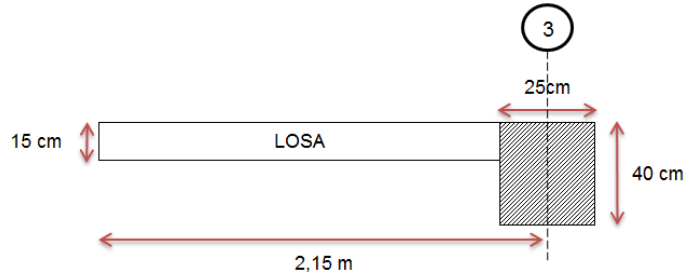


$$EI_{VIGA} = \frac{(25)(40)^3}{12} = 133\,333,3 \text{ cm}^4$$

$$EI_{LOSA} = \frac{(199 + 215 - 25)(15)^3}{12} = 109\,406,3 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_f = \frac{133\,333,3}{109\,406,3} = 1,22$$

- EJE 3 (EN A Y B):

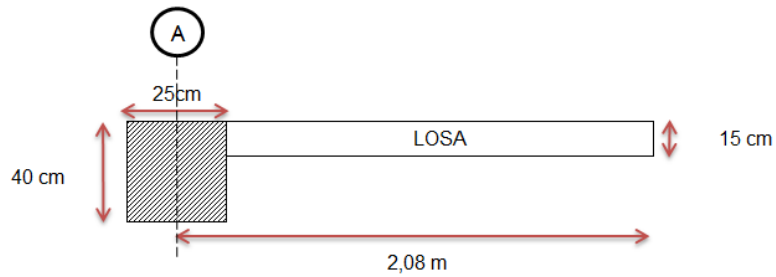


$$EI_{VIGA} = \frac{(25)(40)^3}{12} = 133\,333,3 \text{ cm}^4$$

$$EI_{LOSA} = \frac{(215 - 12,5)(15)^3}{12} = 56\,953,13 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_f = \frac{133\,333,3}{56\,953,13} = 2,34$$

- EJE A (EN 2 Y 3):

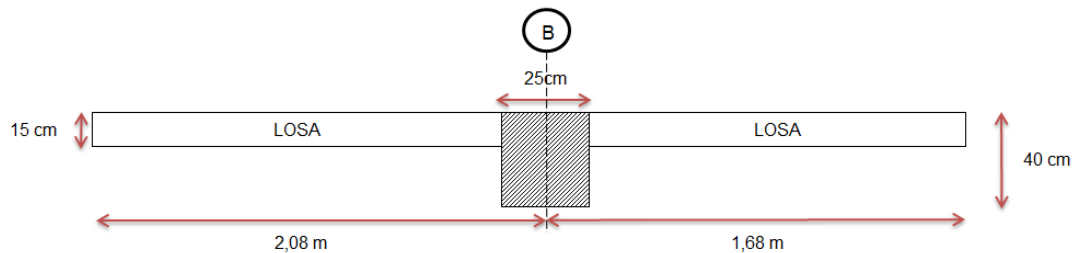


$$EI_{VIGA} = \frac{(25)(40)^3}{12} = 133\,333,3 \text{ cm}^4$$

$$EI_{LOSA} = \frac{(208 - 12,5)(15)^3}{12} = 54\,984,138 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_f = \frac{133\,333,3}{54\,984,138} = 2,42$$

- EJE B (EN 2 Y 3):





$$EI_{VIGA} = \frac{(25)(40)^3}{12} = 133\,333,3 \text{ cm}^4$$

$$EI_{LOSA} = \frac{(208 + 168 - 25)(15)^3}{12} = 98\,718,75 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_f = \frac{133\,333,3}{98\,718,75} = 1,35$$

El factor promedio ( $\alpha_f$ ) es entonces:

$$\alpha_f \text{ m} = \frac{\alpha_{EJE\ 2} + \alpha_{EJE\ 3} + \alpha_{EJE\ A} + \alpha_{EJE\ B}}{4}$$

$$\alpha_f \text{ m} = \frac{1,22 + 2,34 + 2,42 + 1,35}{4}$$

$$\alpha_f \text{ m} = 1,83$$

Según lo indicado en la norma para  $0,2 < \alpha_f \text{ m} < 2$ , el peralte de la losa ( $h$ ) no deber ser menor de 12,5 ni de:

$$h = \frac{l_n(0,8 + fy/14000)}{36 + 5\beta(\alpha_f \text{ m} - 0,2)} \dots \dots \dots \text{(ECUACIÓN III-6)}$$

Dónde:

- $l_n$ : Luz libre en la dirección larga medida entre cara a cara de vigas.
- $\beta$ : Relación entre la luz libre mayor y menor.

Resolviendo la ecuación III-6 para el paño 2:

$$l_n = 4,07 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{4,07 \text{ m}}{3,99 \text{ m}}; \quad \beta = 1,02$$

$$h = \frac{407(0,8 + (4200/14000))}{36 + 5 * 1,02(1,83 - 0,2)}$$

$$h = 10,10 \text{ cm}$$

**VERIFICACIÓN:**

Peralte asumido > Peralte mínimo y  $h$  calculado  
**15 cm > 12,5 cm – 10,10 cm**

El peralte pre-dimensionado para la losa maciza en el sistema dual tipo I es correcto, la losa no sufre deflexiones.

### ▪ ELECCIÓN DEL MÉTODO.

Previo al diseño se realizó una evaluación de la losa en función a las limitaciones que ofrece cada método, concluyendo así que el Método de Coeficientes es el más adecuado. Dicha evaluación consistió en verificar que los paños que comprenden la losa cumplan con los requisitos establecidos en la tabla II-7 (Ver anexo 6).

Para el cálculo del refuerzo en el eje Y-Y se tomaron los paños comprendidos desde el eje A hasta el eje E entre los ejes verticales 1 y 2 siendo estos los paños 1, 3, 5 y 7, mientras que para la dirección X-X se consideraron los paños comprendidos entre el eje 1 al eje 3 entre los ejes horizontales B y C siendo estos los paños 3 y 4 (Ver figura III-36).

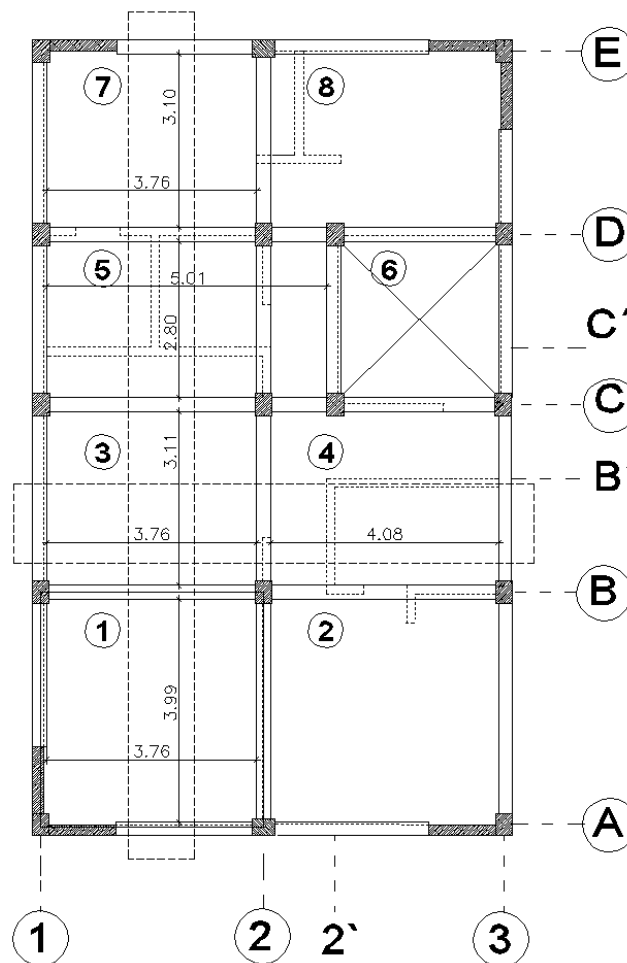


FIGURA III-36: TRAMO DE LOSA A DISEÑAR – DUAL TIPO I  
FUENTE: Elaboración propia.



▪ **DISEÑO POR FLEXIÓN.**

Los momentos de flexión para las franjas centrales se calcularán según lo establecido en la norma por medio de las expresiones:

$$M_a = C_a w_u A^2 \quad M_b = C_b w_u B^2 \dots\dots \text{(ECUACIÓN III-7)}$$

- A** : Luz libre del tramo en la dirección corta (a cara de viga).  
**B** : Luz libre del tramo en la dirección larga (a cara de viga).  
**M<sub>a</sub>** : Momento de flexión en la dirección A.  
**M<sub>b</sub>** : Momento de flexión en la dirección B.  
**C<sub>a</sub>** : Coeficiente de momentos indicado en las tabla 13.1, 13.2, 13.3 (Norma E.060) para la dirección A.  
**C<sub>b</sub>** : Coeficiente de momentos indicado en las tabla 13.1, 13.2, 13.3 (Norma E.060) para la dirección B  
**W<sub>u</sub>** : Carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa.

**1RO. Metrado de Cargas (W<sub>u</sub>).**

**Datos:**

- Espesor de losa : 15 cm.
- Espesor de piso terminado : 5 cm.
- Recubrimiento : 3 cm.

**Cargas Muertas para la losa:**

- Peso propio :

$$1\text{ m} * 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 0,15 \text{ m} = 360 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

- Peso de piso terminado:

$$5\text{ cm} * 20 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2 * \text{cm}} * 1 \text{ m} = 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

- Tabiquería:

$$1\text{ m} * 210 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Total: 670 Kg/m

**Cargas Vivas para la losa:**

- Sobrecarga:

$$1\text{m} * 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Total: 200 Kg/m

**Cargas Últimas para la losa:**

- 1.4 CM + 1.7 CV

$$1,4 * 670 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 938 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

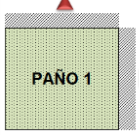

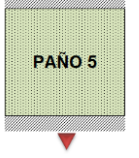
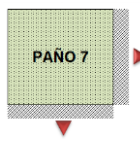
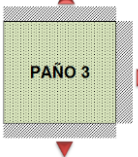
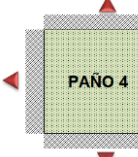
$$1,7 * 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 340 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Total: 1278 Kg/m

**2DO. Determinación de momentos positivos y negativos (Wu).**

Para el cálculo de los momentos en las franjas centrales se aplicó la ecuación III-7 para lo cual también se hizo uso de las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la norma de donde se calculan los coeficientes de momento en cada dirección. Cabe resaltar que:

- Como dato de entrada se tiene un valor de m (relación entre lado menor y lado mayor) y un caso para cada paño. Al no tener una relación “m” dentro de las consideradas en dichas tablas se realizaron las interpolaciones correspondientes.
- Para la elección de caso se evaluó las condiciones de continuidad para cada paño.

DIRECCIÓN Y-Y				
PAÑO	1	3	5	7
GRÁFICO				
CASO	4	9	5	4
DIRECCIÓN X-X				
PAÑO	3		4	
GRÁFICO				
CASO	9		9	

**TABLA III-66: CASOS DE LOSA PARA EL CALCULO DE COEFICIENTES DE MOMENTO – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

- En los bordes discontinuos se considera un momento negativo igual a un tercio del momento positivo total.

La siguiente tabla muestra los momentos finales obtenidos.



DIR.	PAÑO	LADOS (m)		RELACIÓN	MOMENTOS NEGATIVOS EN BORDES CONTINUOS (Kg-m)				MOMENTOS POSITIVOS (Kg-m)								
		MENOR	MAYOR		m	Ca	Cb	Ma	Mb	CARGA MUERTA				CARGA VIVA			
		A	B							Ca	Cb	Ma	Mb	Ca	Cb	Ma	Mb
Y-Y	1	3,76	3,98	0,94	0,0550	0,0450	993,73	910,98	0,0300	0,0240	397,83	356,60	0,0350	0,0290	168,24	156,19	
	3	3,11	3,76	0,83	0,0730	0,0200	902,35	361,36	0,0280	0,0120	254,03	159,13	0,0396	0,0190	130,23	91,33	
	5	2,8	5,01	0,56	0,0884	-	885,73	-	0,0374	0,0026	275,04	61,21	0,0606	0,0062	161,54	52,91	
	7	3,10	3,76	0,82	0,0670	0,0330	822,87	596,24	0,0370	0,0180	333,52	238,70	0,0440	0,0224	143,77	107,67	
X-X	3	3,11	3,76	0,83	0,0730	0,0200	902,35	361,36	0,0280	0,0120	254,03	159,13	0,0396	0,0190	130,23	91,33	
	4	3,11	4,08	0,76	0,0774	0,0146	956,74	310,60	0,0306	0,0076	277,62	118,67	0,0452	0,0138	148,64	78,10	

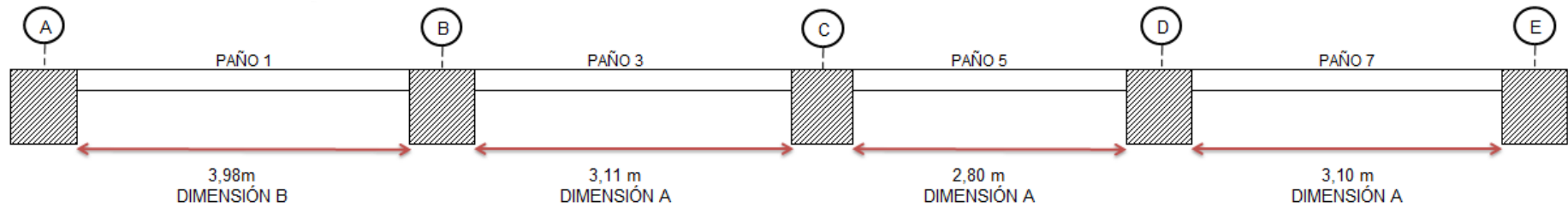
**TABLA III-67: MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS EN TRAMOS CENTRALES DE LOSAS – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

DIR.	PAÑO	MOMENTOS POSITIVOS TOTALES (CM+CV)				MOMENTO EN BORDE DISCONTINUO			
		Ma		Mb		Ma		Mb	
Y-Y	1	566,07	Kg-m	512,79	Kg-m	188,69	Kg-m	170,93	Kg-m
	3	384,25	Kg-m	250,46	Kg-m	128,08	Kg-m	83,49	Kg-m
	5	436,57	Kg-m	114,13	Kg-m	145,52	Kg-m	38,04	Kg-m
	7	477,29	Kg-m	346,37	Kg-m	159,10	Kg-m	115,46	Kg-m
X-X	3	384,25	Kg-m	250,46	Kg-m	128,08	Kg-m	83,49	Kg-m
	4	426,26	Kg-m	196,77	Kg-m	142,09	Kg-m	65,59	Kg-m

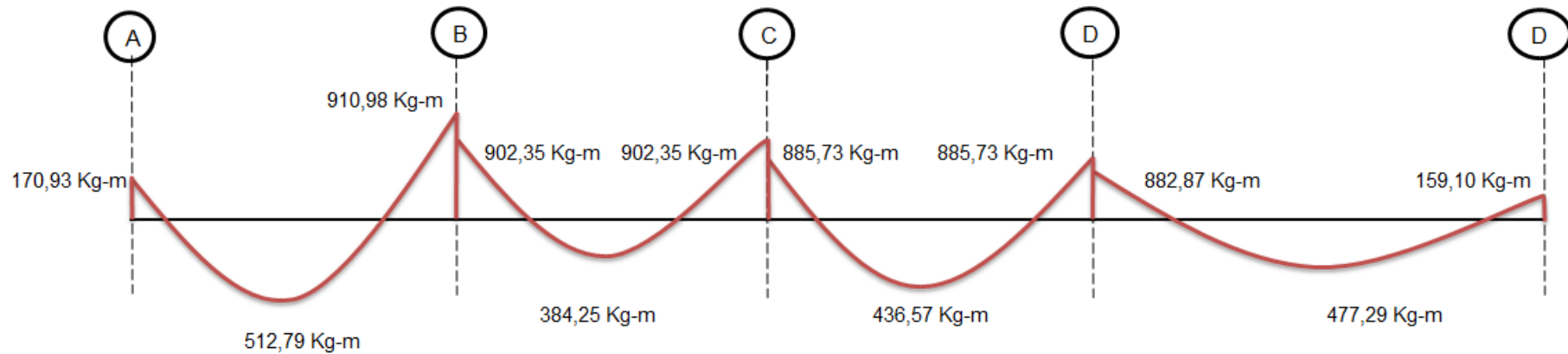
**TABLA III-68: MOMENTOS NEGATIVOS EN BORDES DISCONTINUOS DE LOSAS – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración propia.



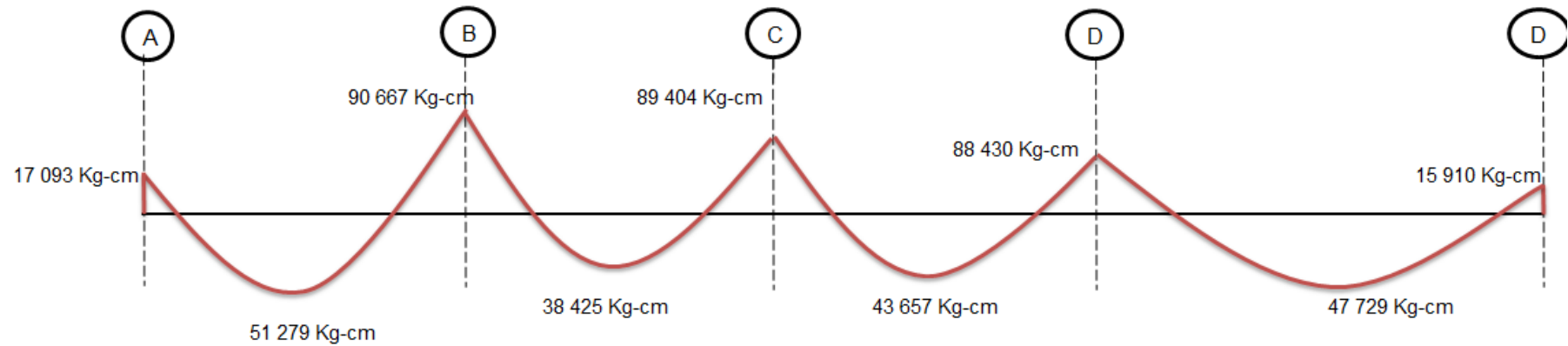
Analizando todos los paños para la dirección Y-Y en conjunto se tiene:



Según el grafico anterior, se debe colocar el momento correspondiente en función a la dimensión, en otras palabras se deben asumir los momentos en la dirección A (lado menor) o B (lado mayor) según las dimensiones de los paños. Así quedan definidos los momentos positivos y negativos para la losa.

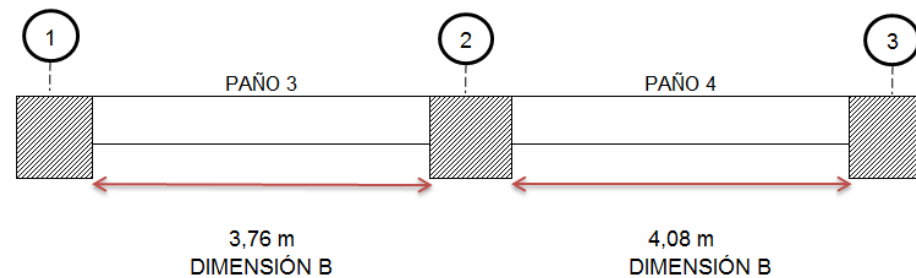


Equilibrando momentos:

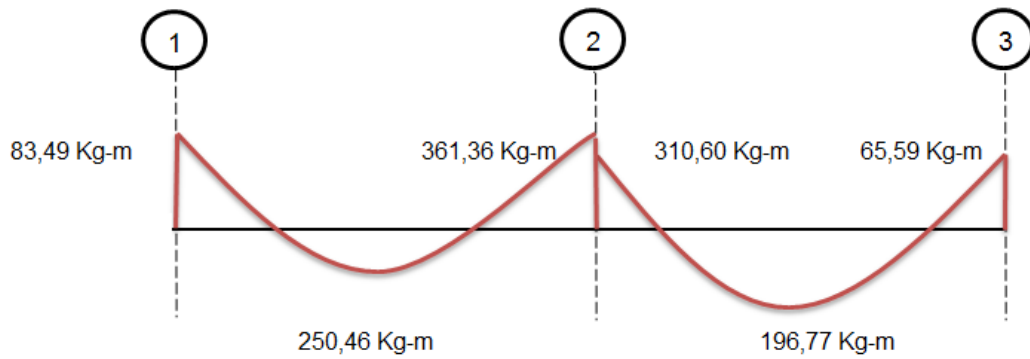


**DIAGRAMA III-42: DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LOSA EN DIRECCIÓN Y-Y – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia

Analizando los paños para la dirección X-X en conjunto se tiene:



Según el gráfico anterior, se debe colocar el momento correspondiente en función a la dimensión, en otras palabras se deben asumir los momentos en la dirección A (lado menor) o B (lado mayor) según las dimensiones de los paños. Así quedan definidos los momentos positivos y negativos para la losa.



Equilibrando momentos:

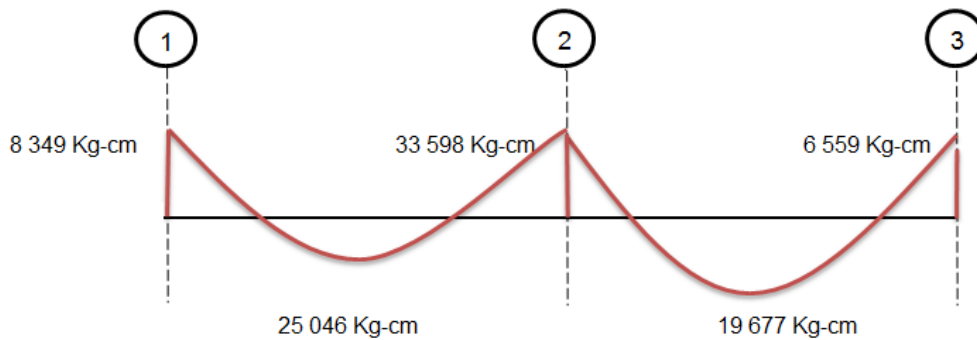


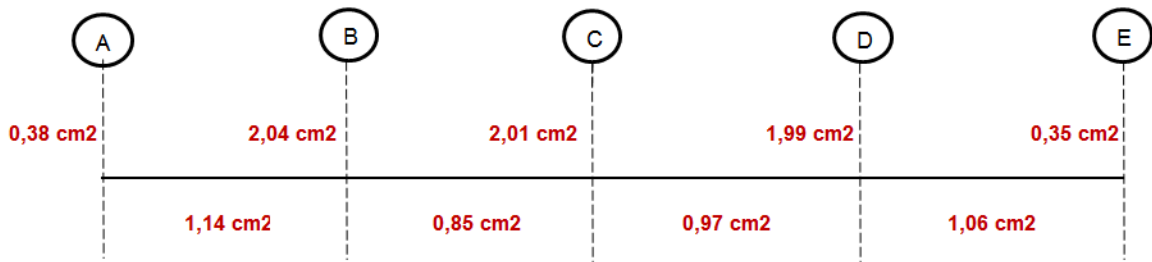
DIAGRAMA III-43: DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA LOSA EN DIRECCIÓN X-X – DUAL  
TIPO I

FUENTE: Elaboración propia

- **Cálculo de las áreas de acero ( $A_s$ ).**

Para cada momento se realizó el cálculo de las áreas de acero aplicando el cuarto instrumento metodológico, éste basado en las ecuaciones II-5 Y II-6.

Para el armado en la dirección Y-Y:



Para el armado en la dirección X-X:

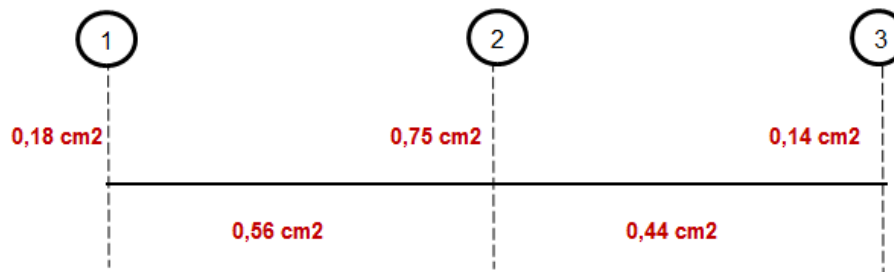


FIGURA III-37: ÁREAS DE ACERO LONGITUDINAL REQUERIDAS EN LOSAS (DIRECCION X-X, Y-Y) – DUAL TIPO I  
FUENTE: Elaboración propia.

El acero mínimo de la losa maciza, según las recomendaciones de la norma técnica E.060 en el capítulo 21, se calculará con la ecuación II-8:

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 b t$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 * 100 * 15$$

$$A_{s \text{ min}} = 2,7 \text{ cm}^2 \text{ – por metro}$$

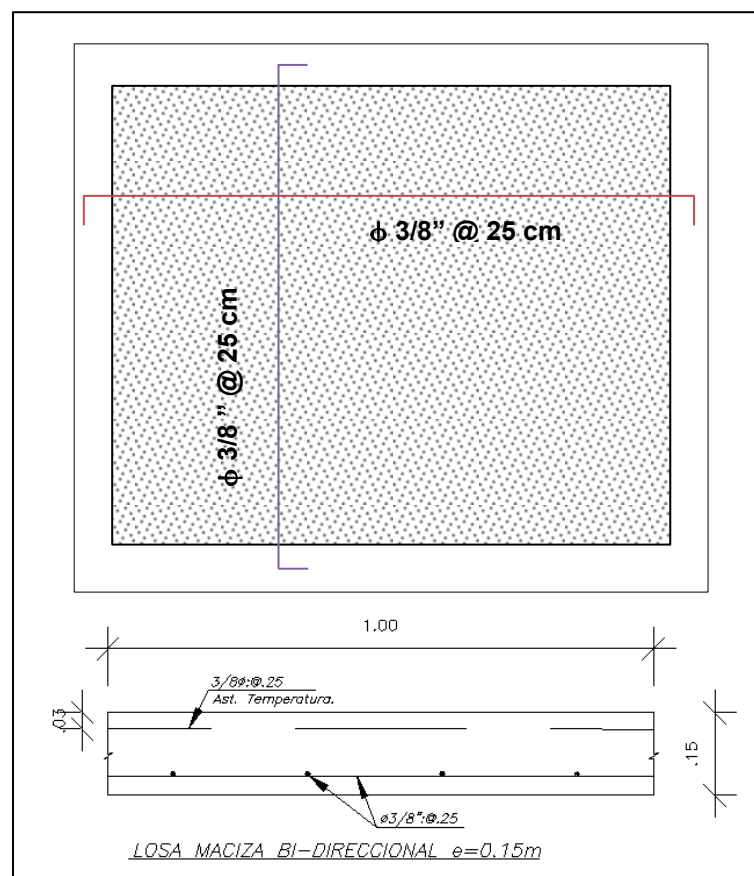
Como el acero necesario para ambas direcciones es menor al acero mínimo requerido para la losa en todos los tramos, se colocó entonces el acero mínimo en ambas direcciones, teniendo:  $\phi$  3/8" @ 25 cm (con 4 varillas 3/8 se logra un  $A_s$  de 2,84 cm<sup>2</sup>).

El armado del refuerzo se realizará en ambas direcciones empleando una sola malla ubicada en la parte inferior. Adicional a esta se debe incorporar también el refuerzo por cambios volumétricos, que también por

recomendación de la norma se calcula con la ecuación II-8, tomando un valor de  $2,7 \text{ cm}^2$ . Se decidió emplear también:  $\phi 3/8 @ 25 \text{ cm}$ .

Adicional a lo descrito en el párrafo anterior, según el capítulo 13 y como se desarrolló en el capítulo II de la presente tesis, la longitud del refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo se debe extender en la viga de apoyo y doblar con un gancho con una longitud mínima de 15 cm.

Finalmente el armado longitudinal quedó definido de la siguiente manera:



**FIGURA III-38: ARMADO DE ACERO LONGITUDINAL EN LOSAS – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

La losa, entonces, se reforzó con un armado resistente capaz de absorber las solicitaciones de momento, en otras palabras se cumple que  $\phi Mn > Mu$ .

▪ **DISEÑO POR CORTE.**

No es posible colocar refuerzo transversal (estribos) que resista las fuerzas de corte última, por lo tanto el concreto será el encargado de absorber dicha solicitud. El aporte del concreto para hacer frente a las fuerzas cortantes está definido por la ecuación II-11, y para la losa se tiene:

$$V_u \leq \phi V_c \quad ; \quad \phi V_c = \phi 0,53 b_w d \sqrt{f_c} \quad ; \quad \phi = 0,85$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * 100 * (15 - 3) * \sqrt{210}$$

$$\phi V_c = 7 834,04 \text{ Kg} = 7,83 \text{ Tn}$$

Para el cálculo de la fuerza cortante en la losa, se empleó la expresión dada en la norma donde se incrementó un 15% de la fuerza cortante en paños que presentan un borde continuo opuesto a uno discontinuo.

$$V = w \left( \frac{A}{2} - d \right) + \left( 1,0 - 0,5 \frac{A}{B} \right) \quad \dots \text{ (ECUACIÓN III-8)}$$

Dónde:

**A** : Luz libre del tramo en la dirección corta (a cara de viga).

**B** : Luz libre del tramo en la dirección larga (a cara de viga).

**W** : Carga última uniformemente repartida por unidad de área

DIR.	PAÑO	W	d	A	B	Vu	¿Existe borde discontinuo?		Vu final
Y-Y	1	1.278 kg/m	0,12 m	3,76 m	3,98 m	1.186,81 Kg	Si	mas 15%	1.364,83 Kg
	3	1.278 kg/m	0,12 m	3,11 m	3,76 m	1.075,48 Kg	No	_	1.075,48 Kg
	5	1.278 kg/m	0,12 m	2,80 m	5,01 m	1.178,72 Kg	No	_	1.178,72 Kg
	7	1.278 kg/m	0,12 m	3,10 m	3,76 m	1.074,17 Kg	Si	mas 15%	1.235,29 Kg
X-X	3	1.278 kg/m	0,12 m	3,11 m	3,76 m	1.075,48 Kg	Si	mas 15%	1.236,81 Kg
	4	1.278 kg/m	0,12 m	3,11 m	4,08 m	1.134,97 Kg	Si	mas 15%	1.305,21 Kg

**TABLA III-69: FUERZA CORTANTE EN LOSAS – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

Según la Tabla III-69 la fuerza cortante toma un valor máximo de 1,36 Tn, entonces:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$1,36 \text{ Tn} < 7,83 \text{ Tn}$$

La fuerza que aporta el concreto en corte es mayor a la cortante que presenta la losa, por lo que no es necesario plantear un refuerzo en corte.

Por último se revisa si la resistencia al corte de la losa no excede del límite establecido en la norma (detallado en la ecuación II-20):

$$Vn_{m\acute{a}x} = Acv(0,53\sqrt{f'c} + \rho t * fy)$$

$$\rho t = \frac{As}{Acv} = \frac{2,7}{15 * 100} = 0,0018$$

$$Vn_{m\acute{a}x} = 15 * 100(0,53\sqrt{210} + 0,0018 * 4200)$$

$$Vn_{m\acute{a}x} = 22,86 \text{ Tn}$$

La resistencia al corte de la losa es de 7,83 Tn, resistencia menor al límite establecido: 7,83 Tn < 22,86 Tn.

Se puede concluir entonces también que el peralte de la losa es el correcto para resistir los esfuerzos de corte.

#### ▪ **REFUERZO EN LAS ESQUINAS.**

En las losas con vigas entre los apoyos que tengan un  $\alpha m$  mayor que 1 se deberá proporcionar un refuerzo especial en las esquinas exteriores tanto en la parte superior como en la parte inferior (detallado en el capítulo 2) teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

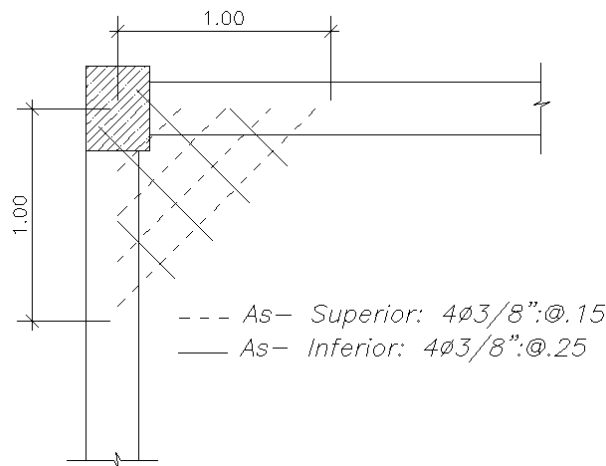
- El refuerzo superior e inferior debe resistir al momento máximo positivo.
- El refuerzo superior e inferior deben ser paralelos a las diagonales del paño respectivamente.
- El refuerzo parte desde la esquina hasta  $1/5$  de la luz mayor,  $(1,5 * B)$ .

PAÑO	B	L/5	M (+) máx.
1	3,98 m	0,80 m	566,07 Kg-m
3	3,76 m	0,75 m	384,25 Kg-m
5	5,01 m	1,00 m	436,57 Kg-m
7	3,76 m	0,75 m	477,29 Kg-m
4	4,08 m	0,82 m	426,26 Kg-m

**TABLA III-70: MOMENTO POSITIVO MÁXIMO DE LOSAS PARA REFUERZO EN ESQUINAS – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

Para un momento positivo máximo de 56 607 Kg-cm se tiene un área de acero de 1,26 cm<sup>2</sup>. Este resulta ser menor que la mínima calculada por lo que toma un valor de 2,7 cm<sup>2</sup>, por lo tanto en una distancia de 1 m se debe tener un área de 2,7 cm<sup>2</sup>.

- Para el refuerzo inferior se empleó 4 varillas 3/8” espaciadas a 25 cm logrando una cuantía de 2,84.
- Para el refuerzo superior se empleó 4 varillas 3/8” espaciadas a 15 cm logrando también una cuantía de 2,84.



**FIGURA III-39: DETALLE DE REFUERZO DE ESQUINA EN LOSAS – DUAL TIPO I**  
**FUENTE:** Elaboración propia.



### 3.6.6.4.1.1.5 ANÁLISIS DE COSTO.

La elaboración del presupuesto, como ya se definió en el capítulo I, abarcó solo tres partidas: armado de acero, encofrado de elementos estructurales y vaciado de concreto; por lo tanto se realizó únicamente el metrado para concreto, acero de refuerzo, encofrado y desencofrado de elementos.

#### ▪ METRADO ESTRUCTURAL.

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und.	METRADO
<b>01.</b>	<b>COLUMNAS</b>		
01.01.	ACERO DE CONSTRUCCION FY=4200 kg/cm <sup>2</sup> .	kg	4.031,95
01.02.	ENCOFRADO CARAVISTA EN COLUMNAS	m <sup>2</sup>	273,70
01.03.	DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m <sup>2</sup>	273,70
01.04.	CONCRETO PREMEZCLADO Y EQUIPO DE BOMBEO f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	23,76
<b>02.</b>	<b>MUROS DE CORTE</b>		
02.01	ACERO DE CONSTRUCCION FY=4200 kg/cm <sup>2</sup> .	kg	5.615,05
02.02	ENCOFRADO CARAVISTA EN MUROS DE CORTE	m <sup>2</sup>	275,40
02.03	DESENCOFRADO EN MUROS DE CORTE	m <sup>2</sup>	275,40
02.04	CONCRETO PREMEZCLADO Y EQUIPO DE BOMBEO f'c=280 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	24,48
<b>03.</b>	<b>VIGAS</b>		
03.01	ACERO DE CONSTRUCCION FY=4200 kg/cm <sup>2</sup> .	kg	4.419,07
03.02	ENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS	m <sup>2</sup>	317,51
03.03	DESENCOFRADO EN VIGAS	m <sup>2</sup>	317,51
03.04	CONCRETO PREMEZCLADO Y EQUIPO DE BOMBEO f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	28,79
<b>04.</b>	<b>LOSAS MACIZAS e=15 cm</b>		
04.01	ACERO DE CONSTRUCCION FY=4200 kg/cm <sup>2</sup> .	kg	3.991,71
04.02	ENCOFRADO CARAVISTA EN LOSAS	m <sup>2</sup>	579,88
04.03	DESENCOFRADO EN LOSAS	m <sup>2</sup>	579,88
04.03	CONCRETO PREMEZCLADO Y EQUIPO DE BOMBEO f'c=280 kg/cm <sup>2</sup> .	m <sup>3</sup>	86,98

**TABLA III-71: RESUMEN DE METRADOS PARA SISTEMA DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

▪ **PRESUPUESTO DE OBRA.**

Para el análisis económico se utilizaron los precios unitarios empleados en la construcción de la Residencial Firenze, obra ejecutada en la ciudad del Cusco por la empresa IFC (Ver anexo 7).

ITEM	Descripción: OBRAS DE CONCRETO ARMADO	PRESUPUESTO DE OBRA				
		Und	Metrado	P.U. en S/.	Parcial en S/.	TOTAL
<b>01.</b>	<b>COLUMNAS</b>					<b>29.391,11</b>
01.01	ACERO EN COLUMNAS $F_y=4,200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	4.031,95	3,77	15.200,45	
01.02	ENCOFRADO CARAVISTA EN COLUMNAS	M2	273,70	16,99	4.650,16	
01.03	DESENCOFRADO EN COLUMNAS	M2	273,70	3,42	936,05	
01.04	CONCRETO $F'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup> EN COLUMNAS	M3	23,76	362,14	8.604,45	
<b>02.</b>	<b>MUROS DE CORTE</b>					<b>34.336,60</b>
02.01	ACERO EN MUROS DE CORTE $F_y=4,200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	5.615,05	3,77	21.168,74	
02.02	ENCOFRADO CARAVISTA EN MUROS DE CORTE	M2	275,40	12,16	3.348,86	
02.03	DESENCOFRADO EN MUROS DE CORTE	M2	275,40	3,85	1.060,29	
02.04	CONCRETO $F'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup> EN MUROS DE CORTE	M3	24,48	357,79	8.758,70	
<b>03.</b>	<b>VIGAS</b>					<b>33.304,29</b>
03.01	ACERO EN VIGAS $F_y=4,200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	4.419,07	3,77	16.659,90	
03.02	ENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS	M2	317,51	15,26	4.845,24	
03.03	DESENCOFRADO EN VIGAS	M2	317,51	6,76	2.146,38	
03.04	CONCRETO $F'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup> EN VIGAS	M3	28,79	335,34	9.652,76	
<b>04.</b>	<b>LOSAS</b>					<b>57.451,33</b>
04.01	ACERO EN LOSAS $F_y=4,200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	3.991,71	3,77	15.048,76	
04.02	ENCOFRADO EN LOSAS	M2	579,88	16,83	9.759,38	
04.03	DESENCOFRADO EN LOSAS	M2	579,88	5,41	3.137,15	
04.04	CONCRETO $F'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup> EN LOSAS	M3	86,98	339,22	29.506,03	
<b>TOTAL COSTO DIRECTO S/.</b>						<b>154.483,33</b>

**TABLA III-72: COSTOS DIRECTOS PARA SISTEMA DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

### 3.6.6.4.1.1.6 TIEMPOS DE EJECUCIÓN.

El cálculo del tiempo de ejecución, como ya se definió en el capítulo I, abarcó solo tres partidas: armado de acero, encofrado de elementos estructurales y vaciado de concreto. Se supuso entonces que las actividades preliminares duraron el mismo tiempo para ambas alternativas.

Se empleó el diagrama CPM para el cálculo de la duración total y la determinación de la ruta crítica.

Para la construcción del diagrama CPM es importante conocer:

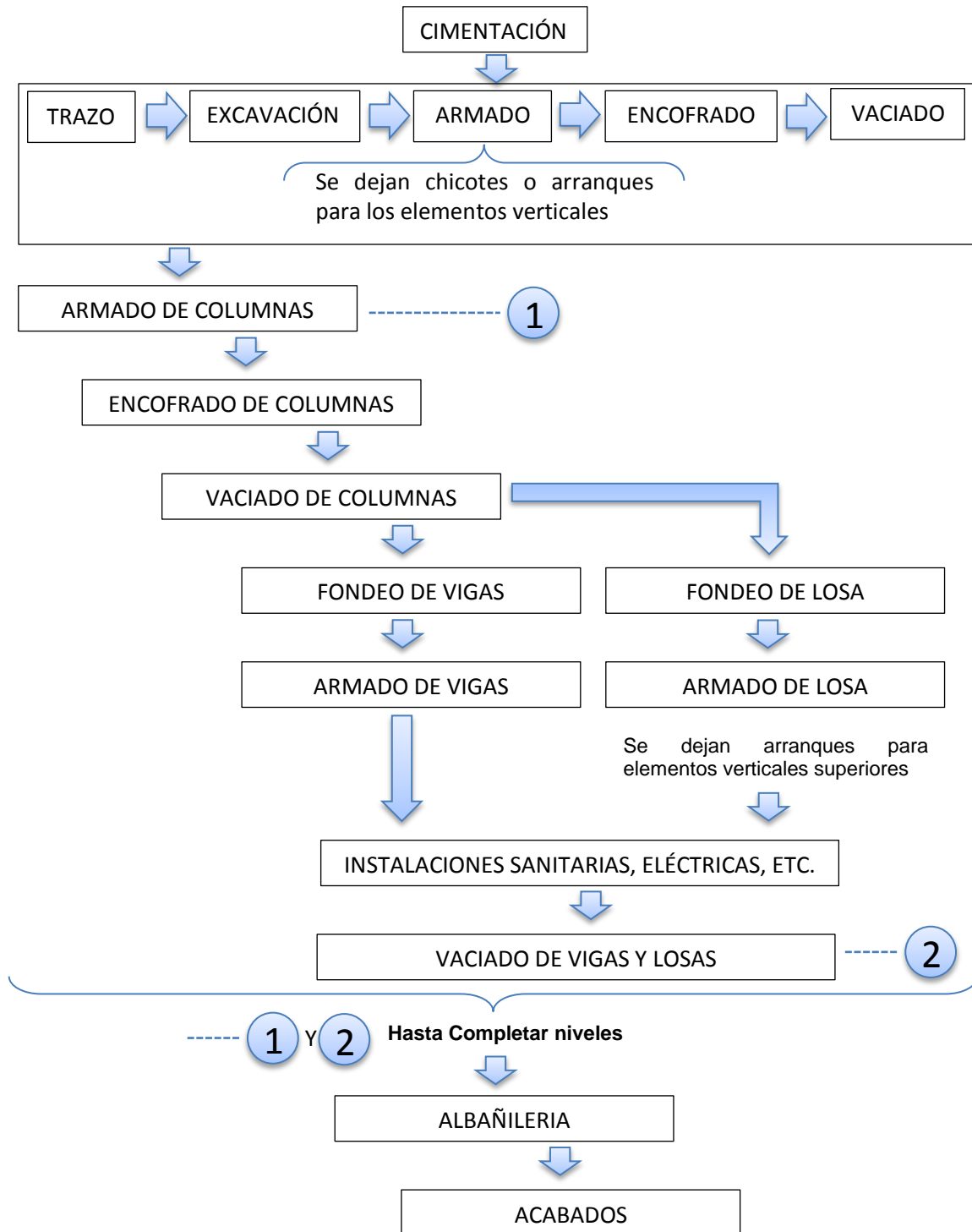
- El procedimiento constructivo para cada sistema estructural y con esto definir la secuencia de actividades.
- La duración de cada actividad, ésta está en función al metrado y al rendimiento (Ecuación II-32).

$$\text{DURACIÓN} = \text{METRADO} / \text{RENDIMIENTO}$$

Dónde:

- Los metrados se obtienen de la tabla III-71.
- Los rendimientos se muestran en los análisis de precios unitarios (Anexo 7). Estos varían de acuerdo al tipo de actividad.

El procedimiento constructivo para el sistema dual es el que se detalla a continuación:



**DIAGRAMA III-44: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA UN SISTEMA DUAL TIPO I.**  
FUENTE: Elaboración propia.

En base al diagrama anterior se plantea la secuencia de actividades y se calcula la duración para cada actividad, esto se resumen en la siguiente tabla:



ITEM	DESCRIPCIÓN	METRADO	RENDIMIENTO	DURACIÓN	ACTIVIDAD
<b>A</b>	<b>DEL NIVEL 0,00 m AL NIVEL 2,70 m (1er nivel)</b>				
<b>1</b>	<b>ARMADO DE ACERO</b>				
1.1	Acero en columnas	806,39 Kg	250 kg/día	3 días	I - A
1.2	Acero en muros de corte	1420,0432 Kg	250 kg/día	6 días	II - A
1.3	Acero en vigas	908,6864 Kg	250 kg/día	4 días	XI - A
1.4	Acero en losas	550,9112 Kg	250 kg/día	3 días	XII - A
<b>2</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO</b>				
2.1	Encofrado de columnas	54,74 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	3 días	III - A
2.2	Encofrado de muros de corte	55,08 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	2 días	IV - A
2.3	Encofrado de vigas	63,58 m <sup>2</sup>	15 m <sup>2</sup> /día	4 días	IX - A
2.4	Encofrado de losa (fondeo)	114,40 m <sup>2</sup>	13 m <sup>2</sup> /día	9 días	X - A
2.5	Desencofrado de columnas	54,74 m <sup>2</sup>	45 m <sup>2</sup> /día	1 días	VII - A
2.6	Desencofrado de muros de corte	55,08 m <sup>2</sup>	40 m <sup>2</sup> /día	1 días	VIII - A
2.7	Desencofrado de vigas	63,58 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	3 días	XV - A
2.8	Desencofrado de losas	114,40 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	5 días	XVI - A
<b>3</b>	<b>CONCRETO</b>				
3.1	Concreto en columnas	4,752 m <sup>3</sup>	20 m <sup>3</sup> /día	0 días	V - A
3.2	Concreto en Muros de corte	4,90 m <sup>3</sup>	26,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	VI - A
3.3	Concreto en vigas	5,78 m <sup>3</sup>	65,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	XIII - A
3.4	Concreto en losas	17,16 m <sup>3</sup>	55 m <sup>3</sup> /día	0 días	XIV - A
<b>B</b>	<b>DEL NIVEL 2,70 m AL NIVEL 5,40 m (2do nivel)</b>				
<b>1</b>	<b>ARMADO DE ACERO</b>				
1.1	Acero en columnas	806,39 Kg	250 kg/día	3 días	I - B
1.2	Acero en muros de corte	1048,752 Kg	250 kg/día	4 días	II - B
1.3	Acero en vigas	908,6864 Kg	250 kg/día	4 días	XI - B
1.4	Acero en losas	550,9112 Kg	250 kg/día	3 días	XII - B
<b>2</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO</b>				
2.1	Encofrado de columnas	54,74 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	3 días	III - B
2.2	Encofrado de muros de corte	55,08 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	2 días	IV - B
2.3	Encofrado de vigas	63,58 m <sup>2</sup>	15 m <sup>2</sup> /día	4 días	IX - B
2.4	Encofrado de losa (fondeo)	114,4 m <sup>2</sup>	13 m <sup>2</sup> /día	9 días	X - B
2.5	Desencofrado de columnas	54,74 m <sup>2</sup>	45 m <sup>2</sup> /día	1 días	VII - B
2.6	Desencofrado de muros de corte	55,08 m <sup>2</sup>	40 m <sup>2</sup> /día	1 días	VIII - B
2.7	Desencofrado de vigas	63,58 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	3 días	XV - B
2.8	Desencofrado de losas	114,4 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	5 días	XVI - B
<b>3</b>	<b>CONCRETO</b>				
3.1	Concreto en columnas	4,752 m <sup>3</sup>	20 m <sup>3</sup> /día	0 días	V - B
3.2	Concreto en Muros de corte	4,90 m <sup>3</sup>	26,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	VI - B
3.3	Concreto en vigas	5,78 m <sup>3</sup>	65,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	XIII - B
3.4	Concreto en losas	17,16 m <sup>3</sup>	55 m <sup>3</sup> /día	0 días	XIV - B

ITEM	DESCRIPCIÓN	METRADO	RENDIMIENTO	DURACIÓN	ACTIVIDAD
<b>C</b>	<b>DEL NIVEL 5,40 m AL NIVEL 8,10 m (3er nivel)</b>				
<b>1</b>	<b>ARMADO DE ACERO</b>				
1.1	Acero en columnas	806,39 Kg	250 kg/día	3 días	I - C
1.2	Acero en muros de corte	1048,752 Kg	250 kg/día	4 días	II - C
1.3	Acero en vigas	908,6864 Kg	250 kg/día	4 días	XI - C
1.4	Acero en losas	550,9112 Kg	250 kg/día	3 días	XII - C
<b>2</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO</b>				
2.1	Encofrado de columnas	54,74 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	3 días	III - C
2.2	Encofrado de muros de corte	55,08 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	2 días	IV - C
2.3	Encofrado de vigas	63,58 m <sup>2</sup>	15 m <sup>2</sup> /día	4 días	IX - C
2.4	Encofrado de losa (fondeo)	114,4 m <sup>2</sup>	13 m <sup>2</sup> /día	9 días	X - C
2.5	Desencofrado de columnas	54,74 m <sup>2</sup>	45 m <sup>2</sup> /día	1 días	VII - C
2.6	Desencofrado de muros de corte	55,08 m <sup>2</sup>	40 m <sup>2</sup> /día	1 días	VIII - C
2.7	Desencofrado de vigas	63,58 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	3 días	XV - C
2.8	Desencofrado de losas	114,4 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	5 días	XVI - C
<b>3</b>	<b>CONCRETO</b>				
3.1	Concreto en columnas	4,752 m <sup>3</sup>	20 m <sup>3</sup> /día	0 días	V - C
3.2	Concreto en Muros de corte	4,90 m <sup>3</sup>	26,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	VI - C
3.3	Concreto en vigas	5,78 m <sup>3</sup>	65,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	XIII - C
3.4	Concreto en losas	17,16 m <sup>3</sup>	55 m <sup>3</sup> /día	0 días	XIV - C
<b>D</b>	<b>DEL NIVEL 8,10 m AL NIVEL 10,80 m (4to nivel)</b>				
<b>1</b>	<b>ARMADO DE ACERO</b>				
1.1	Acero en columnas	806,39 Kg	250 kg/día	3 días	I - D
1.2	Acero en muros de corte	1048,752 Kg	250 kg/día	4 días	II - D
1.3	Acero en vigas	908,6864 Kg	250 kg/día	4 días	XI - D
1.4	Acero en losas	550,9112 Kg	250 kg/día	3 días	XII - D
<b>2</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO</b>				
2.1	Encofrado de columnas	54,74 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	3 días	III - D
2.2	Encofrado de muros de corte	55,08 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	2 días	IV - D
2.3	Encofrado de vigas	63,58 m <sup>2</sup>	15 m <sup>2</sup> /día	4 días	IX - D
2.4	Encofrado de losa (fondeo)	114,4 m <sup>2</sup>	13 m <sup>2</sup> /día	9 días	X - D
2.5	Desencofrado de columnas	54,74 m <sup>2</sup>	45 m <sup>2</sup> /día	1 días	VII - D
2.6	Desencofrado de muros de corte	55,08 m <sup>2</sup>	40 m <sup>2</sup> /día	1 días	VIII - D
2.7	Desencofrado de vigas	63,582 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	3 días	XV - D
2.8	Desencofrado de losas	114,4 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	5 días	XVI - D
<b>3</b>	<b>CONCRETO</b>				
3.1	Concreto en columnas	4,752 m <sup>3</sup>	20 m <sup>3</sup> /día	0 días	V - D
3.2	Concreto en Muros de corte	4,90 m <sup>3</sup>	26,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	VI - D
3.3	Concreto en vigas	5,78 m <sup>3</sup>	65,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	XIII - D
3.4	Concreto en losas	17,16 m <sup>3</sup>	55 m <sup>3</sup> /día	0 días	XIV - D

ITEM	DESCRIPCIÓN	METRADO	RENDIMIENTO	DURACIÓN	ACTIVIDAD
<b>E</b>	<b>DEL NIVEL 10,80 m AL NIVEL 13,50 m (5to nivel)</b>				
<b>1</b>	<b>ARMADO DE ACERO</b>				
1.1	Acero en columnas	806,39 Kg	250 kg/día	3 días	I - E
1.2	Acero en muros de corte	1048,752 Kg	250 kg/día	4 días	II - E
1.3	Acero en vigas	908,6864 Kg	250 kg/día	4 días	XI - E
1.4	Acero en losas	605,2368 Kg	250 kg/día	3 días	XII - E
<b>2</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO</b>				
2.1	Encofrado de columnas	54,74 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	3 días	III - E
2.2	Encofrado de muros de corte	55,08 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	2 días	IV - E
2.3	Encofrado de vigas	63,18 m <sup>2</sup>	15 m <sup>2</sup> /día	4 días	IX - E
2.4	Encofrado de losa (fondeo)	122,28 m <sup>2</sup>	13 m <sup>2</sup> /día	9 días	X - E
2.5	Desencofrado de columnas	54,74 m <sup>2</sup>	45 m <sup>2</sup> /día	1 días	VII - E
2.6	Desencofrado de muros de corte	55,08 m <sup>2</sup>	40 m <sup>2</sup> /día	1 días	VIII - E
2.7	Desencofrado de vigas	63,18 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	3 días	XV - E
2.8	Desencofrado de losas	122,28 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	5 días	XVI - E
<b>3</b>	<b>CONCRETO</b>				
3.1	Concreto en columnas	4,752 m <sup>3</sup>	20 m <sup>3</sup> /día	0 días	V - E
3.2	Concreto en Muros de corte	4,90 m <sup>3</sup>	26,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	VI - E
3.3	Concreto en vigas	5,68 m <sup>3</sup>	65,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	XIII - E
3.4	Concreto en losas	18,34 m <sup>3</sup>	55 m <sup>3</sup> /día	0 días	XIV - E

**TABLA III-73: SECUENCIA Y DURACIÓN DE ACTIVIDADES – DUAL TIPO I**  
FUENTE: Elaboración propia.

Considerando lo detallado en el marco teórico, el procedimiento constructivo detallado en el diagrama III-44 y con los datos de la tabla anterior se construye el diagrama CPM (Plano T-1).



**DIAGRAMA CPM PARA LA ALTERNATIVA 1:**

**SISTEMA DUAL TIPO I**



### 3.6.6.4.1.2. ALTERNATIVA 2: ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.

#### 3.6.6.4.1.1.1 DISEÑO DE MUROS DE CORTE.

Los muros, muy aparte de dividir ambientes, cumplen también la función soportar cargas: resistirán las cargas axiales y las fuerzas sísmicas, tanto momento flector como fuerza cortante, por lo tanto serán diseñados por flexo-compresión.

Se consideraron como ejemplo para el diseño un muro de cada tipo en cada dirección según lo especificado en la etapa de modelación (Figura III-8):

- MC-B1 (Eje X-Y): Tipo A.
- MC-B2 (Eje X-X): Tipo B.
- MC-B5 (Eje X-X): Tipo C.
- MC-B8 (Eje Y-Y): Tipo B.

#### ▪ DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

El armado provisional asignado a los muros de corte en la etapa de modelamiento varía de acuerdo a su posición y dimensión como lo indica la figura III-21.

Se generan los diagramas de interacción y las combinaciones de momento flector y carga axial para los muros de corte seleccionados, evaluando si el armado es adecuado o no. Estas fuerzas se obtienen de la tabla Pier Forces y se muestra en las siguientes tablas:

Para MC-B1

NIVEL	COMBINACIÓN	FUERZAS		
		Pu	M22	M33
5	ENVOLVENTE MÁX.	-2,39 Tn	2,66 Tn - m	2,73 Tn - m
4	ENVOLVENTE MÁX.	-5,74 Tn	3,20 Tn - m	2,64 Tn - m
3	ENVOLVENTE MÁX.	-9,55 Tn	7,21 Tn - m	6,57 Tn - m
2	ENVOLVENTE MÁX.	-13,28 Tn	14,17 Tn - m	13,71 Tn - m
1	ENVOLVENTE MÁX.	-15,99 Tn	25,40 Tn - m	25,54 Tn - m
5	ENVOLVENTE MIN.	12,48 Tn	-4,99 Tn - m	-4,98 Tn - m
4	ENVOLVENTE MIN.	26,11 Tn	-5,10 Tn - m	-4,43 Tn - m
3	ENVOLVENTE MIN.	40,07 Tn	-9,06 Tn - m	-8,30 Tn - m
2	ENVOLVENTE MIN.	53,82 Tn	-16,14 Tn - m	-15,58 Tn - m
1	ENVOLVENTE MIN.	66,36 Tn	-25,96 Tn - m	-26,18 Tn - m

Para MC-B2

NIVEL	COMBINACIÓN	FUERZAS		
		Pu	M22	M33
5	ENVOLVENTE MAX	-0,89 Tn	0,878 Tn - m	3,58 Tn - m
4	ENVOLVENTE MAX	-2,24 Tn	0,931 Tn - m	5,206 Tn - m
3	ENVOLVENTE MAX	-3,66 Tn	1,032 Tn - m	11,328 Tn - m
2	ENVOLVENTE MAX	-5 Tn	1,005 Tn - m	21,165 Tn - m
1	ENVOLVENTE MAX	-5,9 Tn	0,802 Tn - m	38,734 Tn - m
5	ENVOLVENTE MIN.	15,29 Tn	-3,94 Tn - m	-3,344 Tn - m
4	ENVOLVENTE MIN.	30,6 Tn	-3,466 Tn - m	-4,979 Tn - m
3	ENVOLVENTE MIN.	46,06 Tn	-3,549 Tn - m	-11,101 Tn - m
2	ENVOLVENTE MIN.	61,63 Tn	-3,677 Tn - m	-20,976 Tn - m
1	ENVOLVENTE MIN.	77,23 Tn	-1,788 Tn - m	-38,478 Tn - m

Para MC-B5

NIVEL	COMBINACIÓN	FUERZAS		
		Pu	M22	M33
5	ENVOLVENTE MAX	-0,24 Tn	1,043 Tn - m	2,098 Tn - m
4	ENVOLVENTE MAX	-0,45 Tn	1,123 Tn - m	3,688 Tn - m
3	ENVOLVENTE MAX	-1,27 Tn	1,189 Tn - m	5,809 Tn - m
2	ENVOLVENTE MAX	-2,33 Tn	1,119 Tn - m	8,133 Tn - m
1	ENVOLVENTE MAX	-3,22 Tn	0,757 Tn - m	12,615 Tn - m
5	ENVOLVENTE MIN.	18,72 Tn	-0,942 Tn - m	-6,574 Tn - m
4	ENVOLVENTE MIN.	35,74 Tn	-1,058 Tn - m	-7,337 Tn - m
3	ENVOLVENTE MIN.	53,59 Tn	-1,104 Tn - m	-9,177 Tn - m
2	ENVOLVENTE MIN.	72,26 Tn	-0,993 Tn - m	-11,271 Tn - m
1	ENVOLVENTE MIN.	92,39 Tn	-0,705 Tn - m	-13,46 Tn - m

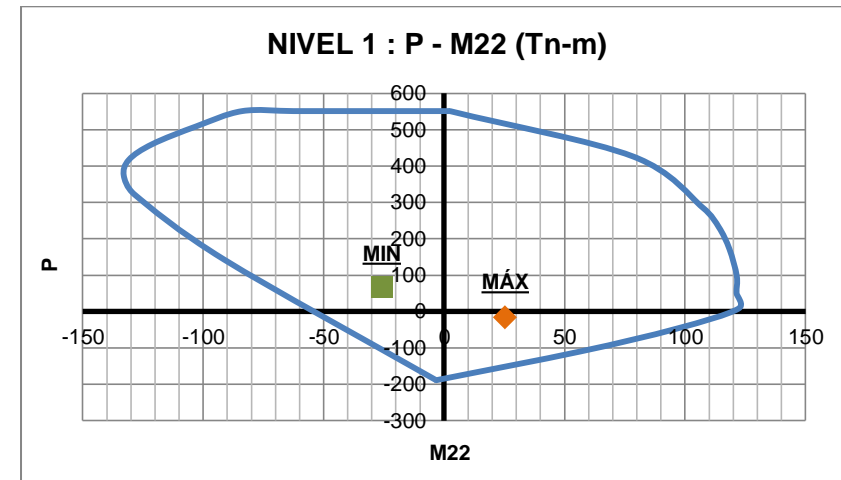
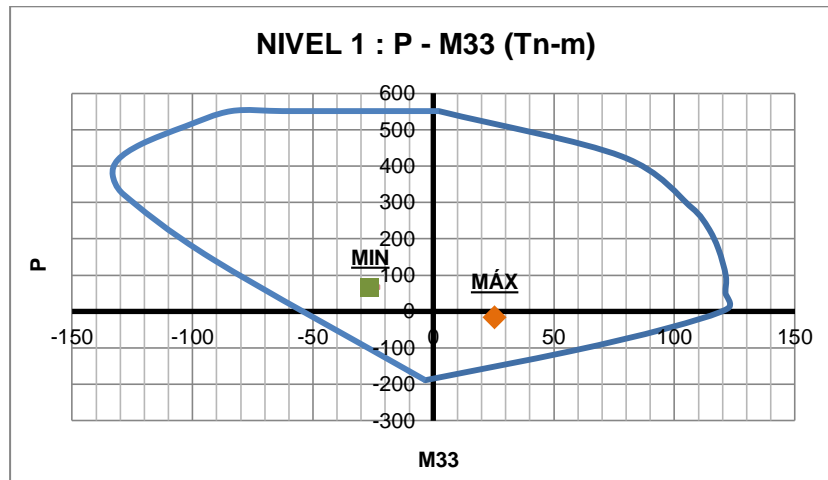
Para MC-B8

NIVEL	COMBINACIÓN	FUERZAS		
		Pu	M22	M33
5	ENVOLVENTE MAX	-1,77 Tn	2,524 Tn - m	3,629 Tn - m
4	ENVOLVENTE MAX	-4,85 Tn	2,47 Tn - m	4,49 Tn - m
3	ENVOLVENTE MAX	-8,44 Tn	2,545 Tn - m	10,775 Tn - m
2	ENVOLVENTE MAX	-12,11 Tn	2,39 Tn - m	20,703 Tn - m
1	ENVOLVENTE MAX	-14,86 Tn	1,241 Tn - m	37,84 Tn - m
5	ENVOLVENTE MIN.	12,32 Tn	-1,17 Tn - m	-3,486 Tn - m
4	ENVOLVENTE MIN.	26,62 Tn	-1,343 Tn - m	-4,426 Tn - m
3	ENVOLVENTE MIN.	41,13 Tn	-1,517 Tn - m	-10,732 Tn - m
2	ENVOLVENTE MIN.	55,36 Tn	-1,482 Tn - m	-20,649 Tn - m
1	ENVOLVENTE MIN.	68,08 Tn	<b>-0,944</b> Tn - m	<b>-37,607</b> Tn - m

**TABLA III-74: FUERZAS EN MUROS DE CORTE PARA ARMADO PREVIO, COMBINACIONES DE MOMENTO FLECTOR Y CARGA AXIAL – MUROS DE CORTE LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Tabla ETABS Pier Forces - Elaboración propia

Se generan los diagramas de interacción (Tn-m) para los muros de corte MC-B1, MC-B2, MCB5, MC-B9 Y MC-B11 incorporando en el diagrama las combinaciones señaladas en la tabla anterior (III-74).

PARA MC-1:



**DIAGRAMA III-45: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B1, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO- MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

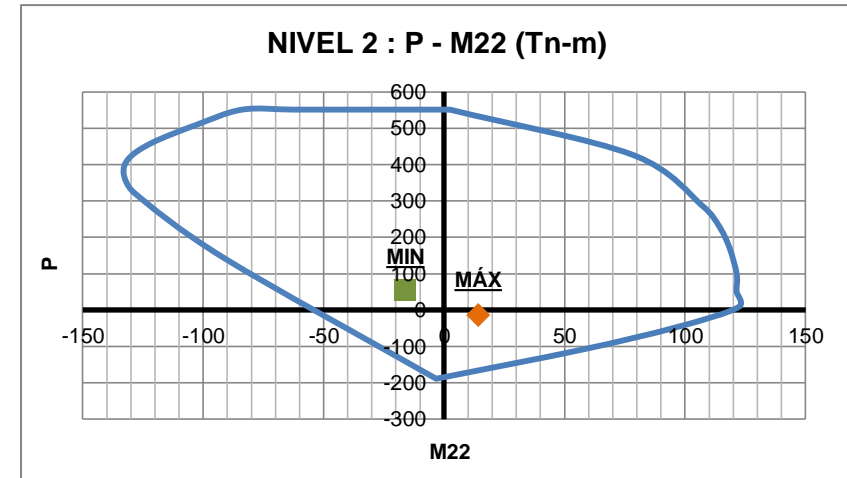
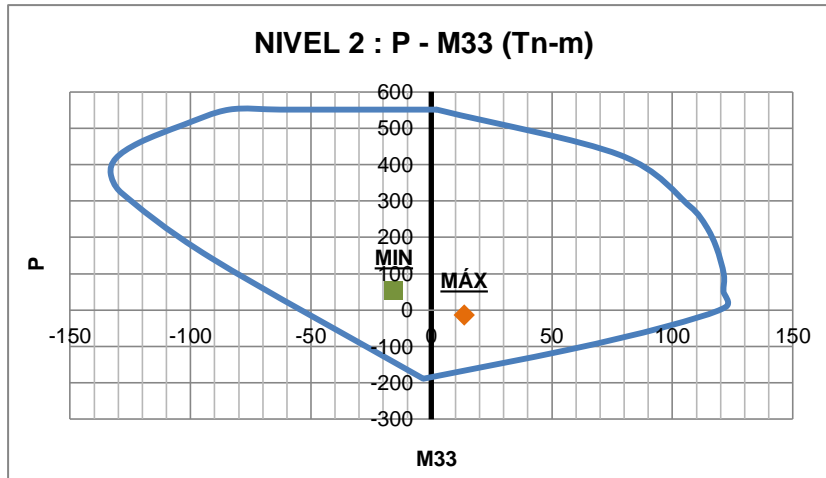


DIAGRAMA III-46: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B1, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

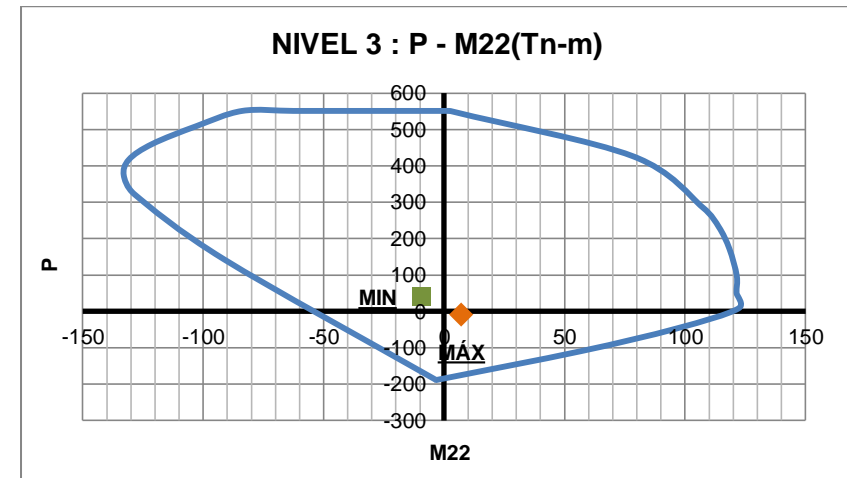
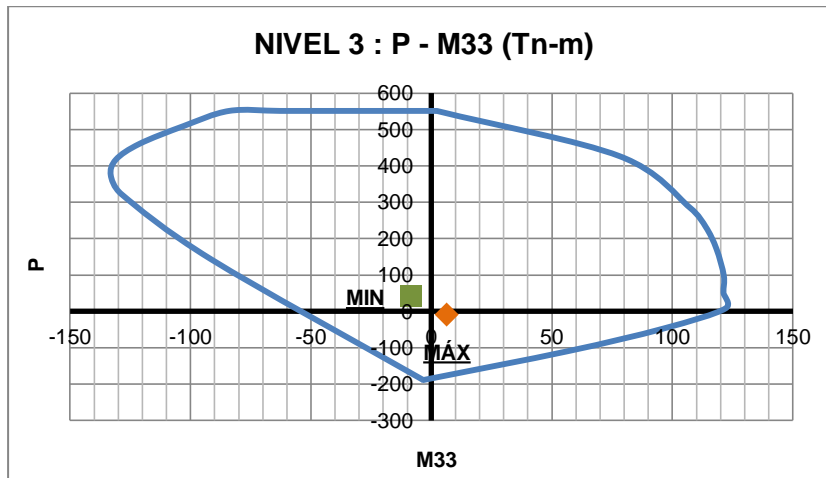


DIAGRAMA III-47: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B1, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

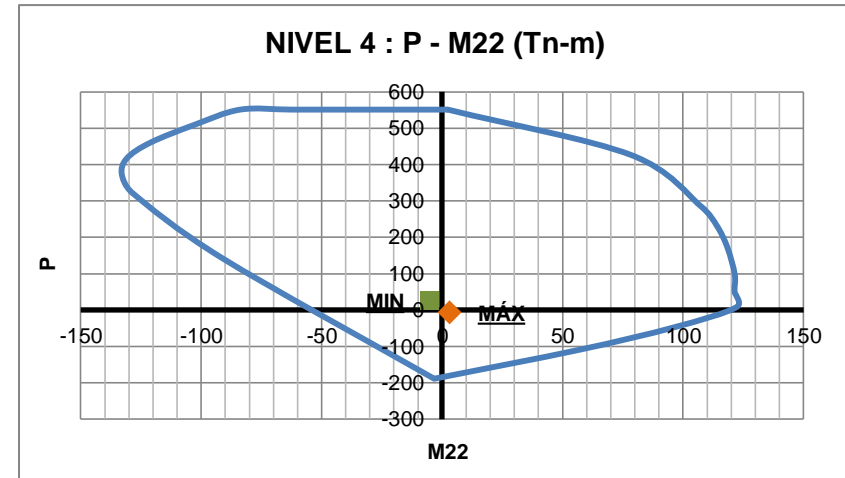
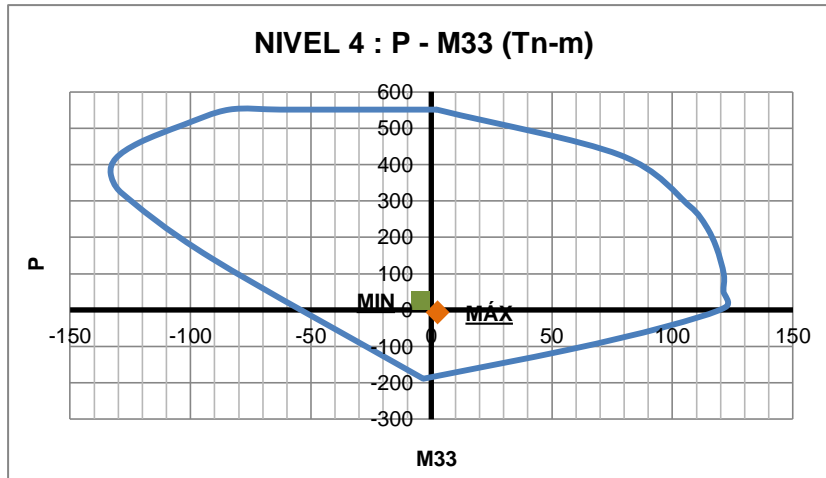


DIAGRAMA III-48: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B1, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

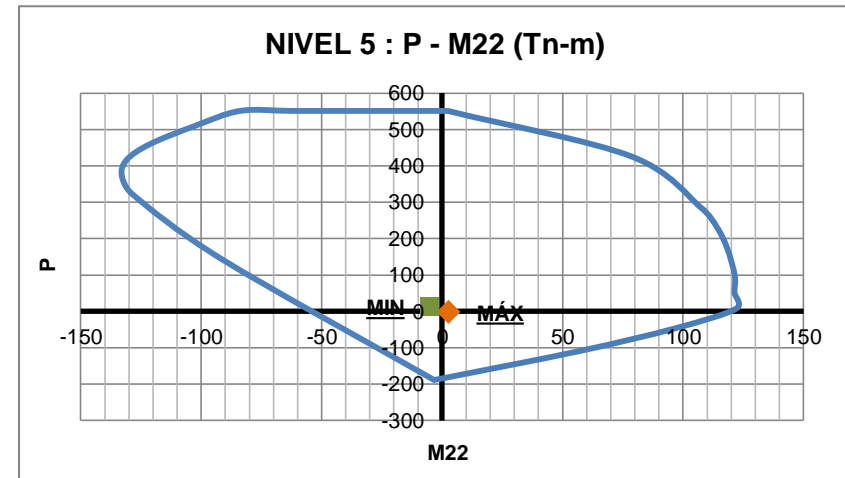
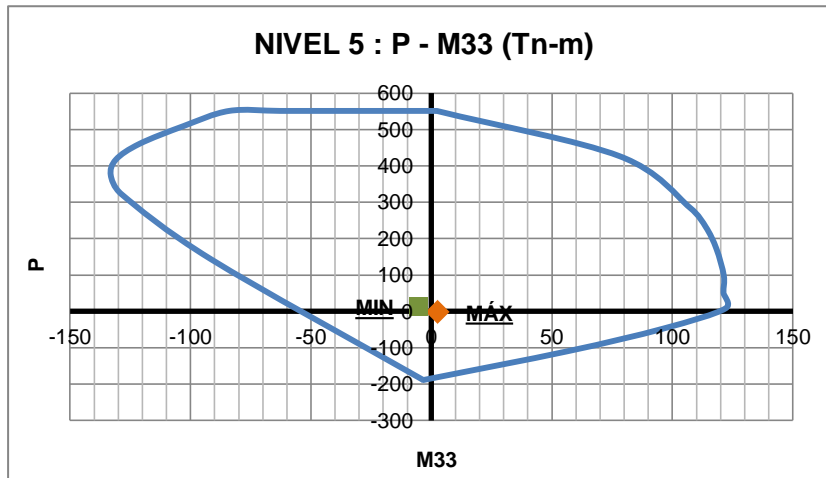
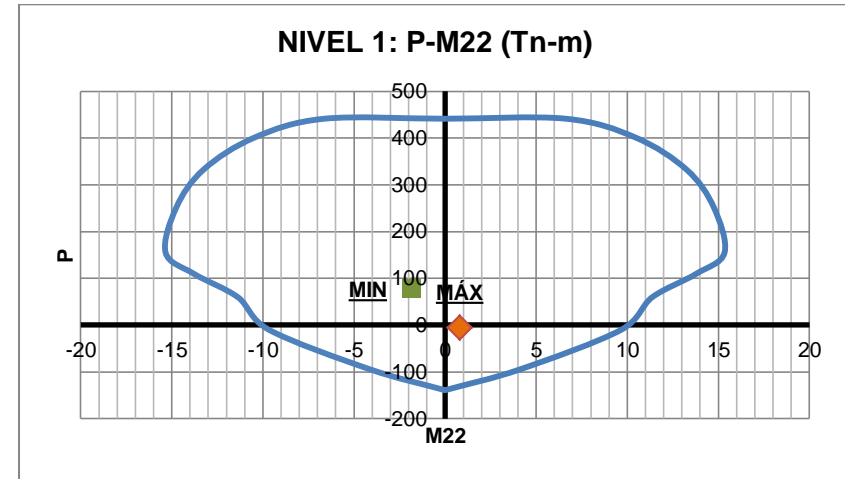
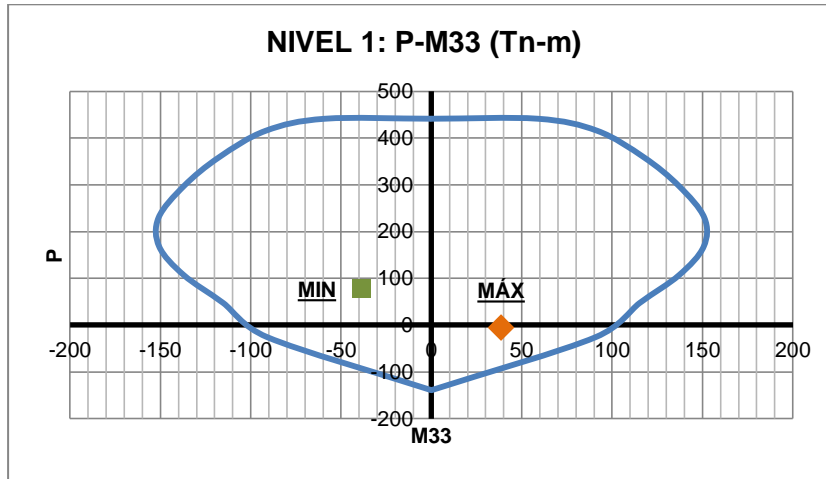


DIAGRAMA III-49: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B1, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

PARA MC-2:



**DIAGRAMA III-50: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B2, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO- MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

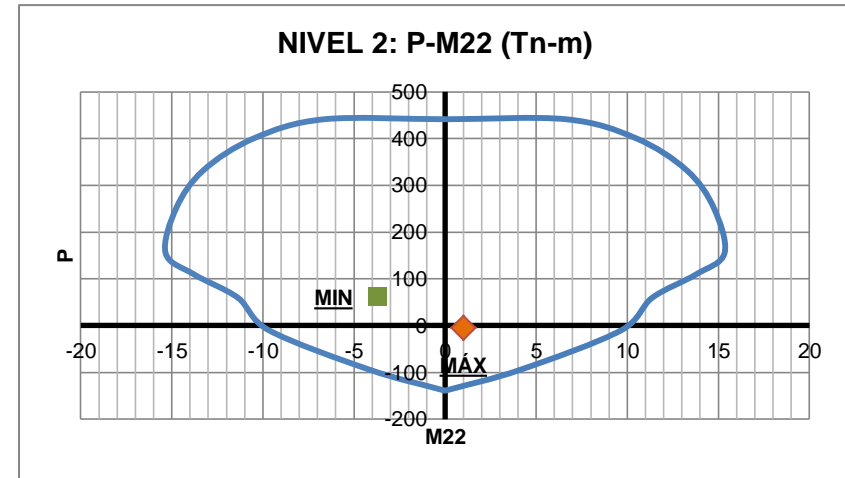
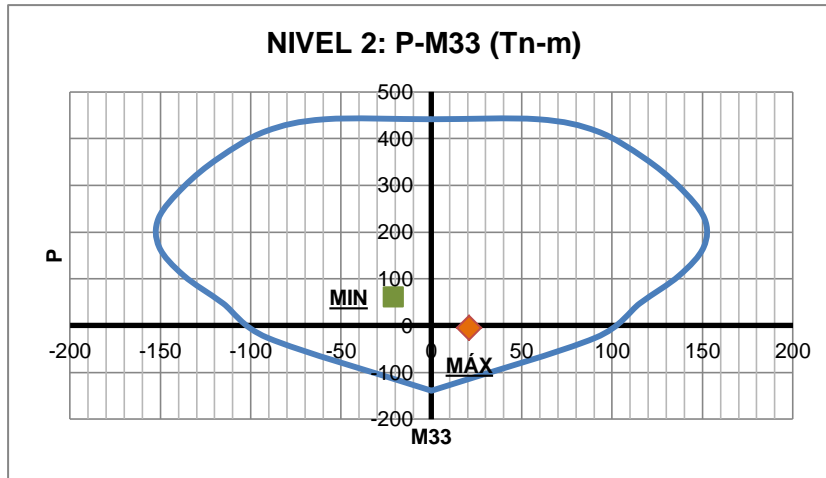


DIAGRAMA III-51: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B2, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

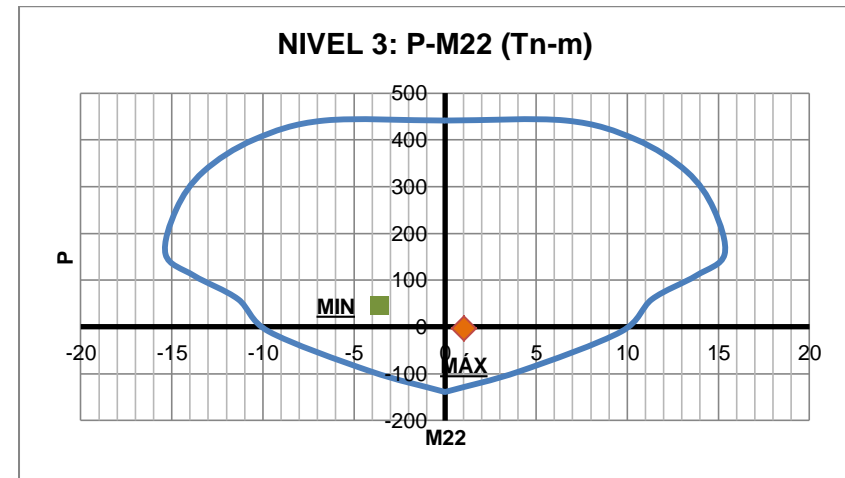
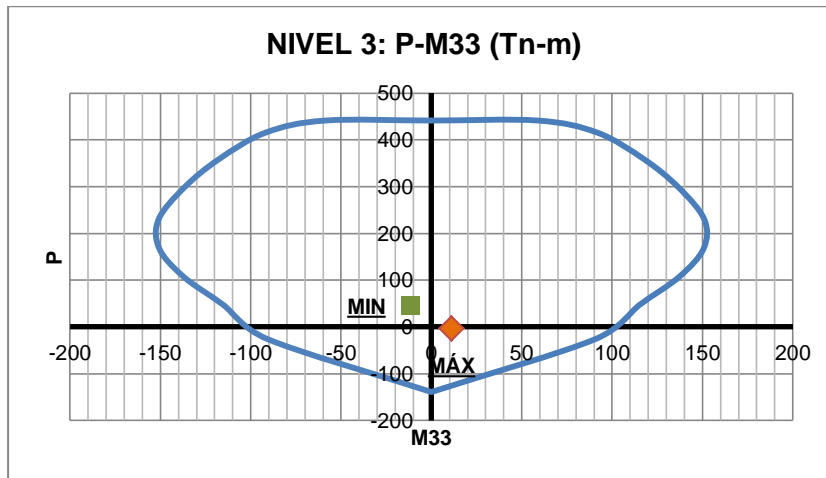
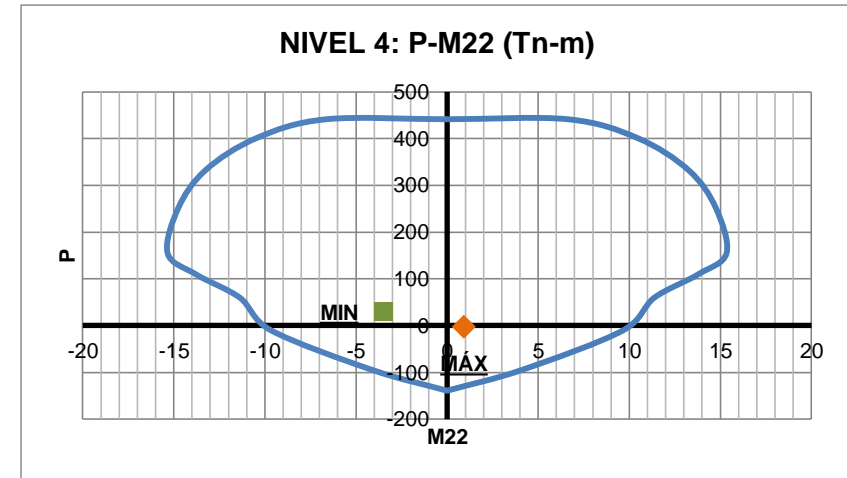
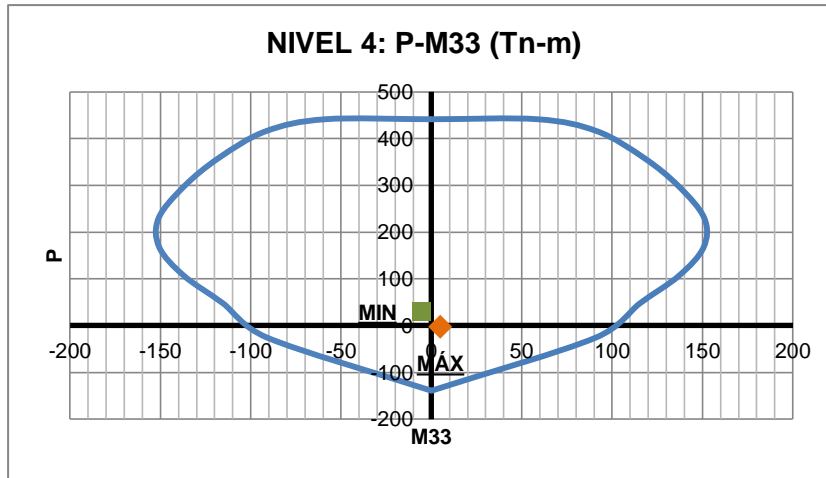
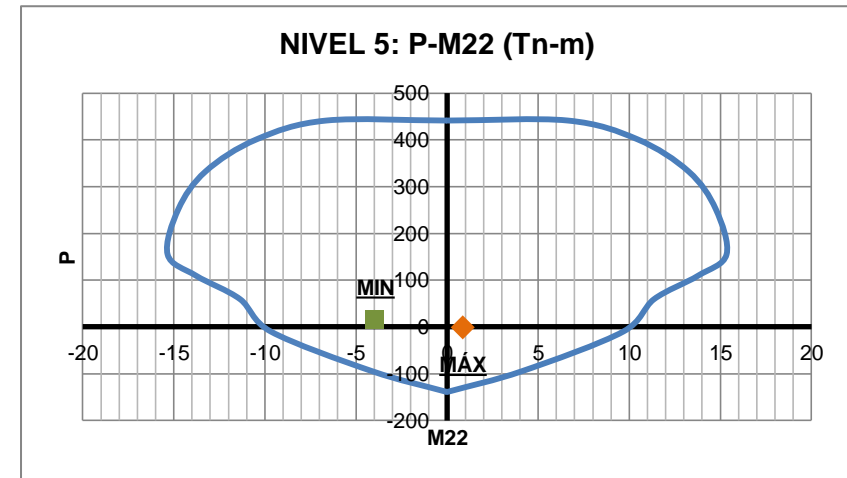
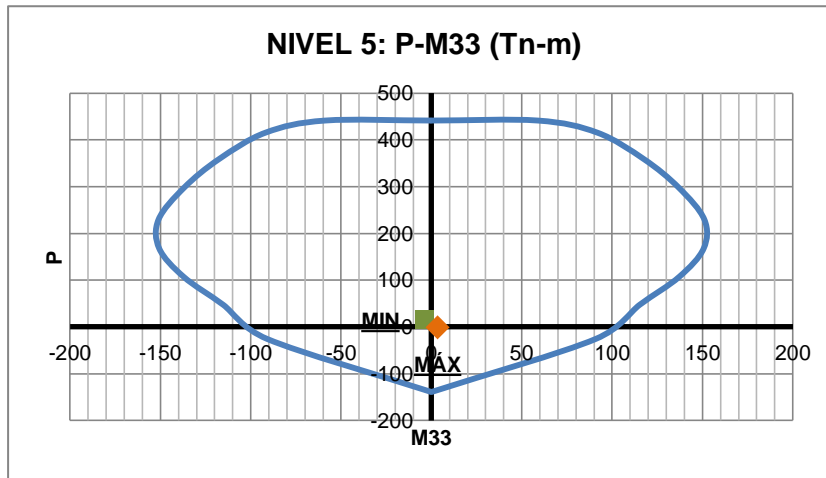


DIAGRAMA III-52: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B2, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia





**DIAGRAMA III-53: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B2, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-54: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B2, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

PARA MC-B5:

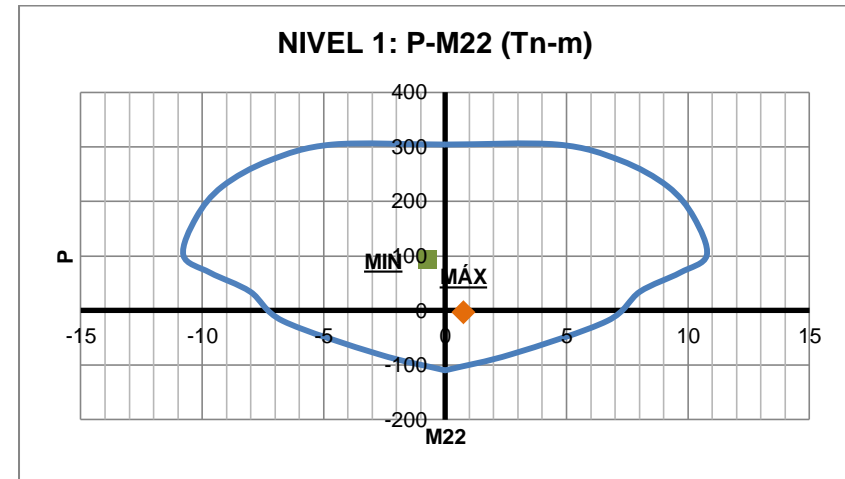
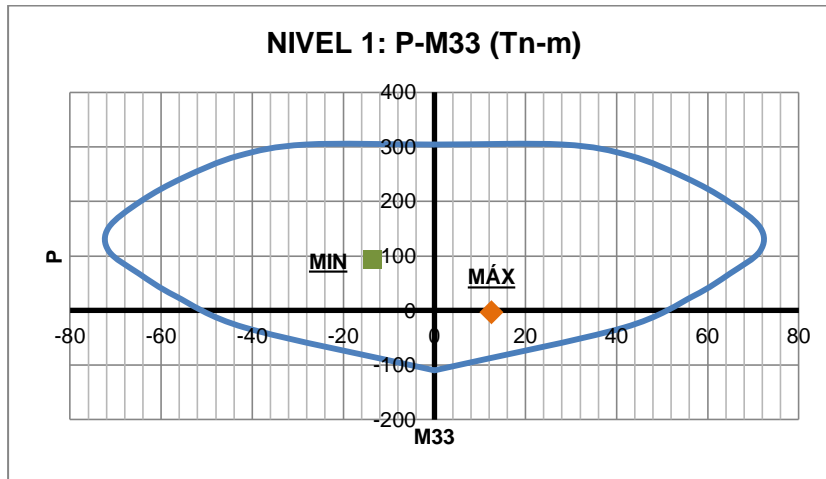


DIAGRAMA III-55: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B5, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO  
PREVIO- MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

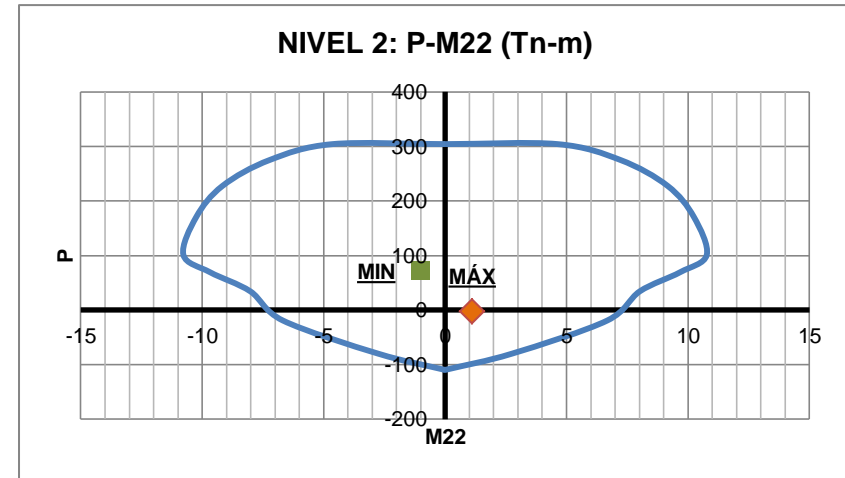
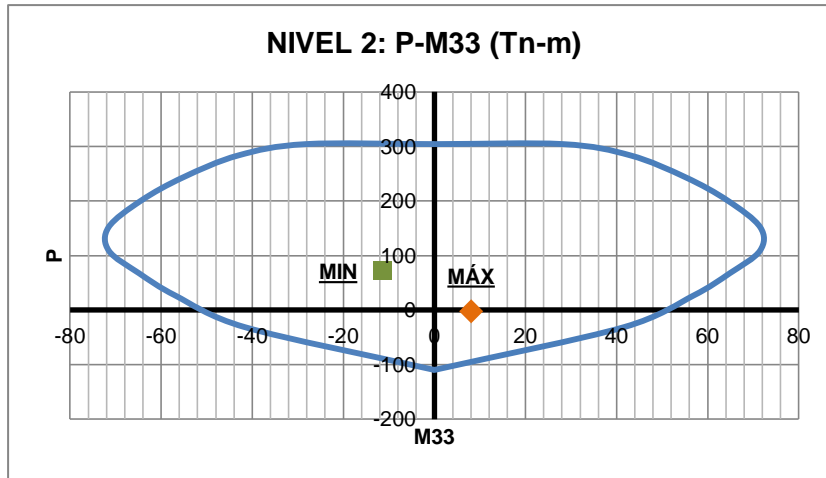


DIAGRAMA III-56: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B5, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

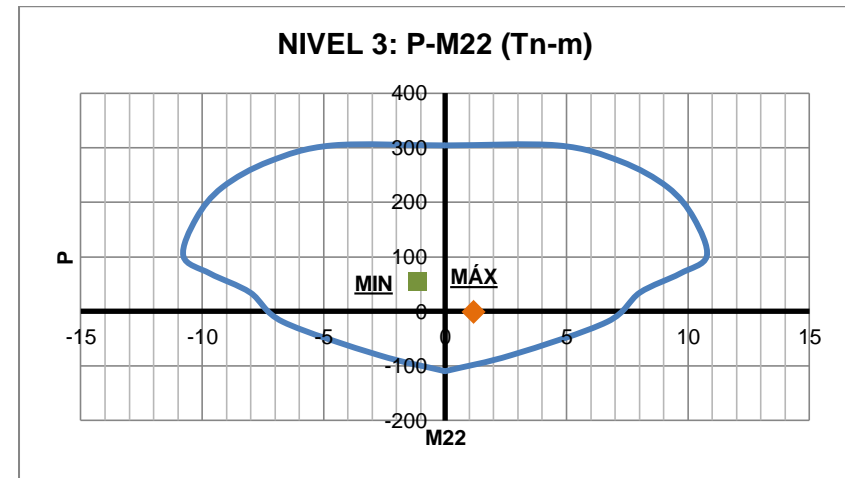
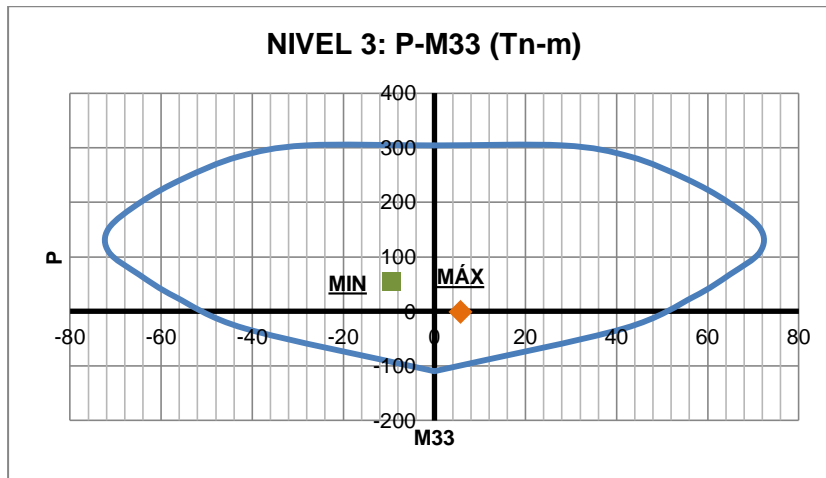
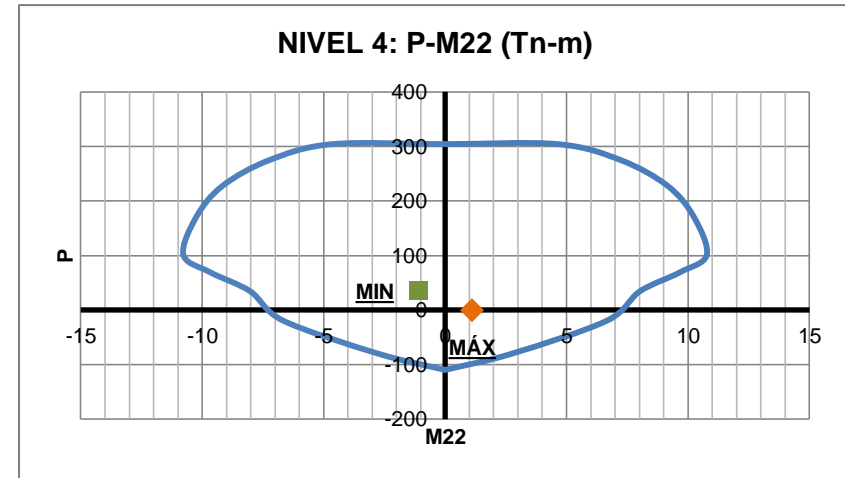
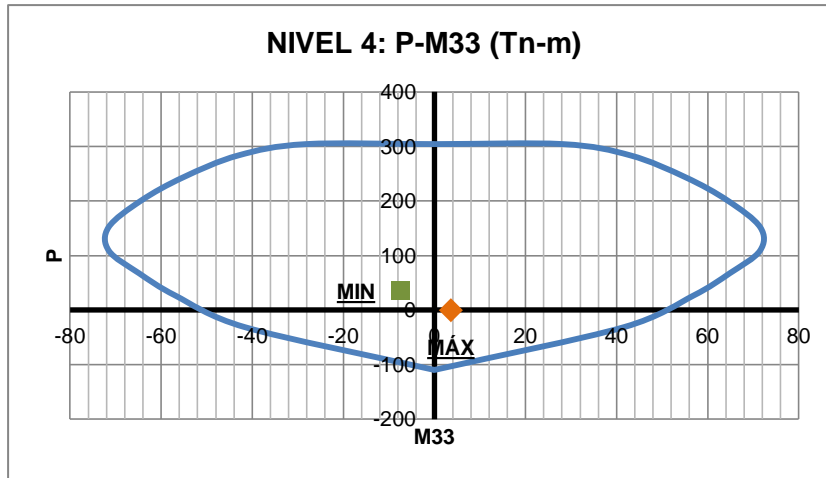
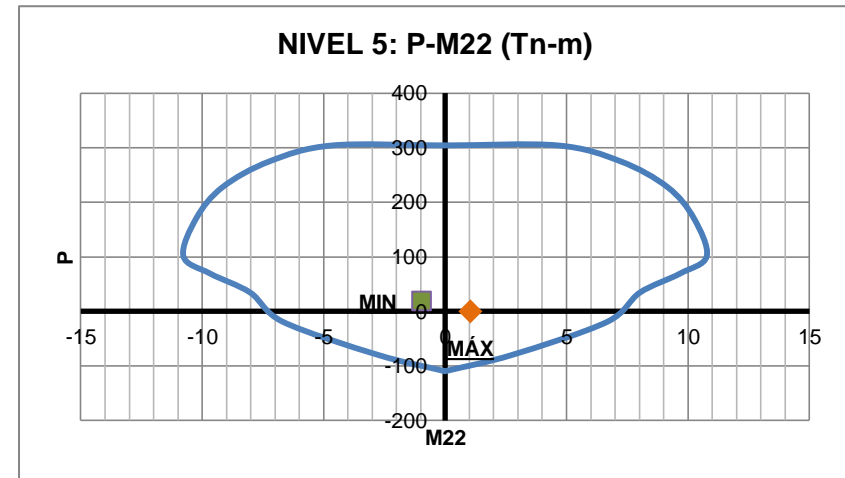
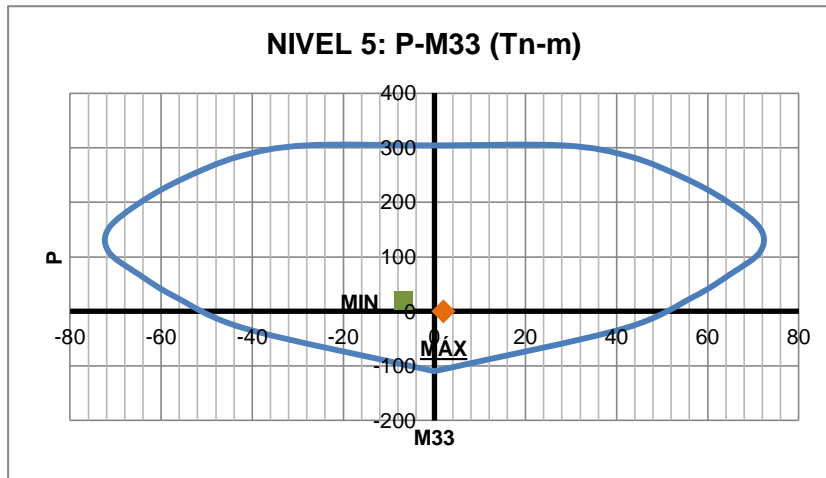


DIAGRAMA III-57: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B5, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-58: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B5, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-59: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B5, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

PARA MC-B8:

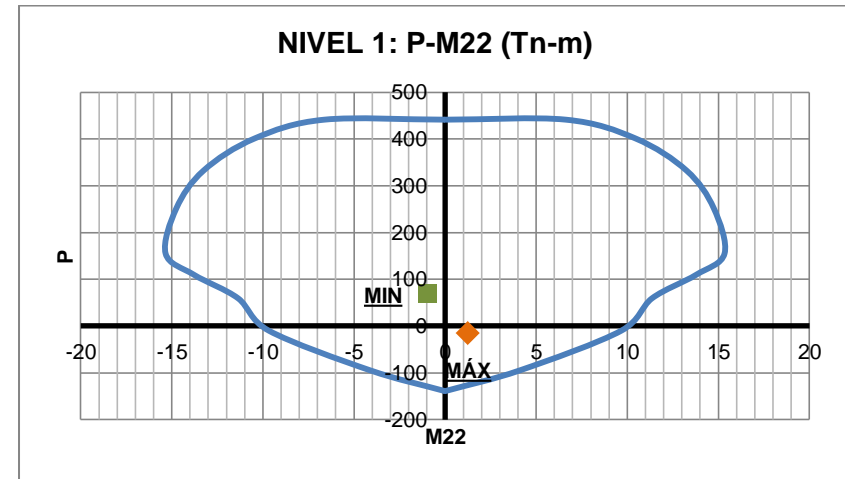
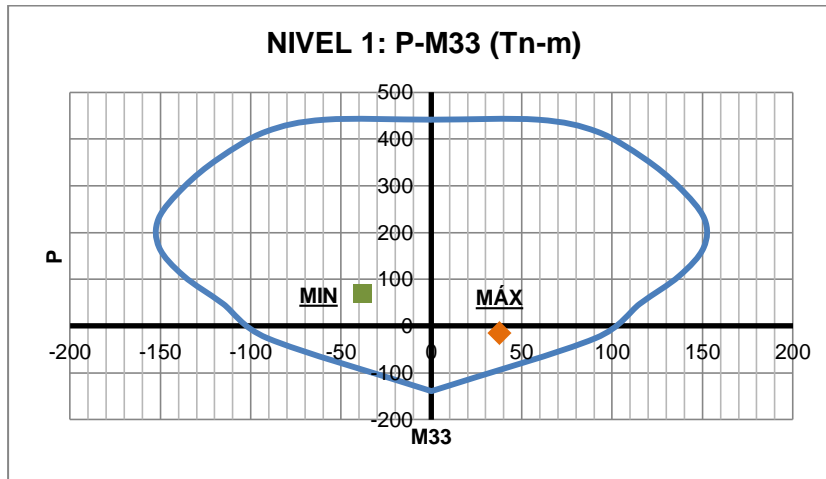
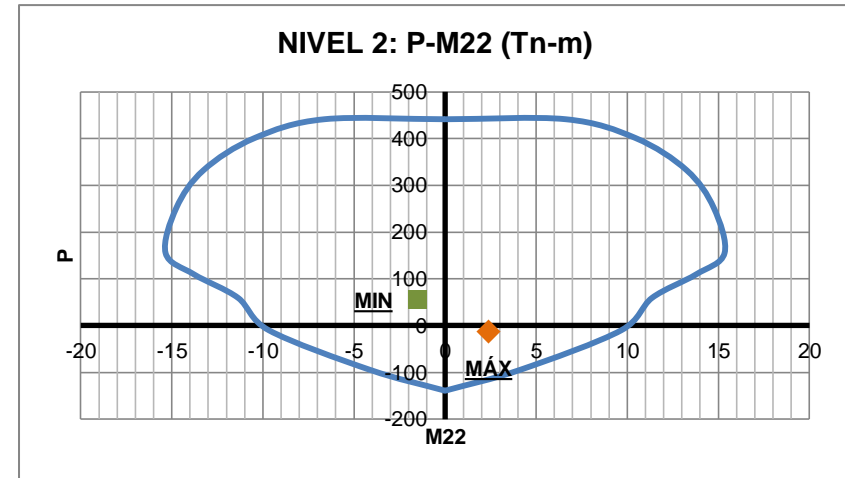
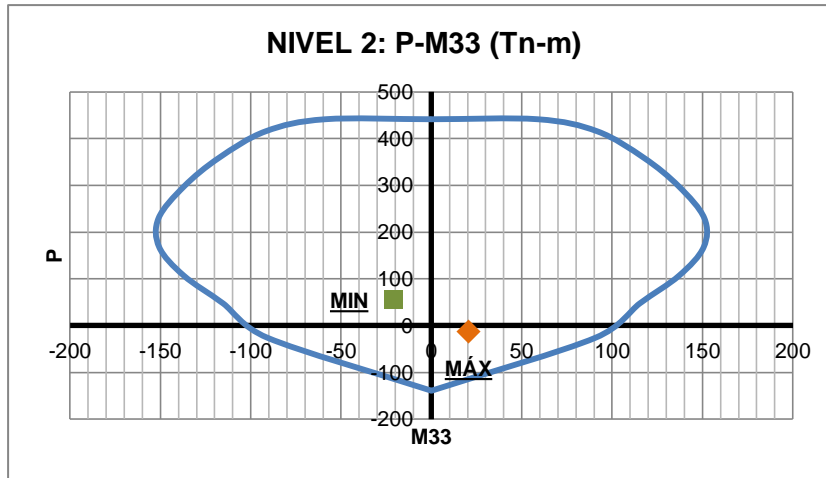
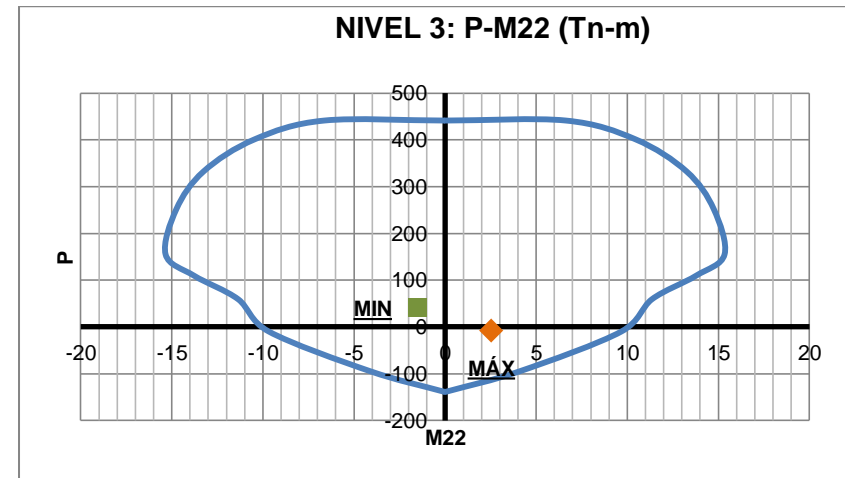
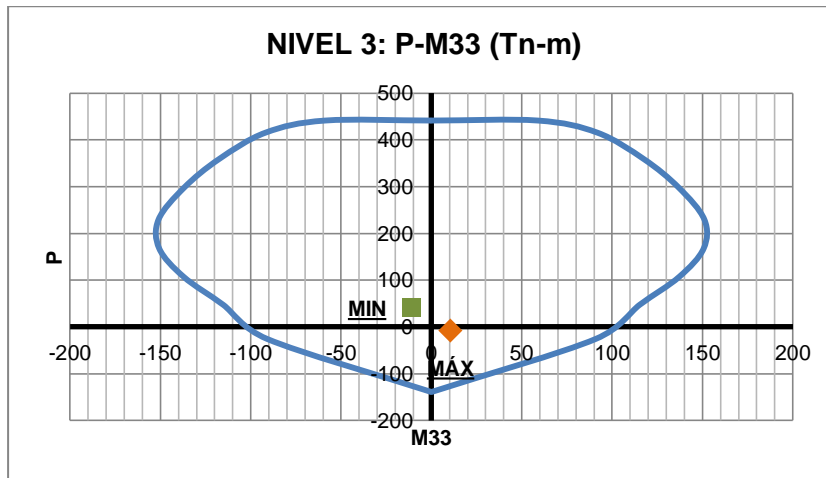


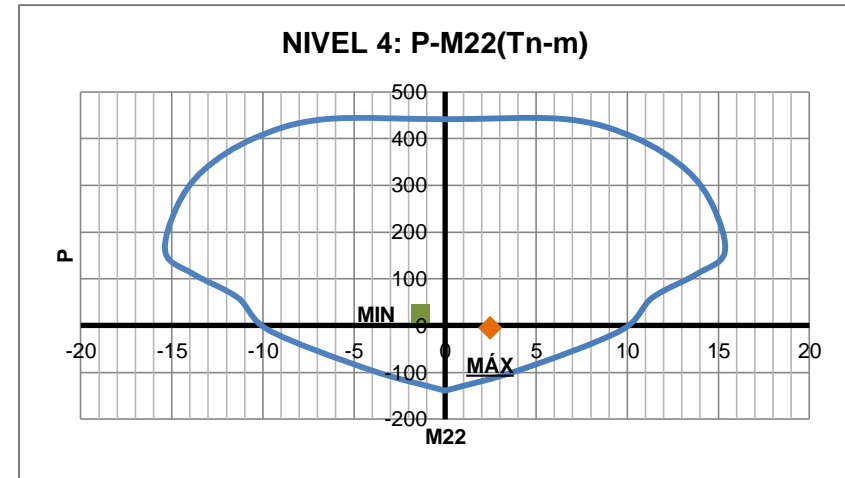
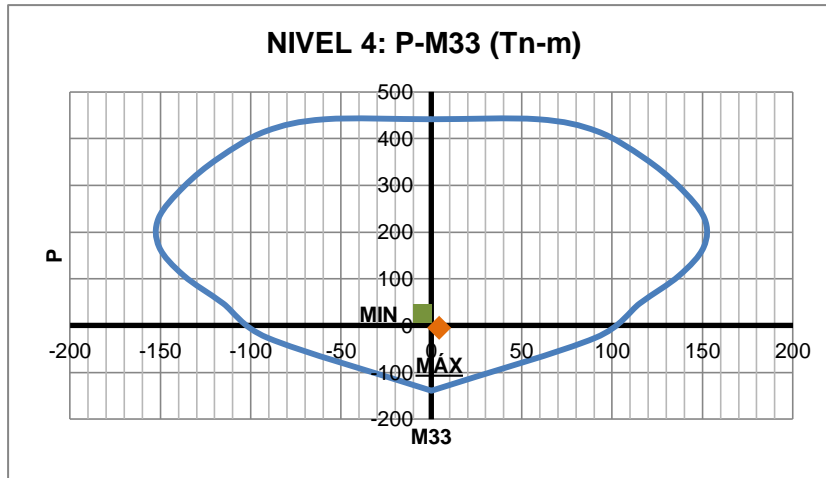
DIAGRAMA III-60: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B8, NIVEL 1 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIÓ- MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



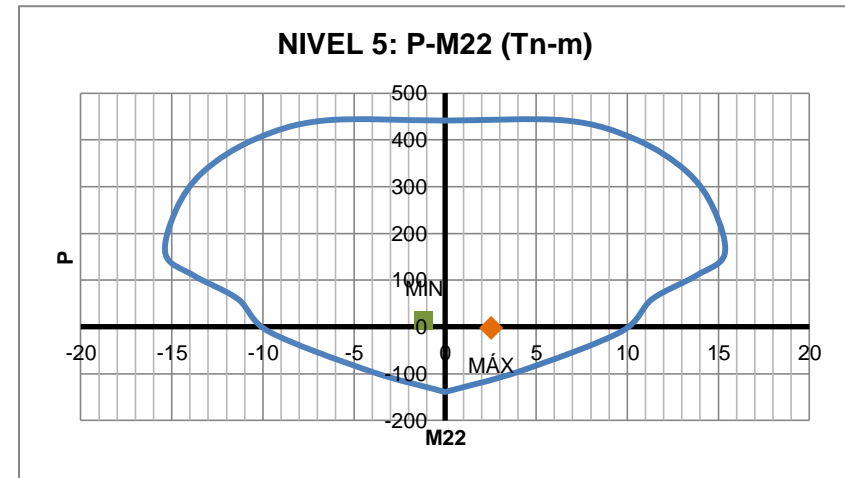
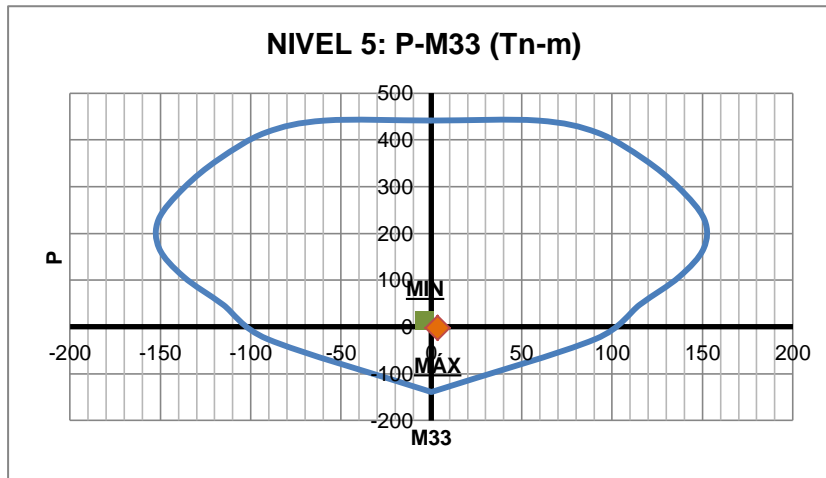
**DIAGRAMA III-61: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B8, NIVEL 2 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-62: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B8, NIVEL 3 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-63: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B8, NIVEL 4 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia



**DIAGRAMA III-64: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MC-B8, NIVEL 5 (DIRECCIÓN 33 Y 22) ARMADO PREVIO – MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

Las combinaciones de momento flector y carga axial para cada muro de corte (en cada nivel y cada dirección) se encuentran inmersas en el diagrama de interacción, por lo que el armado propuesto para los muros de corte es adecuado.

Así, todos los muros se reforzaron con un armado resistente capaz de absorber las sollicitaciones de momento último, en otras palabras se cumple que  $\phi M_n > M_u$ .

#### ▪ DISEÑO POR CORTE.

La resistencia al corte está dada por el aporte tanto del concreto como del acero de refuerzo según la ecuación II-9 y II-10:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s ; \phi = 0,85$$
$$\phi V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

Como se mencionó en el marco teórico, existen algunas limitaciones con respecto al cortante nominal y a contribución del concreto detalladas en las ecuaciones II-16 y II-18 respectivamente.

$$V_n \leq 2,6 \sqrt{f_c} A_{cw}$$

- MC – B1:  $V_n \text{ máx} = 2,6 \sqrt{210} * 4400 = 165,78 \text{ Tn}$
- MC – B2:  $V_n \text{ máx} = 2,6 \sqrt{210} * 3600 = 135,64 \text{ Tn}$
- MC – B5:  $V_n \text{ máx} = 2,6 \sqrt{210} * 2400 = 90,43 \text{ Tn}$
- MC – B8:  $V_n \text{ máx} = 2,6 \sqrt{210} * 3600 = 135,64 \text{ Tn}$

$$V_{c_{\max}} = A_{cw} \cdot \alpha_c \sqrt{f_c}$$

$$\alpha_c = \frac{hm}{lm} = \frac{13,5 \text{ m}}{2,40 \text{ m}} ; \frac{13,5 \text{ m}}{1,80 \text{ m}} ; \frac{13,5 \text{ m}}{1,20 \text{ m}}$$

$$\alpha_c = 5,63 ; 7,5 ; 11,25 > 2 \quad \text{Entonces } \alpha_c = 0,53$$



- MC-B1:

$$MC - B1_{X-X}: V_{c_{\max}} = 20 * 120 * 0,53 \sqrt{210} = 18,43 \text{ Tn}$$

$$MC - B1_{Y-Y}: V_{c_{\max}} = 20 * 120 * 0,53 \sqrt{210} = 18,43 \text{ Tn}$$

- MC - B2:  $V_{c_{\max}} = 20 * 180 * 0,53 \sqrt{210} = 27,65 \text{ Tn}$
- MC - B5:  $V_{c_{\max}} = 20 * 120 * 0,53 \sqrt{210} = 18,43 \text{ Tn}$
- MC - B8:  $V_{c_{\max}} = 20 * 180 * 0,53 \sqrt{210} = 27,65 \text{ Tn}$

Calculando el aporte del concreto (Ecuación II-12)

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} \left( 1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d$$

- MC-B1

$$MC - B1_{X-X}: V_c = 0,53 \sqrt{210} \left( 1 + \frac{66\,356,09 \text{ Kg}}{140 * 120 * 20} \right) * 120 * 16$$

$$MC - B1_{X-X}: V_c = 17,66 \text{ Tn}$$

$$MC - B1_{Y-Y}: V_c = 0,53 \sqrt{210} \left( 1 + \frac{66\,356,09 \text{ Kg}}{140 * 120 * 20} \right) * 120 * 16$$

$$MC - B1_{Y-Y}: V_c = 17,66 \text{ Tn}$$

- MC - B2:  $V_c = 0,53 \sqrt{210} \left( 1 + \frac{77\,227,44 \text{ Kg}}{140 * 180 * 20} \right) * 180 * 16 = 25,51 \text{ Tn}$
- MC - B5:  $V_c = 0,53 \sqrt{210} \left( 1 + \frac{92\,386,50 \text{ Kg}}{140 * 120 * 20} \right) * 120 * 16 = 18,8 \text{ Tn}$
- MC - B8:  $V_c = 0,53 \sqrt{210} \left( 1 + \frac{68\,076,55 \text{ Kg}}{140 * 180 * 20} \right) * 180 * 16 = 25,11 \text{ Tn}$

Comparando los valores de  $V_c$  obtenidos con los máximos:

$$V_c < V_{c_{\max}}$$

- MC-B1:

$$MC-B1_{X-X}: 17,66 \text{ Tn} < 18,43 \text{ Tn} \dots\dots \text{OK}$$

$$MC-B1_{Y-Y}: 17,66 \text{ Tn} < 18,43 \text{ Tn} \dots\dots \text{OK}$$

- MC-B2:  $25,51 \text{ Tn} < 27,65 \text{ Tn} \dots\dots \text{OK}$
- MC-B5:  $18,8 \text{ Tn} < 18,43 \text{ Tn} \dots\dots \text{No Cumple.}$

$$\text{Entonces } V_c = V_{c_{\max}} = 18,43 \text{ Tn}$$

- MC-B8:  $25,11 \text{ Tn} < 27,65 \text{ Tn} \dots\dots \text{OK}$

**Acero de refuerzo transversal:**

La principal función que tiene el estribo es el de confinar el acero longitudinal, en este caso los muros de corte están conformados por núcleos y una longitud denominada alma; por ende se deben proveer estribos diferentes uno para cada sección.

Para calcular el aporte del estribo en el alma se asume que se emplean varillas de 1/2" de diámetro espaciadas en función al tipo de muro (según la norma, no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro ni de 40 cm). Colocando el refuerzo transversal con un espaciamiento de 25 cm (valor que se verificará con la cuantía mínima exigida), se tiene que en un metro de muro existirán 4 estribos:

$$A_s = 4 * 1,27 \text{ cm}^2 = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = \frac{A_s}{A_g} = \frac{5,08 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} = 0,00254 \quad ; \quad 0,00254 > 0,0025 \dots \text{OK}$$

Entonces el aporte del acero de refuerzo en el alma (Ecuación II-17) es:

$$V_s = A_{cw} \rho_h f_y$$

$$\text{MC} - \text{B1}_{X-X}: V_s = 20 * 120 * 0,00254 * 4200 = 25,6 \text{ Tn}$$

$$\text{MC} - \text{B1}_{Y-Y}: V_s = 20 * 120 * 0,00254 * 4200 = 25,6 \text{ Tn}$$

$$\text{MC} - \text{B5}: V_s = 20 * 120 * 0,00254 * 4200 = 25,6 \text{ Tn}$$

$$\text{MC} - \text{B2}: V_s = 20 * 180 * 0,00254 * 4200 = 38,40 \text{ Tn}$$

$$\text{MC} - \text{B8}: V_s = 20 * 180 * 0,00254 * 4200 = 38,40 \text{ Tn}$$

El estribaje en el núcleo debe cumplir con las siguientes especificaciones:

- Los estribos serán como mínimo de:
  - 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8".
  - 3/8" para barras longitudinales de hasta 1"
  - 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

- El espaciamiento no debe exceder al menor entre:
  - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
  - La menor dimensión de la sección del elemento de borde.
  - 25 cm

Los elementos de borde, para todos los muros de corte, poseen la misma sección (15 cm x 15 cm) por lo que se realizó un solo diseño.

- Se colocaron estribos de 3/8".
- Espaciamiento: (no exceder del menor):
  - 10 \* 1,59 cm = 15,9 cm
  - (en todos los núcleos se emplean varillas de 5/8 )
  - 15 cm
  - 25 cm ..... **15 cm**

Verificando el aporte del acero transversal del núcleo (Ecuación II-13):

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

$$V_{S_{núcleo}} = \frac{2 * 0,71 * 4200 * 16}{15}$$

$$V_{S_{núcleo}} = 6,36 \text{ Tn}$$

Finalmente se tienen los siguientes aportes para resistir al corte:

MURO	Vc	Vs				Vn TOTAL	VERIFICACIÓN Vn máx.		ØVn
		ALMA	NÚCLEOS						
MC-B1 <sub>x-x</sub>	17,66 Tn	25,60 Tn	2	6,36 Tn	55,98 Tn	127,2 Tn	Cumple	47,58 Tn	
MC-B1 <sub>y-y</sub>	17,66 Tn	25,60 Tn	2	6,36 Tn	55,98 Tn	127,2 Tn	Cumple	47,58 Tn	
MC-B2	25,51 Tn	38,40 Tn	2	6,36 Tn	76,63 Tn	101,7 Tn	Cumple	65,14 Tn	
MC-B5	18,43 Tn	25,60 Tn	2	6,36 Tn	56,75 Tn	67,8 Tn	Cumple	48,24 Tn	
MC-B9	27,65 Tn	38,40 Tn	2	6,36 Tn	78,77 Tn	101,7 Tn	Cumple	66,95 Tn	

**TABLA III-75: MUROS DE CORTE, RESISTENCIA AL CORTE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

La fuerza cortante de diseño para muros de corte con responsabilidad sísmica se determina aplicando el concepto de capacidad que consiste en dotar al muro una mayor resistencia al corte que a flexión para evitar una falla por corte. Para ello se debe corregir la fuerza cortante que se obtiene del análisis empleando la ecuación II-15.

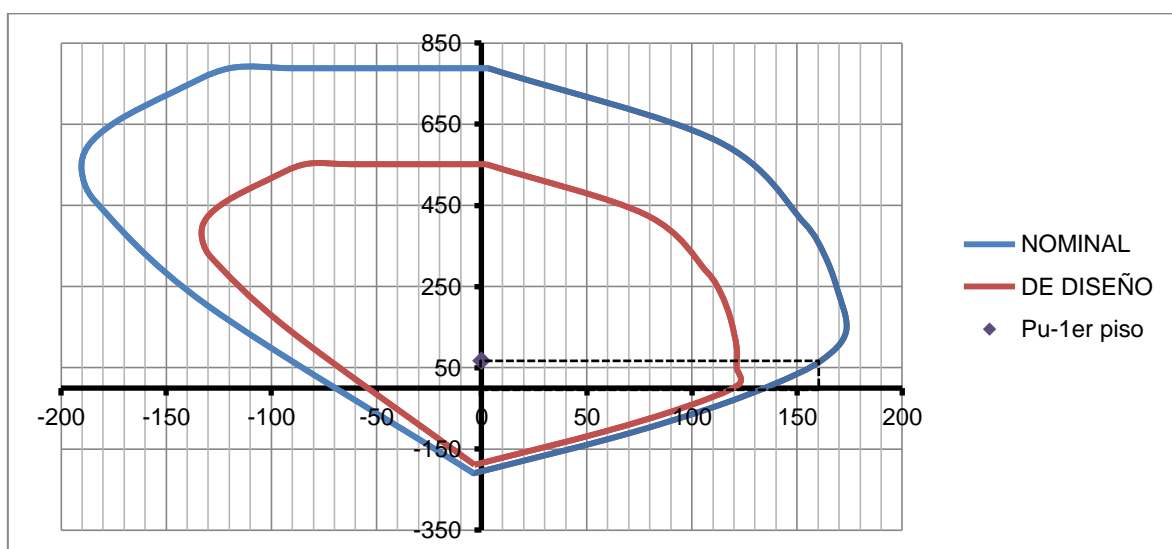
$$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

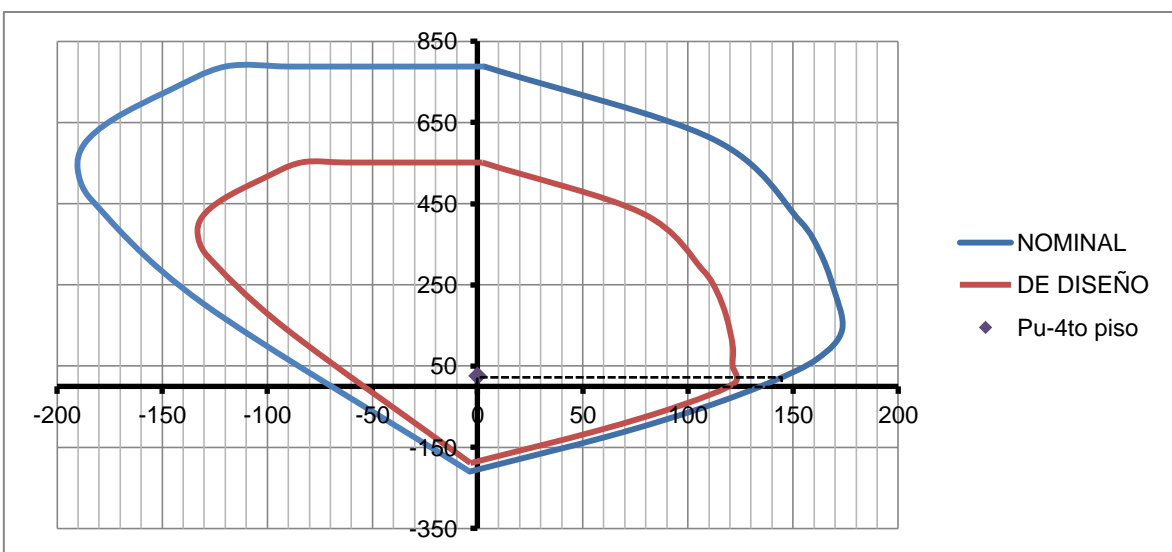
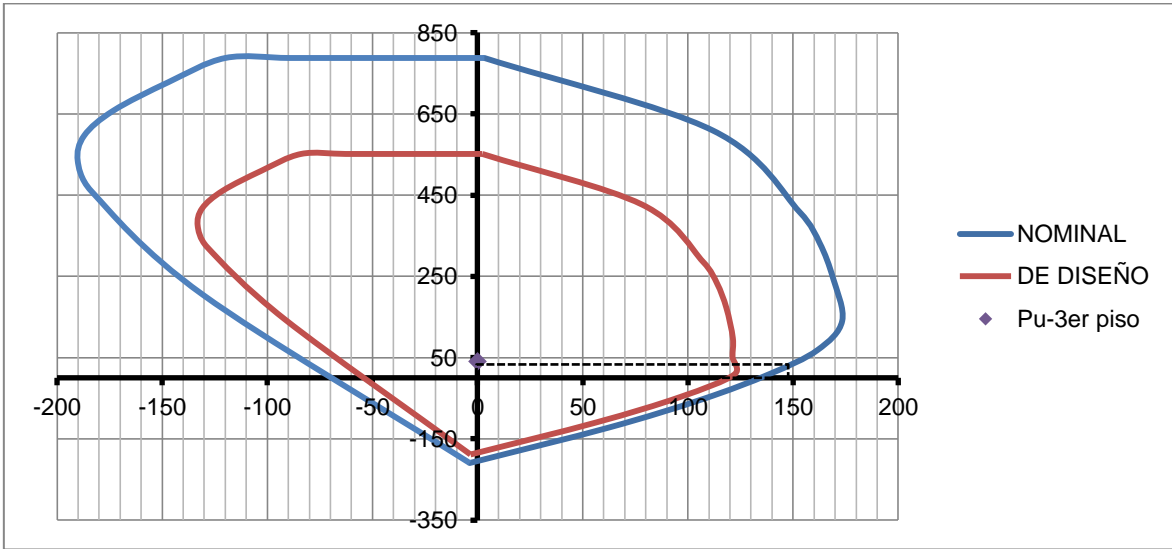
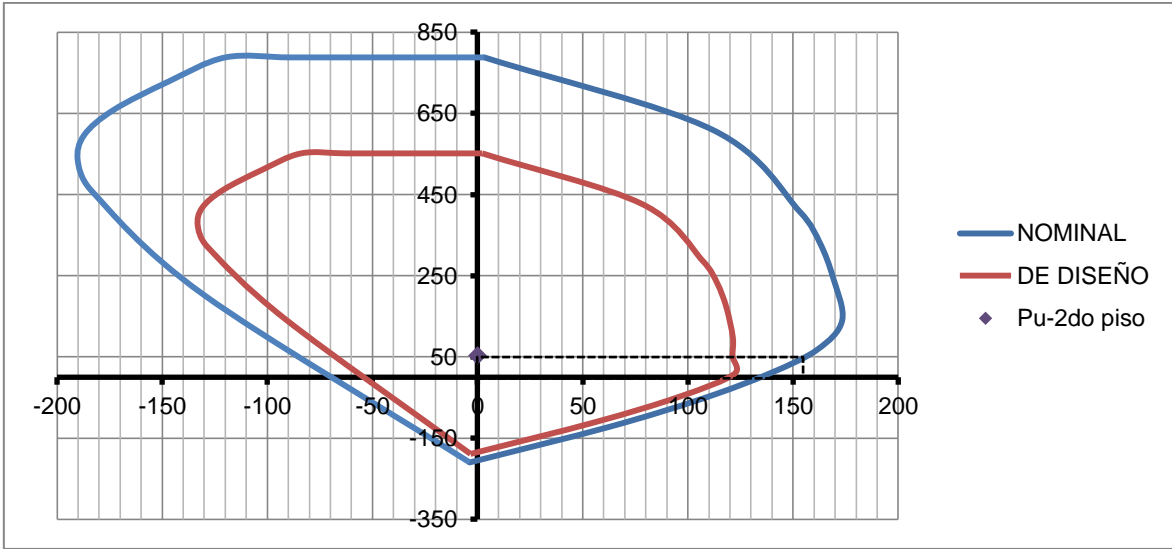
En función a los resultados obtenidos en el análisis se concluye que:

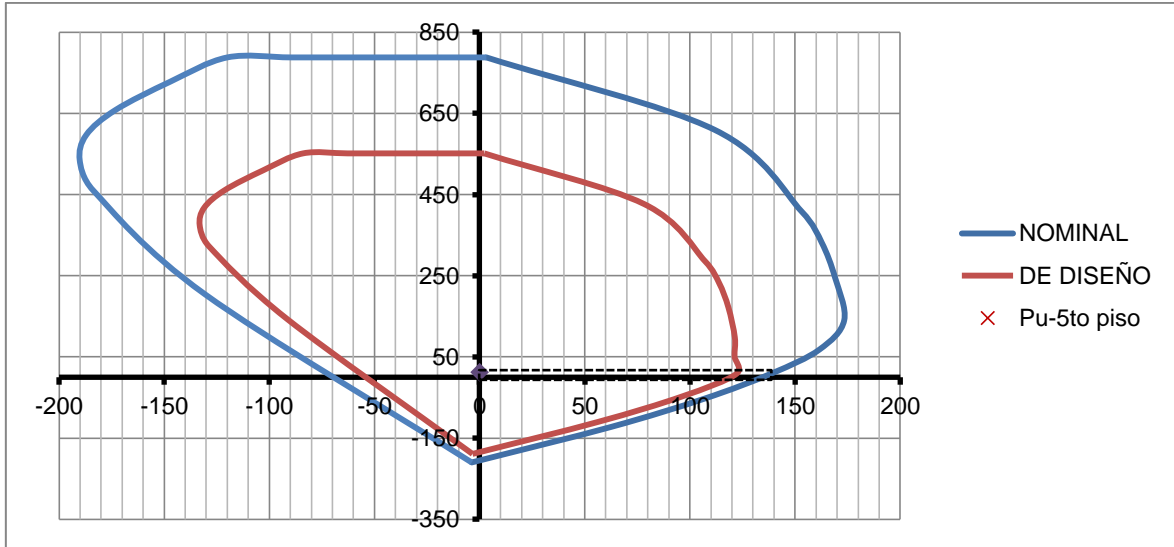
- El mayor cortante último actuante se da en la dirección 2-2.
- El mayor momento último actuante se da en la dirección 3-3, por lo que el momento nominal resistente se dará también en esa dirección.

De entrada se tienen los valores actuantes  $V_{ua}$  y  $M_{ua}$  (obtenidos del análisis). Para el cálculo de  $M_n$  se generaron los diagramas de interacción (nominal y de diseño) para cada muro de corte (Tn-m), para posteriormente verificar el  $M_n$  correspondiente para el punto  $P_u$ .

#### PARA MC-B1:

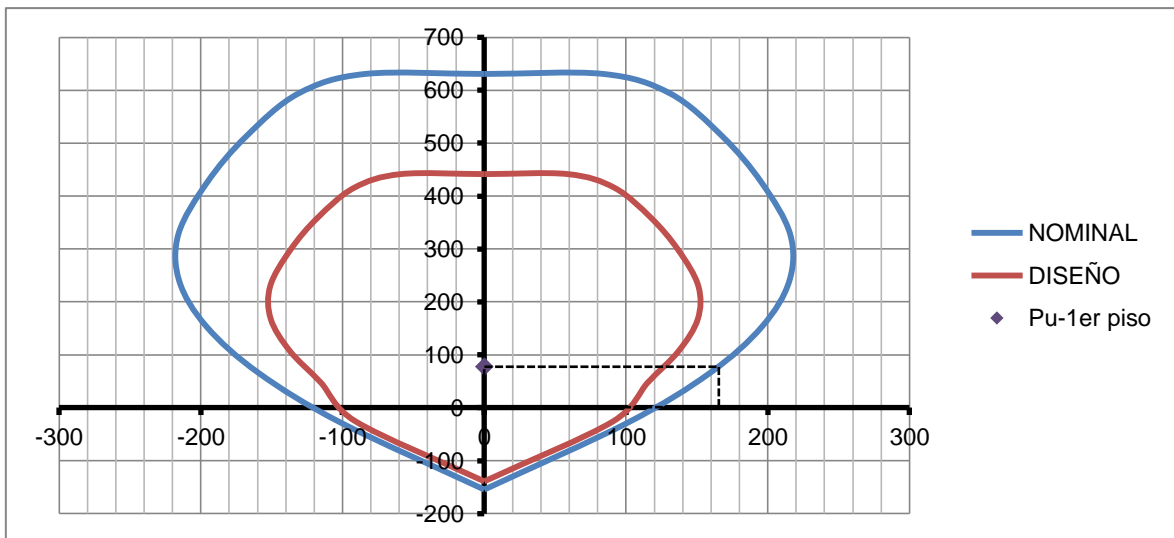


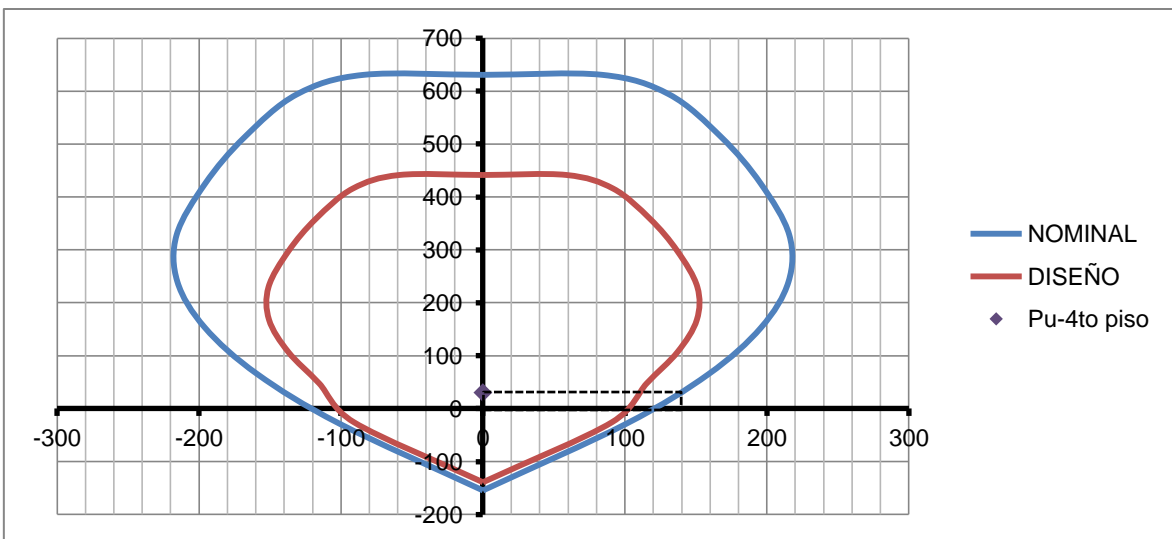
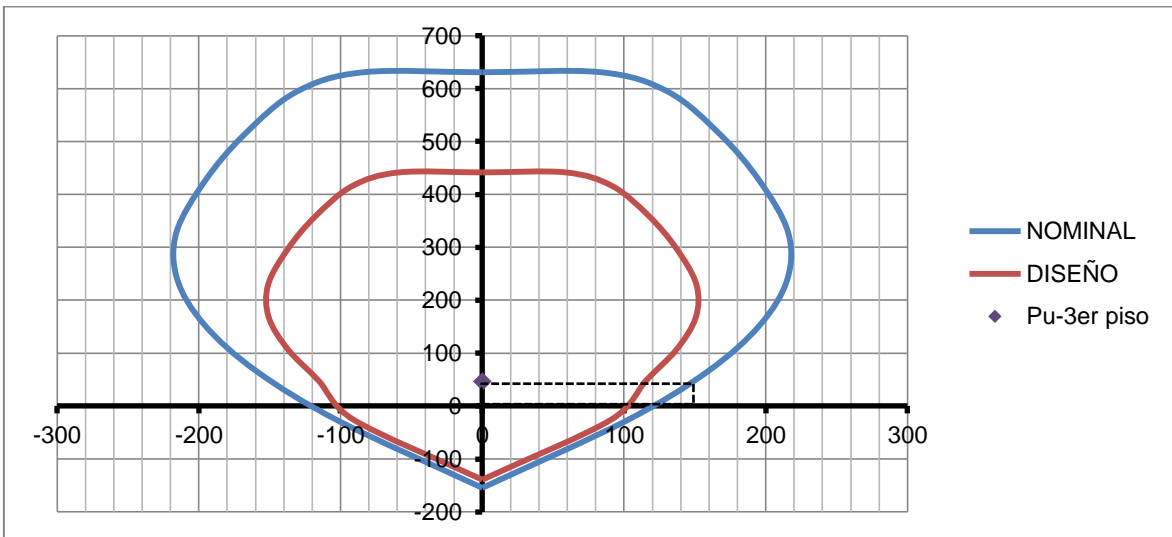
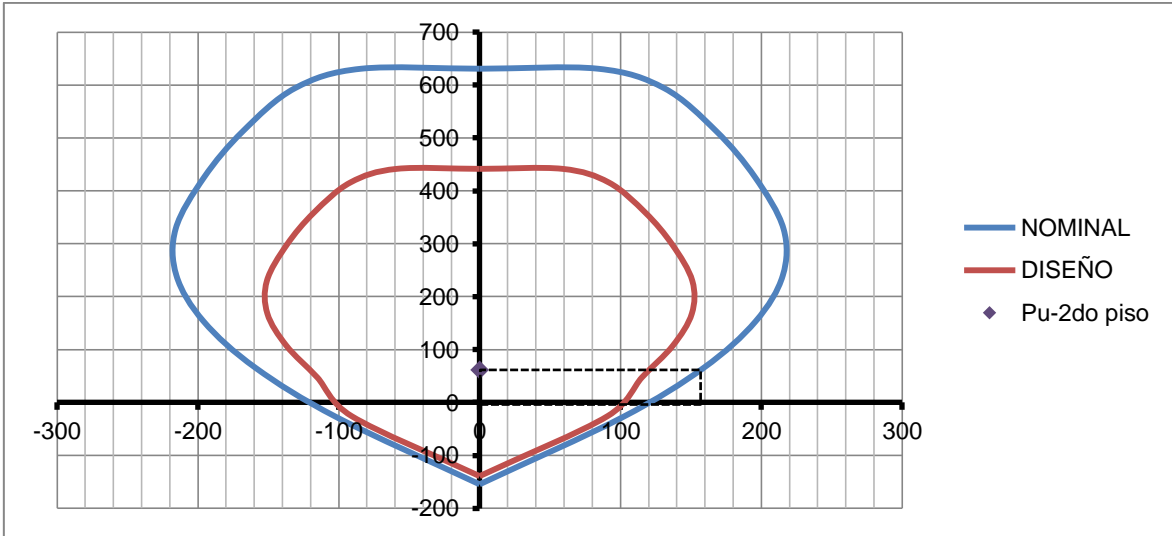


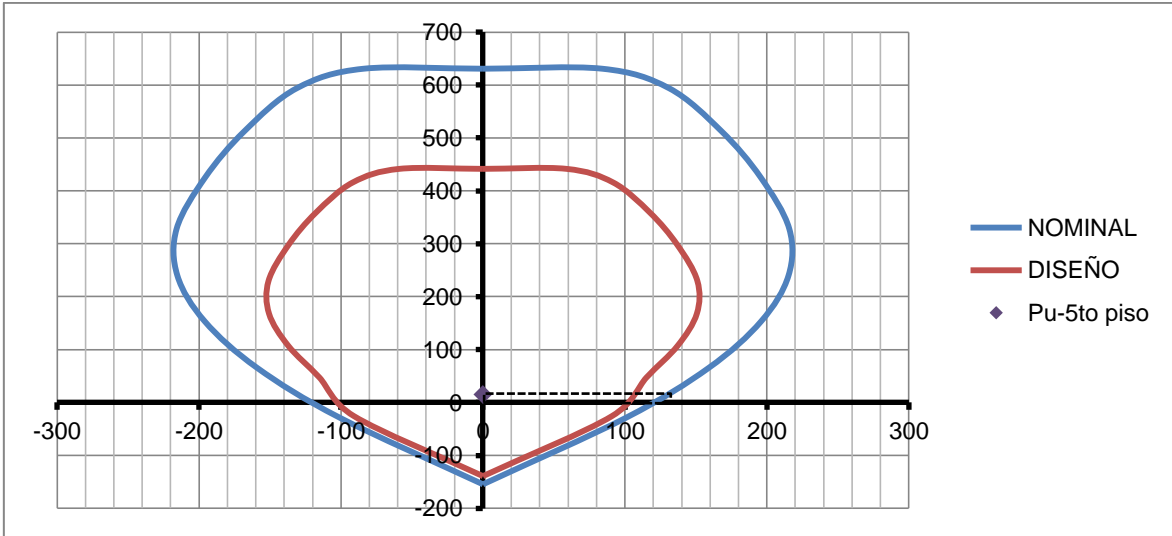


**DIAGRAMA III-65: CÁLCULO DE  $M_n$  EN MURO DE CORTE MC-B1 PARA TODOS LOS NIVELES- MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

**PARA MC-B2:**

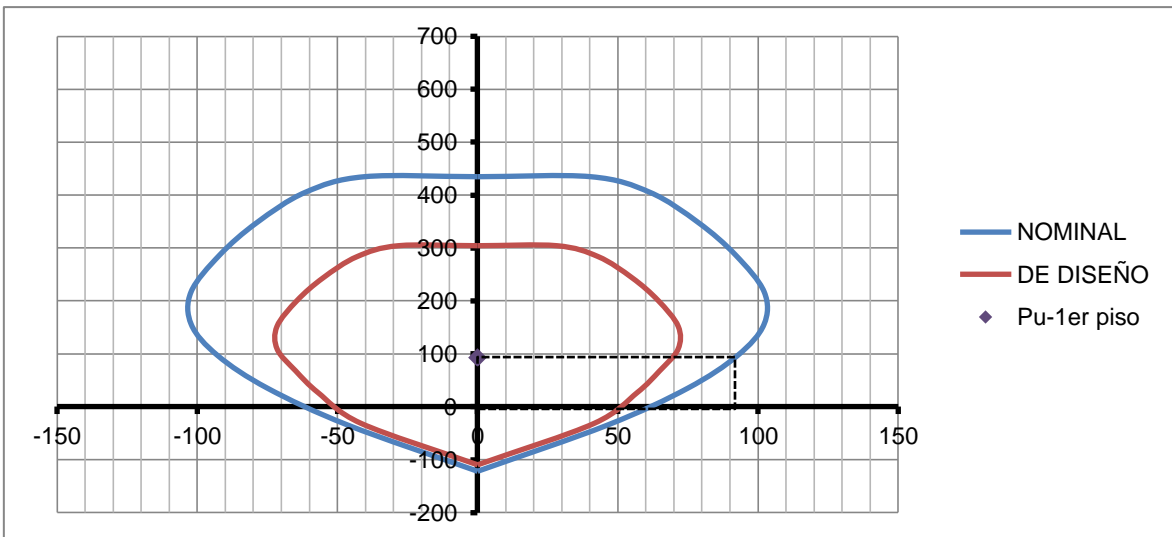




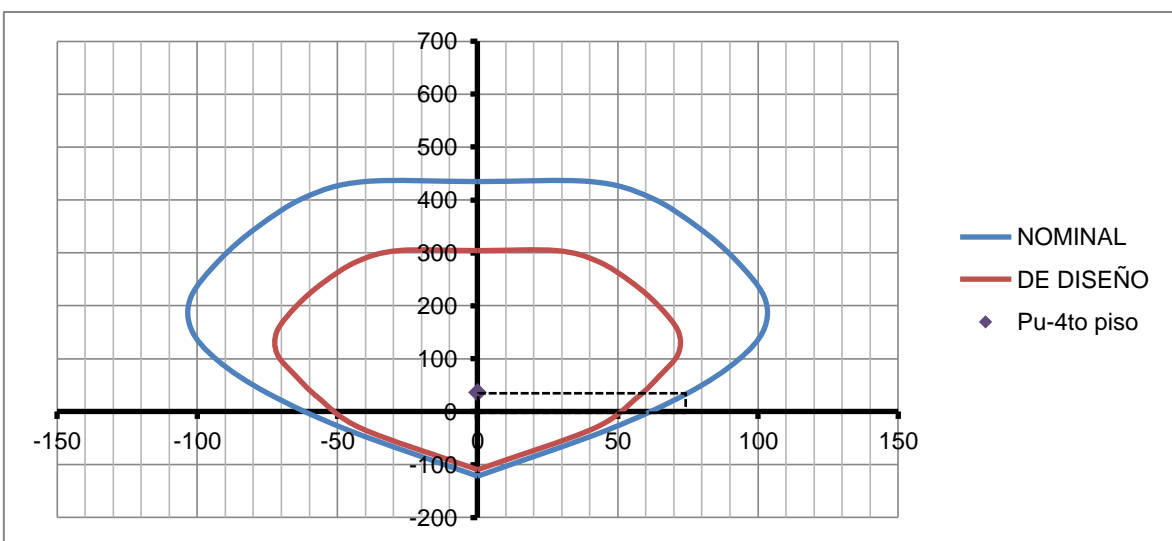
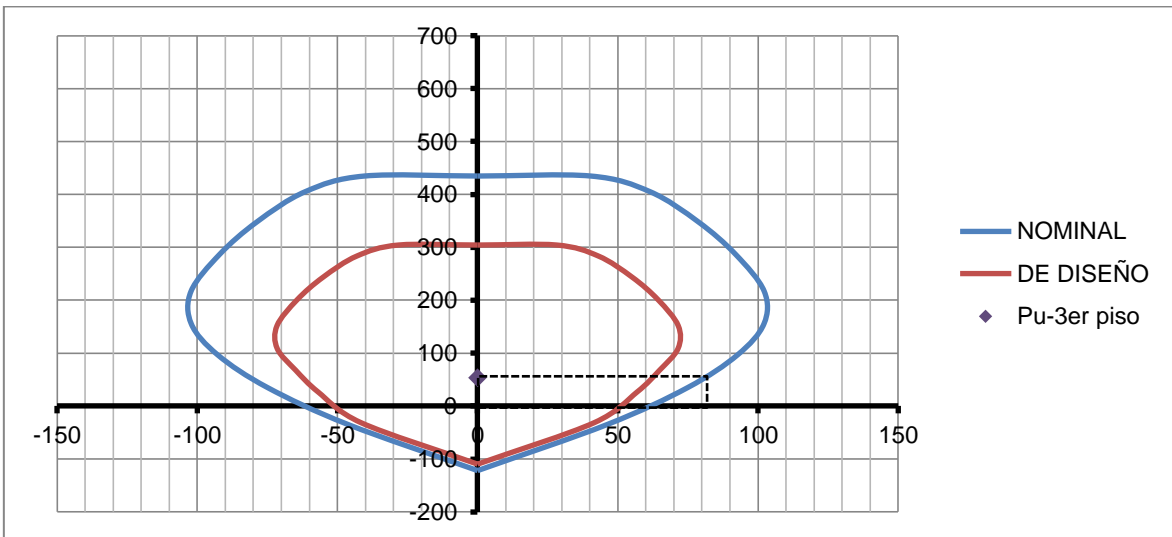
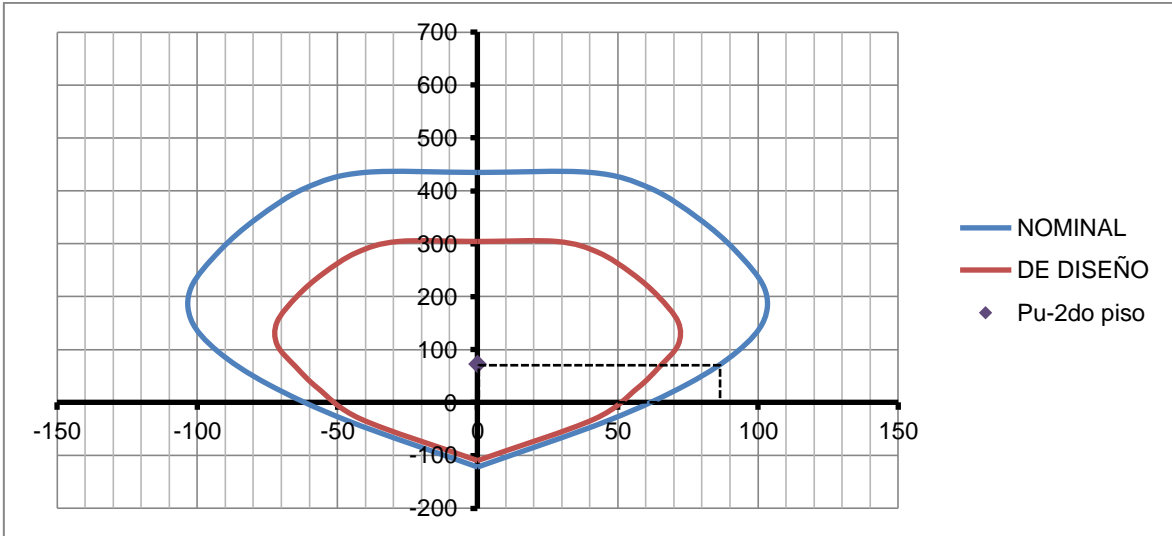


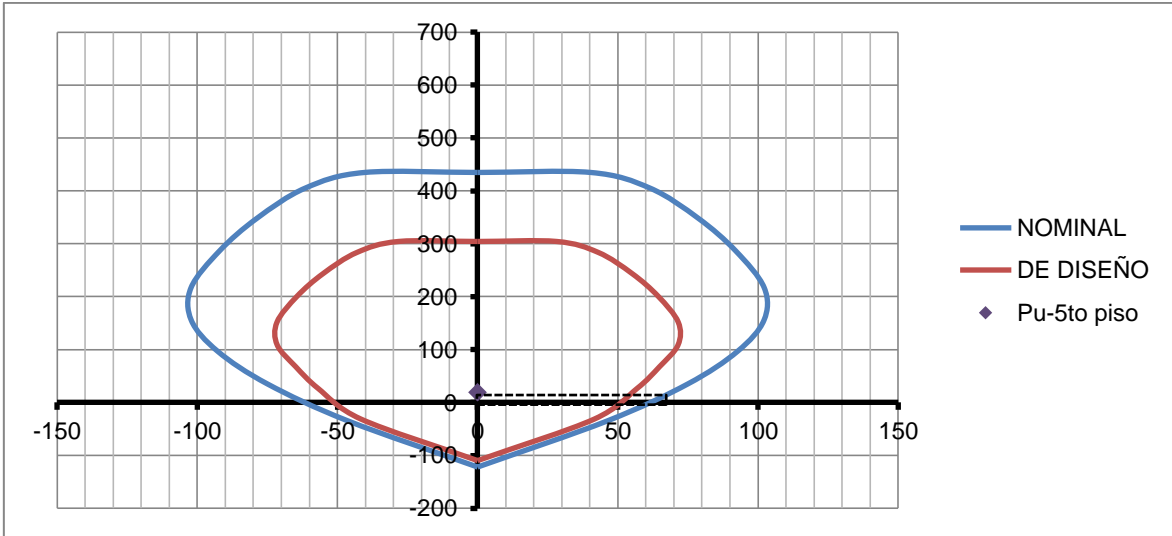
**DIAGRAMA III-66: CÁLCULO DE  $M_n$  EN MURO DE CORTE MC-B2 PARA TODOS LOS NIVELES – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

**PARA MC-B5:**



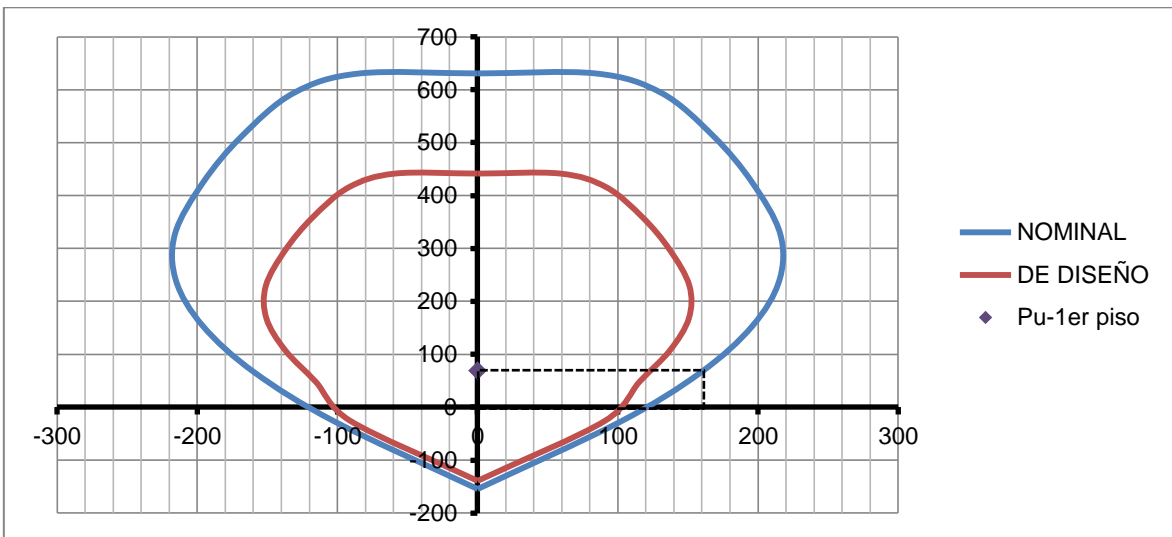


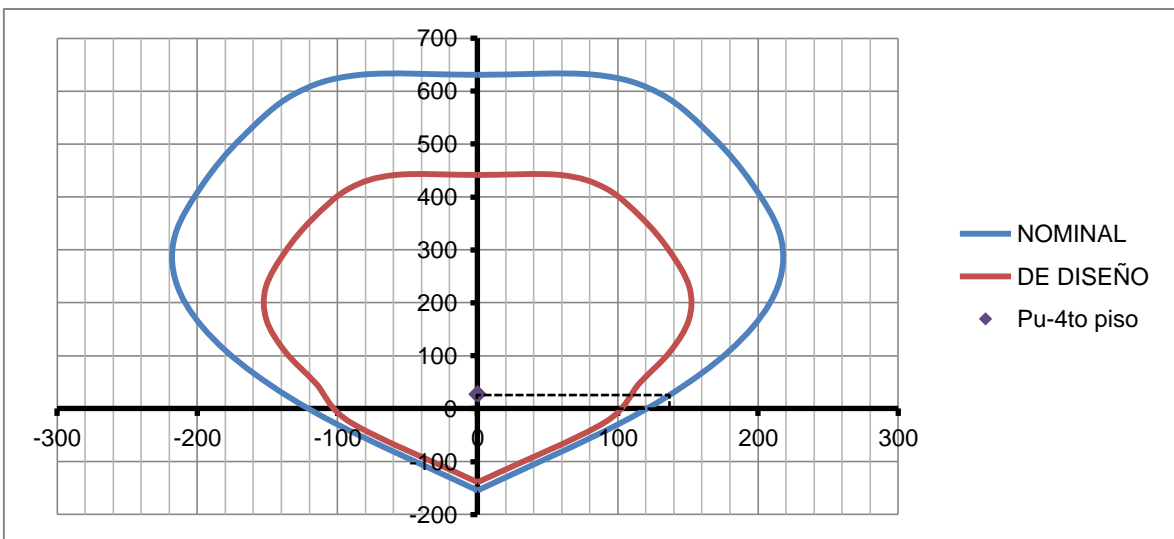
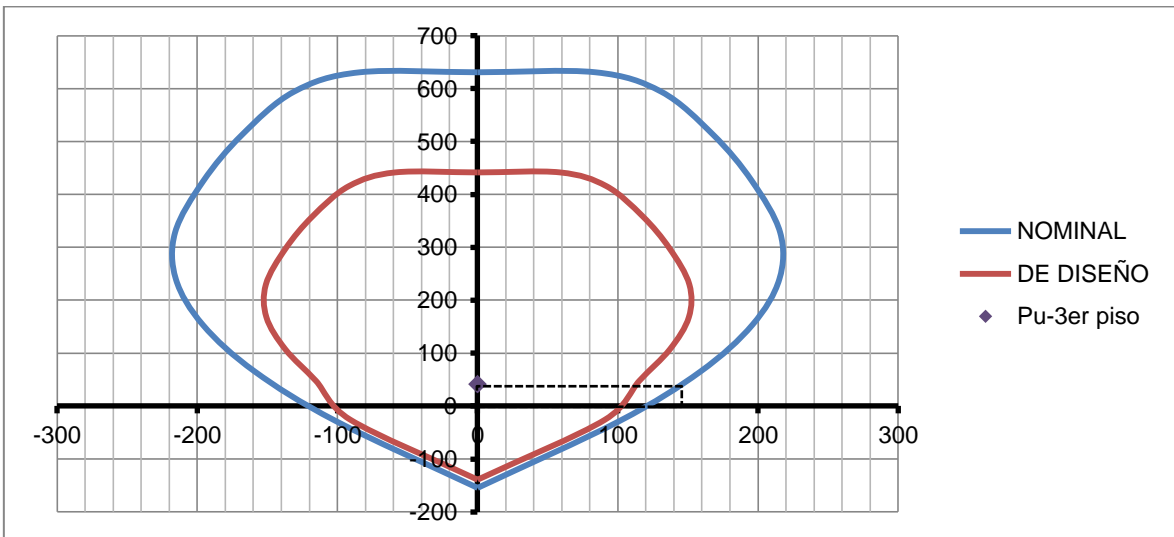
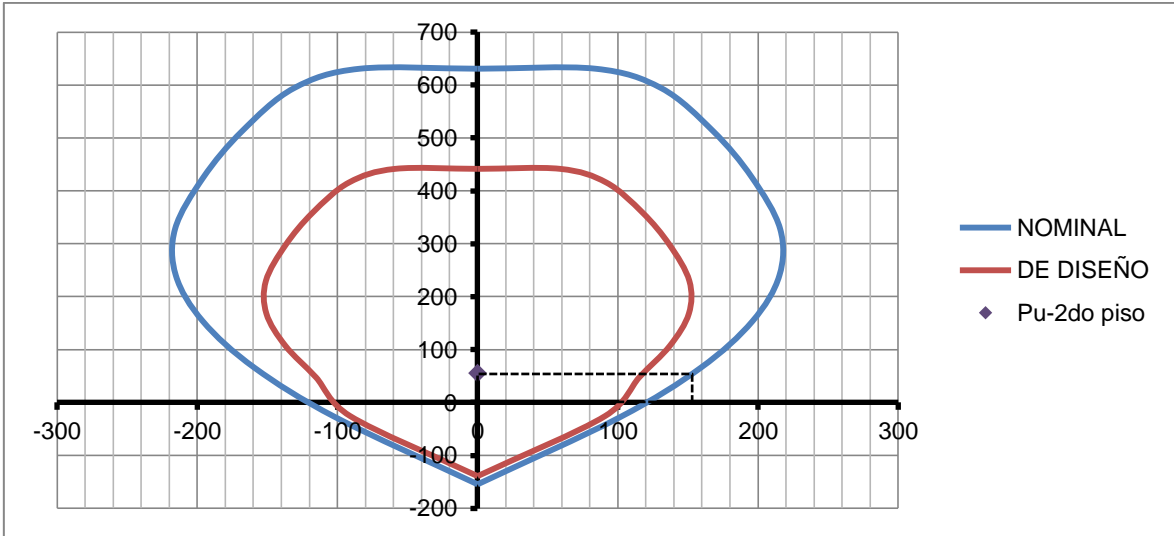


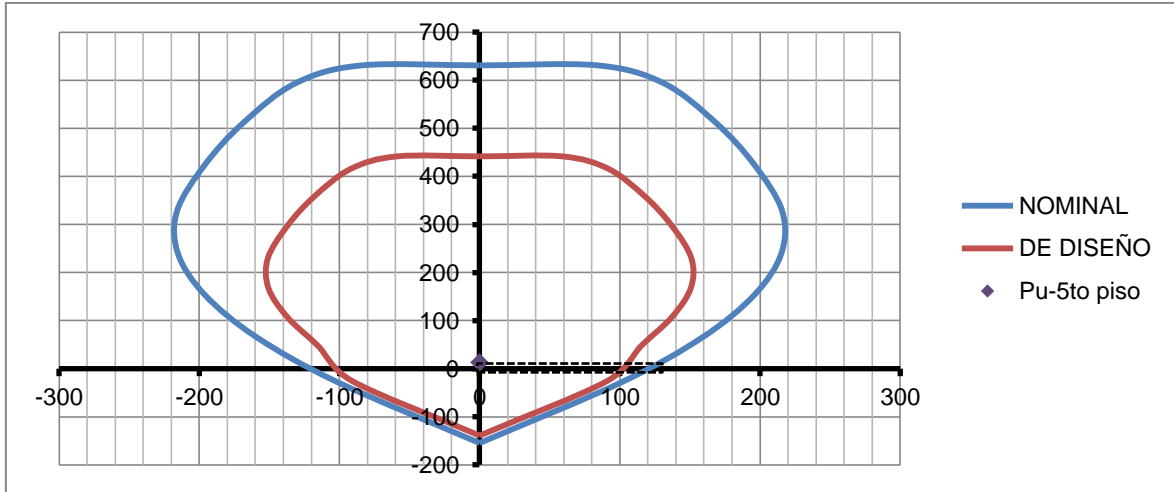


**DIAGRAMA III-67: CÁLCULO DE  $M_n$  EN MURO DE CORTE MC-B5 PARA TODOS LOS NIVELES – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.**  
FUENTE: ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

**PARA MC-B8:**







**DIAGRAMA III-68: CÁLCULO DE Mn EN MURO DE CORTE MC-B8 PARA TODOS LOS NIVELES - MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.**  
**FUENTE:** ETABS, Interaction Surface - Elaboración propia

Con los valores los valores de Mn, Vu y Mua se calcula la fuerza cortante de diseño.

NIVEL	MURO	Pmáx	Mua DIR 3-3	Vua DIR 2-2	Mn DIR 3-3	Mn/Mua	Mn/Mua (<R)	Vu
1	MCB-1	66,36 Tn	-26,18 Tn-m	-7,06 Tn	162 Tn-m	-6,19	6	<b>42,36</b> Tn
	MCB-2	77,23 Tn	-38,48 Tn-m	-10,56 Tn	170 Tn-m	-4,42	4,42	46,66 Tn
	MCB-5	92,39 Tn	-13,46 Tn-m	-5,53 Tn	92 Tn-m	-6,84	6	33,18 Tn
	MCB-8	68,08 Tn	-37,61 Tn-m	-9,02 Tn	160 Tn-m	-4,25	4,25	38,38 Tn
2	MCB-1	53,82 Tn	-15,58 Tn-m	-6,83 Tn	158 Tn-m	-10,14	6	40,98 Tn
	MCB-2	61,63 Tn	-20,98 Tn-m	-9,1 Tn	160 Tn-m	-7,63	6	<b>54,60</b> Tn
	MCB-5	72,26 Tn	-11,27 Tn-m	-6,79 Tn	88 Tn-m	-7,81	6	40,74 Tn
	MCB-8	55,36 Tn	-20,65 Tn-m	-7,69 Tn	168 Tn-m	-8,14	6	<b>46,14</b> Tn
3	MCB-1	40,07 Tn	-8,30 Tn-m	-5,66 Tn	150 Tn-m	-18,07	6	33,96 Tn
	MCB-2	46,06 Tn	-11,10 Tn-m	-7,43 Tn	150 Tn-m	-13,51	6	44,58 Tn
	MCB-5	53,59 Tn	-9,18 Tn-m	-6,79 Tn	84 Tn-m	-9,15	6	40,74 Tn
	MCB-8	41,13 Tn	-10,73 Tn-m	-6,32 Tn	120 Tn-m	-11,18	6	37,92 Tn
4	MCB-1	26,11 Tn	-4,43 Tn-m	-4,52 Tn	140 Tn-m	-31,62	6	27,12 Tn
	MCB-2	30,6 Tn	-4,98 Tn-m	-5,87 Tn	142 Tn-m	-28,52	6	35,22 Tn
	MCB-5	35,74 Tn	-7,34 Tn-m	-6,16 Tn	75 Tn-m	-10,22	6	36,96 Tn
	MCB-8	26,62 Tn	-4,43 Tn-m	-4,99 Tn	140 Tn-m	-31,63	6	29,94 Tn
5	MCB-1	12,48 Tn	-4,98 Tn-m	-3,52 Tn	138 Tn-m	-27,73	6	21,12 Tn
	MCB-2	15,29 Tn	-3,34 Tn-m	-2,98 Tn	135 Tn-m	-40,37	6	17,88 Tn
	MCB-5	18,72 Tn	-6,57 Tn-m	-6,83 Tn	70 Tn-m	-10,65	6	<b>40,98</b> Tn
	MCB-8	12,32 Tn	-3,49 Tn-m	-2,12 Tn	120 Tn-m	-34,42	6	12,72 Tn

\*: Pmáx, Mua son datos extraídos de la tabla III-74.

\*:Vua, son datos extraídos del programa (Pier Forces – V22).

**TABLA III-76: CORTANTE DE DISEÑO SÍSMICO EN MUROS DE CORTE - MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

Realizando una comparación entre el valor nominal de la fuerza cortante ( $\phi V_n$ ) calculada en la Tabla III-75 con la cortante última de diseño sísmico ( $V_u$ ) (Tabla III-76) como lo establece la ecuación II-9:

$$V_u \leq \phi V_n$$

- MC – B1: 42,36 Tn < 47,58 Tn ... OK (para ambas direcciones)
- MC – B2: 54,60 Tn < 65,14 Tn ... OK
- MC – B5: 40,98 Tn < 48,24 Tn ... OK
- MC – B8: 46,14 Tn < 66,95 Tn ... OK

Con todas las verificaciones realizadas, se define el armado de los muros de corte como lo indica la siguiente tabla:

MURO DE CORTE	UBICACIÓN	As LONGITUDINAL		As TRANSVERSAL (ESTRIBOS)	
		NUCLEO	ALMA	$\emptyset$	DISTRIBUCIÓN
TIPO A	NÚCLEO	12 $\emptyset$ 5/8	Espaciamiento de varillas en alma: 20 cm.	3/8"	1@0,05m+Rto@0.15 m
	ALMA	20 $\emptyset$ 1/2		1/2"	1@0,05m+Rto@0.25 m
TIPO B	NÚCLEO	8 $\emptyset$ 5/8		3/8"	1@0,05m+Rto@0.15 m
	ALMA	16 $\emptyset$ 1/2		1/2"	1@0,05m+Rto@0.25 m
TIPO C	NÚCLEO	8 $\emptyset$ 5/8		3/8"	1@0,05m+Rto@0.15 m
	ALMA	10 $\emptyset$ 1/2		1/2"	1@0,05m+Rto@0.25 m

**TABLA III-77: REFUERZO FINAL EN MUROS DE CORTEO – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**

FUENTE: Elaboración propia.

### 3.6.6.4.1.1.2 DISEÑO DE VIGAS PERIMETRALES.

Las vigas perimetrales serán diseñadas para resistir esfuerzos de flexión y corte. Para este caso se tomaron las vigas del tercer nivel por ser estas las que presentan esfuerzos mayores

- **REVISIÓN DE DEFLEXIÓN.**

En el capítulo 9, la norma E.060 indica que el peralte mínimo de una viga simplemente apoyada debe ser como mínimo  $L/16$ , siendo L la mayor de las luces. Si cumple tal condición, no será necesario verificar un chequeo por deflexión.

Para la edificación en estudio se tiene una luz máxima de 3,09 m (ver tabla III-3), entonces:

$$3,09 \text{ m} / 16 = 0,19 \text{ m.}$$

El peralte pre-dimensionado es de 0,30 m, mayor a 0,19 m. por lo que no será necesario verificar la deflexión en las vigas

#### ▪ DISEÑO A FLEXIÓN.

El acero mínimo a colocar en vigas viene dado por la ecuación II-7.

$$A_s \text{ min} = \frac{0,7\sqrt{f'c}}{f_y} b w d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{0,7\sqrt{210}}{4200} * 25 * (30 - 4)$$

$$A_s \text{ min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del acero a flexión se siguió el mismo procedimiento que para las vigas del sistema dual, se emplearon los momentos generados en cada tramo de las vigas (Ver Tabla III-78). Posteriormente se realizó el cálculo de las áreas de acero empleando el instrumento metodológico Nro.

4. Se emplean las ecuaciones II-5 y II-6:

$$A_s = \frac{M_u}{\left(d - \frac{a}{2}\right) \phi f_y} \quad ; \quad a = \frac{A_s * f_y}{0,85 f'c * b}$$



NIVEL	VIGA	PLANO	UBICACIÓN	MOMENTO								
				IZQUIERDO	MEDIO						DERECHO	
3	A	B26	SUPERIOR	-250.257,98	-57.101,06	-56.618,24	-2.060,82	-25.432,52	-26.019,85	-172.590,51	-186.936,91	-187.326,61
			INFERIOR	180.549,34	75.350,31	76.153,74	41.104,49	65.537,50	67.547,49	152.596,36	159.586,15	159.818,43
	B	B27	SUPERIOR	-204.937,74	-33.479,56	-35.147,63	-1.990,78	-43.421,34	-41.491,35	-	-	-252.022,63
			INFERIOR	175.276,22	71.093,28	72.304,39	39.425,85	69.044,92	68.068,25	-	-	179.380,85
	C	B30	SUPERIOR	-240.071,67	-44.226,26	-55.544,14	-1.419,66	-45.302,09	-38.839,82	-	-	-205.065,62
			INFERIOR	186.103,19	71.271,59	80.849,71	34.603,57	74.924,48	67.548,34	-	-	174.915,83
	D	B28	SUPERIOR	-226.510,78	-45.837,49	-50.608,06	-1.338,15	-42.098,12	-39.440,38	-	-	-201.952,43
			INFERIOR	175.813,70	73.741,31	78.394,27	35.783,55	71.654,88	68.534,19	-	-	166.746,68
	E	B31	SUPERIOR	-208.749,93	-40.608,60	-47.097,10	-2.522,76	-10.432,33	-9.740,02	-67.444,75	-56.861,89	-254.309,01
			INFERIOR	140.727,73	74.288,83	78.942,01	55.653,58	60.107,16	58.644,65	74.540,36	66.270,14	166.599,52
	F	B29	SUPERIOR	-180.349,94	-44.383,95	-47.659,10	-11.305,43	-9.923,77	-15.482,53	-50.706,83	-58.476,49	-235.040,22
			INFERIOR	134.996,97	71.599,64	74.065,08	48.885,74	47.685,40	51.854,44	60.344,93	69.278,42	162.249,40
	G	B32	SUPERIOR	-204.390,50	-56.848,66	-58.782,61	-4.917,73	-6.213,55	-4.478,78	-62.145,50	-52.900,71	-236.174,32
			INFERIOR	145.232,61	77.612,61	81.839,75	53.484,37	54.142,58	53.161,39	80.066,19	74.235,57	156.899,70
	H	B35	SUPERIOR	-197.617,07	-52.463,04	-55.704,96	-13.103,91	-16.399,25	-14.584,79	-53.230,13	-59.459,61	-215.778,85
			INFERIOR	139.470,02	72.928,10	75.528,87	50.079,02	51.772,14	49.528,68	69.259,20	76.897,42	157.470,05
	I	B33	SUPERIOR	-191.480,16	-11.750,66	-13.379,56	-4.100,76	-77.708,68	-88.925,25	-	-	-185.845,91
			INFERIOR	142.811,93	45.986,25	44.361,69	35.184,90	96.650,75	98.874,64	-	-	150.602,42
	J	B34	SUPERIOR	-181.548,54	-31.836,52	-33.420,11	-4.494,04	-31.756,19	-29.947,21	-	-	-201.977,07
			INFERIOR	146.321,55	60.550,53	61.479,01	33.537,97	57.015,05	56.589,23	-	-	150.039,37

\* : Los momentos de ubicación superior señalan los momentos negativos, mientras que los inferiores los positivos.

**TABLA III-78: MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS PARA DISEÑO DE VIGAS PERIMETRALES- MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.**  
 FUENTE: Tabla ETABS Beam Forces, Elaboración propia

Como ejemplo, se muestra el cálculo del área de acero para la viga A:

Mu superior	250.257,98	57.101,06	56.618,24	2.060,82	25.432,52	26.019,85	172.590,51	186.936,91	187.326,61
TRAMO	IZQUIERDA	TRAMO CENTRAL						DERECHA	kg-cm
Mu superior	180.549,34	75.350,31	76.153,74	41.104,49	65.537,50	67.547,49	152.596,36	159.586,15	159.818,43

MCB1 MCB2

NIVEL 3 – MOMENTO NEGATIVO			
Mu	a	As	a
	(Asumido)		(Calculado)
250.257,98	5,00	2,82	2,65
250.257,98	2,65	2,68	2,53
250.257,98	2,53	2,68	2,52
250.257,98	2,52	2,68	2,52
57.101,06	5,00	0,6428	0,6050
57.101,06	0,61	0,5878	0,5533
57.101,06	0,55	0,5873	0,5527
57.101,06	0,55	0,5872	0,5527
56.618,24	5,00	0,64	0,60
56.618,24	0,60	0,58	0,55
56.618,24	0,55	0,58	0,55
56.618,24	0,55	0,58	0,55
2.060,82	5,00	0,02	0,02
2.060,82	0,02	0,02	0,02
2.060,82	0,02	0,02	0,02
2.060,82	0,02	0,02	0,02
25.432,52	5,00	0,29	0,27
25.432,52	0,27	0,26	0,24
25.432,52	0,24	0,26	0,24
25.432,52	0,24	0,26	0,24
26.019,85	5,00	0,29	0,28
26.019,85	0,28	0,27	0,25
26.019,85	0,25	0,27	0,25
26.019,85	0,25	0,27	0,25
172.590,51	5,00	1,94	1,83
172.590,51	1,83	1,82	1,71
172.590,51	1,71	1,82	1,71
172.590,51	1,71	1,82	1,71
186.936,91	5,00	2,10	1,98
186.936,91	1,98	1,98	1,86
186.936,91	1,86	1,97	1,86
186.936,91	1,86	1,97	1,86
187.326,61	5,00	2,11	1,98
187.326,61	1,98	1,98	1,87
187.326,61	1,87	1,98	1,86
187.326,61	1,86	1,98	1,86

NIVEL 3 – MOMENTO POSITIVO			
Mu	a	As	a
	(Asumido)		(Calculado)
180.549,34	5,00	2,03	1,91
180.549,34	1,91	1,91	1,80
180.549,34	1,80	1,90	1,79
180.549,34	1,79	1,90	1,79
75.350,31	5,00	0,85	0,80
75.350,31	0,80	0,78	0,73
75.350,31	0,73	0,78	0,73
75.350,31	0,73	0,78	0,73
76.153,74	5,00	0,86	0,81
76.153,74	0,81	0,79	0,74
76.153,74	0,74	0,79	0,74
76.153,74	0,74	0,79	0,74
41.104,49	5,00	0,46	0,44
41.104,49	0,44	0,42	0,40
41.104,49	0,40	0,42	0,40
41.104,49	0,40	0,42	0,40
65.537,50	5,00	0,74	0,69
65.537,50	0,69	0,68	0,64
65.537,50	0,64	0,68	0,64
65.537,50	0,64	0,68	0,64
67.547,49	5,00	0,76	0,72
67.547,49	0,72	0,70	0,66
67.547,49	0,66	0,70	0,66
67.547,49	0,66	0,70	0,66
152.596,36	5,00	1,72	1,62
152.596,36	1,62	1,60	1,51
152.596,36	1,51	1,60	1,50
152.596,36	1,50	1,60	1,50
159.586,15	5,00	1,80	1,69
159.586,15	1,69	1,68	1,58
159.586,15	1,58	1,67	1,58
159.586,15	1,58	1,67	1,58
159.818,43	5,00	1,80	1,69
159.818,43	1,69	1,68	1,58
159.818,43	1,58	1,68	1,58
159.818,43	1,58	1,68	1,58

TABLA III-79: AREAS DE ACERO PARA MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS EN VIGA A - MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.  
FUENTE: Elaboración propia





Según la ubicación del momento, se tiene la siguiente distribución para la viga A<sup>40</sup> (ln=2,19 m):

**ACERO NEGATIVO:**

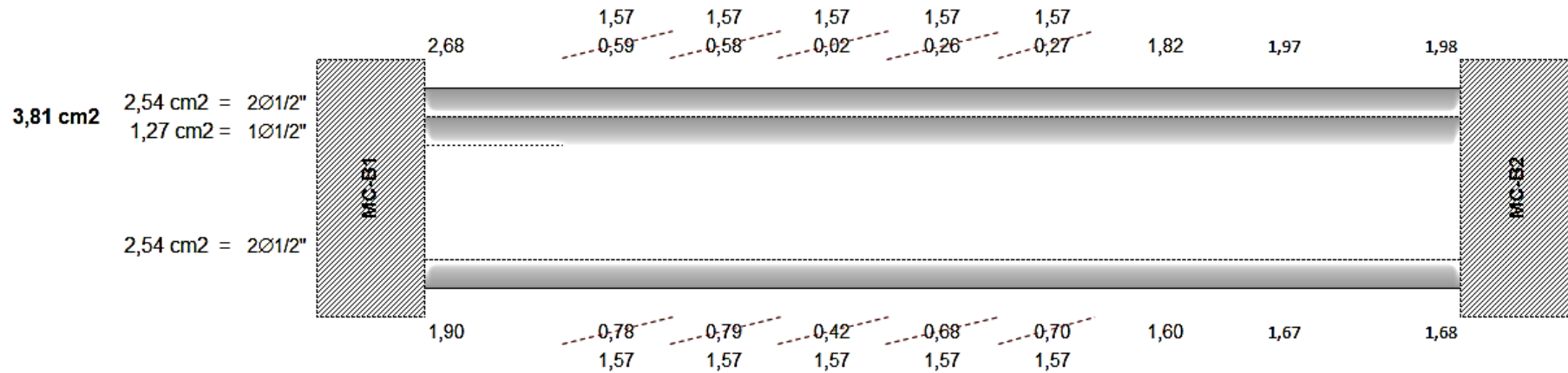
As (cm2)	2,68	0,59	0,58	0,02	0,26	0,27	1,82	1,97	1,98
	IZQUIERDA		TRAMO CENTRAL					DERECHA	
M(-)	250.257,98	57.101,06	56.618,24	2.060,82	25.432,52	26.019,85	172.590,51	186.936,91	187.326,61

**ACERO POSITIVO:**

As (cm2)	1,90	0,78	0,79	0,42	0,68	0,70	1,60	1,67	1,68
	IZQUIERDA		TRAMO CENTRAL					DERECHA	
M(+)	180.549,34	75.350,31	76.153,74	41.104,49	65.537,50	67.547,49	152.596,36	159.586,15	159.818,43

Las áreas de acero que resulten menores al mínimo exigido en la norma, se reemplazaron con el valor mínimo calculado anteriormente. Considerando este punto se tiene el siguiente planteamiento para el acero de refuerzo longitudinal:

<sup>40</sup> El acero requerido para cada viga se muestra en el anexo 3-II.



▪ **Para el extremo apoyado en el MC-B1:**

Para el momento negativo se requiere de 2,68 cm<sup>2</sup>, para lo cual se plantea colocar 2 varillas longitudinales de 1/2” más una varilla adicional de 1/2” haciendo un total de 3,81 cm<sup>2</sup>. Para el momento positivo se requiere un área de 1,90 cm<sup>2</sup> para lo cual se colocan también 2 varillas longitudinales de 1/2” logrando un área de 2,54 cm<sup>2</sup>.

▪ **Para el tramo intermedio:**

Como se observa en el grafico anterior algunas de las áreas de acero calculadas (superior e inferior) son menores al mínimo requerido (1,57 cm<sup>2</sup>), por lo que son reemplazados por ese valor. Se observa también que las 2 varillas longitudinales colocadas en el extremo apoyado en el MC-B1 cubren el área de acero requerida:

Momento negativo (2Ø1/2”) 2,54 cm<sup>2</sup> > 1,57 cm<sup>2</sup>, 1,82 cm<sup>2</sup>, 1,97 cm<sup>2</sup>.

Momento positivo (2Ø1/2”) 2,54 cm<sup>2</sup> > 1,57 cm<sup>2</sup>, 1,60 cm<sup>2</sup>, 1,67 cm<sup>2</sup>.

- **Para el extremo apoyado en el MC-B2:**

Las varillas longitudinales colocadas en el extremo apoyado en el MC-B1 cubren el área de acero requerida:

$$\text{Momento negativo (2}\varnothing 1/2\text{") } 2,54 \text{ cm}^2 > 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento positivo (2}\varnothing 1/2\text{") } 2,54 \text{ cm}^2 > 1,68 \text{ cm}^2$$

El corte del refuerzo longitudinal (cuando se requiera) se realizó en función al tipo de refuerzo ya sea este de tracción o compresión (figuras II-9 y II-10) y al diagrama de momentos flectores de la viga en donde ya no sea necesario para resistir la flexión (Figura III-27).

El cálculo de estas longitudes de anclaje o de desarrollo se describe en el anexo 2-I

Se tiene entonces para el ejemplo anterior:

- **Acero en compresión (2 $\varnothing$ 1/2"):**

*Longitud de anclaje + Longitudinal*

27,61 cm + tramo entero

- **Acero en compresión (1 $\varnothing$ 1/2):**

*Longitud de anclaje + longitud necesaria<sup>41</sup> + mayor de d,  
12db.*

27,61 cm + 5 cm + (26 cm, 15, 24 cm)

58,61 cm.

- **Acero en tracción (2 $\varnothing$ 1/2"):**

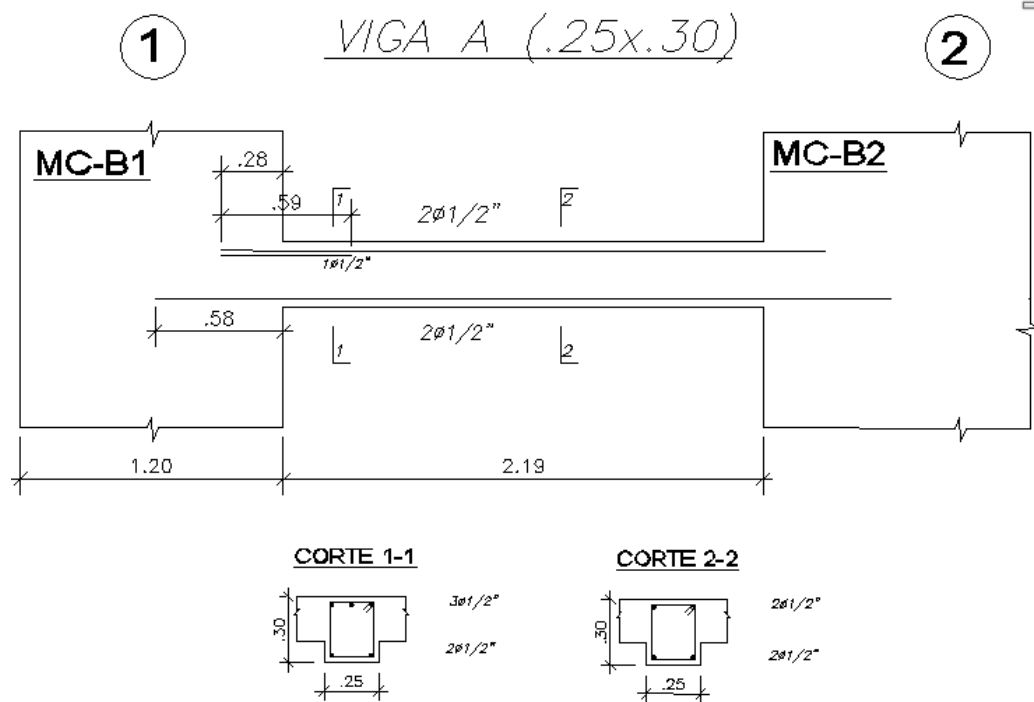
*Longitud de anclaje + Longitudinal*

58,35 cm + tramo entero

Finalmente el armado por flexión de la viga A queda definido de la siguiente manera:

---

<sup>41</sup>Longitud calculada en función al diagrama de momentos flectores – Envolvente. El cálculo se desarrolla en el anexo 2-III.



**FIGURA III-40: REFUERZO EN FLEXIÓN PARA VIGA A – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
 FUENTE: Elaboración propia.

Se siguió el mismo procedimiento para cada tramo y lo mismo para cada viga.

Con todo lo señalado anteriormente, para todas las vigas se colocó un armado con un momento resistente capaz de absorber las sollicitaciones de momento último, en otras palabras se cumple que  $\phi M_n > M_u$ .

▪ **DISEÑO POR CORTE.**

El diseño de las vigas perimetrales se realizó de la misma manera que las vigas del sistema dual tipo I.

La capacidad de resistir esfuerzos de corte por parte de una viga está dada por el aporte tanto del concreto como del refuerzo (estribo), según la ecuación II-9 y II-10:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s ; \phi = 0,85$$

$$\phi V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

Al tenerse vigas del mismo peralte armadas el cálculo del acero por corte será uno solo y es el que se detalla a continuación:

- **Zona de confinamiento (Lo):**

$$L_o = 2h = 2 (30 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

$$\text{1er estribo a } 5 \text{ cm} \quad \dots \quad \mathbf{5 \text{ cm}}$$

Espaciamiento (no exceder del menor):

$$(a) d/4 = 26 \text{ cm}/4 = 6,5 \text{ cm}$$

$$(b) 10 * 1,27 \text{ cm} = 12,7 \text{ cm}$$

$$(c) 24 * 0,93 \text{ cm} = 22,32 \text{ cm}$$

$$(d) 30 \text{ cm} \quad \dots \quad \mathbf{6 \text{ cm}}$$

- **Zona central:**

$$0,5*d = 0,5*(26 \text{ cm}) = 13 \text{ cm (máx.)} \quad \dots \quad \mathbf{13 \text{ cm}}$$

Finalmente se tiene:

$$\mathbf{1@0,05 \text{ m} + 9@0,06 \text{ m} + r @ 0,13 \text{ m}}$$

### PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO:

- Mediante la ecuación II-11 se calcula el aporte del concreto:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{210} (25)(26)$$

$$\mathbf{V_c = 4,99 \text{ Tn}}$$

- Mediante la ecuación II-13 se calcula el aporte del acero tanto para la zona central como para la zona de confinamiento:

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

$$V_{sLo} = \frac{2 * 0,71 * 4200 * 26}{6}$$

$$V_{scentral} = \frac{2 * 0,71 * 4200 * 26}{13}$$

$$\mathbf{V_{sLo} = 25,84 \text{ Tn}}$$

$$\mathbf{V_{scentral} = 11,93 \text{ Tn}}$$

La norma en su capítulo 11 indica que el aporte de los estribos está limitado, este valor debe cumplir con la ecuación II-14.

$$V_s \leq 2,1 \sqrt{f_c} b_w d$$

$$V_s \leq 2,1 \sqrt{210} (25)(26)$$

$$V_s \leq 19,78 Tn$$

Con los resultados obtenidos se realiza la siguiente tabla:

ZONA	Vc	Vs	VERIFICACIÓN Vs	Vn TOTAL	ØVn
Lo	4,99 Tn	25,84 Tn	No Cumple	30,83 Tn	26,21 Tn
Central	4,99 Tn	11,93 Tn	Cumple	16,92 Tn	14,38 Tn

**TABLA III-80: VIGAS, RESISTENCIA AL CORTE I – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

Según la tabla anterior, el espaciamiento en la zona de confinamiento es muy pequeño haciendo que la resistencia aportante de los estribos supere el máximo permitido ( $25,84 Tn > 19,78 Tn$ ), entonces el valor de  $V_s$  en la zona de confinamiento Lo debe ser  $19,78 Tn$ . Se calcula entonces el espaciamiento para el valor de  $V_s$  dado:

$$V_{s_{Lo}} = 19,78 Tn = \frac{2 * 0,71 * 4200 * 26}{s}$$

$$s = \frac{2 * 0,71 * 4200 * 26}{19780} = 8 \text{ cm}$$

Verificando el cortante nominal:

ZONA	Vc	Vs	VERIFICACIÓN Vs	Vn TOTAL	ØVn
Lo	4,99 Tn	19,78 Tn	Cumple	24,77 Tn	21,05 Tn
Central	4,99 Tn	11,93 Tn	Cumple	16,92 Tn	14,38 Tn

**TABLA III-81: VIGAS, RESISTENCIA AL CORTE II – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

Finalmente la distribución de los estribos es:

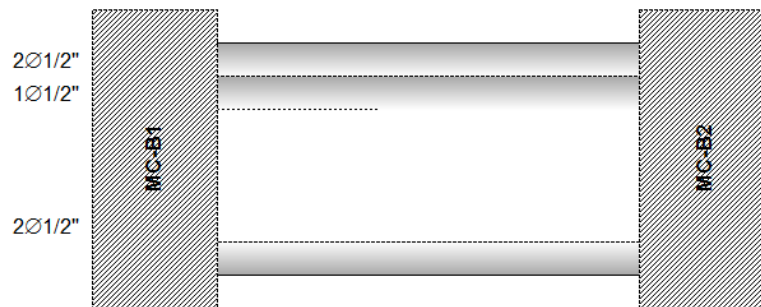
$$1@0,05 \text{ m} + 7@0,08 \text{ m} + r @ 0,13 \text{ m}$$

Para el caso de vigas con responsabilidad sísmica la fuerza cortante de diseño no debe ser menor que el menor de:

$$(a) V_u = V_{u\text{isostático}} + \left( \frac{M_{n\text{der}} + M_{n\text{izq}}}{l_n} \right)$$

Se calcularon los momentos nominales en los extremos de cada viga (tanto para el acero en tracción como para el acero en compresión) en función al armado a flexión planteado. Se generan así momentos anti-horarios (As superior Izquierdo + As inferior Derecho) y horarios (As inferior Izquierdo + As superior Derecho).

Por ejemplo para la viga A:



Para calcular el momento nominal (positivo y negativo) se empleó la siguiente ecuación (en base a las ecuaciones II-5 y II-6)

$$M_n = A_s * \left( d - \frac{0,85f'_c * b}{2} \right) \phi f_y$$

<b>IZQUIERDA</b>		
Cuantía (+):	2,54	cm <sup>2</sup>
Cuantía (-):	3,81	cm <sup>2</sup>
Mn (+):	238.154,9	Kg - cm
Mn (-):	348.625,2	Kg - cm

<b>DERECHA</b>		
Cuantía (+):	2,54	cm <sup>2</sup>
Cuantía (-):	2,54	cm <sup>2</sup>
Mn (+):	238.154,9	Kg - cm
Mn (-):	238.154,9	Kg - cm

**MOMENTOS ANTIHORARIOS**

**As sup Izq + As inf Der**



**MOMENTOS HORARIOS**

**As inf. Izq. + As sup. Der**



Se tiene que en un sentido anti-horario  $M_{n_{der}} = 2,38 \text{ Tn-m}$  y  $M_{n_{izq}} = 3,5 \text{ Tn-m}$  mientras que en el sentido horario  $M_{n_{der}} = 2,38 \text{ Tn-m}$  y  $M_{n_{izq}} = 2,38 \text{ Tn-m}$ , entonces:

$$\text{Sentido Anti - horario: } \left( \frac{3,5 \text{ Tn - m} + 2,38 \text{ Tn - m}}{2,19\text{m}} \right) = 2,68 \text{ Tn}$$

$$\text{Sentido Horario: } \left( \frac{2,38 \text{ Tn - m} + 2,38 \text{ Tn - m}}{2,19\text{m}} \right) = 2,17 \text{ Tn}$$

El cortante isostático se determina en función a la carga muerta, a la carga viva y a la luz de la viga.

$$V_{u_{\text{isostático}}} = \frac{W_u * l}{2}, \text{ siendo } W_u = 1,25 (C_m + C_v)$$

$$V_{u_{\text{isostático}}} = \frac{1,25(310 + 200) * 2,19}{2}$$

$$V_{u_{\text{isostático}}} = 0,70 \text{ Tn}$$

Con todo lo calculado, la cortante última es igual a:

$$\text{Sentido Anti - horario: } 2,68 \text{ Tn} + 0,7 \text{ Tn} = 3,38 \text{ Tn}$$

$$\text{Sentido Horario: } 2,17 \text{ Tn} + 0,7 \text{ Tn} = 2,87 \text{ Tn}$$

El mismo procedimiento se sigue para las demás vigas y se resume en la siguiente tabla:





	VIGA	NIVEL	LUZ (m)	Mn (Tn-m)		(Mn (Der) + Mn (Izq.))/luz	Wu=1.25( Wm + Wv)		Vu (isostático) Wu*luz/2		Vui (Tn)		
	ID.			(Izq.)	(Der.)								
ANTIHORARIO	A	3	2,19	3,49	2,38	<b>2,68</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,70</b>	Tn	<b>3,38</b>	Tn
	B	3	2,19	2,38	2,38	<b>2,17</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,70</b>	Tn	<b>2,87</b>	Tn
	C	3	2,26	3,49	2,38	<b>2,60</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,72</b>	Tn	<b>3,32</b>	Tn
	D	3	2,26	2,38	2,38	<b>2,11</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,72</b>	Tn	<b>2,83</b>	Tn
	E	3	3,09	2,38	2,38	<b>1,54</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,98</b>	Tn	<b>2,53</b>	Tn
	F	3	3,09	2,38	2,38	<b>1,54</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,98</b>	Tn	<b>2,53</b>	Tn
	G	3	2,90	2,38	2,38	<b>1,64</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,92</b>	Tn	<b>2,57</b>	Tn
	H	3	2,90	2,38	2,38	<b>1,64</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,92</b>	Tn	<b>2,57</b>	Tn
	I	3	2,19	2,38	2,38	<b>2,17</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,70</b>	Tn	<b>2,87</b>	Tn
	J	3	2,19	2,38	2,38	<b>2,17</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,70</b>	Tn	<b>2,87</b>	Tn
HORARIO	A	3	2,19	2,38	2,38	<b>2,17</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,70</b>	Tn	<b>2,87</b>	Tn
	B	3	2,19	2,38	3,49	<b>2,68</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,70</b>	Tn	<b>3,38</b>	Tn
	C	3	2,26	2,38	2,38	<b>2,11</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,72</b>	Tn	<b>2,83</b>	Tn
	D	3	2,26	2,38	2,38	<b>2,11</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,72</b>	Tn	<b>2,83</b>	Tn
	E	3	3,09	2,38	3,49	<b>1,90</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,98</b>	Tn	<b>2,88</b>	Tn
	F	3	3,09	2,38	2,38	<b>1,54</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,98</b>	Tn	<b>2,53</b>	Tn
	G	3	2,90	2,38	2,38	<b>1,64</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,92</b>	Tn	<b>2,57</b>	Tn
	H	3	2,90	2,38	2,38	<b>1,64</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,92</b>	Tn	<b>2,57</b>	Tn
	I	3	2,19	2,38	2,38	<b>2,17</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,70</b>	Tn	<b>2,87</b>	Tn
	J	3	2,19	2,38	2,38	<b>2,17</b>	Tn	0,64	Tn/m	<b>0,70</b>	Tn	<b>2,87</b>	Tn

\* : El cálculo de los Mn (derecho e izquierdo se detallan en el anexo 4-II).

**TABLA III-82: CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE DE DISEÑO PARA VIGAS SISMORESISTENTES – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
 FUENTE: Elaboración propia.

El cortante para sismo máximo tiene un valor del: 3,38 Tn.

$$(b) (1,25 CM + 1,25CV) + 2,5CS$$

Como se indicó en la etapa de modelamiento, se creó un combo adicional no incluido en la envolvente que considera los coeficientes de este ítem. Realizando la verificación de los resultados obtenidos para este combo se tiene una fuerza cortante mayor de 7,55 Tn.

Se tiene entonces:

- La cortante mínima de diseño  $Vu_1$  por consideraciones sismoresistentes: El menor valor calculado entre (a) y (b) es de 3,38 Tn.
- La cortante actuante máxima para las vigas  $Vu_2$  (según los resultados que arroja el software): 4,07 Tn.
- La fuerza cortante que resiste la viga con los estribos colocados  $\emptyset Vn$  (según tabla III-81) es de 21,05 Tn y 14,38 Tn.

Realizando la comparación que exige la norma como requisito fundamental de resistencia:

$$Vu_1 \text{ y } Vu_2 < \emptyset Vn$$
$$3,38 \text{ Tn y } 4,07 \text{ Tn} < 21,05 \text{ Tn y } 14,38 \text{ Tn.}$$

En vista de ello el acero planteado para el corte queda definido como:

$$1@0,05 \text{ m} + 7@0,08 \text{ m} + r @ 0,13 \text{ m}$$

#### ▪ REVISIÓN DE ARMADO.

- POR INTEGRIDAD ESTRUCTURAL (CAPÍTULO 7).

**(7.13.2.2) “Las vigas del perímetro de la estructura deben tener un refuerzo corrido consistente en:**

**(a) Al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, compuesto por un mínimo de dos barras.**

**(b) Al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo requerido en la mitad del tramo, compuesto por un mínimo de dos barras.**

**El refuerzo longitudinal debe estar confinado por estribos con ganchos a 135°... No es necesario continuar los estribos a través del nudo.”**

Para los momentos positivos y negativos en todas las vigas se contaron mínimamente con dos varillas longitudinales, los que son confinados por estribos de 3/8" doblados a 135° con un gancho de 8 veces el diámetro de la barra que abraza el refuerzo longitudinal.

**(7.13.2.3) “Cuando se requieran empalmes por traslape para proporcionar la continuidad necesaria, el refuerzo superior debe ser empalmado por traslape cerca de o en la mitad del tramo y el refuerzo inferior debe ser empalmado por traslape cerca del apoyo o en él. Los empalmes por traslape deben ser empalmes de tracción Clase A, o empalmes mecánicos o soldados...”**

**(7.13.2.4) “En vigas distintas a las del perímetro, al menos un cuarto del refuerzo para momento positivo requerido en la mitad del tramo, compuesto por un mínimo de dos barras, debe ser continuo o debe empalmarse por traslape sobre o cerca del apoyo con un empalme de tracción de Clase A o con un empalme mecánico o soldado de acuerdo con 12.14.3 y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar...”**

Para esta alternativa estructural no se realizaron empalmes.

- POR CAPÍTULO 21.

**(21.4.4.1) “Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior...”**

En la parte superior e inferior de todas las vigas se tienen 2 barras que se extienden de inicio a fin del tramo.

**(21.4.4.2) “No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo....”**

Para esta alternativa estructural no se realizaron empalmes.

**(21.4.4.3) “La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos”... (Ver figura III-31)**

Esta verificación se realizó en todas las vigas evaluando las proporciones en los tramos centrales y en los nudos. Dichas verificaciones se detallan en el anexo 5-II.

### 3.6.6.4.1.1.3 DISEÑO DE LOSA PLANA.

Según la norma E.060, el empleo de este elemento como parte de un sistema estructural, está limitado por los siguientes criterios:

- El número máximo de pisos será de 5.
- Deberán existir muros de corte en ambas direcciones que absorban como mínimo el 80% del cortante sísmico en cada entrepiso.
- La deriva máxima de entrepiso no deberá exceder de 0,005.
- Deberán existir vigas peraltadas en el contorno del edificio que conecten las columnas.

#### ▪ CONTROL DE DEFLEXIONES.

Se revisó si el peralte pre-dimensionado controla las deflexiones que se generarían en la losa. En la tabla 9.3 de la norma E.060 se establecen los espesores mínimos de losas sin vigas interiores, indicándose en ésta que el peralte mínimo para la losa no debe ser menor que  $l_n/30$ .

En el pre-dimensionamiento se tuvo presente esta consideración, por lo que no será necesario verificar la deflexión en la losa.

#### ▪ PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

Previo al diseño se realizó una evaluación de la losa en función a las limitaciones que ofrece cada método considerado en el capítulo 13 de la norma E.060. Al realizar la revisión correspondiente se observa que:

- La losa no puede diseñarse por el método directo por que no existen 3 paños continuos en la dirección X-X.
- La losa no puede diseñarse por el método de coeficientes ya que los paños no están apoyados en todo su perímetro por vigas peraltadas ni por muros.

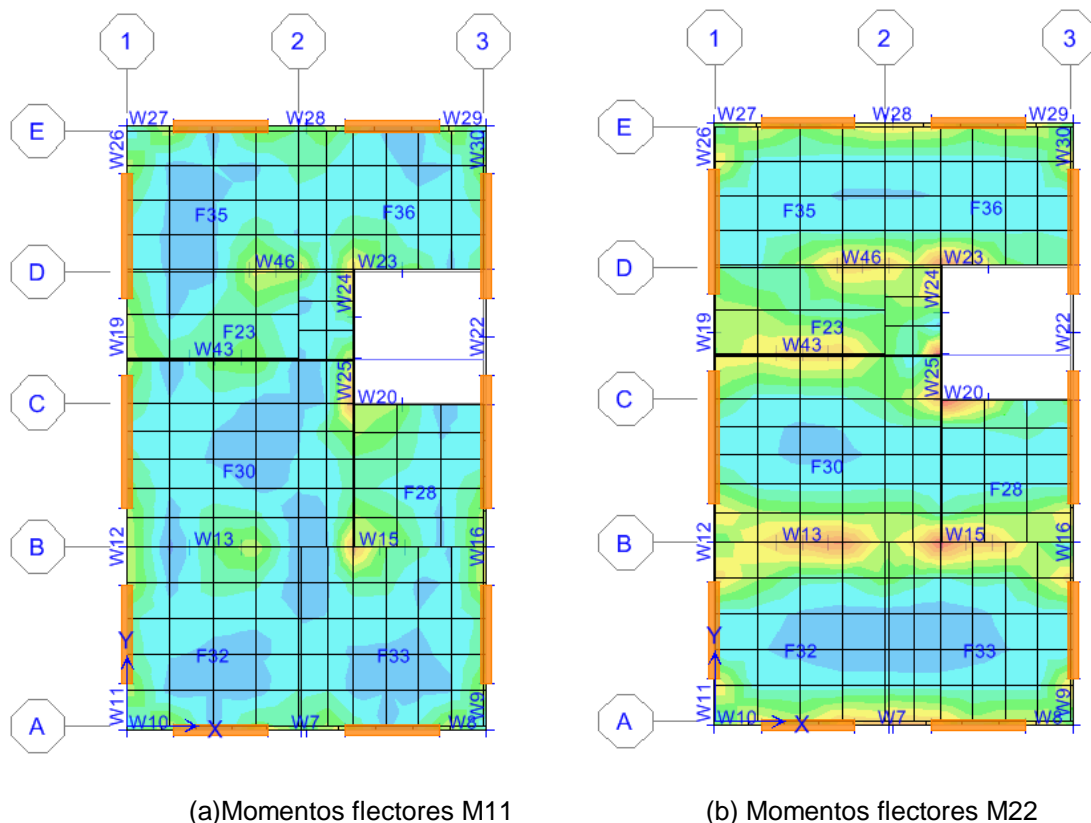
En vista de ello, el método que se aplicó es el del pórtico equivalente.

El método del pórtico equivalente es uno de los métodos más confiables para el diseño de losa, tal es el caso que los programas computarizados como el Etabs, SAFE, SAP basan su cálculo mediante este método para resolver estructuras propuestas. Por este motivo el diseño de la losa plana se realizó con los resultados obtenidos del programa.

#### ▪ DISEÑO POR FLEXIÓN.

En la etapa de modelamiento se especificó que tanto los muros de corte como las losas son considerados como elementos Shell a los cuales se les asignó una malla de elementos finitos que permite visualizar de manera más detallada los esfuerzos generados en cada tramo del elemento.

En ese entender, las losas presentan la siguiente distribución y división:

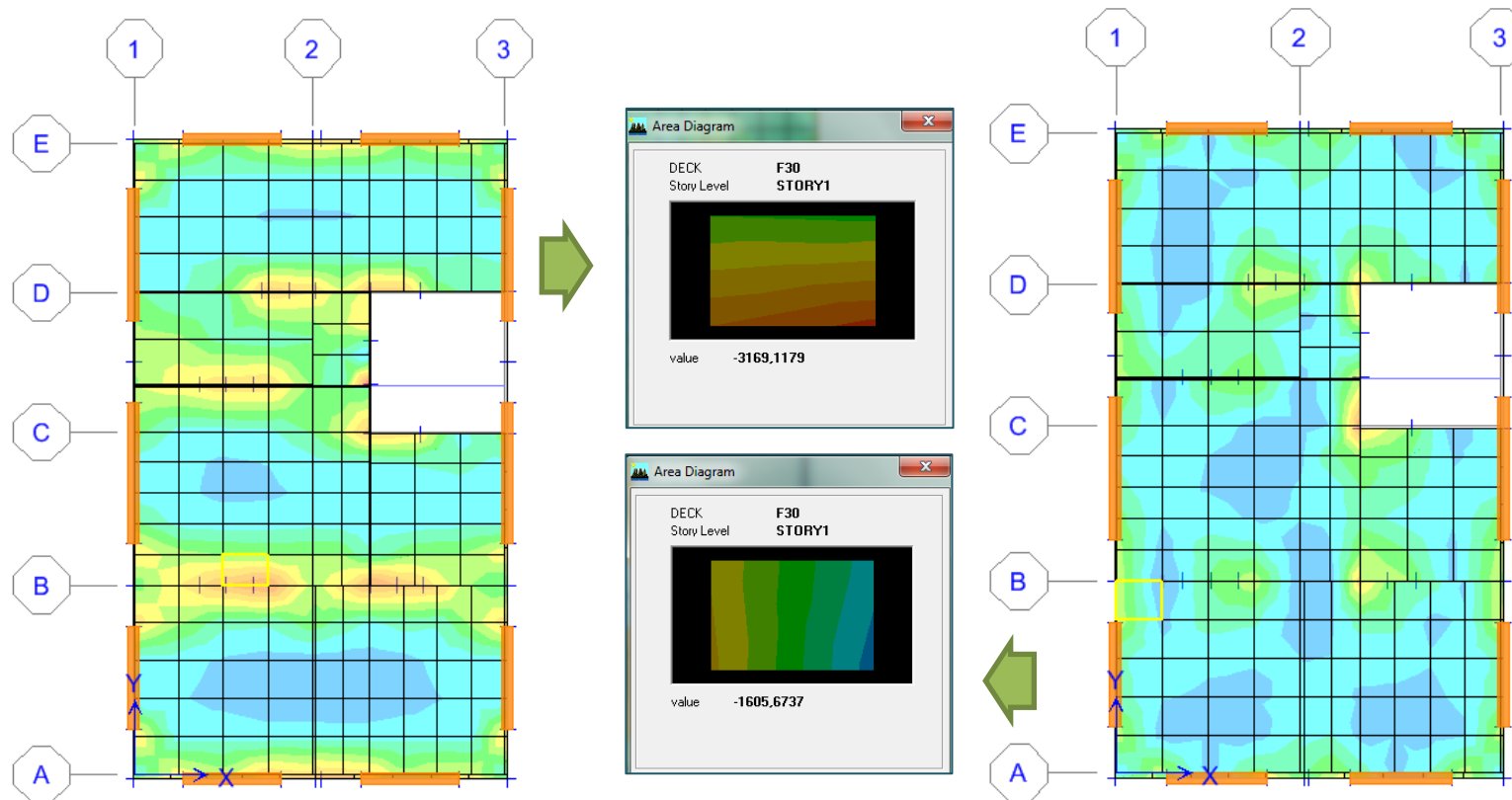


**FIGURA III-41: MOMENTOS EN LOSA PLANA, VISTA EN PLANTA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**

FUENTE: Etabs – Resultant M11 y M22 Diagram.

De los resultados de momento último obtenidos, como lo indica la norma en sus consideraciones generales, se seleccionaron los valores de momento máximo actuante en cada tramo y para cada dirección:

- M11: Momento por unidad de longitud que actúa alrededor del eje 1 (X-X).
- M22: Momento por unidad de longitud que actúa alrededor del eje 2 (Y-Y).



**FIGURA III-42: CÁLCULO DE MOMENTOS EN LOSAS – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Etabs – Resultant Diagram M22 (Izquierda) y M11 (Derecha), Área Diagram.

Los momentos obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

NIVEL	EJE X-X (Kg – cm/cm)					
	EJE 1	EJE 2	EJE 2'	EJE 3		
1	-1.605,67	1.253,79	1.015,74	-3.694,86	872,52	-1.563,49
2	-2.230,59	1.722,81	1.810,37	-4.325,08	1.793,92	-2.146,71
3	-2.369,58	1.845,80	1.825,36	-4.431,70	1.962,44	-2.276,27
4	-2.390,23	1.818,36	1.620,79	-4.320,16	1.937,23	-2.307,90
5	-1.498,44	1.321,19	1.182,18	-3.628,54	1.318,11	-1.488,51

**TABLA III-83: MOMENTOS X-X EN LOSA PLANA PARA DISEÑO – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** Etabs, Resultant M11 Diagram.

NIVEL	EJE Y-Y (Kg – cm/cm)							
	EJE A	EJE B	EJE C'	EJE D	EJE E			
1	-2.106,03	1.439,67	-3.169,12	1.105,16	-3.725,69	-2.317,05	1.043,53	-1.419,76
2	-2.358,97	1.419,29	-3.416,28	1.094,69	-2.258,48	-2.715,40	1.028,53	-1.736,38
3	-2.483,15	1.429,12	-3.409,71	1.093,16	-2.262,45	-2.717,41	1.030,76	-1.784,39
4	-2.542,93	1.406,75	-3.258,40	1.092,86	-2.102,44	-2.565,29	1.020,65	-1.789,91
5	-1.860,12	1.589,07	-3.138,55	1.126,01	-1.733,66	-2.157,35	1.129,05	-1.205,27

**TABLA III-84: MOMENTOS Y-Y EN LOSA PLANA PARA DISEÑO – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** Etabs, Resultant M22 Diagram. Elaboración propia.

El cálculo del refuerzo se realiza empleando el cuarto instrumento metodológico y es como se muestra:

- El área de acero requerido para la dirección X-X:

NIVEL 5	2,37	2,09	1,86	5,89	2,08	2,35	As (cm <sup>2</sup> )
NIVEL 4	3,82	2,89	2,57	7,07	3,08	3,69	
NIVEL 3	3,79	2,93	2,90	7,26	3,12	3,63	
NIVEL 2	3,56	2,73	2,87	7,08	2,85	3,42	
NIVEL 1	2,54	1,98	1,60	6,00	1,37	2,48	
	EJE 1		EJE 2	EJE 2'		EJE 3	
<b>DIRECCIÓN X-X</b>							
NIVEL 1	160.567,00	125.379,00	101.574,00	369.486,00	87.252,00	156.349,00	Mu (kg-cm)
NIVEL 2	223.059,00	172.281,00	181.037,00	432.508,00	179.392,00	214.671,00	
NIVEL 3	236.958,00	184.580,00	182.536,00	443.170,00	196.244,00	227.627,00	
NIVEL 4	239.023,00	181.836,00	162.079,00	432.016,00	193.723,00	230.790,00	
NIVEL 5	149.844,00	132.119,00	118.218,00	362.854,00	131.811,00	148.851,00	

**TABLA III-85: ÁREAS DE ACERO EN LOSA PLANA (X-X) – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
**FUENTE:** Etabs, Resultant M11 Diagram. Elaboración propia.



- El área de acero requerido para la dirección Y-Y:

NIVEL 5	2,96	2,52	5,06	1,77	2,75	3,44	1,78	1,90	As (cm2)
NIVEL 4	4,07	2,22	5,26	1,72	3,35	4,11	1,61	2,84	
NIVEL 3	3,97	2,26	5,52	1,72	3,61	4,36	1,62	2,83	
NIVEL 2	3,77	2,24	5,53	1,72	3,60	4,36	1,62	2,75	
NIVEL 1	3,12	2,28	5,11	1,74	6,05	3,70	1,64	2,24	
	<b>EJE A</b>		<b>EJE B</b>		<b>EJE C'</b>	<b>EJE D</b>		<b>EJE E</b>	
<b>DIRECCIÓN Y-Y</b>									
NIVEL 1	195.905,00	143.967,00	316.912,00	110.516,00	372.569,00	231.705,00	104.353,00	141.976,00	Mu (kg-cm)
NIVEL 2	235.897,00	141.929,00	341.628,00	109.469,00	225.848,00	271.540,00	102.853,00	173.638,00	
NIVEL 3	248.315,00	142.912,00	340.971,00	109.316,00	226.245,00	271.741,00	103.076,00	178.439,00	
NIVEL 4	254.293,00	140.675,00	325.840,00	109.286,00	210.244,00	256.529,00	102.065,00	178.991,00	
NIVEL 5	186.012,00	158.907,00	313.855,00	112.601,00	173.366,00	215.735,00	112.905,00	120.527,00	

**TABLA III-86: ÁREAS DE ACERO EN LOSA PLANA (Y-Y) – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
 FUENTE: Etabs, Resultant M22 Diagram. Elaboración propia.

En función a las tablas mostradas anteriormente las áreas requeridas para la losa son:

DIRECCIÓN X-X (cm2)					
EJE 1		EJE 2	EJE 2'		EJE 3
3,82	2,93	2,90	7,26	3,12	3,69

DIRECCIÓN Y-Y (cm2)							
EJE A		EJE B		EJE C'	EJE D		EJE E
4,07	2,52	5,53	1,77	6,05	4,36	1,78	2,84

**TABLA III-87: ÁREAS FINALES DE ACERO EN LOSA PLANA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
 FUENTE: Etabs, Resultant M22 Diagram. Elaboración propia.



El acero mínimo de la losa maciza, según las recomendaciones de la norma técnica E.060 en el capítulo 21, se calculará con la ecuación II-8:

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 \text{ bt}$$

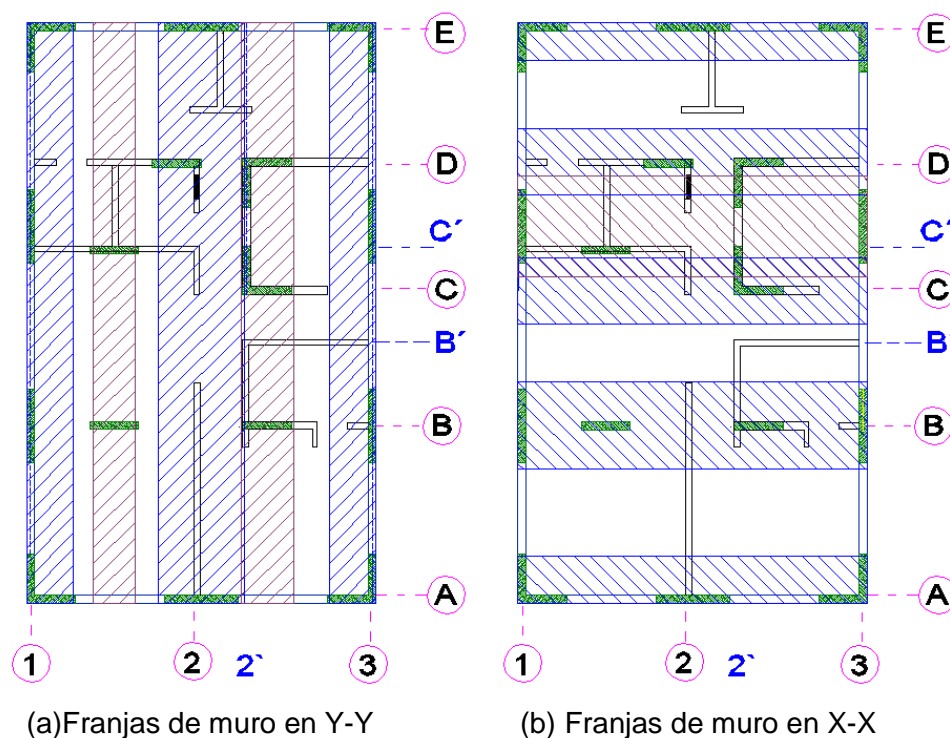
$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 * 100 * 20$$

$$A_{s \text{ min}} = 3,6 \text{ cm}^2 - \text{por metro}$$

Al igual que en las vigas, las áreas de acero requeridas para la losa que sean menores al  $A_{s \text{ min}}$  calculado se reemplazan por este valor.

Para ambas direcciones, según la tabla III-87, la losa requiere un área de acero superior al mínimo. Para cubrir estos requerimientos de refuerzo se consideraron las recomendaciones de longitud mínima para losas sin vigas detalladas en la norma E.060 que está en función a la ubicación del refuerzo; ya sea para franja de columnas (en este caso muros de corte) o para franja central.

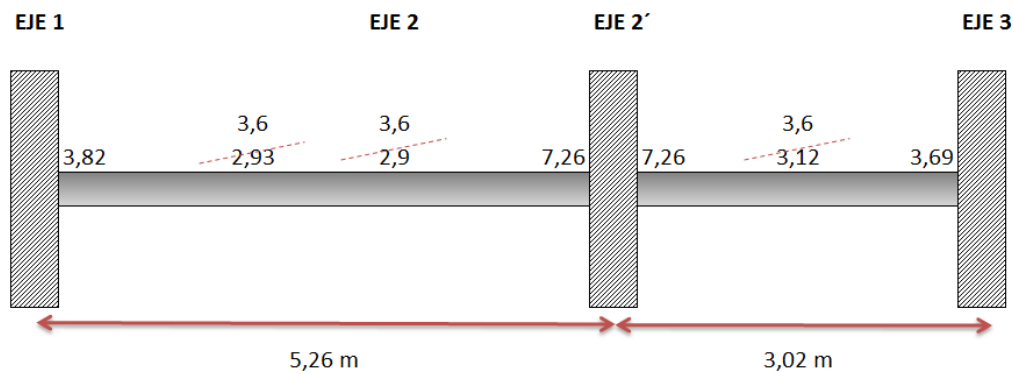
En ese sentido, se proyectaron en el plano las franjas de muro y las franjas centrales correspondientes:



**FIGURA III-43: FRANJAS DE MURO EN LOSA – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Plano en planta AutoCAD - Elaboración propia.

**ARMADO EN LA DIRECCIÓN X-X:**

Realizando la revisión correspondiente, el acero de refuerzo planteado para la dirección X-X a lo largo del eje 2' requiere una mayor cuantía entre los ejes C y D.



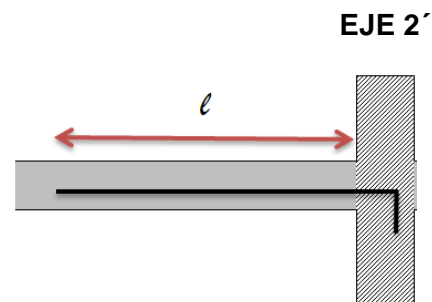
- Para cubrir las áreas requeridas se plantea colocar 6 varillas de 3/8" espaciadas 15 cm logrando un  $A_s$  de  $4,26 \text{ cm}^2$ . A excepción del área requerida en el eje 2' donde el refuerzo planteado es menor al requerido.
- En los bordes discontinuos estas varillas, según la norma E.060, deben tener una longitud embebida en las vigas perimetrales y doblar con un gancho con una longitud mínima de 15 cm.
- Para cubrir los  $7,26 \text{ cm}^2$  en el eje 2' se incrementa  $5 \text{ } \varnothing 3/8" @ 20 \text{ cm}$  que sumado a la cuantía preliminar ( $6 \text{ } \varnothing 3/8 @ 15 \text{ cm}$ ) logran un área total de  $7,81 \text{ cm}^2$ .

Este refuerzo adicional se encuentra inmersa en la franja de muro (Ver figura III-43(a)), por lo que la longitud de estas varillas serán de  $0,30 l_n$  (Ver tabla II-10).

$$l_n = 5,26 \text{ m}$$

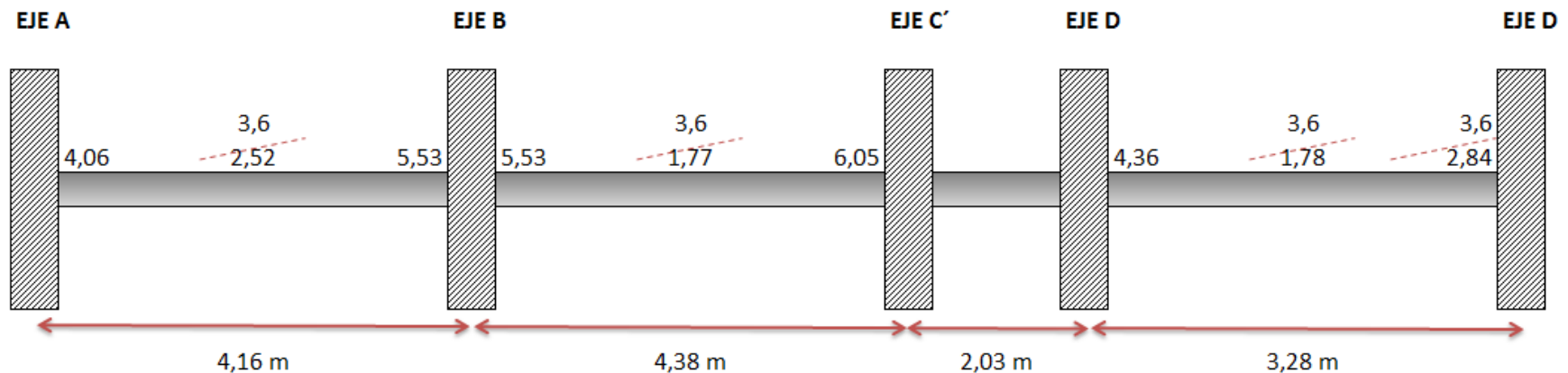
$$0,30 (5,26 \text{ m}) = 1,58 \text{ m}$$

$$l = 2,00 \text{ m}$$



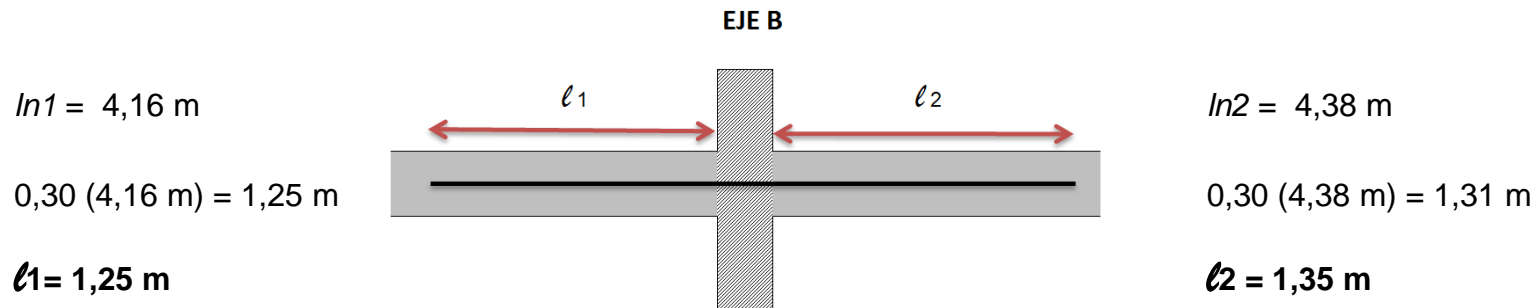
Para los demás tramos a lo largo del eje 2' la cuantía requerida es menor al área de acero colocada (6 varillas de 3/8" espaciadas 15 cm), por lo que el incremento del refuerzo adicional anteriormente detallado se realizó sólo en el tramo B-C del 1er al 4to nivel.

### ARMADO EN LA DIRECCIÓN Y-Y:



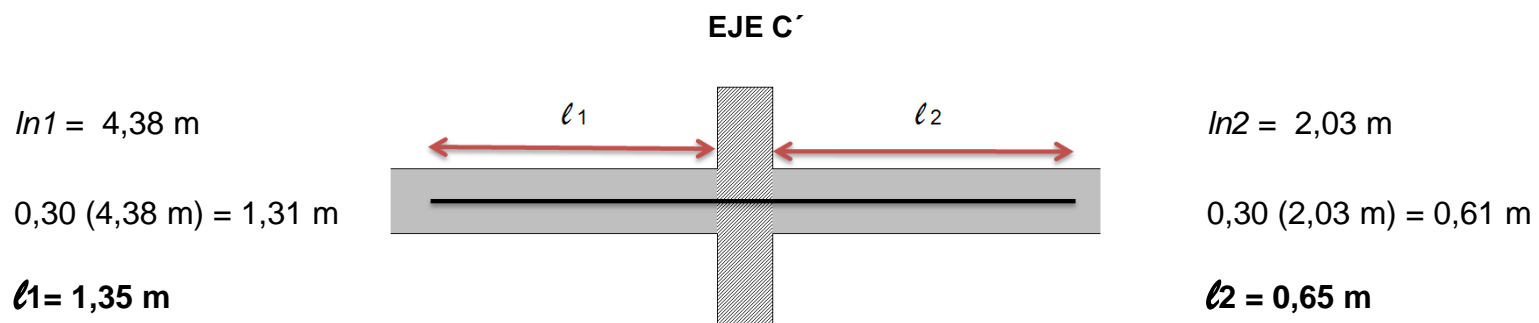
- Para cubrir las áreas requeridas se plantea colocar 6 varillas de 3/8" espaciadas 15 cm logrando un  $A_s$  de  $4,26 \text{ cm}^2$ . A excepción del área requerida en el eje B, el eje C' y el eje D el refuerzo planteado es menor al requerido. En los bordes discontinuos estas varillas, según la norma E.060, deben tener una longitud embebida en las vigas perimetrales y doblar con un gancho con una longitud mínima de 15 cm.
- Para el eje B se necesita 5,53 cm. Incrementando 4  $\varnothing 3/8" @ 25 \text{ cm}$  (sumado a la cuantía preliminar de 6  $\varnothing 3/8" @ 15 \text{ cm}$ ) se obtiene un área total de  $7,10 \text{ cm}^2$ .

Este refuerzo adicional se encuentra inmersa en la franja de muro (Ver figura III-43(b)), por lo que la longitud de estas varillas serán de  $0,30 l_n$  (Ver tabla II-10).



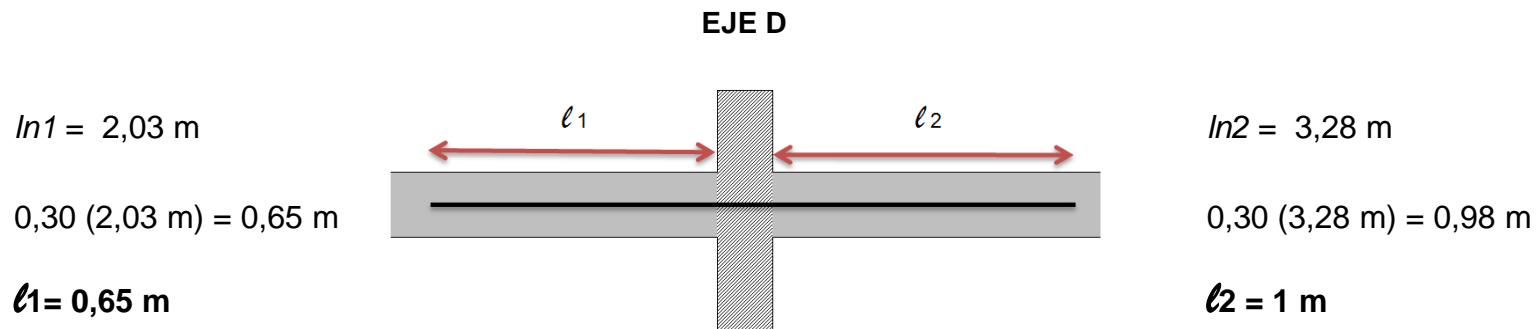
- Para el eje C' se necesita  $6,05 \text{ cm}$ . Incrementando  $4 \text{ } \varnothing 3/8'' @ 25 \text{ cm}$  (sumado a la cuantía preliminar de  $6 \text{ } \varnothing 3/8'' @ 15 \text{ cm}$ ) se obtiene un área total de  $7,10 \text{ cm}^2$ .

Este refuerzo adicional se encuentra inmersa en la franja de muro (Ver figura III-43(b)), por lo que la longitud de estas varillas serán de  $0,30 l_n$  (Ver tabla II-10).



- Para el eje D se necesita 4,36 cm. Incrementando 4  $\varnothing 3/8$ " @ 25 cm (sumado a la cuantía preliminar de 6  $\varnothing 3/8$ " @ 15cm) se obtiene un área total de 7,10 cm<sup>2</sup>.

Este refuerzo adicional se encuentra inmersa en la franja de muro (Ver figura III-43(b)), por lo que la longitud de estas varillas serán de 0,30  $l_n$  (Ver tabla II-10).

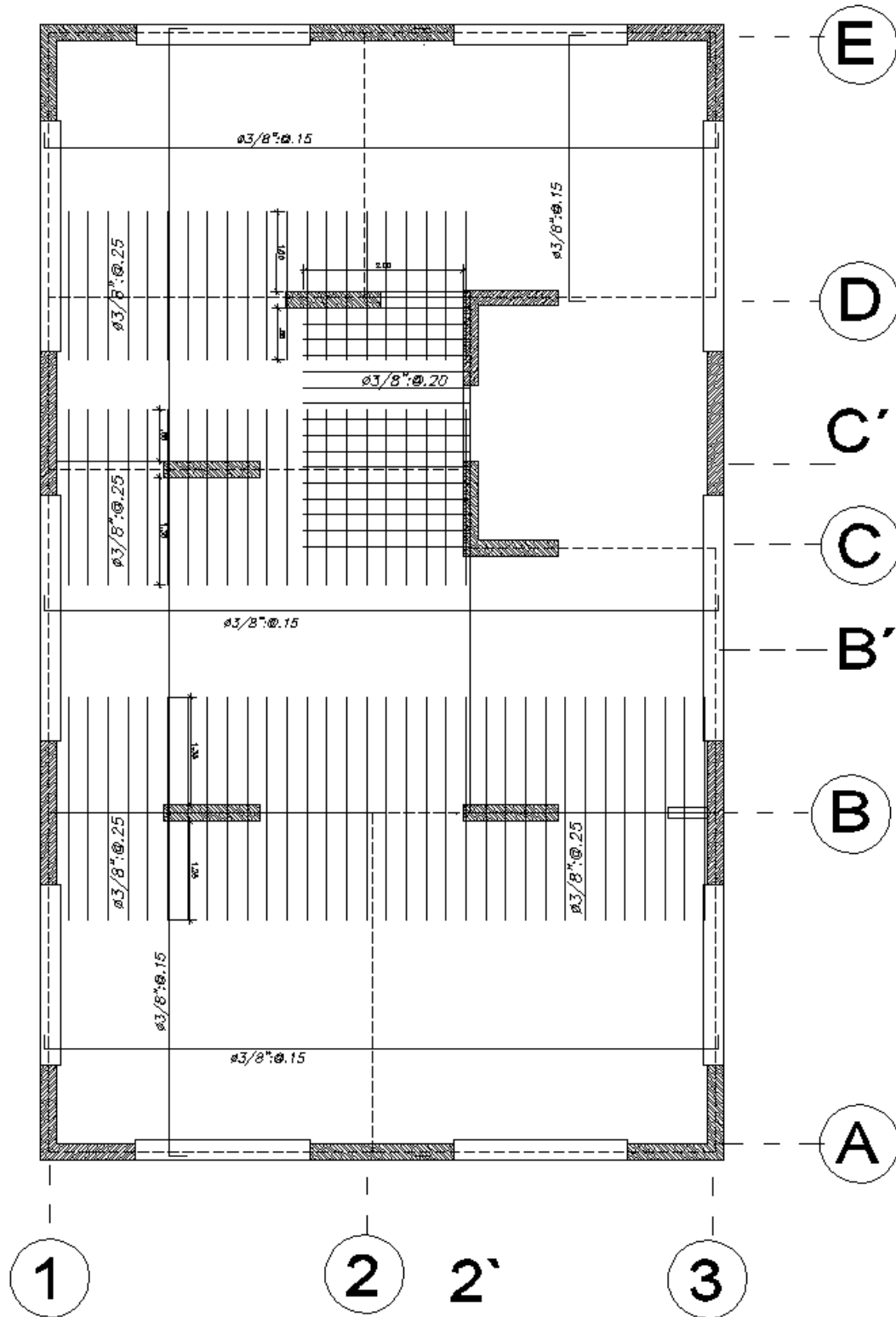


El armado del refuerzo se realizará en ambas direcciones empleando una sola malla ubicada en la parte inferior. Adicional a esta se debe incorporar también el refuerzo por cambios volumétricos, que también por recomendación de la norma se calcula con la ecuación II-8, tomando un valor de 3,6 cm<sup>2</sup>. Se decidió emplear:  $\varnothing 3/8$  @ 15 cm.

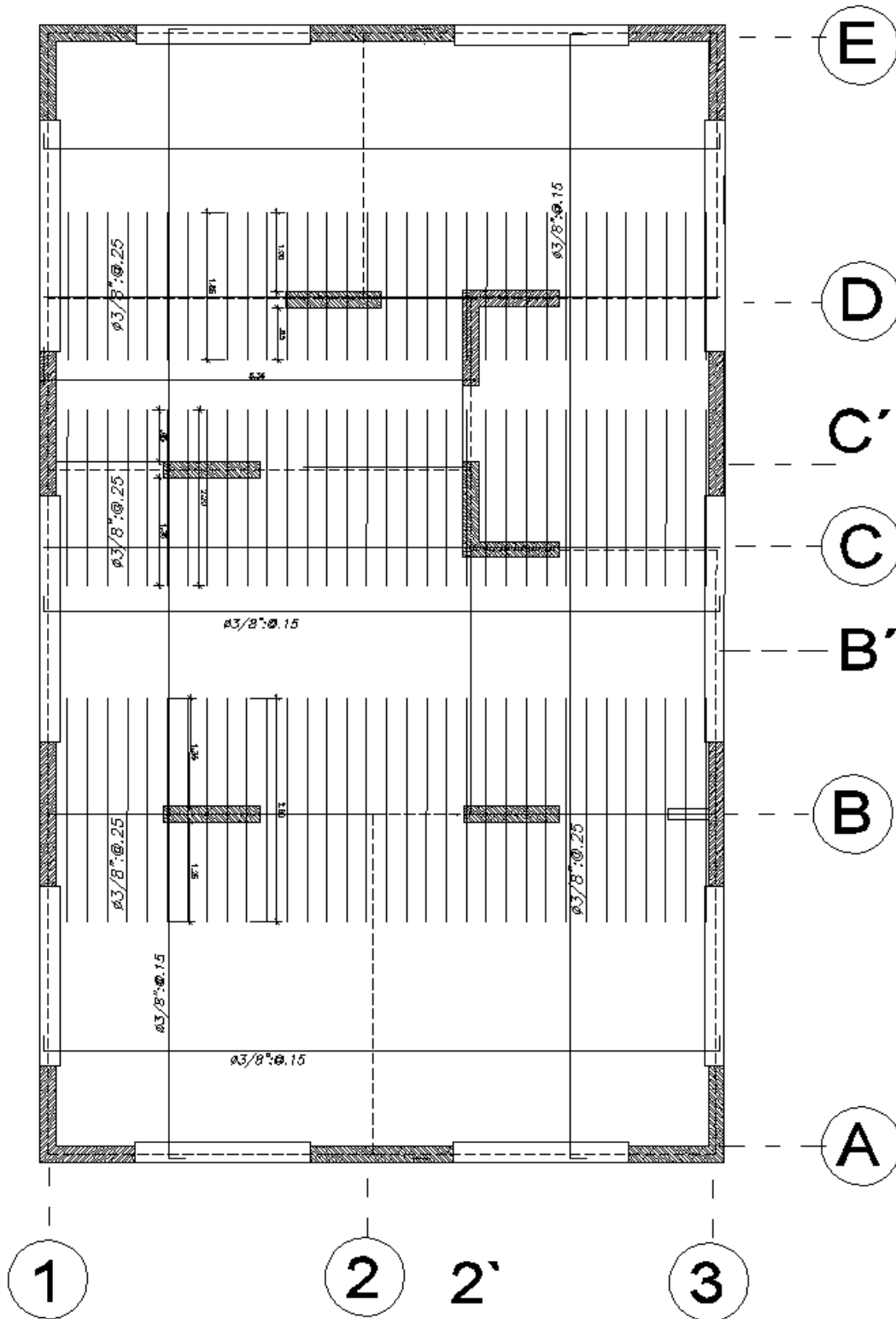
Los empalmes del refuerzo en la losa plana se realizarán, como recomienda la norma, cercanos a los apoyos (muros de corte).

La losa, entonces, se reforzó con un armado resistente capaz de absorber las sollicitaciones de momento, en otras palabras se cumple que  $\varnothing M_n > M_u$ .

Finalmente el armado por flexión en la losa plana quedó definido de la siguiente manera:



**FIGURA III-44: ARMADO DE LOSA PLANA (1er A 4to PISO) – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Plano en planta AutoCAD - Elaboración propia.



**FIGURA III-45: ARMADO DE LOSA PLANA (5to PISO) – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Plano en planta AutoCAD - Elaboración propia.

#### ▪ DISEÑO POR CORTE.

Como se mencionó, no es posible colocar refuerzo transversal (estribos) en la losa que resista las fuerzas de corte última, por lo que el concreto será el encargado de absorber dicha solicitud. El aporte del concreto para hacer frente a las fuerzas cortantes está definido por la ecuación II-11, y para la losa plana se tiene:

$$V_u \leq \phi V_c \quad ; \quad \phi V_c = \phi 0,53 b_w d \sqrt{f_c} \quad ; \quad \phi = 0,85$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * 100 * (20 - 3) * \sqrt{210}$$

$$\phi V_c = 11\,098,22 \text{ Kg} = 11,1 \text{ Tn}$$

Según los resultados que se obtienen del programa, la fuerza cortante toma un valor máximo para la dirección 11 de 1,64 Tn mientras que para la dirección 22 de 1,23 Tn, entonces:

$$V_{u11}, V_{u22} \leq \phi V_c$$

$$1,64 \text{ Tn}, 1,23 \text{ Tn} < 11,1 \text{ Tn}$$

La fuerza que aporta el concreto en corte es mayor a la cortante que presenta la losa, por lo que no es necesario plantear un refuerzo en corte.

Por último se revisa si la resistencia al corte de la losa no exceda del límite establecido en la norma (detallado en la ecuación II-20):

$$V_{n\text{máx}} = A_c v (0,53 \sqrt{f_c} + \rho_t * f_y)$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{A_c v} = \frac{3,6}{20 * 100} = 0,0018$$

$$V_{n\text{máx}} = 20 * 100 (0,53 \sqrt{210} + 0,0018 * 4200)$$

$$V_{n\text{máx}} = 30,48 \text{ Tn}$$

La resistencia al corte de la losa es de 11,1 Tn, resistencia menor al límite establecido:  $11,1 \text{ Tn} < 30,48 \text{ Tn}$ .

Se puede concluir entonces también que el peralte de la losa es el correcto para resistir los esfuerzos de corte.



En la losa plana no se realizó el refuerzo en las esquinas, esto debido a la ausencia de vigas interiores. El factor  $\alpha_f$  relaciona directamente la rigidez de la viga y la rigidez de la losa, y al no contarse con vigas interiores que rodeen perimetralmente los paños de la losa este valor pierde considerablemente sus efectos en el diseño.

#### 3.6.6.4.1.1.4 ANÁLISIS DE COSTO.

La elaboración del presupuesto, como ya se definió en el capítulo I, abarcó solo tres partidas: armado de acero, encofrado de elementos estructurales y vaciado de concreto; por lo tanto se realizó únicamente el metrado para concreto, acero de refuerzo, encofrado y desencofrado de elementos.

##### ▪ METRADO ESTRUCTURAL.

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und.	METRADO
<b>01.</b>	<b>MUROS DE CORTE</b>		
01.01	ACERO DE CONSTRUCCION FY=4200 kg/cm <sup>2</sup> .	kg	12.441,56
01.02	ENCOFRADO CARAVISTA EN MUROS DE CORTE	m <sup>2</sup>	800,00
01.03	DESENCOFRADO EN MUROS DE CORTE	m <sup>2</sup>	800,00
01.04	CONCRETO PREMEZCLADO Y EQUIPO DE BOMBEO f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	72,00
<b>02.</b>	<b>VIGAS PERIMETRALES</b>		
02.01	ACERO DE CONSTRUCCION FY=4200 kg/cm <sup>2</sup> .	kg	1.389,46
02.02	ENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS	m <sup>2</sup>	83,95
02.03	DESENCOFRADO EN VIGAS	m <sup>2</sup>	83,95
02.04	CONCRETO PREMEZCLADO Y EQUIPO DE BOMBEO f'c=280 kg/cm <sup>2</sup> .	m <sup>3</sup>	3,51
<b>03.</b>	<b>LOSAS MACIZAS e=20 cm</b>		
03.01	ACERO DE CONSTRUCCION FY=4200 kg/cm <sup>2</sup> .	kg	6.936,25
03.02	ENCOFRADO EN LOSAS	m <sup>2</sup>	578,08
03.03	DESENCOFRADO EN LOSAS	m <sup>2</sup>	578,08
03.04	CONCRETO PREMEZCLADO Y EQUIPO DE BOMBEO f'c=280 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	115,62

**TABLA III-88: RESUMEN DE METRADOS PARA SISTEMA DE MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

▪ **PRESUPUESTO DE OBRA.**

Para el análisis económico se utilizaron los precios unitarios empleados en la construcción de la Residencial Firenze, obra ejecutada en la ciudad del Cusco por la empresa IFC (Ver anexo 7).

Item	Descripción OBRAS DE CONCRETO ARMADO	PRESUPUESTO DE OBRA				
		Und	Metrado Base	P.U. en S/.	Parcial en S/.	TOTAL en S/.
<b>01.</b>	<b>MUROS DE CORTE</b>					<b>85.473,57</b>
01.01	ACERO EN MUROS DE CORTE Fy=4,200 kg/cm2	KG	12.441,56	3,77	46.904,69	
01.02	ENCOFRADO CARAVISTA EN MUROS DE CORTE	M2	800,00	12,16	9.728,00	
01.03	DESENCOFRADO EN MUROS DE CORTE	M2	800,00	3,85	3.080,00	
01.04	CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN MUROS DE CORTE	M3	72,00	357,79	25.760,88	
<b>02.</b>	<b>VIGAS PERIMETRALES</b>					<b>8.262,41</b>
02.01	ACERO EN VIGAS Fy=4,200 kg/cm2	KG	1.389,46	3,77	5.238,28	
02.02	ENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS	M2	83,95	15,26	1.281,09	
02.03	DESENCOFRADO EN VIGAS	M2	83,95	6,76	567,51	
02.04	CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN VIGAS	M3	3,51	335,34	1.175,53	
<b>03.</b>	<b>LOSAS</b>					<b>78.225,42</b>
03.01	ACERO EN LOSAS Fy=4,200 kg/cm2	KG	6.936,25	3,77	26.149,66	
03.02	ENCOFRADO EN LOSAS	M2	578,08	16,83	9.729,09	
03.03	DESENCOFRADO EN LOSAS	M2	578,08	5,41	3.127,41	
03.04	CONCRETO F'c= 210 kg/cm2 EN LOSAS	M3	115,62	339,22	39.219,26	
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						<b>171.961,40</b>

**TABLA III-89: COSTOS DIRECTOS PARA SISTEMA DE MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.



### 3.6.6.4.1.1.5 TIEMPOS DE EJECUCIÓN.

El cálculo del tiempo de ejecución, como ya se definió en el capítulo I, abarcó solo tres partidas: armado de acero, encofrado de elementos estructurales y vaciado de concreto. Se supuso entonces que las actividades preliminares duraron el mismo tiempo para ambas alternativas.

Se empleó el diagrama CPM para el cálculo de la duración total y la determinación de la ruta crítica.

Para la construcción del diagrama CPM es importante conocer:

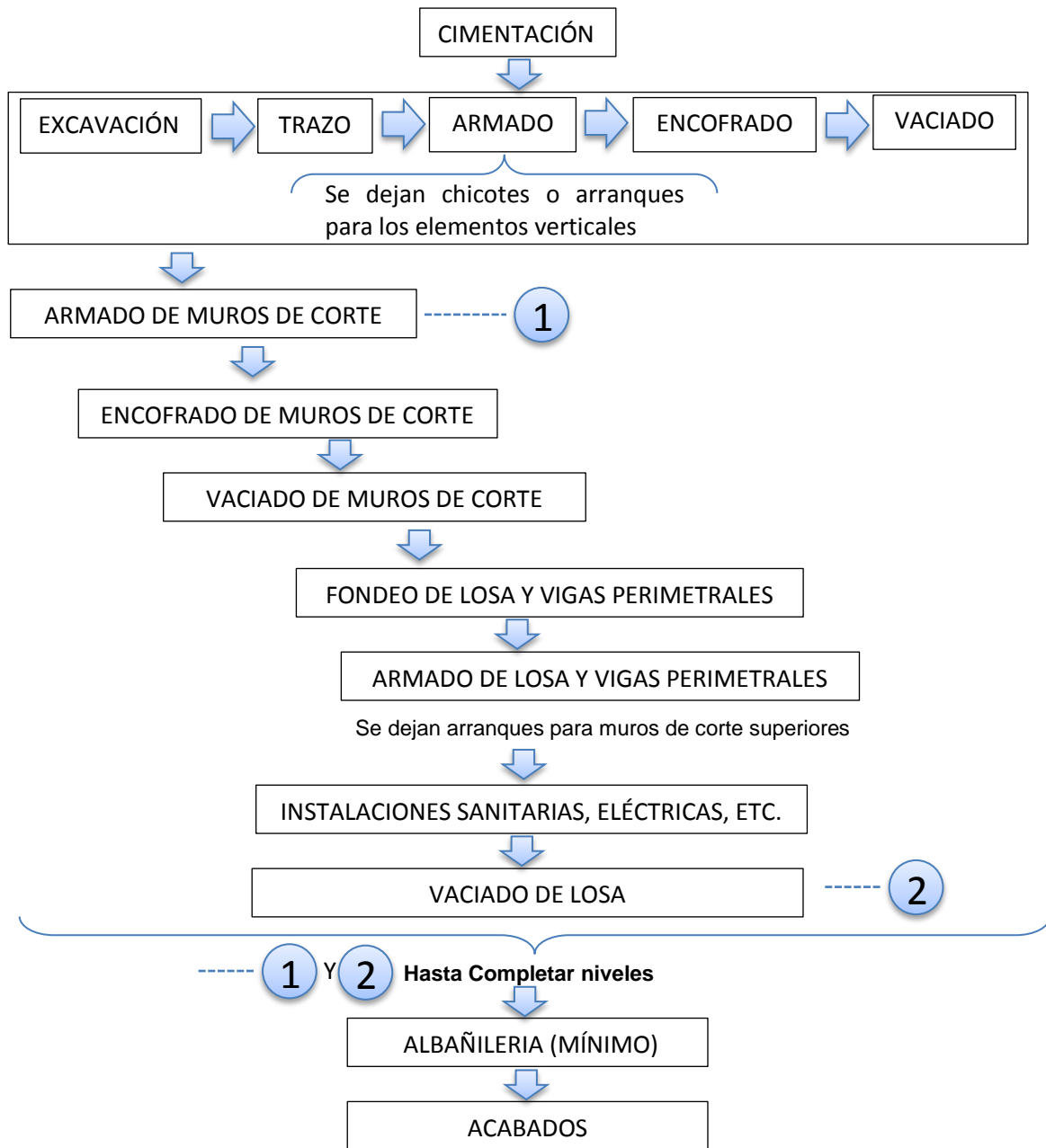
- El procedimiento constructivo para cada sistema estructural y con esto definir la secuencia de actividades.
- La duración de cada actividad, ésta está en función al metrado y al rendimiento (Ecuación II-32).

$$\text{DURACIÓN} = \text{METRADO} / \text{RENDIMIENTO}$$

Dónde:

- Los metrados se obtienen de la tabla III-88.
- Los rendimientos se muestran en los análisis de precios unitarios (Anexo 7). Estos varían de acuerdo al tipo de actividad.

El procedimiento constructivo para el sistema dual es el que se detalla a continuación:



**DIAGRAMA III-69: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA UN SISTEMA CON MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.**  
**FUENTE:** Elaboración propia.

En base al diagrama anterior se plantea la secuencia de actividades y se calcula la duración para cada actividad, esto se resumen en la siguiente tabla:

ITEM	DESCRIPCIÓN	METRADO	RENDIMIENTO	DURACIÓN	ACTIVIDAD
<b>A</b>	<b>DEL NIVEL 0,00 m AL NIVEL 2,70 m (1er nivel)</b>				
<b>1</b>	<b>ARMADO DE ACERO</b>				
1.1	Acero en muros de corte	2488,3123 Kg	250 kg/día	10 días	I - A
1.2	Acero en vigas perimetrales	277,8928 Kg	250 kg/día	1 días	VII - A
1.3	Acero en losas	961,82 Kg	250 kg/día	5 días	VIII - A
<b>2</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO</b>				
2.1	Encofrado de muros de corte	160 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	6 días	II - A
2.2	Encofrado de vigas perimetrales	16,88 m <sup>2</sup>	15 m <sup>2</sup> /día	1 días	V - A
2.3	Encofrado - fondeo de losa	113,95 m <sup>2</sup>	13 m <sup>2</sup> /día	9 días	VI - A
2.4	Desencofrado de muros de corte	160 m <sup>2</sup>	40 m <sup>2</sup> /día	4 días	IV - A
2.5	Desencofrado de vigas perimetrales	16,883 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	1 días	XI - A
2.6	Desencofrado de losa	113,95 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	5 días	XII - A
<b>3</b>	<b>CONCRETO</b>				
3.1	Concreto en Muros de corte	14,40 m <sup>3</sup>	26,25 m <sup>3</sup> /día	1 días	III - A
3.2	Concreto en vigas perimetrales	0,72 m <sup>3</sup>	65,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	IX - A
3.3	Concreto en losas	22,79 m <sup>3</sup>	55 m <sup>3</sup> /día	0 días	X - A
<b>B</b>	<b>DEL NIVEL 2,70 m AL NIVEL 5,40 m (2do nivel)</b>				
<b>1</b>	<b>ARMADO DE ACERO</b>				
1.1	Acero en muros de corte	2488,3123 Kg	250 kg/día	10 días	I - B
1.2	Acero en vigas perimetrales	277,8928 Kg	250 kg/día	1 días	VII - B
1.3	Acero en losas	961,82 Kg	250 kg/día	5 días	VIII - B
<b>2</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO</b>				
2.1	Encofrado de muros de corte	160 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	6 días	II - B
2.2	Encofrado de vigas perimetrales	16,88 m <sup>2</sup>	15 m <sup>2</sup> /día	1 días	V - B
2.3	Encofrado - fondeo de losa	113,95 m <sup>2</sup>	13 m <sup>2</sup> /día	9 días	VI - B
2.4	Desencofrado de muros de corte	160 m <sup>2</sup>	40 m <sup>2</sup> /día	4 días	IV - B
2.5	Desencofrado de vigas perimetrales	16,883 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	1 días	XI - B
2.6	Desencofrado de losa	113,95 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	5 días	XII - B
<b>3</b>	<b>CONCRETO</b>				
3.1	Concreto en Muros de corte	14,40 m <sup>3</sup>	26,25 m <sup>3</sup> /día	1 días	III - B
3.2	Concreto en vigas perimetrales	0,72 m <sup>3</sup>	65,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	IX - B
3.3	Concreto en losas	22,79 m <sup>3</sup>	55 m <sup>3</sup> /día	0 días	X - B



ITEM	DESCRIPCIÓN	METRADO	RENDIMIENTO	DURACIÓN	ACTIVIDAD
<b>C</b>	<b>DEL NIVEL 5,40 m AL NIVEL 8,10 m (3er nivel)</b>				
<b>1</b>	<b>ARMADO DE ACERO</b>				
1.1	Acero en muros de corte	2488,3123 Kg	250 kg/día	10 días	I - C
1.2	Acero en vigas perimetrales	277,8928 Kg	250 kg/día	1 días	VII - C
1.3	Acero en losas	961,82 Kg	250 kg/día	5 días	VIII - C
<b>2</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO</b>				
2.1	Encofrado de muros de corte	160 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	6 días	II - C
2.2	Encofrado de vigas perimetrales	16,88 m <sup>2</sup>	15 m <sup>2</sup> /día	1 días	V - C
2.3	Encofrado - fondeo de losa	113,95 m <sup>2</sup>	13 m <sup>2</sup> /día	9 días	VI - C
2.4	Desencofrado de muros de corte	160 m <sup>2</sup>	40 m <sup>2</sup> /día	4 días	IV - C
2.5	Desencofrado de vigas perimetrales	16,883 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	1 días	XI - C
2.6	Desencofrado de losa	113,95 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	5 días	XII - C
<b>3</b>	<b>CONCRETO</b>				
3.1	Concreto en Muros de corte	14,40 m <sup>3</sup>	26,25 m <sup>3</sup> /día	1 días	III - C
3.2	Concreto en vigas perimetrales	0,72 m <sup>3</sup>	65,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	IX - C
3.3	Concreto en losas	22,79 m <sup>3</sup>	55 m <sup>3</sup> /día	0 días	X - C
<b>D</b>	<b>DEL NIVEL 8,10 m AL NIVEL 10,80 m (4to nivel)</b>				
<b>1</b>	<b>ARMADO DE ACERO</b>				
1.1	Acero en muros de corte	2488,3123 Kg	250 kg/día	10 días	I - D
1.2	Acero en vigas perimetrales	277,8928 Kg	250 kg/día	1 días	VII - D
1.3	Acero en losas	961,82 Kg	250 kg/día	5 días	VIII - D
<b>2</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO</b>				
2.1	Encofrado de muros de corte	160 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	6 días	II - D
2.2	Encofrado de vigas perimetrales	16,88 m <sup>2</sup>	15 m <sup>2</sup> /día	1 días	V - D
2.3	Encofrado - fondeo de losa	113,95 m <sup>2</sup>	13 m <sup>2</sup> /día	9 días	VI - D
2.4	Desencofrado de muros de corte	160 m <sup>2</sup>	40 m <sup>2</sup> /día	4 días	IV - D
2.5	Desencofrado de vigas perimetrales	16,883 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	1 días	XI - D
2.6	Desencofrado de losa	113,95 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	5 días	XII - D
<b>3</b>	<b>CONCRETO</b>				
3.1	Concreto en Muros de corte	14,40 m <sup>3</sup>	26,25 m <sup>3</sup> /día	1 días	III - D
3.2	Concreto en vigas perimetrales	0,72 m <sup>3</sup>	65,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	IX - D
3.3	Concreto en losas	22,79 m <sup>3</sup>	55 m <sup>3</sup> /día	0 días	X - D

ITEM	DESCRIPCIÓN	METRADO	RENDIMIENTO	DURACIÓN	ACTIVIDAD
<b>E</b>	<b>DEL NIVEL 10,80 m AL NIVEL 13,50 m (5to nivel)</b>				
<b>1</b>	<b>ARMADO DE ACERO</b>				
1.1	Acero en muros de corte	2488,3123 Kg	250 kg/día	10 días	I - E
1.2	Acero en vigas perimetrales	277,8928 Kg	250 kg/día	1 días	VII - E
1.3	Acero en losas	1038,24 Kg	250 kg/día	6 días	VIII - E
<b>2</b>	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO</b>				
2.1	Encofrado de muros de corte	160 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	6 días	II - E
2.2	Encofrado de vigas perimetrales	16,42 m <sup>2</sup>	15 m <sup>2</sup> /día	1 días	V - E
2.3	Encofrado - fondeo de losa	122,28 m <sup>2</sup>	13 m <sup>2</sup> /día	9 días	VI - E
2.4	Desencofrado de muros de corte	160 m <sup>2</sup>	40 m <sup>2</sup> /día	4 días	IV - E
2.5	Desencofrado de vigas perimetrales	16,419 m <sup>2</sup>	20 m <sup>2</sup> /día	1 días	XI - E
2.6	Desencofrado de losa	122,28 m <sup>2</sup>	25 m <sup>2</sup> /día	5 días	XII - E
<b>3</b>	<b>CONCRETO</b>				
3.1	Concreto en Muros de corte	14,40 m <sup>3</sup>	26,25 m <sup>3</sup> /día	1 días	III - E
3.2	Concreto en vigas perimetrales	0,63 m <sup>3</sup>	65,25 m <sup>3</sup> /día	0 días	IX - E
3.3	Concreto en losas	24,46 m <sup>3</sup>	55 m <sup>3</sup> /día	0 días	X - E

**TABLA III-90: SECUENCIA Y DURACIÓN DE ACTIVIDADES – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

Considerando lo detallado en el marco teórico, los datos de la tabla anterior y el procedimiento constructivo detallado en el diagrama III-69 se construye el diagrama CPM (Plano T-2).



**DIAGRAMA CPM PARA LA ALTERNATIVA 2:**  
**SISTEMA EN BASE A MUROS DE CORTE Y LOSAS PLANAS.**



**3.6.4.1.1. TABLAS.**

- Diseño:

La siguiente tabla muestra las secciones asignadas a cada elemento estructural para cada sistema posterior al diseño ya realizado (el detalle del armado para cada elemento se muestra en los planos adjuntos).

ELEMENTO	DUAL TIPO I			MC-LP		
	TIPO	SECCIÓN		TIPO	SECCIÓN	
		b	h		b	h
<b>COLUMNAS</b>	TÍPICO	0,30 m	0,40 m	-	-	-
<b>VIGAS</b>	TÍPICO	0,25 m	0,40 m	PERIMETRALES	0,25 m	0,30 m
<b>MUROS DE CORTE</b>	EN X-X	1,50 m	0,20 m	A ( forma "L" )	0,44 m <sup>2</sup>	
	EN Y-Y	1,80 m	0,20 m	B	1,80 m	0,20 m
	-	-	-	C	1,20 m	0,20 m
<b>LOSA</b>	MACIZA BI-DIRECCIONAL	-	0,15 m	MACIZA BI-DIRECCIONAL	-	0,20 m

**TABLA III-91: ELEMENTOS ESTRUCTURALES (SECCIONES), DUAL TIPO I Y MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

- Costo:

En función a los costos obtenidos en las tablas III-72 y III-89 se elaboró la siguiente tabla que muestra los costos directos generados para cada alternativa.

DESCRIPCIÓN DE PARTIDA	SISTEMA ESTRUCTURAL	
	DUAL I	MC-LP
	COSTO	COSTO
ACERO	S/. 68.077,86	S/. 78.292,63
ENCOFRADO	S/. 22.603,65	S/. 20.738,18
CONCRETO	S/. 7.279,88	S/. 6.774,92
DESENCOFRADO	S/. 56.521,94	S/. 66.155,67
<b>TOTAL</b>	<b>S/. 154.483,33</b>	<b>S/. 171.961,40</b>

**TABLA III-92: COSTOS DIRECTOS GENERADOS PARA EL SISTEMA DUAL TIPO I Y EL SISTEMA MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

- Tiempo de ejecución:

NIVEL	DÍAS			
	DUAL I		MC-LP	
Incluyendo desencofrado de última losa:	133	días	210	días

**TABLA III-93: TIEMPOS DE EJECUCIÓN PARA EL SISTEMA DUAL TIPO I Y EL SISTEMA MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS.**  
FUENTE: Elaboración propia.

#### 3.6.4.1.2. ANÁLISIS.

- Diseño:

Las pre-dimensiones calculadas para el sistema Dual tipo I referentes a columnas, vigas y losas se mantuvieron constantes verificando que son adecuadas para resistir adecuadamente a las solicitaciones de carga; mientras que las dimensiones asignadas a los muros de corte se modificaron en vista de que estas no eran las adecuadas para resistir las solicitaciones actuantes. De manera similar el armado propuesto en el sistema Dual para las columnas se mantuvo constante mientras que para los muros de corte se modificaron; los muros del primer piso presentan mayor cantidad de acero con respecto a la de los pisos superiores.

En cuanto a las pre-dimensiones calculadas para el sistema con muros de corte y losas planas, estas se mantuvieron constantes sin modificación posterior alguna. El armado propuesto en los pier's (etapa de modelamiento) fue el correcto pues las solicitaciones se encuentran inmersas en los diagramas de interacción.

Al emplear losas planas, en donde no existen vigas interiores, se ve la necesidad de contar con losas de mayor espesor con la única finalidad de proporcionar rigidez a la estructura.

Las columnas del edificio de tipo dual poseen una adecuada rigidez que las mantienen lejos de la condición de esbeltez, asimismo los efectos de



segundo orden pierden importancia al cumplir con los límites de deriva máxima exigida por la norma E.030.

En el diseño de vigas, columnas y muros de corte sismo-resistentes se puede apreciar que el diseño por corte es mucho más exigente, esto se debe a que la idea principal es otorgar una mayor resistencia al corte que a la flexión para evitar una falla por corte. Es por este motivo que la fuerza cortante última se calcula en base a los momentos nominales del diseño por flexión.

Finalmente el diseño de la edificación en ambos sistemas estructurales cumple con ser sismo – resistente. Su diseño está basado en la aplicación de las consideraciones especificadas en el capítulo 21 de la norma E.060.

- Costo:

Los costos de la edificación con muros de corte y losas planas son más altos que los costos generados en la edificación dual tipo I.

- Tiempo de ejecución:

Al evaluar los tiempos de ejecución, la estructura con losas planas demora 77 días más que el sistema Dual tipo I.



# **CAPÍTULO IV** **RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN**

IV. CAPÍTULO IV: RESULTADOS.

4.1. RESULTADOS COMPARATIVOS.

4.1.1. COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS RELATIVOS.

▪ DERIVAS DE ENTREPISO.

Story	Ítem	Load	DUAL I	MC-LP
			$\Delta *0,75*R$	$\Delta *0,75*R$
NIVEL 5	Max Drift X	6SISMO	0,00541	0,00160
NIVEL 5	Max Drift Y	6SISMO	0,00427	0,00185
NIVEL 4	Max Drift X	6SISMO	0,00596	0,00192
NIVEL 4	Max Drift Y	6SISMO	0,00516	0,00214
NIVEL 3	Max Drift X	6SISMO	0,00608	0,00207
NIVEL 3	Max Drift Y	6SISMO	0,00568	0,00222
NIVEL 2	Max Drift X	6SISMO	0,00530	0,00188
NIVEL 2	Max Drift Y	6SISMO	0,00530	0,00194
NIVEL 1	Max Drift X	6SISMO	0,00263	0,00098
NIVEL 1	Max Drift Y	6SISMO	0,00288	0,00097

TABLA IV-1: COMPARACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS  
FUENTE: Elaboración propia.

Se observa en las dos direcciones, para ambos sistemas, que las derivas de entrepiso son menores a los máximos permitidos por la norma; lo cual permite tener una mayor seguridad ante movimientos sísmicos.

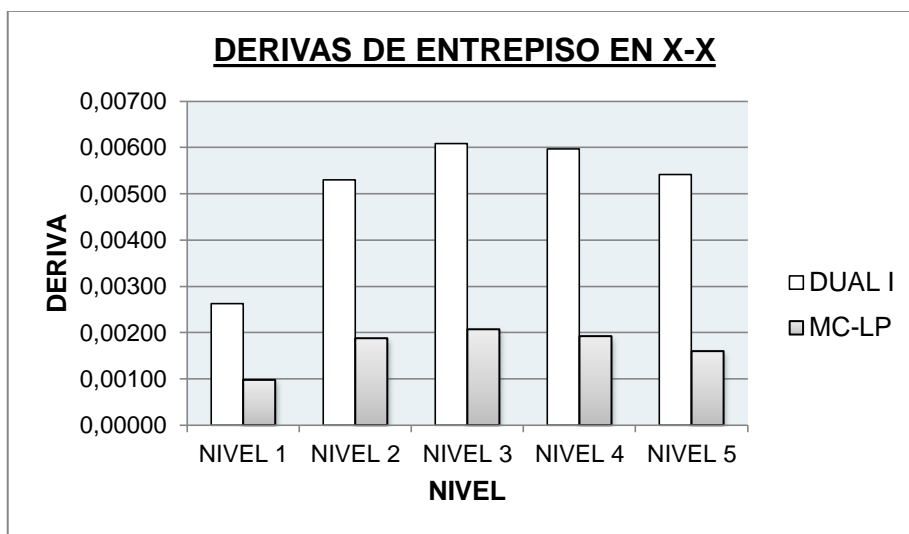
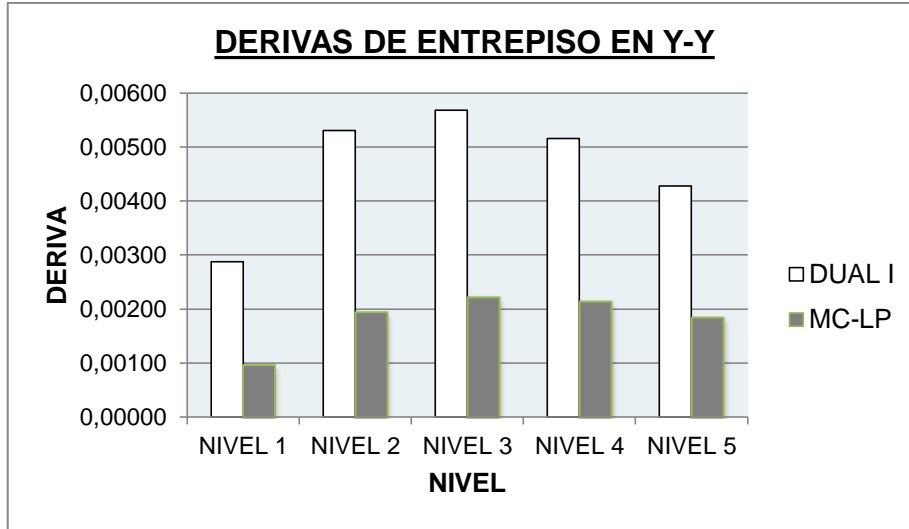


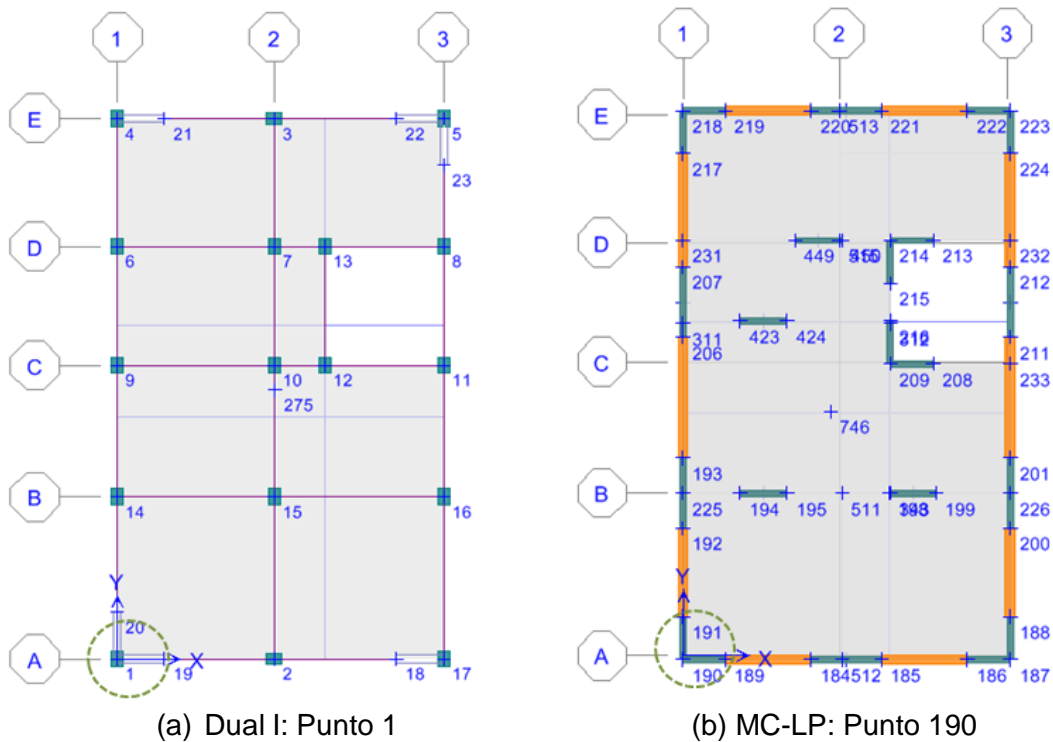
FIGURA IV-1: DERIVAS DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN X-X, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS  
FUENTE: Elaboración propia.



**FIGURA IV-2: DERIVAS DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN Y-Y, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

▪ **DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE UN PUNTO.**

Para esto, se seleccionó un punto en común para ambas alternativas (intersección eje 1-A):



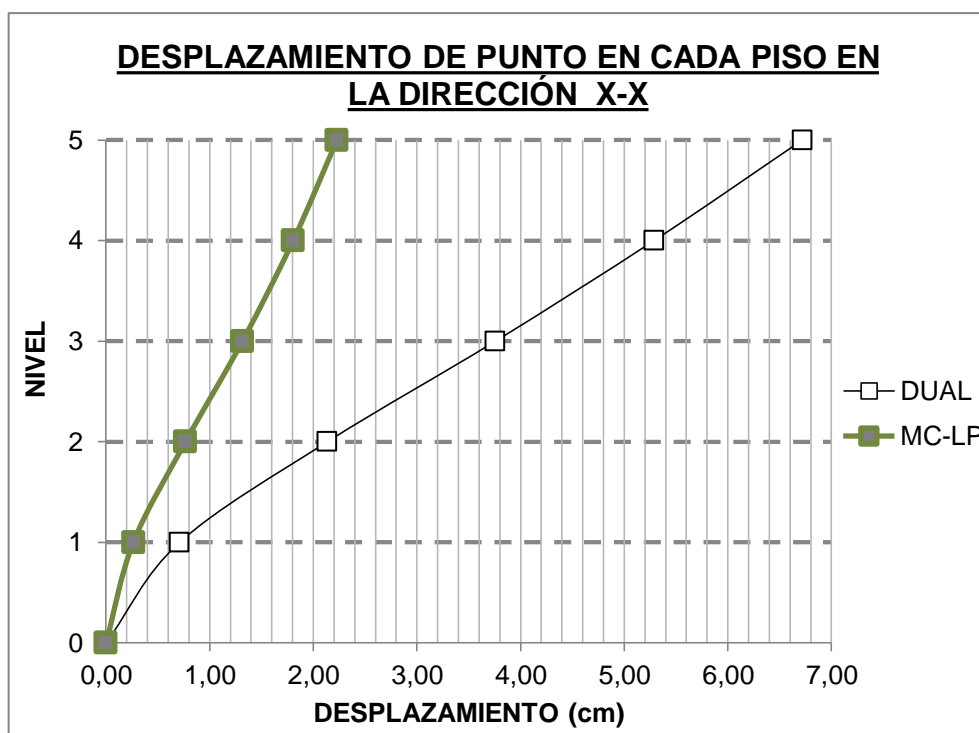
**FIGURA IV-3: UBICACIÓN DE PUNTO EN PLANTA PARA LA EVALUACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN AMBOS SISTEMAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

Para ambas direcciones de análisis se tiene:

EN LA DIRECCIÓN X-X

NIVEL	DUAL I – PUNTO 1			MC-LP - PUNTO 190		
	$\Delta$ ENTREPISO MÁX	$\Delta *0,75*R$	$\Delta$ RELATIVO	$\Delta$ ENTREPISO MÁX	$\Delta *0,75*R$	$\Delta$ RELATIVO
5	1,280 cm	6,719 cm	1,432 cm	0,495 cm	2,229 cm	0,423 cm
4	1,007 cm	5,288 cm	1,531 cm	0,401 cm	1,805 cm	0,489 cm
3	0,716 cm	3,757 cm	1,622 cm	0,293 cm	1,316 cm	0,549 cm
2	0,407 cm	2,135 cm	1,425 cm	0,170 cm	0,767 cm	0,504 cm
1	0,135 cm	0,709 cm	0,709 cm	0,059 cm	0,263 cm	0,263 cm

**TABLA IV-2: COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PARA UN PUNTO EN X-X, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

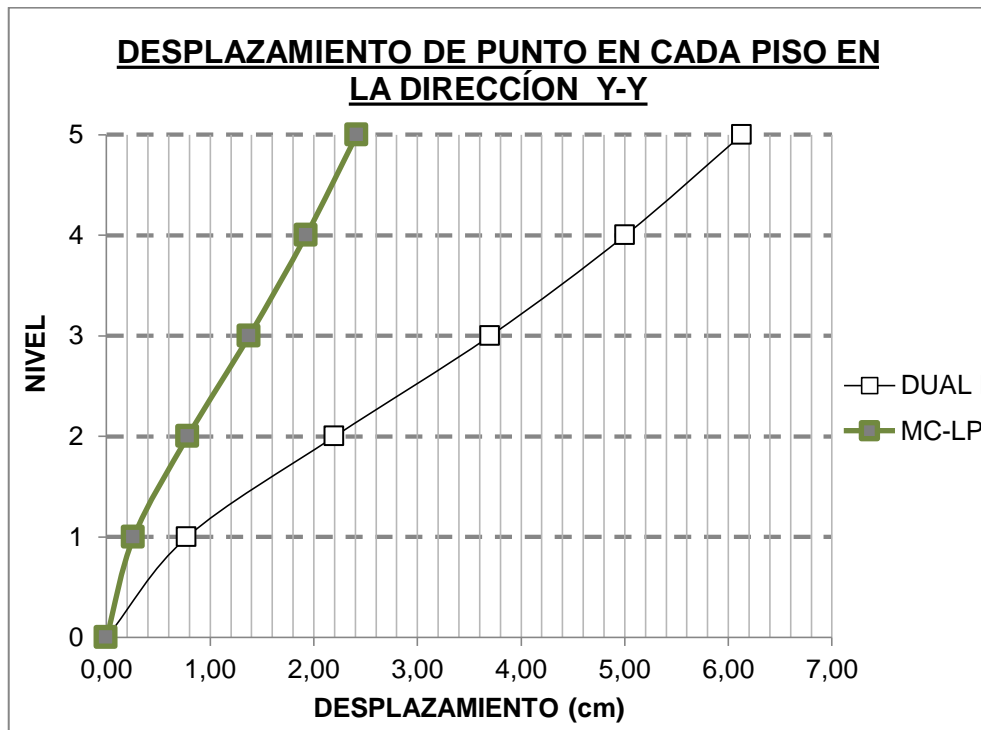


**FIGURA IV-4: DESPLAZAMIENTO DE PUNTO EN CADA PISO EN LA DIRECCIÓN X-X, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

EN LA DIRECCIÓN Y-Y

NIVEL	DUAL I - PUNTO 1			MC-LP - PUNTO 190		
	$\Delta$ ENTREPISO MÁX	$\Delta *0,75*R$	$\Delta$ RELATIVO	$\Delta$ ENTREPISO MÁX	$\Delta *0,75*R$	$\Delta$ RELATIVO
5	1,168 cm	6,132 cm	1,126 cm	0,537 cm	2,416 cm	0,490 cm
4	0,954 cm	5,006 cm	1,303 cm	0,428 cm	1,926 cm	0,549 cm
3	0,705 cm	3,703 cm	1,503 cm	0,306 cm	1,377 cm	0,593 cm
2	0,419 cm	2,200 cm	1,424 cm	0,174 cm	0,784 cm	0,522 cm
1	0,148 cm	0,776 cm	0,776 cm	0,058 cm	0,261 cm	0,261 cm

**TABLA IV-3: COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PARA UN PUNTO EN Y-Y, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.



**FIGURA IV-5: DESPLAZAMIENTO DE PUNTO EN CADA PISO EN LA DIRECCIÓN Y-Y, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

En las dos direcciones de análisis, según las tablas anteriores, el punto en evaluación posee un desplazamiento mayor cuando la estructura está conformada en base a pórticos (sistema Dual tipo I) que cuando está conformada en base a de muros de corte y losas planas.



**4.1.2. COMPARACIÓN DE EXCENTRICIDADES POR PISO.**

NIVEL	DIAFRAGMA	DUAL I		EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL VERIFICACIÓN	
		ex	ey	ex ≤ 0,429	ey ≤ 0,713
NIVEL 1	D1	0,193 m	0,147 m	OK	OK
NIVEL 2	D2	0,226 m	0,232 m	OK	OK
NIVEL 3	D3	0,251 m	0,296 m	OK	OK
NIVEL 4	D4	0,269 m	0,346 m	OK	OK
NIVEL 5	D5	0,123 m	0,281 m	OK	OK

NIVEL	DIAFRAGMA	MC-LP		EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL VERIFICACIÓN	
		ex	ey	ex ≤ 0,429	ey ≤ 0,713
NIVEL 1	D1	-0,065 m	0,304 m	OK	OK
NIVEL 2	D2	-0,073 m	0,275 m	OK	OK
NIVEL 3	D3	-0,071 m	0,246 m	OK	OK
NIVEL 4	D4	-0,061 m	0,224 m	OK	OK
NIVEL 5	D5	-0,054 m	0,203 m	OK	OK

**TABLA IV-4: COMPARACIÓN DE EXCENTRICIDADES POR PISO, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

Los valores de excentricidad para cada sistema son menores a la excentricidad accidental por lo que no tienen mayor incidencia en el comportamiento estructural. La distribución en planta es simétrica para ambas alternativas por lo que las probabilidades de falla por torsión son mínimas.

**4.1.3. COMPARACIÓN DE TORSIONES, MOMENTOS TORSORES POR PISO.**

NIVEL	DIAFRAGMA	DUAL I		MC-LP	
		Mx	My	Mx	My
NIVEL 1	D1	10,89 Tn - m	8,38 Tn - m	-4,44 Tn - m	20,59 Tn - m
NIVEL 2	D2	11,76 Tn - m	12,15 Tn - m	-4,63 Tn - m	17,28 Tn - m
NIVEL 3	D3	11,19 Tn - m	13,24 Tn - m	-3,88 Tn - m	13,34 Tn - m
NIVEL 4	D4	9,62 Tn - m	12,29 Tn - m	-2,66 Tn - m	9,74 Tn - m
NIVEL 5	D5	2,73 Tn - m	6,10 Tn - m	-1,46 Tn - m	5,53 Tn - m

**TABLA IV-5: COMPARACIÓN DE MOMENTOS TORSORES POR PISO, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

Los momentos torsores en un sistema conformado por muros de corte y losas planas son mayores a los generados en un sistema dual pero en función a las excentricidades halladas los momentos torsores que se generan no son significativos para ambos sistemas.

#### 4.1.4. COMPARACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN.

ITEM	DUAL I		MC-LP	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
MASA PARTICIPANTE	43,38 %	46,20 %	73,69 %	72,73 %
PERIODO	0,49 seg	0,54 seg	0,33 seg	0,35 seg
MODO	2	1	2	1

TABLA IV-6: COMPARACIÓN DE PERIODOS DE VIBRACIÓN, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS  
FUENTE: Elaboración propia.

En este caso se observa que para ambas direcciones el periodo disminuye: en la dirección X-X disminuye de 0,49 seg. a 0,33 seg., mientras que para la dirección Y-Y disminuye de 0,54 seg. a 0,35 seg. Esto hace que la estructura conformada por muros de corte y losas planas adopte una mayor frecuencia y mayor aceleración con respecto al sistema dual.

#### 4.1.5. COMPARACIÓN DE COSTOS.

##### ▪ SECCIONES.

Las secciones de los elementos estructurales que componen cada sistema estructural varían (Ver Tabla III-91), influyendo directamente sobre la cantidad de materiales a emplear.

Las columnas, que se presentan solo en el sistema Dual, poseen una adecuada sección y por ende una adecuada rigidez que las mantienen lejos de la condición de esbeltez.

Las secciones de la viga consideran una base mínima de 25 cm para cada sistema, la variación está en el peralte siendo 40 cm en el sistema dual y 30 cm en el sistema de muros de corte. Esta diferencia nace desde el pre-dimensionamiento que hace referencia directa a la luz máxima que tendría la viga, y como se observa en los planos se tienen mayores luces en el sistema dual.

La densidad de muros de corte es mayor en el segundo sistema con respecto al sistema Dual ya que son únicamente estos los elementos estructurales verticales que presenta la edificación.

Para el caso de las losas, no se puede realizar una comparación directa debido a que son sistemas diferentes y su comportamiento estructural difiere entre ellos. La losa para el sistema Dual es un elemento transmisor de cargas mientras que para el sistema de muros de corte la losa es un elemento estructural resistente, razón por la cual el espesor de la losa es mayor que la del sistema dual.

▪ **METRADO.**

En función a la tabla III-91 y a los metrados de acero realizados (Anexo 8) se analiza la cantidad de material que representa la aplicación de ambos sistemas estructurales. Estos se muestran de manera detallada para cada alternativa.

DESCRIPCIÓN DE PARTIDA		SISTEMA ESTRUCTURAL		INCREMENTO DE :
		DUAL I	MC-LP	
		METRADO	METRADO	
<b>ACERO</b>	COLUMNAS	kg 4.031,95	kg 0,00	
	MUROS DE CORTE	kg 5.615,05	kg 12.441,56	
	VIGAS	kg 4.419,07	kg 1.389,46	
	LOSAS	kg 3.991,71	kg 6.936,25	
<b>TOTAL</b>		<b>kg 18.057,79</b>	<b>kg 20.767,28</b>	<b>15 %</b>

DESCRIPCIÓN DE PARTIDA		SISTEMA ESTRUCTURAL		INCREMENTO DE :
		DUAL I	MC-LP	
		METRADO	METRADO	
<b>ENCOFRADO</b>	COLUMNAS	m2 273,70	m2 0,00	
	MUROS DE CORTE	m2 275,40	m2 800,00	
	VIGAS	m2 317,51	m2 83,95	
	LOSAS	m2 579,88	m2 578,08	
<b>TOTAL</b>		<b>m2 1.446,49</b>	<b>m2 1.462,03</b>	<b>1,07 %</b>

DESCRIPCIÓN DE PARTIDA		SISTEMA ESTRUCTURAL		INCREMENTO DE :
		DUAL I	MC-LP	
		METRADO	METRADO	
<b>CONCRETO</b>	COLUMNAS	m3 23,76	m3 0,00	
	MUROS DE CORTE	m3 24,48	m3 72,00	
	VIGAS	m3 28,79	m3 3,51	
	LOSAS	m3 86,98	m3 115,62	
<b>TOTAL</b>		<b>m3 164,01</b>	<b>m3 191,13</b>	<b>16,53 %</b>

DESCRIPCIÓN DE PARTIDA		SISTEMA ESTRUCTURAL				INCREMENTO DE :
		DUAL I		MC-LP		
		METRADO		METRADO		
DESENCOFRADO	COLUMNAS	m2	273,70	m2	0,00	
	MUROS DE CORTE	m2	275,40	m2	800,00	
	VIGAS	m2	317,51	m2	83,95	
	LOSAS	m2	579,88	m2	578,08	
<b>TOTAL</b>		m2	<b>1.446,49</b>	m2	<b>1.462,03</b>	<b>1,07 %</b>

TABLA IV-7: COMPARACIÓN DE METRADOS DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS

FUENTE: Elaboración propia.

▪ **COSTOS DIRECTOS.**

La tabla IV-9 muestra el costo directo obtenido para ambas alternativas estructurales categorizados por las partidas más incidentes en la modificación de sistema estructural (Tabla III-92). Este presupuesto se basa solamente en costos directos (materiales, mano de obra y herramientas).

DESCRIPCIÓN DE PARTIDA	SISTEMA ESTRUCTURAL					
	DUAL I		MC-LP		ANÁLISIS COMPARATIVO	
	COSTO	%	COSTO	%	REDUCCIÓN	INCREMENTO
ACERO	S/. 68.077,86	44%	S/. 78.292,63	46%		<b>15,00%</b>
ENCOFRADO	S/. 22.603,65	15%	S/. 20.738,18	12%	<b>-8,25%</b>	
CONCRETO	S/. 7.279,88	5%	S/. 6.774,92	4%	<b>-6,94%</b>	
DESENCOFRADO	S/. 56.521,94	37%	S/. 66.155,67	38%		<b>17,04%</b>
<b>TOTAL</b>	<b>S/. 154.483,33</b>	<b>100%</b>	<b>S/. 171.961,40</b>	<b>100%</b>		<b>11,31%</b>

TABLA IV-8: COMPARACIÓN DE PRESUPUESTO (COSTO DIRECTO), DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS

FUENTE: Elaboración propia.

La aparición de incrementos y reducciones varía en función a los análisis de precios unitarios adjuntos en el Anexo 7, donde se detalla que:

- El precio del encofrado de una columna es más caro que el precio del encofrado de un muro de corte.

- El precio del concreto pre-mezclado vaciado en una columna es más caro que el precio del concreto pre-mezclado vaciado para un muro de corte.
- El precio del desencofrado de un muro de corte es más caro que el precio de desencofrado de una columna.

Se puede apreciar que el sistema de muros de corte resulta ser más costoso que el sistema Dual tipo I incrementando el costo en un 11,31%.

#### 4.1.6. COMPARACIÓN DE TIEMPOS DE EJECUCIÓN.

La tabla IV-9 muestra la cantidad de tiempo que se emplearía en la construcción de la edificación para ambas alternativas estructurales. Estos tiempos están sub-divididos por el tiempo que demora la ejecución por cada nivel.

NIVEL	DÍAS			
	DUAL I		MC-LP	
NIVEL 1	21	días	35	días
NIVEL 2	40	días	70	días
NIVEL 3	59	días	105	días
NIVEL 4	78	días	140	días
NIVEL 5	97	días	176	días
Incluyendo desencofrado de última losa:	133	días	210	días

**TABLA IV-9: COMPARACIÓN DE TIEMPOS DE EJECUCIÓN, DUAL TIPO I vs MUROS DE CORTE- LOSAS PLANAS**  
FUENTE: Elaboración propia.

Se puede apreciar que el tiempo de ejecución de una estructura con muros de corte y losas planas demora 77 días más que la construcción de la misma estructura de tipo Dual I.



# CAPÍTULO V DISCUSIÓN

## V. CAPÍTULO V: DISCUSIÓN.

### 5.1. CONTRASTE DE RESULTADOS CON REFERENTES DEL MARCO TEÓRICO.

- **¿Qué se entiende por un sistema estructural con muros de corte y losas planas?**

Un sistema estructural con muros de corte y losas planas es un sistema conformado por muros de corte o placas, vigas perimetrales (que unen los muros) y losas (diafragmas horizontales) cuya aplicación busca mejorar el comportamiento sismo-resistente de las edificaciones.

- **¿En qué se diferencia esta nueva alternativa estructural de la estructuración tradicional?**

Un sistema estructural con muros de corte y losas planas emplea únicamente muros de corte como elementos verticales y losas como elementos horizontales, no existen vigas interiores solo perimetrales (exigencia de la norma peruana E.060). A diferencia de un sistema Dual tipo I, la losa plana asume una participación en flexión mientras que la losa en el sistema Dual solo distribuye los esfuerzos que descansan en esta para transferirlas a las vigas interiores y exteriores. Es por ello que la losa plana se considera como un elemento estructural resistente que requiere una consideración especial en el diseño.

- **¿Cuál es el aporte del sistema estructural con muros de corte y losas planas?**

Entre los aportes de su aplicación se pueden mencionar:

- Desde el punto de vista estructural:

La incorporación de los muros de corte permite a la estructura resistir de manera eficiente las cargas laterales ocasionados por el sismo, limita los desplazamientos laterales y permite la disipación de energía minimizando los daños que se generan en los elementos no estructurales. Pese a su alta rigidez y bajo periodo de vibración, las



estructuras con este tipo de muros presentan una significativa resistencia lateral que supera largamente el aspecto desfavorable.

- Desde el punto de vista arquitectónico:

La aplicación de un sistema con muros de corte y losas planas resulta más atractivo porque genera espacios más útiles, teniéndose muros de menor espesor pero con más resistencia. La planeidad de los techos hace que la edificación sea estética y facilite el trazado e instalación de servicios.

- Desde el punto de vista económico:

La ventaja de este tipo de estructuras radica fundamentalmente en la economía del encofrado, la economía que se genera al emplearse pocos muros de albañilería, la economía de los acabados y la economía post-constructiva ya que la probabilidad de generarse una falla estructural después de ocurrido un sismo es baja.

Si bien los costos de la edificación con muros de corte y losas planas son relativamente más altos que en la edificación dual tipo I, se debe considerar que sólo fueron analizado los costos por material, mano de obra y herramientas, pero si se hiciera un estudio más al detalle, considerando variables como superficie útil, tabiquería, acabados, etc., los costos podrían ser similares o incluso más bajos.

- **¿Por qué no existen edificios estructurados con muros de corte y losas planas en Perú si la respuesta estructural es superior?**

Una de las razones es el retraso en el desarrollo tecnológico. Este tipo de edificaciones es empleado en otros países que, al igual que el nuestro, está expuesto a movimientos sísmicos y adoptaron un buen comportamiento ante tales eventualidades.

El desconocimiento también es causante para la no aplicación de este sistema a pesar de que este citado en la normativa peruana.

Entre otros motivos esta la economía. La inversión para este tipo de edificaciones resultar ser sólo 9,13% más cara con respecto a las otras,





pero no se debe olvidar que un sismo puede tomar diferentes magnitudes. El precio de vidas humanas no es comparable.

Se debe mencionar también que la norma limita el empleo de losas planas a edificaciones con 5 niveles, haciendo del sistema dual la alternativa más viable.

## 5.2. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS.

- **¿La modificación del sistema estructural de una edificación de concreto armado con una configuración estructural dual tipo I a una configuración en base a muros de corte y losas planas ejerce una influencia significativa en el comportamiento sísmico global de la estructura, en el tiempo y costo que implican su ejecución?.**

Sí, la aplicación de una nueva técnica implica ciertas modificaciones en la estructuración y diseño de una estructura. Básicamente en función de estos es que varían los resultados:

- *El tipo y ubicación de los elementos estructurales (estructuración) influyen directamente sobre el comportamiento sísmico de la estructura.*

Las derivas de entrepiso son menores, los periodos de vibración de la estructura disminuyen y las excentricidades-torsiones no influyen significativamente al tenerse una buena distribución en planta.

- *La cantidad de material (metrado) a emplear influye directamente sobre el costo que representa la construcción de una edificación.*

La cantidad de acero y concreto se incrementan.

- *La cantidad de trabajo a realizar (metrado - rendimiento) influye directamente sobre el tiempo que representa la construcción de una edificación.*

Al incrementar el metrado de concreto y acero se incrementa también la cantidad de trabajo a realizar ya que este último es directamente proporcional al tiempo de ejecución.



- **¿Cuál es el comportamiento sísmico de una edificación compuesta por un sistema dual tipo I?**

La aplicación de pórticos y muros de corte conllevan a un buen desempeño estructural que resiste a sollicitaciones sísmicas: los desplazamientos se mantienen al margen de lo establecido en la norma, el periodo hace que la estructura no adopte movimientos bruscos, las excentricidades (en función a la regularidad del sistema) no generan movimientos torsionales significativos.

- **¿Cuál es el comportamiento sísmico de una edificación compuesta por muros de corte y losas planas?**

La aplicación de muros de corte y losas planas conllevan a un desempeño estructural eficaz que, al igual que un sistema Dual tipo I, resiste a sollicitaciones sísmicas: los desplazamientos se mantienen al margen de lo establecido en la norma, el periodo se reduce haciendo que la estructura adopte movimientos bruscos pero limitados, las excentricidades (en función a la regularidad del sistema) no generan movimientos torsionales significativos.

- **¿En qué medida el empleo de un sistema de muros de corte y losas planas influye en el costo de ejecución de una obra con respecto a un sistema dual tipo I?**

La aplicación de muros de corte y losas planas significan un aporte económico extra del 9,13% con referencia al sistema Dual tipo I. Esto se debe básicamente al incremento de concreto y acero influyendo directamente sobre la cantidad de trabajo a ejecutar.

- **¿En qué medida el empleo de un sistema de muros de corte y losas planas influye en el tiempo de ejecución de una obra con respecto a un sistema dual tipo I?**

La aplicación de muros de corte y losas planas en la construcción de una estructura significan el empleo de 76 días más con respecto a la construcción de la misma estructura bajo el sistema Dual tipo I. Esto se debe fundamentalmente al tiempo invertido en el armado de los muros



(elemento estructural vertical único) que, de por sí, requieren más cantidad de acero y más cuidado en su ejecución.

### **5.3. APORTE DE LA INVESTIGACIÓN.**

La aplicación de este ventajoso sistema permite no solo la facilidad constructiva, sino el empleo de una nueva técnica que favorece el desarrollo de nuestra región y de nuestro país.

La industria de la construcción en nuestro país, a pesar de ir creciendo con el pasar de los años, ha quedado estática en lo que estructuralmente respecta. La costumbre de ir aplicando un solo sistema estructural ha traído consigo el conformismo y ha dejado de lado la curiosidad de conocer, aprender y aplicar nuevas tecnologías constructivas. El desconocimiento y el temor al cambio forman parte aún de la colectividad que ha adoptado, por influencia, una única técnica la cual se sigue aplicando en estos días.

Si bien es cierto, la aplicación de los muros de corte y losas planas (según los resultados obtenidos) significa un cierto incremento económico en la ejecución del proyecto, pero esta consideración no justifica una futura falla estructural frente a un evento sísmico que puede traer consigo resultados devastadores como hasta ahora podemos ver; los sismos y terremotos no arremeten con la vida humana, son las estructuras fallidas las que lo generan.

### **5.4. INCORPORACIÓN DE TEMAS NUEVOS.**

Los análisis realizados y los resultados obtenidos en este documento de investigación servirán para futuras investigaciones en el tema.

El procedimiento de diseño sísmico desarrollado en la presente tesis fue un proceso secuencial que se inició con el pre-dimensionamiento seguido de análisis normativo y finalizó con la verificación del pre-diseño. Este procedimiento no es suficiente pues no basta solo con el cumplimiento de las disposiciones normativas sino que también resulta necesario que el ingeniero estructural revise el efecto de otros factores que pueden ser críticos en el diseño. Entre las que se pueden mencionar:



- Evaluación de la vulnerabilidad sísmica: Detección de mecanismos potenciales de falla.
- Riesgo y peligro estructural: Evaluación de las debilidades de la estructuración del edificio.
- Situaciones de exposición sísmica de la estructura durante el proceso de construcción.

El análisis de los costos y tiempos que influyen en cada alternativa estructural desarrollada en la tesis se realizó en las partidas netamente de carácter estructural. Este podría ser un punto de partida para una evaluación posterior de cómo pueden influir los trabajos de albañilería y acabados.

En vista de los resultados estructurales obtenidos se puede realizar también un análisis de una edificación en base a muros de corte y losas planas considerando la aplicación de aisladores de base para verificar la variación del periodo de vibración y su incidencia en el comportamiento sísmico.

De manera similar, se puede proponer una edificación con muros de corte y losas planas con un mayor número de niveles realizando una evaluación con la normativa peruana y verificar el por qué existe cierta limitación con respecto a la altura.

Al considerarse únicamente en esta investigación vigas perimetrales, surge la idea de poder configurar una edificación con las mismas características pero considerando solamente vigas interiores.

## VI. CONCLUSIONES.

### ▪ CONCLUSIÓN N°1:

Se ha logrado verificar la Hipótesis General planteada para esta investigación, el cual nos permitió evaluar la incidencia que representa la aplicación de muros de corte y losas planas reflejándose ésta en la respuesta estructural, el costo y tiempo que implican su ejecución.

La aplicación de muros de corte y losas planas hacen que la estructura sea más eficaz que eficiente, pues en ambas alternativas estructurales se logra con el objetivo de ser sismo-resistente pero el tiempo y costo que implica la construcción de una edificación con el sistema de muros de corte y losas planas es mayor con referente al sistema Dual tipo I.

### ▪ CONCLUSIÓN N°2:

Se ha logrado verificar que la Primera Sub Hipótesis es correcta, el comportamiento sísmico de la edificación configurada en base a muros de corte y losas planas es superior con respecto al comportamiento de un sistema dual tipo I.

La estructura con muros de corte y losas planas presenta una disminución de los desplazamientos máximos relativos con respecto al sistema Dual. En función a los resultados que se muestran en la tabla IV-1 se pudo observar que el porcentaje promedio en reducción de la deriva de entrepiso significa:

- Diafragma 1: un porcentaje de reducción del 65%.
- Diafragma 2: un porcentaje de reducción del 64%.
- Diafragma 3: un porcentaje de reducción del 63%.
- Diafragma 4: un porcentaje de reducción del 63%.
- Diafragma 5: un porcentaje de reducción de 64%.

Los valores de excentricidad obtenidos para cada sistema son menores a la excentricidad accidental propuesta en la norma E.030 (tabla IV-4) por lo que los momentos torsores que se generan no son significativos para ambos sistemas (Tabla IV-5). Se verifica entonces que la distribución en planta, para

ambas alternativas, es simétrica. Estas variables no tienen mayor incidencia en el comportamiento estructural para la edificación diseñada por lo que las probabilidades de falla por torsión son mínimas.

El periodo de vibración del sistema con muros de corte y losas planas disminuye con respecto al sistema Dual tipo I (como se puede ver en la tabla IV-6). La estructura conformada por muros de corte y losas planas adopta una mayor frecuencia y mayor aceleración con respecto al sistema dual tipo I.

Cuán más alto es un elemento estructural la rigidez a los movimientos horizontales disminuye. Tomando en cuenta este criterio y los valores referentes al periodo de vibración que se muestran en la tabla IV-6, se comprueba que la recomendación de la norma E.060 es válida puesto que limita el empleo de losas planas a edificaciones con 5 niveles (el sistema con muros de corte y losas planas se puede considerar inmersa en este criterio).

▪ CONCLUSION N°3:

Se ha logrado verificar que la Segunda Sub Hipótesis es incorrecta. Según la tabla IV-9 el empleo de muros de corte y losas planas implica un incremento económico del 9,13% con respecto al monto requerido para un sistema dual tipo I. Este incremento se debe principalmente a que en un sistema configurado en base a muros de corte y losas planas se requieren de secciones mayores para los elementos estructurales y por ende de mayor material (metrado). Esta afirmación se respalda con la tabla IV-7 y la tabla IV-8.

Realizando un análisis de los metrados realizados para cada sistema estructural (Tabla IV-7), el sistema de muros de corte y losas planas requiere mayor material para cada partida analizada. Se pudo observar que el porcentaje promedio en incremento de estos significa:

- Para el acero: un porcentaje de incremento del 15%.
- Para el encofrado: un porcentaje de incremento del 1,07%.
- Para en concreto: un porcentaje de incremento del 16,53%.
- Para el desencofrado: un porcentaje de incremento de 1,07%.

Realizando un análisis de los costos generados para cada alternativa (Tabla IV-8) la aplicación de los muros de corte y losas planas con respecto al sistema dual tipo I genera:

- Para el acero: un incremento del 15%.
  - Para el encofrado: una reducción del 8,25%.
  - Para el concreto: una reducción del 6,94%.
  - Para el desencofrado: un incremento del 17,04%.
- 
- CONCLUSION N°4:

Se ha logrado verificar que la Tercera Sub Hipótesis es incorrecta. Según la tabla IV-9, el tiempo empleado para la construcción de una edificación configurada en base a muros de corte y losas planas es superior: al comparar los tiempos de ejecución, la estructura con losas planas demora 77 días más que el sistema dual.

- CONCLUSION N°5:

Desde el punto de vista estructural, el sistema dual es adecuado para resistir cargas laterales provenientes de un sismo pero el sistema de muros de corte y losas planas es superior. Este sistema presenta muros estructurales en las dos direcciones aportando mayor resistencia y rigidez a comparación de un sistema dual logrando proteger los elementos estructurales y no estructurales contenidos en la edificación.

- CONCLUSION N°6:

La hipótesis general es parcialmente correcta: se tiene que la primera sub hipótesis es válida mientras que la segunda y tercera sub-hipótesis se consideran como no válidas.



## VII. GLOSARIO.

- **AMPLITUD:**

Medida de la variación máxima del desplazamiento que varía periódicamente en el tiempo.

- **DIAFRAGMA FLEXIBLE:**

Conocido también como diafragma semi-rígido. Se aplica cuando en un plano horizontal (losas y vigas) que conforman la estructura no posee la rigidez suficiente para comportarse como un cuerpo rígido en el plano, es decir, al aplicar cargas se obtienen deformaciones relativas significativas.

- **DISEÑO SISMO-RESISTENTE:**

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera tal que cumpla, en forma óptima, con sus objetivos. Precisamente, el objetivo de un diseño sismo-resistente es lograr que una estructura sea rígida (asegurando que los desplazamientos laterales sean pequeños), resistente (la estructura debe ser diseñada para soportar las cargas) y dúctil (la estructura debe ser capaz de fisurarse y deformarse sin colapsar).

- **EFICACIA:**

Significado de hacer o lograr un objetivo planteado. Una iniciativa resulta eficaz si cumple los objetivos esperados en el tiempo previsto y con la calidad esperada. La eficacia contempla el cumplimiento de los objetivos sin importar el costo o el uso de recursos.

- **EFICIENCIA:**

Significado de ser eficaz en el menor tiempo y en menor costo. Este término relaciona el trabajo desarrollado, el tiempo invertido, la inversión y el resultado logrado. La eficacia es necesaria para ser eficiente.





- **ELEMENTOS FINITOS:**

La idea general del método de elementos finitos es la división de un elemento continuo en un conjunto de pequeños sub-elementos interconectados por nodos, así las ecuaciones que rigen el comportamiento del elemento continuo regirán también el de los sub-elementos. De esta forma se consigue pasar de un sistema continuo (infinitos grados de libertad) a un sistema con un número de grados finitos de libertad cuyo comportamiento se modela por un sistema de ecuaciones.

- **ELEMENTO MEMBRANA:**

El análisis que se realiza a un elemento asignado como membrana es por área tributaria. Es más conservador pues se considera solo como un elemento transmisor. Si a una losa se le asigna esta propiedad, ésta no participa como un elemento estructural resistente, solo distribuye las fuerzas que actúan sobre ella a las vigas (las vigas toman toda la carga que se le asigna a la losa). Este tipo de elemento debe ser empleada únicamente en losas rectangulares apoyadas en sus cuatro lados.

- **ELEMENTO SHELL:**

El análisis que se realiza a un elemento asignado como shell es por elementos finitos. Si a una losa se le asigna esta propiedad, la rigidez de ésta aporta en la resistencia (participa en flexión y corte). La rigidez de la losa le quita flexión a la viga y es ella la que lo asume. Cuando se aplique este tipo de elemento es necesario realizar un análisis por elementos finitos (discretizar el elemento), en caso de no hacerlo, la losa no se apoyará en las vigas o muros que se encuentren alrededor de esta.

- **FRANJA CENTRAL:**

Franja de diseño ubicada entre dos franjas de columna (muro).



- **FRANJA DE COLUMNA (MURO):**

Franja de diseño con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a 0,25 veces la longitud menor del paño. Estas franjas incluyen a las vigas (en caso existieran).

- **INERCIA:**

Propiedad de los cuerpos de mantener su estado, ya sea de reposo o movimiento si no es por la acción de una fuerza externa. Incapacidad de los cuerpos para salir del estado de reposo o movimiento.

- **INGENIERÍA ESTRUCTURAL:**

La ingeniería estructural es una rama clásica de la ingeniería civil que se ocupa del diseño y cálculo de los elementos estructurales que conforman una edificación. Su finalidad es la de conseguir estructuras funcionales.

- **LOSA PLANA:**

Elemento estructural horizontal de espesor reducido armado en una o dos direcciones diseñado y empleado como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo. Este tipo de losa no presenta vigas interiores, se conecta directamente a las columnas o muros de corte que le sirven como apoyo.

- **MURO DE CORTE:**

Elemento estructural vertical diseñado para resistir combinaciones de fuerzas cortantes, momentos flectores y fuerzas axiales inducidas por cargas laterales.

- **SUBDUCCIÓN:**

La subducción de placas es un proceso de hundimiento de una placa litosférica bajo otra en un límite convergente, según la teoría de tectónica de placas. Un ejemplo muy estudiado es la subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana.



- VALOR DETERMINÍSTICO:

Un valor es determinístico cuando se conoce con una precisión aceptable su magnitud.

- VALOR ESTADÍSTICO:

Un valor estadístico es cada uno de los resultados distintos que se pueden obtener de un estudio estadístico.

## VIII. RECOMENDACIONES.

- Se recomienda poner énfasis en la etapa del modelamiento estructural ya que de este paso depende la obtención de los parámetros de respuesta sísmica como son las fuerzas internas y desplazamientos de la estructura.
- Se recomienda aplicar la combinación cuadrática completa para el cálculo de las respuestas máximas.
- Se recomienda a los Ingenieros estructurales optar por estructuras regulares, siguiendo los lineamientos y recomendaciones de la normativa ya que depende de estos asegurar el buen comportamiento sísmico de la estructura.
- Los países con problemas de vulnerabilidad sísmica deberían desarrollar una nueva investigación con el fin de actualizar los códigos de diseño. Un claro ejemplo se da en nuestro país al mantener aún vigente la normativa de diseño de concreto armado E.060 cuya última actualización se realizó hace 7 años (tiempo en el que se presentaron diferentes eventualidades sísmicas de gran magnitud).
- Se recomienda realizar una revisión a la normativa peruana de concreto armado con respecto al diseño de losas que no cumplan con las limitaciones establecidas para ser diseñados con el método directo o con el método de coeficientes.



## IX. REFERENCIAS.

### 9.1. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- AMBHER (2014) “*RESONANCIA EN ESTRUCTURAS*”.
- BUSTOS BEJAR, A.I. (2003) TESIS: “*ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE EDIFICIOS EN ALTURA DE ACERO EN BASE A MARCOS DE MOMENTO Y MARCOS ARRIOSTRADOS EN EL NÚCLEO Y EN BASE A MARCOS DE MOMENTO Y NÚCLEO DE HORMIGÓN ARMADO*” – UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE, CHILE.
- BLANCO A. (1996-1997), “*ESTRUCTURACION Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO*”, LIBRO 2 DE LA COLECCIÓN DEL INGENIERO CIVIL, 2DA EDICIÓN, LIMA.
- CECILIO ROMOALDO V. (MÉXICO, 2011). TESIS: “*NUEVA FILOSOFÍA DE DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA*”
- CURSO: ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL, UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO – 2011.
- CURSO: ANÁLISIS ESTRUCTURAL I Y II. UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO – 2011.
- CURSO: CONCRETO ARMADO. UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO – 2012.
- CURSO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES. UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO – 2013.
- CURSO: INGENIERÍA SISMORESISTENTE. UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO – 2012.
- CURSO: PLANIFICACIÓN Y CONTROL DE OBRAS. UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO – 2012.



- FREDDY J., LANZA S., SCARLET H., PUENTES M., VILLALOBOS F. (2003) “*ESTUDIO COMPARATIVO DE LA NORMA SISMORRESISTENTE VENEZOLANA ACTUAL CON CÓDIGOS SÍSMICOS DE OTROS PAISES*”.
- ING. PEZZOTI S. E ING. ANTICO F. (2007). “*INTRODUCCIÓN A LA TEORÍA DE ELEMENTOS FINITOS*” , UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA, FACULTAD DE INGENIERIA, ARGENTINA.
- ING. SERRANO, F. (s.f.). LIBRO: “*CONCRETO ARMADO*”, EDICIONES NUEVA ERA.
- ING. SUAREZ SALAZAR, C. (s.f.). LIBRO: “*COSTO Y TIEMPO EN EDIFICACIÓN*”, TERCERA EDICIÓN, LIMUSA NORIEGA EDITORES.
- ING. VILLAFUERTE, A. (s.f.). *GUÍA DE PLANIFICACIÓN, PROGRAMACIÓN Y CONTROL DE EJECUCIÓN DE PROYECTOS*.
- MEDINA SÁNCHEZ, E. (s.f.) LIBRO: “*CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO*”, 2DA EDICION. MADRID.
- MENDOZA M. (2013). SISMOS EN LA REGION CUSCO PERÚ.
- MONSALVE DAVILA J. T. (2005), TESIS: “*ANÁLISIS Y DISEÑO SISMICO POR DESEMPEÑO DE EDIFICIOS DE MUROS ESTRUCTURALES*”, UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. VENEZUELA.
- *n.a. DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS MÁS UTILIZADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN EN COLOMBIA*. (s.f).
- NORMA TÉCNICA PERUANA E.030, DISEÑO SISMORRESISTENTE, 2016.
- NORMA TÉCNICA PERUANA E.060, CONCRETO ARMADO, 2009.
- NORMA TÉCNICA E020, CARGAS, 2006.
- NORMA TÉCNICA E070, ALBAÑILERÍA, 2006.



- PADILLA G. (2010): *“PROPUESTA PARA CONSIDERAR LA IRREGULARIDAD EN LA RESISTENCIA LATERAL DE LAS ESTRUCTURAS EN EL PERÚ”*, LIMA.
- PÓMEZ VILLANUEVA D.C. (LIMA 2012) TESIS: *“ESTUDIO DE ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES PARA EL TECHADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS”*.
- PORTOCARRERO GUZMÁN J. M. (2008), TESIS: *“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A VIVIENDA CON CINCO PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES”*, LIMA.
- VAZQUEZ K. (2012). PRESENTACIÓN: *MUROS DE CORTE O PLACAS*.
- VILLAFUERTE VIZCARRA A.M. (S/F) *“GUÍA PARA LA PLANIFICACIÓN, PROGRAMACIÓN Y CONTROL DE EJECUCIÓN DE PROYECTOS”*.
- ROJAS CONTRERAS A. (DICIEMBRE, 2010), *PROYECTO ARQUITECTÓNICO EN ZONAS SÍSMICAS*, MEXICALI BC.
- RUEDA O., MALDONADO RENDÓN E. (2005), *“ESTUDIO ANALÍTICO DE LOS EFECTOS DE LA TORSIÓN NATURAL EN EL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE VARIOS PISOS TORSIONALMENTE DESBALANCEADOS ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS”*, COLOMBIA.
- (S/N)(S/F). TESINA DE ESPECIALIDAD: *CÁLCULO DE LOSAS POSTENSADAS EN EDIFICACIÓN”*.
- SUAREZ SALAZAR, (S/F) LIBRO: *“COSTO Y TIEMPO EN EDIFICACIÓN”*, 3RA EDICIÓN.
- TABOADA, J.A. & DE IZCUE UCEDA A.M. (LIMA 2009). *“ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS ASISTIDO POR COMPUTADORAS”*.
- TEODORO E. HARMSSEN (2002), LIBRO: *“DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO”* – TERCERA EDICIÓN. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ, FONDO EDITORIAL.

**9.2. REFERENCIAS EN LINEA.**

- ANÁLISIS ESTRUCTURAL. RECUPERADO DE:  
[HTTP://WWW.UM.EDU.AR/UM/FAU/ESTRUCTURA5.HTML](http://www.um.edu.ar/um/FAU/ESTRUCTURA5.HTML)  
CONSULTADOS EL 13/01/2016.
- ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. RECUPERADO DE:  
[HTTP://WWW.ARQHYS.COM/ARQUITECTURA/ANALISIS-MODAL-ESPECTRAL.HTML](http://www.arqhys.com/arquitectura/analisis-modal-espectral.html) CONSULTADO EL 30/01/2016.
- ANTECEDENTES, EDIFICIOS EN CHILE. RECUPERADO DE:  
[WWW.VISITCHILE.COM](http://www.visitchile.com), [WWW.CHILETRAVELTOURS.COM](http://www.chiletraveltours.com),  
[WWW.ENJOY-CHILE.ORG](http://www.enjoy-chile.org), [WWW.URBILA.COM](http://www.urbila.com). CONSULTADOS EL  
30/07/2015.
- CINTURÓN DE FUEGO DEL PACÍFICO, RECUPERADO DE:  
[HTTP://WWW.BBC.COM/MUNDO/AMERICA\\_LATINA](http://www.bbc.com/mundo/americas_latina), CONSULTADO EL  
07/08/2015.
- ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO. RECUPERADO DE: [HTTP://WWW.ROYMECH.CO.UK/RELATED/CONSTRUCTION/CONCRETE.HTML](http://www.roytech.co.uk/related/construction/concrete.html),  
CONSULTADO EL 11/06/2015.
- INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN EN LA CIUDAD DEL CUSCO.  
RECUPERADO DE: [HTTP://ARCHIVO.LAREPUBLICA.PE/10-12-2012](http://archivo.larepublica.pe/10-12-2012),  
CONSULTADO EL 18/06/2015.
- MENDOZA M. (2013) *SISMOS EN LA REGION CUSCO PERÚ*.  
RECUPERADO DE: [HTTP:// SISMOENCUSCO.BLOGSPOT.PE](http://sismoencusco.blogspot.pe)  
CONSULTADO EL 23/02/2016.
- PAISES ALTAMENTE SÍSMICOS, CINTURÓN DE FUEGO.  
RECUPERADO DE:  
[HTTP://WWW.BBC.COM/MUNDO/NOTICIAS/2014/08/140826\\_CIENCIA\\_CINTURON\\_FUEGO\\_PACIFICO\\_ZONA\\_MAS\\_SISMICA\\_MUNDO\\_LV](http://www.bbc.com/mundo/noticias/2014/08/140826_ciencia_cinturon_fuego_pacifico_zona_mas_sismica_mundo_lv),  
CONSULTADO EL 06/08/2015.



- SISMOS EN CHILE. RECUPERADO DE: [HTTP://NOTICIAS.INFORMACION.COM/MUNDO /LOS-10-TERREMOTOS-MAS-FUERTES-DE-CHILE](http://noticias.informacion.com/mundo/los-10-terremotos-mas-fuertes-de-chile), CONSULTADO EL 06/08/2015; [HTTPS://WWW.UNAVCO.ORG](https://www.unavco.org) CONSULTADO EL 14/08/2015
- SISMOS EN CHILE. RECUPERADO DE: [HTTP://WWW.IGP.GOB.PE/](http://www.igp.gob.pe/) CONSULTADO EL 23/11/2015.





## ANEXOS



# **ANEXO 1**

## **REVISIÓN DE CUANTÍAS**

## 10.1. REVISIÓN DE CUANTIAS.

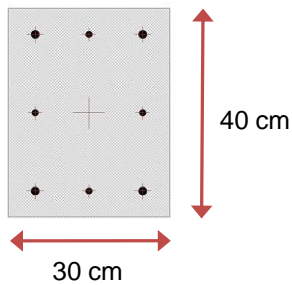
## 10.1.1. SISTEMA DUAL I.

## ANEXO 1: REVISIÓN DE CUANTÍA MÍNIMA

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad \begin{array}{l} \text{(Área de acero)} \\ \text{(Área de concreto)} \end{array}$$

## I. DUAL TIPO I

## A. COLUMNAS



## DIMENSIONES

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

## ARMADO PROPUESTO:

$$4 \text{ } \varnothing 5/8'' + 4 \text{ } \varnothing 1/2''$$

$$\rho_{\text{min}} = 1\%$$

$$A_s = (4 \cdot 1,98) + (4 \cdot 1,27)$$

$$A_s = 13 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 13 \text{ cm}^2 / (30 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm})$$

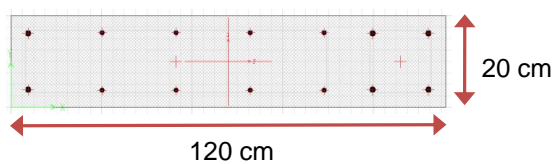
$$\rho = 0,0108$$

$$\text{Acero: } 13 \text{ cm}^2 - 1,08\%$$

$$1,08\% > 1\%$$

## B. MUROS DE CORTE

## ARMADO 1:



## DIMENSIONES

$$\text{Longitud} = 120 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor} = 20 \text{ cm}$$

## ARMADO PROPUESTO:

$$6 \text{ } \varnothing 5/8'' + 8 \text{ } \varnothing 1/2''$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0025$$

$$A_s = (6 \cdot 1,98) + (8 \cdot 1,27)$$

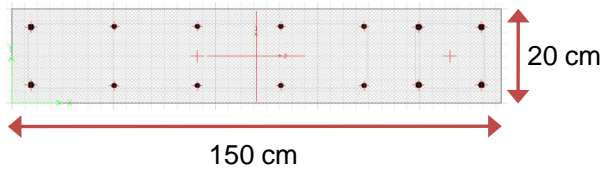
$$A_s = 22,04 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 22,04 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 120 \text{ cm})$$

$$\rho = 0,0092$$

$$\text{Acero: } 22,04 \text{ cm}^2 - 0,0092$$

$$0,0092 > 0,0025$$

**ARMADO 2:****1ER NIVEL EN LA DIRECCIÓN X-X: MC-A1, MC-A2, MC-A5, MC-A6****DIMENSIONES**

Longitud = 150 cm  
Espesor = 20 cm

**ARMADO PROPUESTO:**

6 Ø 5/8" + 16 Ø 5/8"

$\rho$  min = 0,0025

$$A_s = (6 \cdot 1,98) + (16 \cdot 1,98)$$

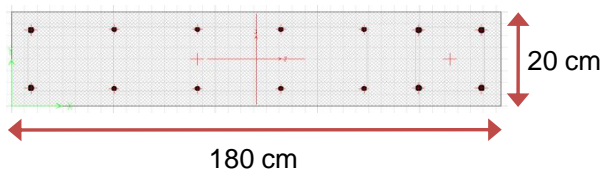
$$A_s = 43,56 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 43,56 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 150 \text{ cm})$$

$$\rho = 0,015$$

**Acero: 43,56 cm<sup>2</sup> - 0,015**

**0,015 > 0,0025**

**1ER NIVEL EN LA DIRECCIÓN Y-Y: MC-A3, MC-A4****DIMENSIONES**

Longitud = 180 cm  
Espesor = 20 cm

**ARMADO PROPUESTO:**

6 Ø 5/8" + 20 Ø 5/8"

$\rho$  min = 0,0025

$$A_s = (6 \cdot 1,98) + (20 \cdot 1,98)$$

$$A_s = 51,48 \text{ cm}^2$$

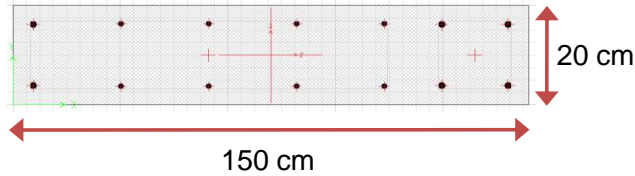
$$\rho = 43,56 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 180 \text{ cm})$$

$$\rho = 0,014$$

**Acero: 51,48 cm<sup>2</sup> - 0,014**

**0,014 > 0,0025**

**RESTO DE NIVELES EN LA DIRECCIÓN X-X:**  
**MC-A1, MC-A2, MC-A5, MC-A6**



**DIMENSIONES**

Longitud = 150 cm  
Espesor = 20 cm

**ARMADO PROPUESTO:**

6 Ø 5/8" + 12 Ø 1/2"

$\rho_{\min} = 0,0025$

$$A_s = (6 \cdot 1,98) + (12 \cdot 1,27)$$

$$A_s = 27,12 \text{ cm}^2$$

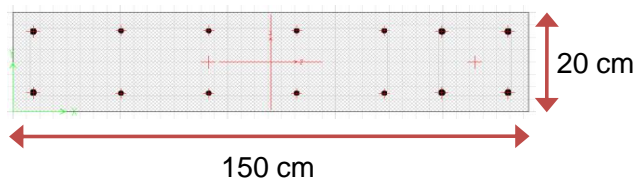
$$\rho = 27,12 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 150 \text{ cm})$$

$$\rho = 0,009$$

**Acero: 27,12 cm<sup>2</sup> - 0,009**

**0,009 > 0,0025**

**RESTO DE NIVELES EN LA DIRECCIÓN Y-Y: MC-A3, MC-A4**



**DIMENSIONES**

Longitud = 180 cm  
Espesor = 20 cm

**ARMADO PROPUESTO:**

6 Ø 5/8" + 16 Ø 1/2"

$\rho_{\min} = 0,0025$

$$A_s = (6 \cdot 1,98) + (16 \cdot 1,97)$$

$$A_s = 32,2 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 32,2 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 180 \text{ cm})$$

$$\rho = 0,0089$$

**Acero: 32,2 cm<sup>2</sup> - 0,0089**

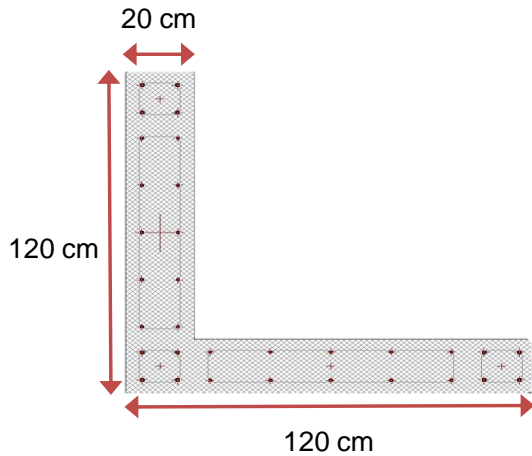
**0,0089 > 0,0025**

## 10.1.2. SISTEMA DE MUROS DE CORTE – LOSAS PLANAS.

## MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS

## A. MUROS DE CORTE

## TIPO A:



## DIMENSIONES

Longitud = 240 cm

Espesor = 20 cm

## ARMADO PROPUESTO:

12  $\varnothing$  5/8" + 20  $\varnothing$  1/2" $\rho$  min = 0,0025

$$A_s = (12 \cdot 1,98) + (20 \cdot 1,27)$$

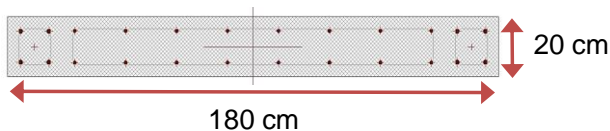
$$A_s = 49,16 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 49,16 \text{ cm}^2 / 4400 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0,011$$

**Acero: 49,16 cm<sup>2</sup> - 0,011****0,011 > 0,0025**

## TIPO B:



## DIMENSIONES

Longitud = 180 cm

Espesor = 20 cm

## ARMADO PROPUESTO:

8  $\varnothing$  5/8" + 16  $\varnothing$  1/2" $\rho$  min = 0,0025

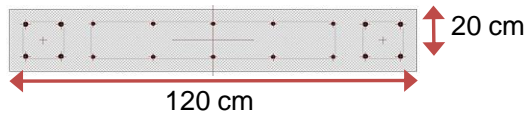
$$A_s = (8 \cdot 1,98) + (16 \cdot 1,27)$$

$$A_s = 36,16 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 36,16 \text{ cm}^2 / 3600 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0,01$$

**Acero: 36,16 cm<sup>2</sup> - 0,01****0,01 > 0,0025**

**TIPO C:****DIMENSIONES**

Longitud = 120 cm  
Espesor = 20 cm

**ARMADO PROPUESTO:**

8 Ø 5/8" + 10 Ø 1/2"

$\rho_{\min} = 0,0025$

$$A_s = (8 \cdot 1,98) + (10 \cdot 1,27)$$

$$A_s = 28,54 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 28,54 \text{ cm}^2 / 2400 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0,012$$

**Acero: 28,54 cm<sup>2</sup> - 0,012**  
**0,012 > 0,0025**



**ANEXO 2**  
**LONGITUDES DE ACERO DE  
REFUERZO**



## 10.2. LONGITUDES DE ACERO DE REFUERZO.

## 10.2.1. LONGITUDES DE ANCLAJE – DESARROLLO.

## ▪ A TRACCIÓN

## LONGITUD DE DESARROLLO A TRACCIÓN

$$l_d = \left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{8,2 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$l_d = \left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{6,6 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

DATOS:

$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$\Psi_t =$	1,3	
$\Psi_e =$	1	
$\lambda =$	1	
$f'_c =$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$d_b (3/8") =$	0,93	cm
$d_b (1/2") =$	1,27	cm
$d_b (5/8") =$	1,59	cm
$d_b (3/4") =$	1,91	cm
$d_b (1") =$	2,54	cm

VARILLA	LONGITUD DE DESARROLLO
3/8"	$l_d = 42,73$ cm
1/2"	$l_d = 58,35$ cm
5/8"	$l_d = 73,06$ cm
3/4"	$l_d = 87,76$ cm
1"	$l_d = 145,00$ cm



▪ A COMPRESION

**LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN**

MAYOR DE:

**A**

$$l_d = \left( \frac{0,075 f_y}{\sqrt{f'c}} \right) d_b$$

**B**

$$l_d = 0,0044 f_y d_b$$

**DATOS:**

<b>f<sub>y</sub></b> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'c</b> =	210	kg/cm <sup>2</sup>
<b>db (3/8")</b> =	0,93	cm
<b>db (1/2")</b> =	1,27	cm
<b>db (5/8")</b> =	1,59	cm
<b>db (3/4")</b> =	1,91	cm
<b>db (1")</b> =	2,54	cm

LONGITUD			
VARILLA	A	B	MAYOR
3/8"	l <sub>d</sub> = 20,22 cm	17,19 cm	<b>20,22</b> cm
1/2"	l <sub>d</sub> = 27,61 cm	23,47 cm	<b>27,61</b> cm
5/8"	l <sub>d</sub> = 34,56 cm	29,38 cm	<b>34,56</b> cm
3/4"	l <sub>d</sub> = 41,52 cm	35,30 cm	<b>41,52</b> cm
1"	l <sub>d</sub> = 55,21 cm	46,94 cm	<b>55,21</b> cm

\* NO MENOR DE 20 CM

10.2.2. LONGITUD DE GANCHO ESTÁNDAR.

LONGITUD DE GANCHO ESTÁNDAR - EN TRACCIÓN

$$l_{gd} = \left( \frac{0,075 \Psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'c}} \right) db$$

NO MENOR QUE:

**8db    Y    15 cm**

**DATOS:**

<b>f<sub>y</sub></b> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'c</b> =	210	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Ψ<sub>e</sub></b> =	1	
<b>λ</b> =	1	
<b>db (3/8")</b> =	0,93	cm
<b>db (1/2")</b> =	1,27	cm
<b>db (5/8")</b> =	1,59	cm
<b>db (3/4")</b> =	1,91	cm
<b>db (1")</b> =	2,54	cm

		NO MENOR QUE			
VARILLA	LONGITUD DE GANCHO	8db		15 cm	12db
3/8"	l <sub>d</sub> = <b>20,22</b> cm	7,44 cm	ok	ok	<b>11,16</b>
1/2"	l <sub>d</sub> = <b>27,61</b> cm	10,16 cm	ok	ok	<b>15,24</b>
5/8"	l <sub>d</sub> = <b>34,56</b> cm	12,72 cm	ok	ok	<b>19,08</b>
3/4"	l <sub>d</sub> = <b>41,52</b> cm	15,28 cm	ok	ok	<b>22,92</b>
1"	l <sub>d</sub> = <b>55,21</b> cm	20,32 cm	ok	ok	<b>30,48</b>

**10.2.3. LONGITUD DE REFUERZO LONGITUDINAL ADICIONAL.****▪ SISTEMA DUAL I.****2-III LONGITUD DE REFUERZO EN VARILLAS ADICIONALES**

Según el diagrama de momentos flectores.

**x DUAL TIPO I****VIGA A**

En compresión:

$$1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' \rightarrow 7 \text{ cm} + \begin{matrix} 36 \text{ cm} & (d) \\ 15,24 \text{ cm} & (12db) \end{matrix} = 43 \text{ cm}$$

**VIGA B**

En compresión:

$$1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' \rightarrow 27 \text{ cm} + \begin{matrix} 36 \text{ cm} & (d) \\ 15,24 \text{ cm} & (12db) \end{matrix} = 63 \text{ cm}$$

**VIGA C: NO EXISTEN VARILLAS ADICIONALES****VIGA D**

En compresión:

$$1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' \rightarrow 18 \text{ cm} + \begin{matrix} 36 \text{ cm} & (d) \\ 15,24 \text{ cm} & (12db) \end{matrix} = 54 \text{ cm}$$

En compresión:

$$1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' \rightarrow 7 \text{ cm} + \begin{matrix} 36 \text{ cm} & (d) \\ 15,24 \text{ cm} & (12db) \end{matrix} = 43 \text{ cm}$$

**VIGA E**

En compresión:

$$1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' \rightarrow 7 \text{ cm} + \begin{matrix} 36 \text{ cm} & (d) \\ 15,24 \text{ cm} & (12db) \end{matrix} = 43 \text{ cm}$$

En compresión:

$$1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' \rightarrow 13 \text{ cm} + \begin{matrix} 36 \text{ cm} & (d) \\ 15,24 \text{ cm} & (12db) \end{matrix} = 49 \text{ cm}$$

**VIGA F,G, H,I - No tiene acero adicional.**

▪ SISTEMA DE MUROS DE CORTE – LOSAS PLANAS.

**x MUROS DE CORTE - LOSAS PLANAS**

**VIGA A, B**

En compresión:

$$1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' \xrightarrow{\text{purple arrow}} 5 \text{ cm} + \begin{matrix} \mathbf{26 \text{ cm}} \\ 15,24 \text{ cm} \end{matrix} \begin{matrix} (d) \\ (12db) \end{matrix} = 31 \text{ cm}$$

En compresión:

$$1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' \xrightarrow{\text{purple arrow}} 5 \text{ cm} + \begin{matrix} \mathbf{26 \text{ cm}} \\ 15,24 \text{ cm} \end{matrix} \begin{matrix} (d) \\ (12db) \end{matrix} = 31 \text{ cm}$$

**VIGA C**

En compresión:

$$1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' \xrightarrow{\text{purple arrow}} 5 \text{ cm} + \begin{matrix} \mathbf{26 \text{ cm}} \\ 15,24 \text{ cm} \end{matrix} \begin{matrix} (d) \\ (12db) \end{matrix} = 31 \text{ cm}$$

**VIGA D: No tiene acero adicional.**

**VIGA E**

En compresión:

$$1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' \xrightarrow{\text{purple arrow}} 5 \text{ cm} + \begin{matrix} \mathbf{26 \text{ cm}} \\ 15,24 \text{ cm} \end{matrix} \begin{matrix} (d) \\ (12db) \end{matrix} = 31 \text{ cm}$$

**VIGA F, G, H, I, J: No tienen acero adicional.**

10.2.4. LONGITUDES DE EMPALME.

▪ A TRACCIÓN

**LONGITUD DE EMPALME EN TRACCIÓN**

TRASLAPE CLASE B:  $1,3 * l_d$   
NO MENOR A 30 CM

VARILLA	LONGITUD DE DESARROLLO	LONG. EMPALME	REDONDEO
3/8"	$l_d = 42,73 \text{ cm}$	55,55 cm	<b>56 cm</b>
1/2"	$l_d = 58,35 \text{ cm}$	75,86 cm	<b>76 cm</b>
5/8"	$l_d = 73,06 \text{ cm}$	94,98 cm	<b>95 cm</b>
3/4"	$l_d = 87,76 \text{ cm}$	114,09 cm	<b>115 cm</b>
1"	$l_d = 145,00 \text{ cm}$	188,50 cm	<b>189 cm</b>



▪ A COMPRESIÓN

**LONGITUD DE EMPALME EN COMPRESIÓN**

$$0,007 \cdot f_y \cdot d = \text{para } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

NO MENOR QUE 30 CM

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

VARILLA	DIÁMETRO DE VARILLA	LONG. EMPALME	REDONDEO
3/8"	0,93 cm	27,342 cm	<b>30</b> cm
1/2"	1,27 cm	37,338 cm	<b>38</b> cm
5/8"	1,59 cm	46,746 cm	<b>47</b> cm
3/4"	1,91 cm	56,154 cm	<b>57</b> cm
1"	2,54 cm	74,676 cm	<b>75</b> cm

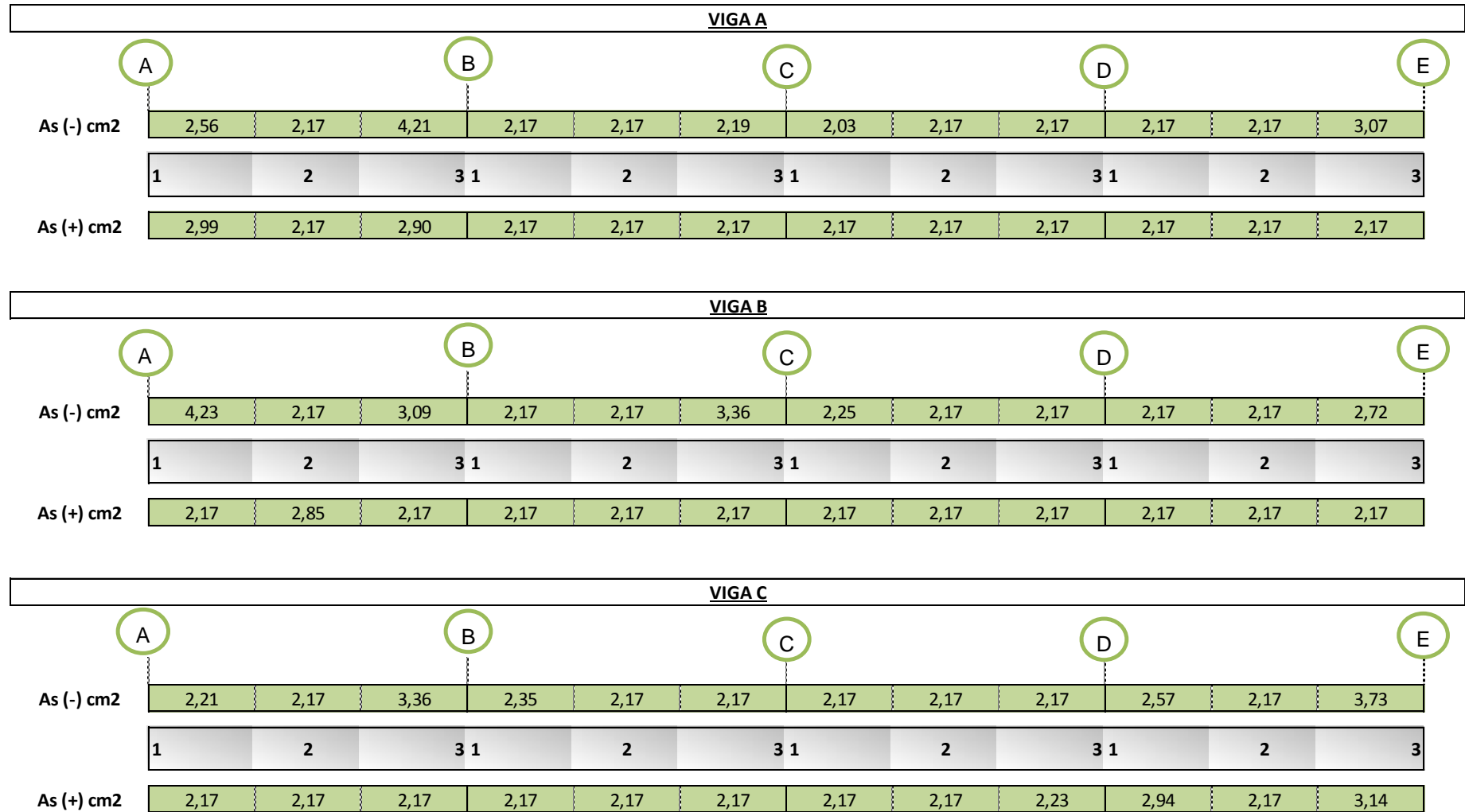


**ANEXO 3**  
**ACERO REQUERIDO EN VIGAS**



10.3. ACERO REQUERIDO EN VIGAS.

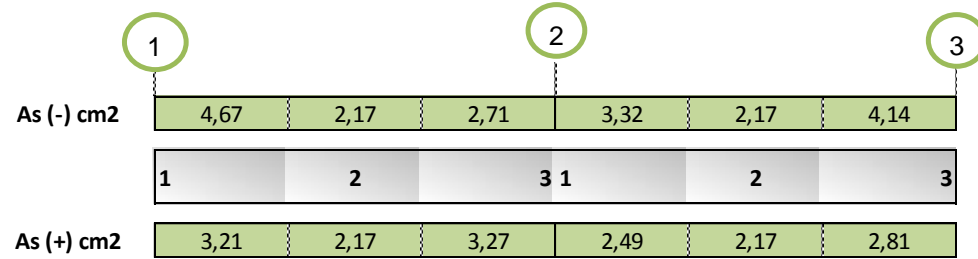
10.3.1. SISTEMA DUAL I.



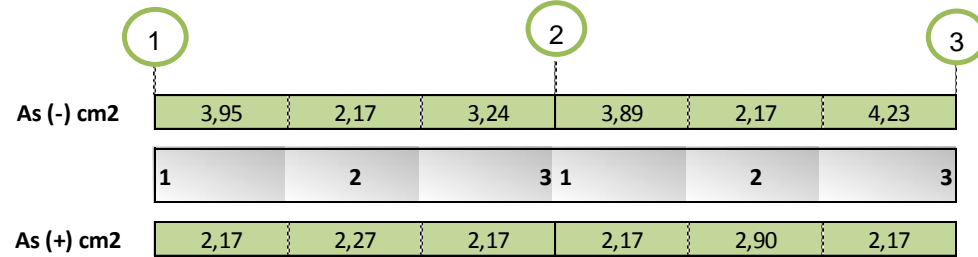




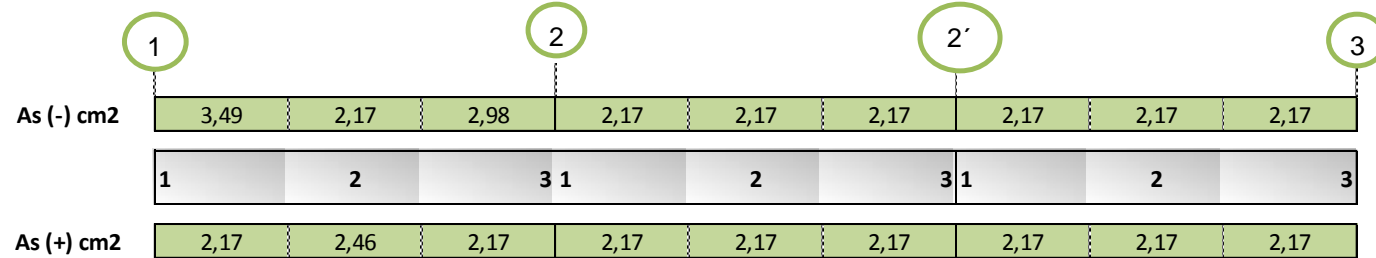
VIGAD



VIGAE

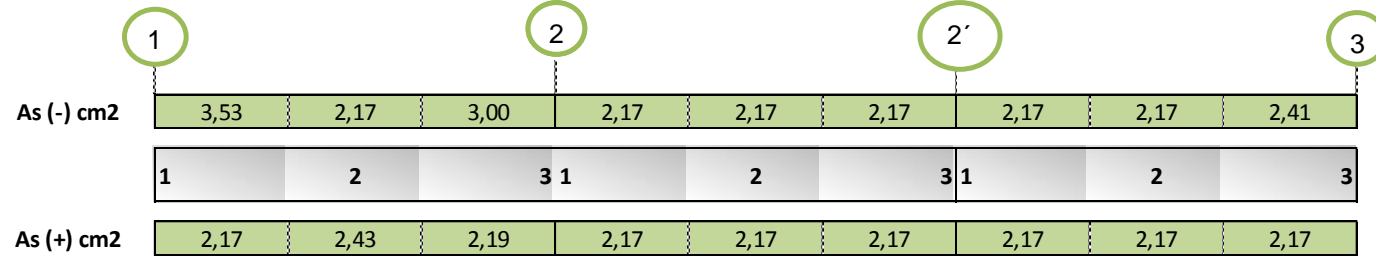


VIGAF

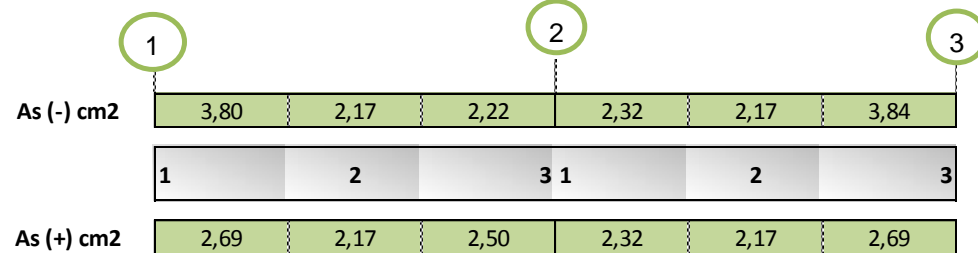




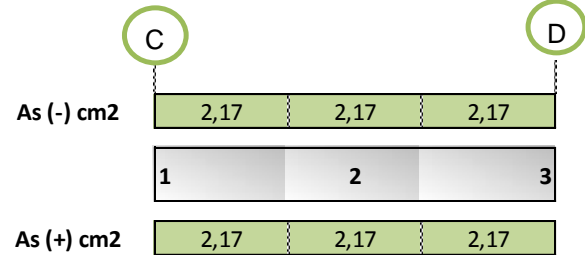
VIGA G



VIGA H

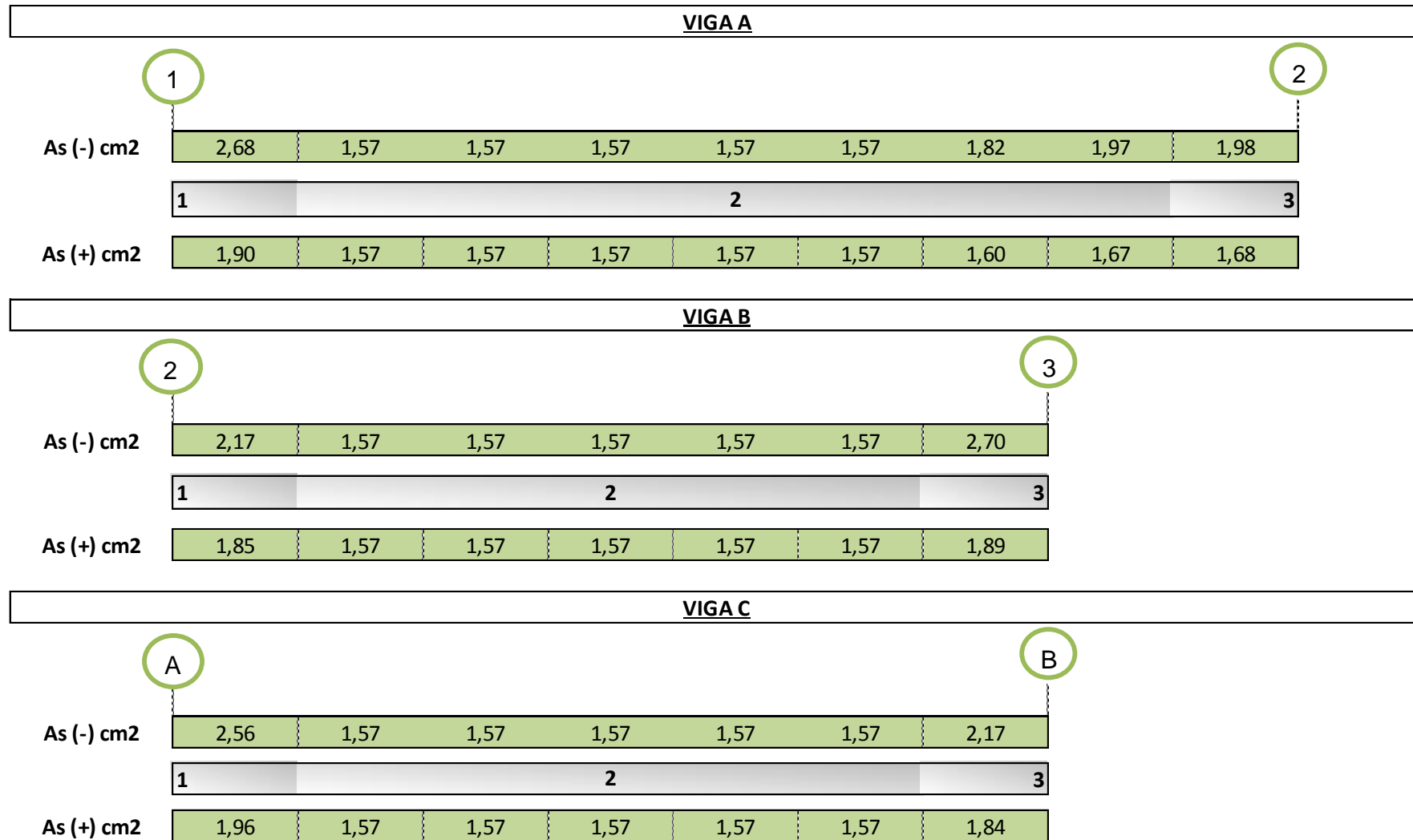


VIGA I





10.3.2. SISTEMA DE MUROS DE CORTE – LOSAS PLANAS.





**VIGA D**

	<b>A</b>								<b>B</b>
As (-) cm <sup>2</sup>	2,41	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	2,14	
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	
As (+) cm <sup>2</sup>	1,85	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,75	

**VIGA E**

	<b>B</b>									<b>C'</b>
As (-) cm <sup>2</sup>	2,21	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	2,72
	<b>1</b>				<b>2</b>					<b>3</b>
As (+) cm <sup>2</sup>	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,75

**VIGA F**

	<b>B</b>									<b>C'</b>
As (-) cm <sup>2</sup>	1,90	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	2,51
	<b>1</b>				<b>2</b>					<b>3</b>
As (+) cm <sup>2</sup>	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,70



**VIGA G**

	<b>C'</b>									<b>E</b>
As (-) cm2	2,16	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	2,52
	<b>1</b>	<b>2</b>						<b>3</b>		
As (+) cm2	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,65

**VIGA H**

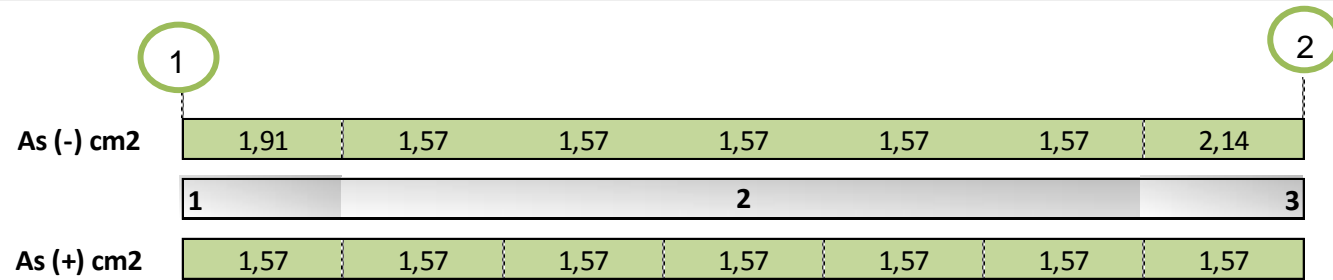
	<b>C'</b>									<b>E</b>
As (-) cm2	2,09	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	2,29
	<b>1</b>	<b>2</b>						<b>3</b>		
As (+) cm2	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,65

**VIGA I**

	<b>1</b>						<b>2</b>
As (-) cm2	2,02	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,96
	<b>1</b>	<b>2</b>				<b>3</b>	
As (+) cm2	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,58



VIGAJ





# **ANEXO 4**

## **MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGA**

10.4. MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGA.

10.4.1. SISTEMA DUAL I.

**ANEXO 4: MOMENTOS HORARIOS Y ANTIHORARIOS PARA VIGAS**

$$Mn = As * \left( d - \frac{As * fy}{0,85f'c * b} \right) \phi fy$$

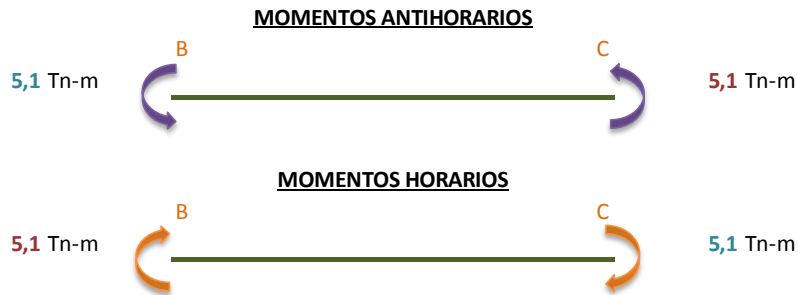
**MOMENTOS ANTIHORARIOS:** As sup Izq + As inf Der

**MOMENTOS HORARIOS:** As inf Izq + As sup Der

**I. DUAL TIPO I**

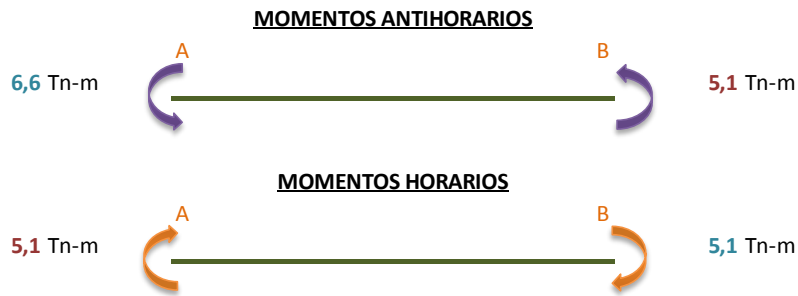
**VIGA A**

<p>Luz de tramo mayor: L= 2,96 m</p>	<p>B <span style="margin-left: 200px;">C</span></p> <hr style="width: 100%; border: 1px solid black;"/>
<p><b>IZQ</b></p> <p>Cuantia (+): 3,96 cm2            Cuantia (-): 3,96 cm2            Mn (+) 510.982,0 Kg - cm            Mn (-) 510.982,0 Kg - cm</p>	<p><b>DER</b></p> <p>Cuantia (+): 3,96 cm2            Cuantia (-): 3,96 cm2            Mn (+) 510.982,0 Kg - cm            Mn (-) 510.982,0 Kg - cm</p>



**VIGA B**

<p>Luz de tramo mayor: L= 3,86 m</p>	<p>A <span style="margin-left: 200px;">B</span></p> <hr style="width: 100%; border: 1px solid black;"/>
<p><b>IZQ</b></p> <p>Cuantia (+): 3,96 cm2            Cuantia (-): 5,23 cm2            Mn (+) 510.982,0 Kg - cm            Mn (-) 663.042,4 Kg - cm</p>	<p><b>DER</b></p> <p>Cuantia (+): 3,96 cm2            Cuantia (-): 3,96 cm2            Mn (+) 510.982,0 Kg - cm            Mn (-) 510.982,0 Kg - cm</p>





**VIGA C**

Luz de tramo mayor: **A** **B**  
 L= 3,76 m

<b>IZQ</b>		<b>DER</b>	
Cuantia (+):	3,96 cm <sup>2</sup>	Cuantia (+):	3,96 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	3,96 cm <sup>2</sup>	Cuantia (-):	3,96 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	510.982,0 Kg - cm	Mn (+)	510.982,0 Kg - cm
Mn (-)	510.982,0 Kg - cm	Mn (-)	510.982,0 Kg - cm

**MOMENTOS ANTIHORARIOS**



**MOMENTOS HORARIOS**



**VIGA D**

Luz de tramo mayor: **2** **3**  
 L= 2,75 m

<b>IZQ</b>		<b>DER</b>	
Cuantia (+):	3,96 cm <sup>2</sup>	Cuantia (+):	3,96 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	3,96 cm <sup>2</sup>	Cuantia (-):	5,23 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	510.982,0 Kg - cm	Mn (+)	510.982,0 Kg - cm
Mn (-)	510.982,0 Kg - cm	Mn (-)	663.042,4 Kg - cm

**MOMENTOS ANTIHORARIOS**



**MOMENTOS HORARIOS**



**VIGA E**

Luz de tramo mayor: 2 3  
L= 4 m

<u>IZQ</u>				<u>DER</u>	
Cuantia (+):	3,96 cm <sup>2</sup>			Cuantia (+):	3,96 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	3,96 cm <sup>2</sup>			Cuantia (-):	5,23 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	510.982,0 Kg - cm			Mn (+)	510.982,0 Kg - cm
Mn (-)	510.982,0 Kg - cm			Mn (-)	663.042,4 Kg - cm

MOMENTOS ANTIHORARIOS



MOMENTOS HORARIOS



**VIGA F**

Luz de tramo mayor: 1 2  
L= 3,68 m

<u>IZQ</u>				<u>DER</u>	
Cuantia (+):	3,96 cm <sup>2</sup>			Cuantia (+):	3,96 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	3,96 cm <sup>2</sup>			Cuantia (-):	3,96 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	510.982,0 Kg - cm			Mn (+)	510.982,0 Kg - cm
Mn (-)	510.982,0 Kg - cm			Mn (-)	510.982,0 Kg - cm

MOMENTOS ANTIHORARIOS



MOMENTOS HORARIOS



**VIGA G**

Luz de tramo mayor: 1 2  
L= 3,68 m

<b>IZQ</b>		<b>DER</b>	
Cuantia (+):	3,96 cm <sup>2</sup>	Cuantia (+):	3,96 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	3,96 cm <sup>2</sup>	Cuantia (-):	3,96 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	510.982,0 Kg - cm	Mn (+)	510.982,0 Kg - cm
Mn (-)	510.982,0 Kg - cm	Mn (-)	510.982,0 Kg - cm

**MOMENTOS ANTIHORARIOS**



**MOMENTOS HORARIOS**



**VIGA H**

Luz de tramo mayor: 2 3  
L= 2,75 m

<b>IZQ</b>		<b>DER</b>	
Cuantia (+):	3,96 cm <sup>2</sup>	Cuantia (+):	3,96 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	3,96 cm <sup>2</sup>	Cuantia (-):	3,96 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	510.982,0 Kg - cm	Mn (+)	510.982,0 Kg - cm
Mn (-)	510.982,0 Kg - cm	Mn (-)	510.982,0 Kg - cm

**MOMENTOS ANTIHORARIOS**



**MOMENTOS HORARIOS**



**VIGA I**

Luz de tramo mayor:  
L= 2,65 m

2

3

**IZQ**

Cuantia (+): 2,54 cm<sup>2</sup>  
Cuantia (-): 2,54 cm<sup>2</sup>  
Mn (+) 334.166,9 Kg - cm  
Mn (-) 334.166,9 Kg - cm

**DER**

Cuantia (+): 2,54 cm<sup>2</sup>  
Cuantia (-): 2,54 cm<sup>2</sup>  
Mn (+) 334.166,9 Kg - cm  
Mn (-) 334.166,9 Kg - cm

**MOMENTOS ANTIHORARIOS**



**MOMENTOS HORARIOS**



10.4.2. SISTEMA DE MUROS DE CORTE – LOSAS PLANAS.

**VIGA A**

L= 2,19 m

<u>IZQ</u>				<u>DER</u>	
Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>			Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	3,81 cm <sup>2</sup>			Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	238.154,9 Kg - cm			Mn (+)	238.154,9 Kg - cm
Mn (-)	348.625,2 Kg - cm			Mn (-)	238.154,9 Kg - cm

MOMENTOS ANTIHORARIOS



MOMENTOS HORARIOS



**VIGA B**

L= 2,19 m

<u>IZQ</u>				<u>DER</u>	
Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>			Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>			Cuantia (-):	3,81 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	238.154,9 Kg - cm			Mn (+)	238.154,9 Kg - cm
Mn (-)	238.154,9 Kg - cm			Mn (-)	348.625,2 Kg - cm

MOMENTOS ANTIHORARIOS



MOMENTOS HORARIOS



**VIGA C**

L= 2,26 m

<u>IZQ</u>				<u>DER</u>	
Cuantia (+):	2,54	cm <sup>2</sup>		Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	3,81	cm <sup>2</sup>		Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	238.154,9	Kg - cm		Mn (+)	238.154,9 Kg - cm
Mn (-)	348.625,2	Kg - cm		Mn (-)	238.154,9 Kg - cm

MOMENTOS ANTIHORARIOS



MOMENTOS HORARIOS



**VIGA D**

L= 2,26 m

<u>IZQ</u>				<u>DER</u>	
Cuantia (+):	2,54	cm <sup>2</sup>		Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	2,54	cm <sup>2</sup>		Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	238.154,9	Kg - cm		Mn (+)	238.154,9 Kg - cm
Mn (-)	238.154,9	Kg - cm		Mn (-)	238.154,9 Kg - cm

MOMENTOS ANTIHORARIOS



MOMENTOS HORARIOS



**VIGA E**

L= 3,09 m

<u>IZQ</u>		<u>DER</u>	
Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>	Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>	Cuantia (-):	3,81 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	238.154,9 Kg - cm	Mn (+)	238.154,9 Kg - cm
Mn (-)	238.154,9 Kg - cm	Mn (-)	348.625,2 Kg - cm

MOMENTOS ANTIHORARIOS



MOMENTOS HORARIOS



**VIGA F**

L= 3,09 m

<u>IZQ</u>		<u>DER</u>	
Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>	Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>	Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	238.154,9 Kg - cm	Mn (+)	238.154,9 Kg - cm
Mn (-)	238.154,9 Kg - cm	Mn (-)	238.154,9 Kg - cm

MOMENTOS ANTIHORARIOS



MOMENTOS HORARIOS



**VIGA G**

L= 2,90 m

<u>IZQ</u>				<u>DER</u>	
Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>			Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>			Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	238.154,9 Kg - cm			Mn (+)	238.154,9 Kg - cm
Mn (-)	238.154,9 Kg - cm			Mn (-)	238.154,9 Kg - cm

**MOMENTOS ANTIHORARIOS**



**MOMENTOS HORARIOS**



**VIGA H**

L= 2,90 m

<u>IZQ</u>				<u>DER</u>	
Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>			Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>			Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	238.154,9 Kg - cm			Mn (+)	238.154,9 Kg - cm
Mn (-)	238.154,9 Kg - cm			Mn (-)	238.154,9 Kg - cm

**MOMENTOS ANTIHORARIOS**



**MOMENTOS HORARIOS**





**VIGA I**

L= 2,19 m

<b>IZQ</b>		<b>DER</b>
Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>	Cuantia (+): 2,54 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>	Cuantia (-): 2,54 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	238.154,9 Kg - cm	Mn (+) 238.154,9 Kg - cm
Mn (-)	238.154,9 Kg - cm	Mn (-) 238.154,9 Kg - cm

**MOMENTOS ANTIHORARIOS**



**MOMENTOS HORARIOS**



**VIGA J**

L= 2,19 m

<b>IZQ</b>		<b>DER</b>
Cuantia (+):	2,54 cm <sup>2</sup>	Cuantia (+): 2,54 cm <sup>2</sup>
Cuantia (-):	2,54 cm <sup>2</sup>	Cuantia (-): 2,54 cm <sup>2</sup>
Mn (+)	238.154,9 Kg - cm	Mn (+) 238.154,9 Kg - cm
Mn (-)	238.154,9 Kg - cm	Mn (-) 238.154,9 Kg - cm

**MOMENTOS ANTIHORARIOS**



**MOMENTOS HORARIOS**





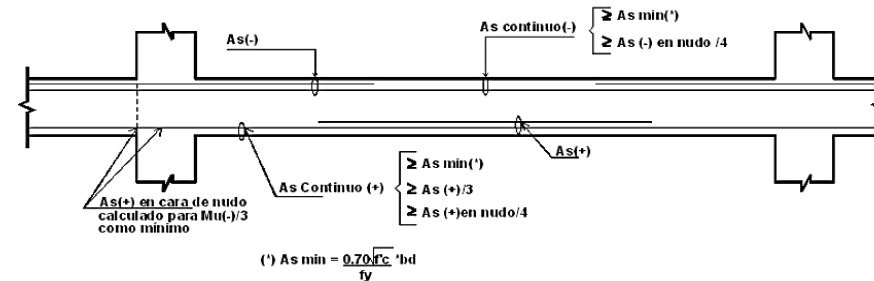
**ANEXO 5**  
**VERIFICACIÓN DE ARMADO EN  
VIGAS**

## 10.5. VERIFICACIÓN DE ARMADO EN VIGA.

## 10.5.1. SISTEMA DUAL I.

## ANEXO 5: VERIFICACIÓN DE ARMADO EN VIGAS

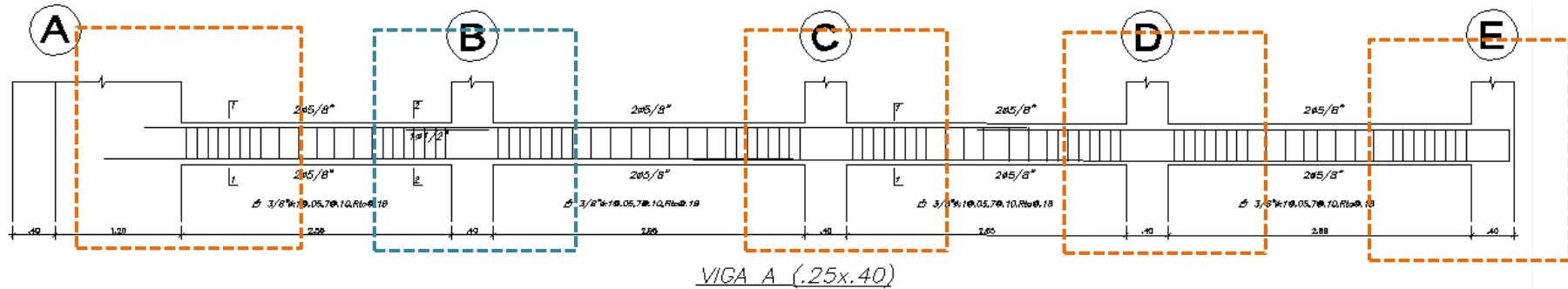
(21.4.4.3) “La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos”



**CONDICIÓN 1:** EN NUDO  $As$  PARA MOMENTO POSITIVO EN NUDO  $> 1/3$  ( $As$  PARA MOMENTO NEGATIVO EN NUDO)

**CONDICIÓN 2:** EN TRAMO  $As$  PARA MOMENTO POSITIVO EN TRAMO  $> 1/4$  ( $As$  PARA MOMENTO POSITIVO EN NUDO)  
 $As$  PARA MOMENTO NEGATIVO EN TRAMO  $> 1/4$  ( $As$  PARA MOMENTO NEGATIVO EN NUDO)

**VIGA A:**



**REVISIÓN A:**

As en Nudo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"
As en Tramo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"

**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 5/8"	> 1/3 * 2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/3 * 5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,70 Tn-m	OK!

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO		
2 Ø 5/8"	> 1/4 * 2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 * 5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m	OK!

As POSITIVO		
2 Ø 5/8"	> 1/4 * 2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 * 5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m	OK!

**REVISIÓN B:**

As en Nudo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"
As en Tramo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"

**CONDICIÓN 1:**

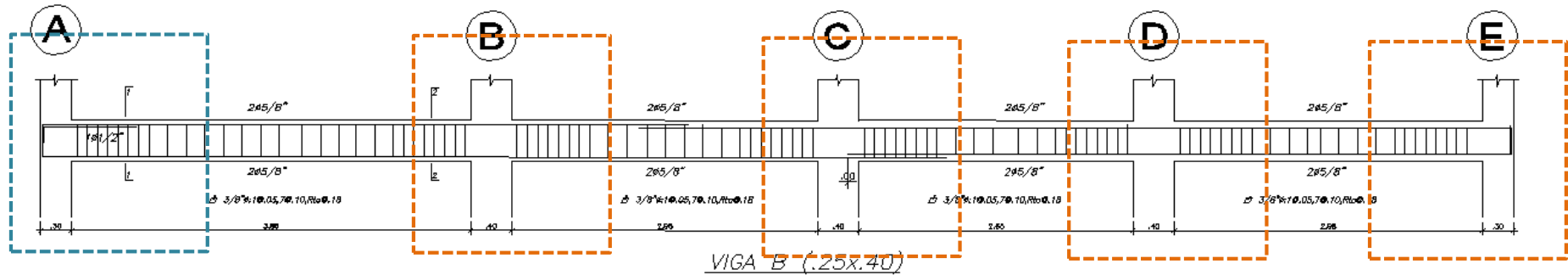
2 Ø 5/8"	> 1/3 * 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
5,11 Tn-m	> 1/3 * 6,63 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 2,21 Tn-m	OK!

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO		
2 Ø 5/8"	> 1/4 * 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
5,11 Tn-m	> 1/4 * 6,63 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,66 Tn-m	OK!

As POSITIVO		
2 Ø 5/8"	> 1/4 * 2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 * 5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m	OK!

**VIGA B:**



**REVISIÓN A:**

As en Nudo	As NEGATIVO: 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2" As POSITIVO: 2 Ø 5/8"
As en Tramo	As NEGATIVO: 2 Ø 5/8" As POSITIVO: 2 Ø 5/8"

**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 5/8"	> 1/3 *	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
5,11 Tn-m	> 1/3 *	6,63 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 2,21 Tn-m		<b>OK!</b>

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO			
2 Ø 5/8"	> 1/4 *	2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
5,11 Tn-m	> 1/4 *	6,63 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,66 Tn-m		<b>OK!</b>

As POSITIVO			
2 Ø 5/8"	> 1/4 *	2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m		<b>OK!</b>

**REVISIÓN B:**

As en Nudo	As NEGATIVO: 2 Ø 5/8" As POSITIVO: 2 Ø 5/8"
As en Tramo	As NEGATIVO: 2 Ø 5/8" As POSITIVO: 2 Ø 5/8"

**CONDICIÓN 1:**

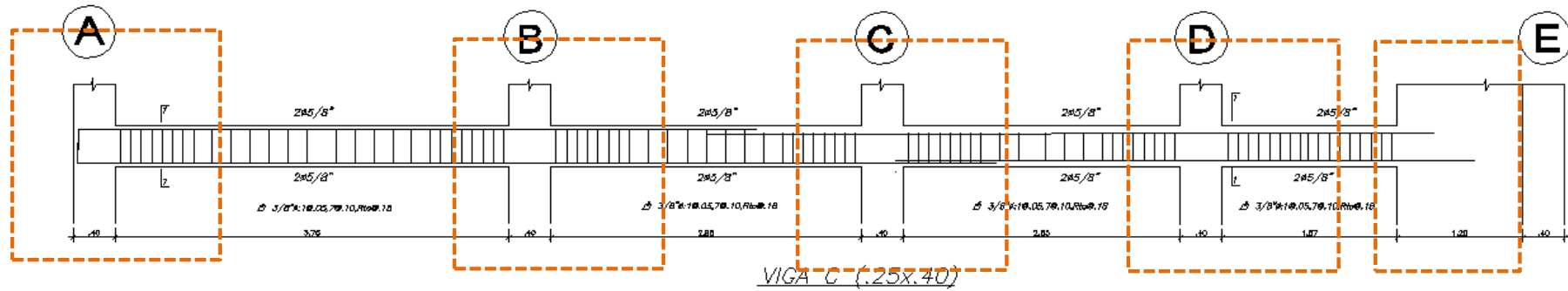
2 Ø 5/8"	> 1/3 *	2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/3 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,70 Tn-m		<b>OK!</b>

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO			
2 Ø 5/8"	> 1/4 *	2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m		<b>OK!</b>

As POSITIVO			
2 Ø 5/8"	> 1/4 *	2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m		<b>OK!</b>

**VIGA C:**



**REVISIÓN A (ÚNICA):**

As en Nudo	As NEGATIVO:	2 Ø 5/8"
	As POSITIVO:	2 Ø 5/8"
As en Tramo	As NEGATIVO:	2 Ø 5/8"
	As POSITIVO:	2 Ø 5/8"

**CONDICIÓN 1:**

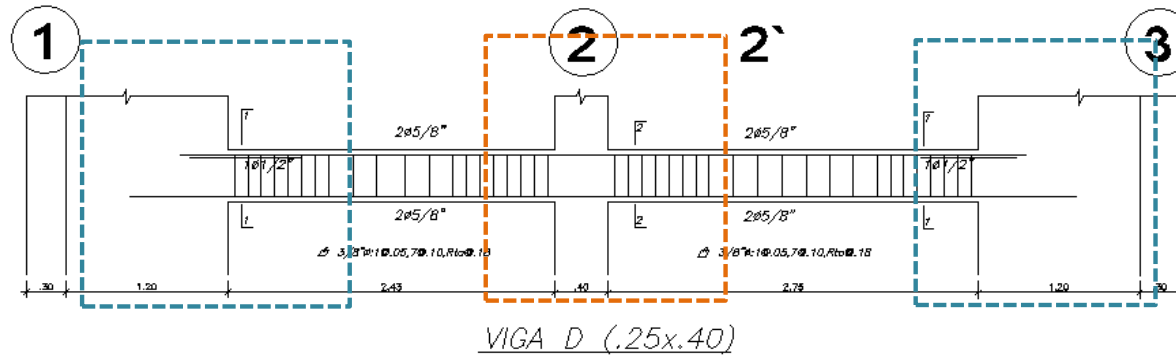
2 Ø 5/8"	> 1/3 *	2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/3 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,70 Tn-m		<b>OK!</b>

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO			
2 Ø 5/8"	> 1/4 *	2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m		<b>OK!</b>

As POSITIVO			
2 Ø 5/8"	> 1/4 *	2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m		<b>OK!</b>

**VIGA D:**



**REVISIÓN A:**

As en Nudo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 5/8"
As en Tramo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 5/8"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 5/8"

**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 5/8"	> 1/3 * 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
5,11 Tn-m	> 1/3 * 6,63 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 2,21 Tn-m	<b>OK!</b>

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO		
2 Ø 5/8"	> 1/4 * 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
5,11 Tn-m	> 1/4 * 6,63 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,66 Tn-m	<b>OK!</b>
As POSITIVO		
2 Ø 5/8"	> 1/4 * 2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 * 5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m	<b>OK!</b>

**REVISIÓN B:**

As en Nudo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 5/8"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 5/8"
As en Tramo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 5/8"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 5/8"

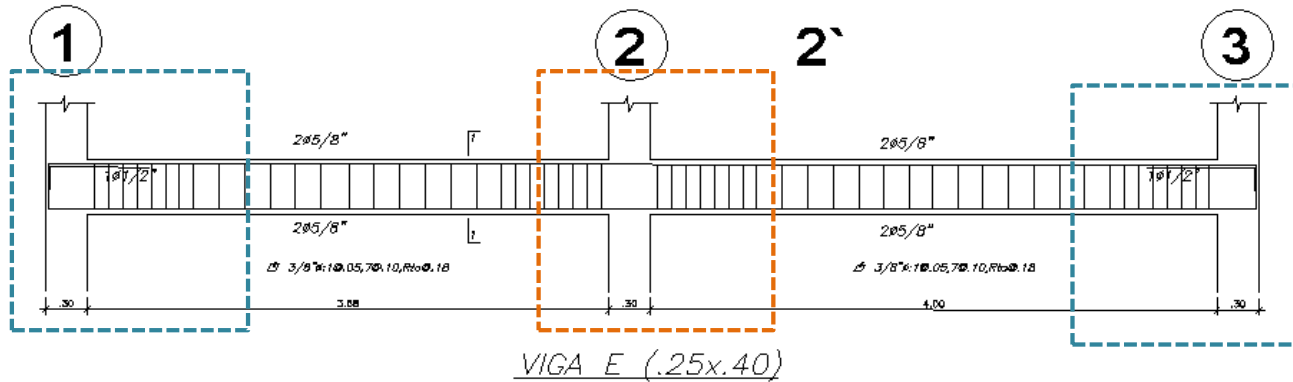
**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 5/8"	> 1/3 * 2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/3 * 5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,70 Tn-m	<b>OK!</b>

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO		
2 Ø 5/8"	> 1/4 * 2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 * 5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m	<b>OK!</b>
As POSITIVO		
2 Ø 5/8"	> 1/4 * 2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 * 5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m	<b>OK!</b>

**VIGA E:**



**REVISIÓN A:**

As en Nudo	As NEGATIVO: 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2" As POSITIVO: 2 Ø 5/8"
As en Tramo	As NEGATIVO: 2 Ø 5/8" As POSITIVO: 2 Ø 5/8"

**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 5/8"	> 1/3 * 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	
5,11 Tn-m	> 1/3 * 6,63 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 2,21 Tn-m	<b>OK!</b>

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO	
2 Ø 5/8"	> 1/4 * 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"
5,11 Tn-m	> 1/4 * 6,63 Tn-m
5,11 Tn-m	> 1,66 Tn-m
<b>OK!</b>	
As POSITIVO	

2 Ø 5/8"	> 1/4 * 2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 * 5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m	<b>OK!</b>

**REVISIÓN B:**

As en Nudo	As NEGATIVO: 2 Ø 5/8" As POSITIVO: 2 Ø 5/8"
As en Tramo	As NEGATIVO: 2 Ø 5/8" As POSITIVO: 2 Ø 5/8"

**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 5/8"	> 1/3 * 2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/3 * 5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,70 Tn-m	<b>OK!</b>

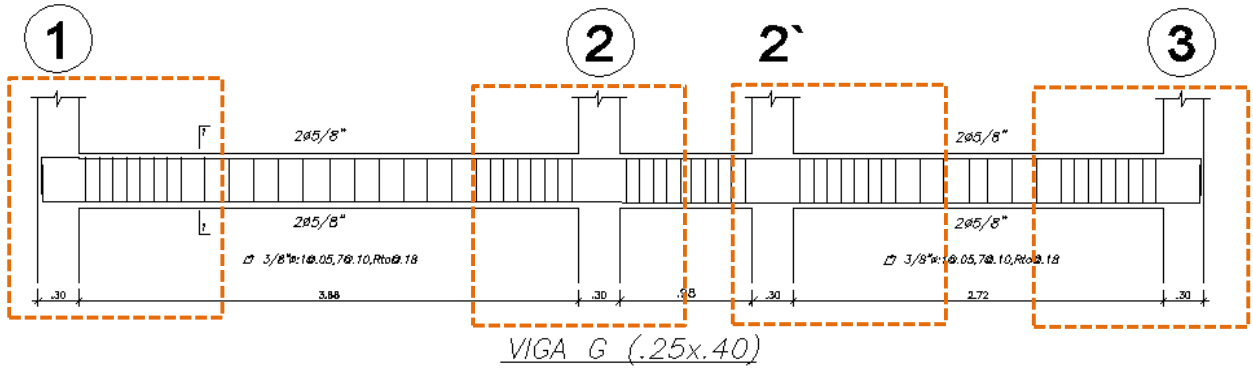
**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO	
2 Ø 5/8"	> 1/4 * 2 Ø 5/8"
5,11 Tn-m	> 1/4 * 5,11 Tn-m
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m
<b>OK!</b>	
As POSITIVO	

2 Ø 5/8"	> 1/4 * 2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 * 5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m	<b>OK!</b>



**VIGA F Y G:**



**REVISIÓN A (ÚNICA):**

As en Nudo	As NEGATIVO:	2 Ø 5/8"
	As POSITIVO:	2 Ø 5/8"

As en Tramo	As NEGATIVO:	2 Ø 5/8"
	As POSITIVO:	2 Ø 5/8"

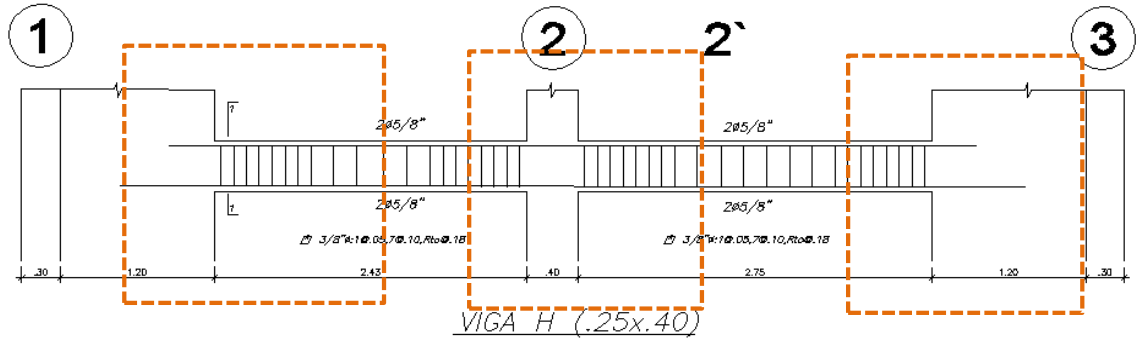
**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 5/8"	> 1/3 *	2 Ø 5/8"	<b>OK!</b>
5,11 Tn-m	> 1/3 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,70 Tn-m		

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO			
2 Ø 5/8"	> 1/4 *	2 Ø 5/8"	<b>OK!</b>
5,11 Tn-m	> 1/4 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m		
As POSITIVO			
2 Ø 5/8"	> 1/4 *	2 Ø 5/8"	<b>OK!</b>
5,11 Tn-m	> 1/4 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m		

**VIGA H:**



**REVISIÓN A (ÚNICA):**

As en Nudo	<b>As NEGATIVO:</b>	2 Ø 5/8"
	<b>As POSITIVO:</b>	2 Ø 5/8"

As en Tramo	<b>As NEGATIVO:</b>	2 Ø 5/8"
	<b>As POSITIVO:</b>	2 Ø 5/8"

**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 5/8"	> 1/3 *	2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/3 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,70 Tn-m		OK!

**CONDICIÓN 2:**

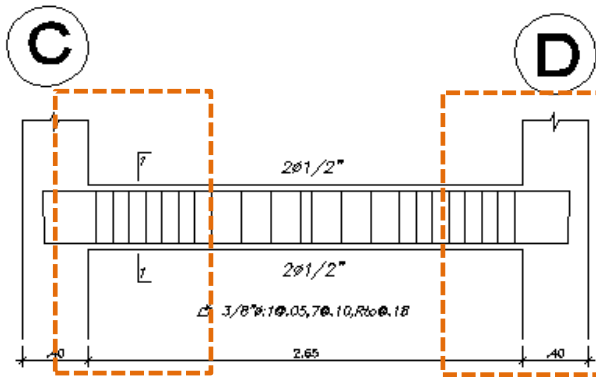
As NEGATIVO
-------------

2 Ø 5/8"	> 1/4 *	2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m		OK!

As POSITIVO
-------------

2 Ø 5/8"	> 1/4 *	2 Ø 5/8"	
5,11 Tn-m	> 1/4 *	5,11 Tn-m	
5,11 Tn-m	> 1,28 Tn-m		OK!

**VIGA I:**



VIGA I (.25x.40)

**REVISIÓN A (ÚNICA):**

As en Nudo	As NEGATIVO:	2 Ø 1/2"
	As POSITIVO:	2 Ø 1/2"
As en Tramo	As NEGATIVO:	2 Ø 1/2"
	As POSITIVO:	2 Ø 1/2"

**CONDICIÓN 1:**

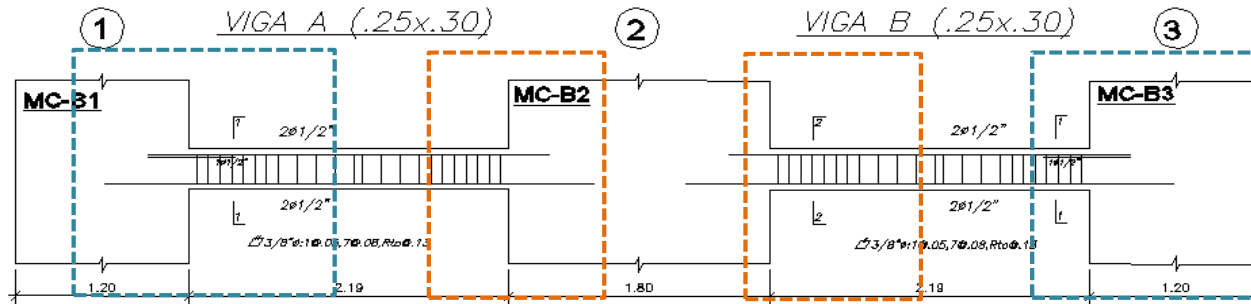
2 Ø 1/2"	> 1/3 *	2 Ø 1/2"	
3,34 Tn-m	> 1/3 *	3,34 Tn-m	
<b>3,34 Tn-m</b>	<b>&gt; 1,11 Tn-m</b>		<b>OK!</b>

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO			
2 Ø 1/2"	> 1/4 *	2 Ø 1/2"	
3,34 Tn-m	> 1/4 *	3,34Tn-m	
<b>3,34 Tn-m</b>	<b>&gt; 0,84 Tn-m</b>		<b>OK!</b>
As POSITIVO			
2 Ø 1/2"	> 1/4 *	2 Ø 1/2"	
3,34 Tn-m	> 1/4 *	3,34Tn-m	
<b>3,34 Tn-m</b>	<b>&gt; 0,84 Tn-m</b>		<b>OK!</b>

10.5.2. SISTEMA DE MUROS DE CORTE – LOSAS PLANAS.

**VIGA A, B:**



**REVISIÓN A (ÚNICA):**

As en Nudo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"
As en Tramo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"

**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 1/2"	> 1/3 *	2 Ø 1/2"	
2,38 Tn-m	> 1/3 *	2,38 Tn-m	
2,38 Tn-m	> 0,79 Tn-m		<b>OK!</b>

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO	
2 Ø 1/2"	> 1/4 * 2 Ø 1/2"
2,38 Tn-m	> 1/4 * 2,38 Tn-m
2,38 Tn-m	> 0,6 Tn-m
	<b>OK!</b>
As POSITIVO	
2 Ø 1/2"	> 1/4 * 2 Ø 1/2"
2,38 Tn-m	> 1/4 * 2,38 Tn-m
2,38 Tn-m	> 0,6 Tn-m
	<b>OK!</b>

**REVISIÓN B:**

As en Nudo	<b>As NEGATIVO:</b> 3 Ø 1/2"	3 Ø 1/2"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"
As en Tramo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"

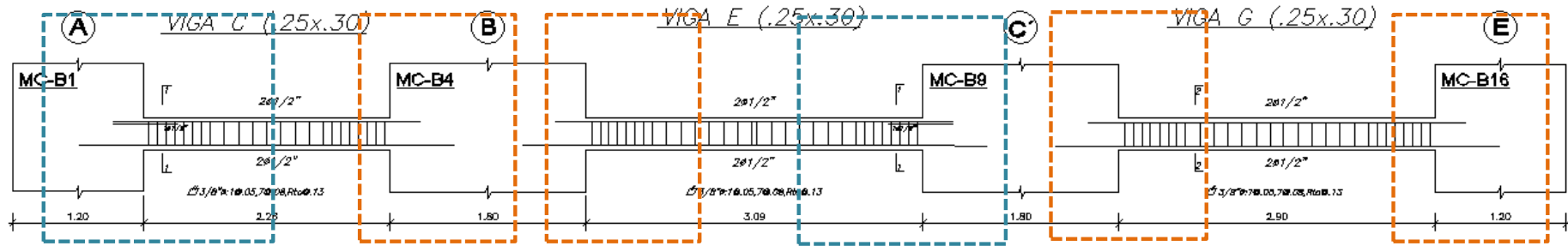
**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 1/2"	> 1/3 *	3 Ø 1/2"	
2,38 Tn-m	> 1/3 *	3,49 Tn-m	
2,38 Tn-m	> 1,16 Tn-m		<b>OK!</b>

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO	
2 Ø 1/2"	> 1/4 * 3 Ø 1/2"
2,38 Tn-m	> 1/4 * 3,49 Tn-m
2,38 Tn-m	> 0,87 Tn-m
	<b>OK!</b>
As POSITIVO	
2 Ø 1/2"	> 1/4 * 2 Ø 1/2"
2,38 Tn-m	> 1/4 * 2,38 Tn-m
2,38 Tn-m	> 1,06 Tn-m
	<b>OK!</b>

**VIGA C, E, G:**



**REVISIÓN A:**

As en Nudo	As NEGATIVO:	3 Ø 1/2"
	As POSITIVO:	2 Ø 1/2"
As en Tramo	As NEGATIVO:	2 Ø 1/2"
	As POSITIVO:	2 Ø 1/2"

**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 1/2"	> 1/3 * 3 Ø 1/2"	
2,38 Tn-m	> 1/3 * 3,49Tn-m	
<b>2,38 Tn-m</b>	<b>&gt; 1,16 Tn-m</b>	<b>OK!</b>

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO		
2 Ø 1/2"	> 1/4 * 3 Ø 1/2"	
2,38 Tn-m	> 1/4 * 3,49Tn-m	
<b>2,38 Tn-m</b>	<b>&gt; 0,87 Tn-m</b>	<b>OK!</b>
As POSITIVO		
2 Ø 1/2"	> 1/4 * 2 Ø 1/2"	
2,38 Tn-m	> 1/4 * 2,38 Tn-m	
<b>2,38 Tn-m</b>	<b>&gt; 1,06 Tn-m</b>	<b>OK!</b>

**REVISIÓN B:**

As en Nudo	As NEGATIVO:	2 Ø 1/2"
	As POSITIVO:	2 Ø 1/2"
As en Tramo	As NEGATIVO:	2 Ø 1/2"
	As POSITIVO:	2 Ø 1/2"

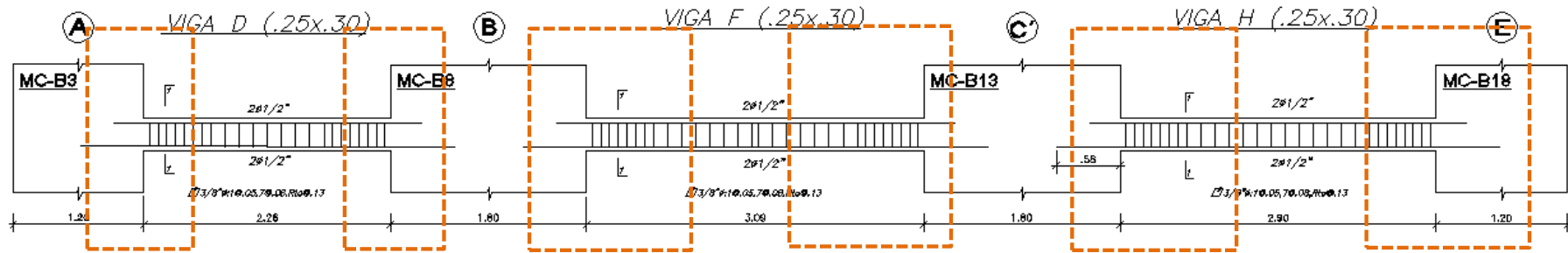
**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 1/2"	> 1/3 * 2 Ø 1/2"	
2,38Tn-m	> 1/3 * 2,38 Tn-m	
<b>2,38Tn-m</b>	<b>&gt;0,79 Tn-m</b>	<b>OK!</b>

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO		
2 Ø 1/2"	> 1/4 * 2 Ø 1/2"	
2,38 Tn-m	> 1/4 * 2,38 Tn-m	
<b>2,38 Tn-m</b>	<b>&gt; 0,6 Tn-m</b>	<b>OK!</b>
As POSITIVO		
2 Ø 1/2"	> 1/4 * 2 Ø 1/2"	
2,38 Tn-m	> 1/4 * 2,38 Tn-m	
<b>2,38 Tn-m</b>	<b>&gt; 0,6 Tn-m</b>	<b>OK!</b>

**VIGA D, F, H:**



**REVISIÓN A (ÚNICA):**

As en Nudo	As NEGATIVO:	2 Ø 1/2"
	As POSITIVO:	2 Ø 1/2"

As en Tramo	As NEGATIVO:	2 Ø 1/2"
	As POSITIVO:	2 Ø 1/2"

**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 1/2"	> 1/3 *	2 Ø 1/2"	<b>OK!</b>
2,38 Tn-m	> 1/3 *	2,38 Tn-m	
2,38 Tn-m	> 0,79 Tn-m		

**CONDICIÓN 2:**

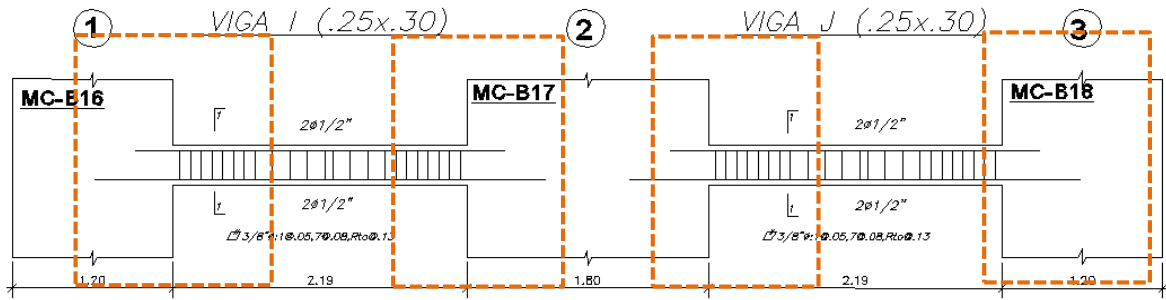
As NEGATIVO		
-------------	--	--

2 Ø 1/2"	> 1/4 *	2 Ø 1/2"	<b>OK!</b>
2,38 Tn-m	> 1/4 *	2,38 Tn-m	
2,38 Tn-m	> 0,6 Tn-m		

As POSITIVO		
-------------	--	--

2 Ø 1/2"	> 1/4 *	2 Ø 1/2"	<b>OK!</b>
2,38 Tn-m	> 1/4 *	2,38 Tn-m	
2,38 Tn-m	> 0,6 Tn-m		

**VIGA I, J:**



**REVISIÓN A (ÚNICA):**

As en Nudo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"

As en Tramo	<b>As NEGATIVO:</b> 2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"
	<b>As POSITIVO:</b> 2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"

**CONDICIÓN 1:**

2 Ø 1/2"	> 1/3 *	2 Ø 1/2"	
2,38 Tn-m	> 1/3 *	2,38 Tn-m	
2,38 Tn-m	> 0,79 Tn-m		OK!

**CONDICIÓN 2:**

As NEGATIVO			
2 Ø 1/2"	> 1/4 *	2 Ø 1/2"	
2,38 Tn-m	> 1/4 *	2,38 Tn-m	
2,38 Tn-m	> 0,6 Tn-m		OK!
As POSITIVO			
2 Ø 1/2"	> 1/4 *	2 Ø 1/2"	
2,38 Tn-m	> 1/4 *	2,38 Tn-m	
2,38 Tn-m	> 0,6 Tn-m		OK!



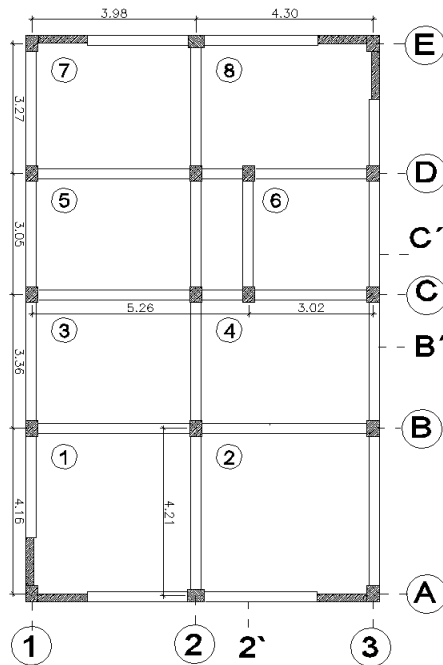
**ANEXO 6**  
**VERIFICACIÓN DEL MÉTODO DE  
COEFICIENTES**



10.6. VERIFICACIÓN DEL MÉTODO DE COEFICIENTES.

**ANEXO 6: MÉTODO DE COEFICIENTES, APLICACIÓN**

Para la losa maciza bi-direccional en el sistema Dual tipo I, los paños deben cumplir con los siguientes requisitos:



<b>I</b>	Cada paño debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo $1/15$ de la luz libre o 1,5 veces el espesor de la losa, el que sea mayor.
<b>II</b>	Los paños deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de 2.
<b>III</b>	Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.
<b>IV</b>	Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.

PAÑO	CONCICIÓN							
	I		II		III		IV	
1	Apoyado en todo su perímetro por vigas y muros.	OK	Paños rectangulares.	OK	En Y-Y con paño 3: (4,16m y 3,36m) 4,16m - 3,36m= 0,8m 1/3(4,16)=1,39m <b>1,39m &gt; 0,8m</b>	OK	La CM y la CV son cargas de gravedad y están uniformemente distribuidas.	OK
	El peralte de viga: 1/15 (4,21 m)=0,28 m 1,5(0,15 m)=0,23 m <b>0,40m &gt; 0,28m</b>	OK	Relación de lados: 4,21 m / 3,98 m =1,06 <b>1,06 &lt; 2</b>	OK	En X-X con paño 2: (3,98m y 4,30m) 4,30m - 3,98m= 0,32m 1/3(4,30)=1,43m <b>1,43m &gt; 0,32m</b>	OK	<b>CV &lt; 2 CM</b> CV=200 Kg/m <sup>2</sup> CM=310 Kg/m <sup>2</sup> <b>200 &lt; 620</b>	OK
2	Apoyado en todo su perímetro por vigas y muros.	OK	Paños rectangulares.	OK	En Y-Y con paño 4: (4,16m y 3,36m) 4,16m - 3,36m= 0,8m 1/3(4,16)=1,39m <b>1,39m &gt; 0,8m</b>	OK	La CM y la CV son cargas de gravedad y están uniformemente distribuidas.	OK
	El peralte de viga: 1/15 (4,30 m)=0,29 m 1,5(0,15 m)=0,23 m <b>0,40m &gt; 0,29m</b>	OK	Relación de lados: 4,30 m / 4,16 m =1,03 <b>1,03 &lt; 2</b>	OK	En X-X con paño 1: (4,30 m y 3,98 m) 4,30m - 3,98m= 0,32m 1/3(4,30)=1,43m <b>1,43m &gt; 0,32m</b>	OK	<b>CV &lt; 2 CM</b> CV=200 Kg/m <sup>2</sup> CM=310 Kg/m <sup>2</sup> <b>200 &lt; 620</b>	OK
3	Apoyado en todo su perímetro por vigas y muros.	OK	Paños rectangulares.	OK	En Y-Y con paño 5: (3,36 m y 3,05 m) 3,36m - 3,05m= 0,31m 1/3(3,36)=1,12m <b>1,12m &gt; 0,31m</b>	OK	La CM y la CV son cargas de gravedad y están uniformemente distribuidas.	OK
	El peralte de viga: 1/15 (3,98 m)=0,27 m 1,5(0,15 m)=0,23 m <b>0,40m &gt; 0,27m</b>	OK	Relación de lados: 3,98 m / 3,36 m =1,18 <b>1,18 &lt; 2</b>	OK	En X-X con paño 4: (3,98 m y 4,30 m) 4,30m - 3,98m= 0,32m 1/3(4,30)=1,43m <b>1,43m &gt; 0,32m</b>	OK	<b>CV &lt; 2 CM</b> CV=200 Kg/m <sup>2</sup> CM=310 Kg/m <sup>2</sup> <b>200 &lt; 620</b>	OK
4	Apoyado en todo su perímetro por vigas y muros.	OK	Paños rectangulares.	OK	En Y-Y con paño 6: (3,36 m y 3,05 m) 3,36m - 3,05m= 0,31m 1/3(3,36)=1,12m <b>1,12m &gt; 0,31m</b>	OK	La CM y la CV son cargas de gravedad y están uniformemente distribuidas.	OK
	El peralte de viga: 1/15 (4,30 m)=0,29 m 1,5(0,15 m)=0,23 m <b>0,40m &gt; 0,29m</b>	OK	Relación de lados: 4,30 m / 3,36 m =1,28 <b>1,28 &lt; 2</b>	OK	En X-X con paño 3: (4,30 m y 3,98 m) 4,30m - 3,98m= 0,32m 1/3(4,30)=1,43m <b>1,43m &gt; 0,32m</b>	OK	<b>CV &lt; 2 CM</b> CV=200 Kg/m <sup>2</sup> CM=310 Kg/m <sup>2</sup> <b>200 &lt; 620</b>	OK
5	Apoyado en todo su perímetro por vigas y muros.	OK	Paños rectangulares.	OK	En Y-Y con paño 7: (3,05 m y 3,27 m) 3,27m - 3,05= 0,22m 1/3(3,27)=1,09m <b>1,09m &gt; 0,22m</b>	OK	La CM y la CV son cargas de gravedad y están uniformemente distribuidas.	OK
	El peralte de viga: 1/15 (5,26 m)=0,35 m 1,5(0,15 m)=0,23 m <b>0,40m &gt; 0,35m</b>	OK	Relación de lados: 5,26 m / 3,05 m =1,72 <b>1,72 &lt; 2</b>	OK	En X-X con paño 6: (5,26 m y 3,02 m) 5,26m - 3,02m= 2,24m 1/3(5,26)=1,75m <b>1,75m &gt; 2,24m</b>	N-C	<b>CV &lt; 2 CM</b> CV=200 Kg/m <sup>2</sup> CM=310 Kg/m <sup>2</sup> <b>200 &lt; 620</b>	OK
6	Apoyado en todo su perímetro por vigas y muros.	OK	Paños rectangulares.	OK	En Y-Y con paño 8: (3,05 m y 3,27 m) 3,27m - 3,05= 0,22m 1/3(3,27)=1,09m <b>1,09m &gt; 0,22m</b>	OK	La CM y la CV son cargas de gravedad y están uniformemente distribuidas.	OK
	El peralte de viga: 1/15 (3,05 m)=0,20 m 1,5(0,15 m)=0,23 m <b>0,40m &gt; 0,23m</b>	OK	Relación de lados: 3,05 m / 3,02 m =1,01 <b>1,01 &lt; 2</b>	OK	En X-X con paño 5: (3,02 m y 5,26 m) 5,26m - 3,02m= 2,24m 1/3(5,26)=1,75m <b>1,75m &gt; 2,24m</b>	N-C	<b>CV &lt; 2 CM</b> CV=200 Kg/m <sup>2</sup> CM=310 Kg/m <sup>2</sup> <b>200 &lt; 620</b>	OK



PAÑO	CONCICIÓN							
	I		II		III		IV	
7	Apoyado en todo su perímetro por vigas y muros.	OK	Paños rectangulares.	OK	En Y-Y con paño 5: (3,27 m y 3,05 m) 3,27m - 3,05= 0,22m 1/3(3,27)=1,09m <b>1,09m &gt; 0,22m</b>	OK	La CM y la CV son cargas de gravedad y están uniformemente distribuidas.	OK
	El peralte de viga: 1/15 (3,98 m)=0,27 m 1,5(0,15 m)=0,23 m <b>0,40m &gt; 0,27m</b>	OK	Relación de lados: 3,98 m / 3,27 m =1,22 <b>1,22 &lt; 2</b>	OK	En X-X con paño 8: (3,98 m y 4,30 m) 4,30m - 3,98= 0,32m 1/3(4,30)=1,43m <b>1,43m &gt; 0,32m</b>	OK	<b>CV &lt; 2 CM</b> CV=200 Kg/m <sup>2</sup> CM=310 Kg/m <sup>2</sup> <b>200 &lt; 620</b>	OK
8	Apoyado en todo su perímetro por vigas y muros.	OK	Paños rectangulares.	OK	En Y-Y con paño 6: (3,27 m y 3,05 m) 3,27m - 3,05= 0,22m 1/3(3,27)=1,09m <b>1,09m &gt; 0,22m</b>	OK	La CM y la CV son cargas de gravedad y están uniformemente distribuidas.	OK
	El peralte de viga: 1/15 (4,30 m)=0,29 m 1,5(0,15 m)=0,23 m <b>0,40m &gt; 0,29m</b>	OK	Relación de lados: 4,30 m / 3,27 m =1,31 <b>1,31 &lt; 2</b>	OK	En X-X con paño 7: (4,30 m y 3,98 m) 4,30m - 3,98= 0,32m 1/3(4,30)=1,43m <b>1,43m &gt; 0,32m</b>	OK	<b>CV &lt; 2 CM</b> CV=200 Kg/m <sup>2</sup> CM=310 Kg/m <sup>2</sup> <b>200 &lt; 620</b>	OK



**ANEXO 7**  
**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

10.7. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0301011 RESIDENCIAL FIRENZE-OBRA ESTRUCTURAS Fecha presupuesto  
Subpresupuesto 002  
14/12/2015

**MUROS DE CORTE**

Partida 03.06.01 CONCRETO PREMEZCLADO f'c=210Kg/cm2 PARA PLACAS (INCLUYE SERVICIO DE BOMBA) -IFC  
Rendimiento m3/DIA MO. 26.2500 EQ. 26.2500 Costo unitario directo por : m3 357.79

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.6629	10.28	6.81
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.3314	8.19	2.71
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.9943	6.89	6.85
<b>Materiales</b>						
0221010035	CONCRETO PREMEZCLADO f'c=210 kg/cm2 INCLUYE BOMBA	m3		1.0300	331.00	340.93
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	16.37	0.49

Partida 03.06.02 ENCOFRADO CARAVISTA DE PLACAS DE CONCRETO -IFC  
Rendimiento m2/DIA MO. 25.0000 EQ. 25.0000 Costo unitario directo por : m2 12.16

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.3480	10.28	3.58
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.3480	6.89	2.40
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	5.98	0.18
0348990078	FORMAS METALICAS DE ENCOFRADO VERTICAL	m2		1.0000	6.00	6.00

Partida 03.06.03 DESENCOFRADO DE PLACAS DE CONCRETO -IFC  
Rendimiento m2/DIA MO. 40.0000 EQ. 40.0000 Costo unitario directo por : m2 3.85

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.2175	10.28	2.24
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.2175	6.89	1.50
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.74	0.11

Partida 03.06.04 ACERO ESTRUCTURAL PARA PLACAS DE CONCRETO -IFC  
Rendimiento kg/DIA MO. 250.0000 EQ. Costo unitario directo por : kg 3.77

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Materiales</b>						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0100	3.04	0.03
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0300	2.76	2.84
<b>Subcontratos</b>						
0401010062	SC M. DE O. P/HABILITACION Y COLOCACION DE ACERO fy= 4200 kg/cm2			kg	1.0000	0.90

**COLUMNAS**

Partida	<b>03.03.01</b>	<b>CONCRETOPREMEZCLADO f'c=210 kg/cm2 PARA COLUMNAS INCLUYE SERVICIO DE BOMBA -IFC</b>						
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>MO. 20.0000</b>	<b>EQ. 20.0000</b>	Costo unitario directo por : m3			<b>362.14</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>	
	<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.4350	10.28	4.47	
0147010003	OFICIAL		hh	2.0000	0.8700	8.19	7.13	
0147010004	PEON		hh	3.0000	1.3050	6.89	8.99	
							<b>20.59</b>	
	<b>Materiales</b>							
0221010038	CONCRETO PREMEZCLADO f'c=210 kg/cm2 INCLUYE BOMBA	m3			1.0300	331.00	340.93	
							<b>340.93</b>	
	<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.0000	20.59	0.62	
							<b>0.62</b>	
Partida	<b>03.03.03</b>	<b>ENCOFRADO CARAVISTA DE COLUMNAS -IFC</b>						
Rendimiento	<b>m2/DIA</b>	<b>MO. 20.0000</b>	<b>EQ. 20.0000</b>	Costo unitario directo por : m2			<b>16.99</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>	
	<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.4350	10.28	4.47	
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.4350	8.19	3.56	
0147010004	PEON		hh	0.2500	0.1088	6.89	0.75	
							<b>8.78</b>	
	<b>Materiales</b>							
0260000013	TECKNOPOR DE 2" X 4' X 8'	pl			0.1300	15.00	1.95	
							<b>1.95</b>	
	<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.0000	8.78	0.26	
0348990078	FORMAS METALICAS DE ENCOFRADO VERTICAL	m2			1.0000	6.00	6.00	
							<b>6.26</b>	
Partida	<b>03.03.04</b>	<b>DESENCOFRADO DE COLUMNAS -IFC</b>						
Rendimiento	<b>m2/DIA</b>	<b>MO. 45.0000</b>	<b>EQ. 45.0000</b>	Costo unitario directo por : m2			<b>3.42</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>	
	<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.1933	10.28	1.99	
0147010004	PEON		hh	1.0000	0.1933	6.89	1.33	
							<b>3.32</b>	
	<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.0000	3.32	0.10	
							<b>0.10</b>	
Partida	<b>03.03.05</b>	<b>ACERO ESTRUCTURAL PARA COLUMNAS -IFC</b>						
Rendimiento	<b>kg/DIA</b>	<b>MO.250.0000</b>	<b>EQ.</b>	Costo unitario directo por : kg			<b>3.77</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>	
	<b>Materiales</b>							
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg			0.0100	3.04	0.03	
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg			1.0300	2.76	2.84	
							<b>2.87</b>	
	<b>Subcontratos</b>							
0401010062	SC M. DE O. P/HABILITACION Y COLOCACION DE ACERO fy = 4200 kg/cm2				kg	1.0000	0.90	
							<b>0.90</b>	



**VIGAS**

Partida	03.04.01		CONCRETO PREMEZCLADO f'c=210Kg/cm2 PARA VIGAS (INCLUYE SERVICIO DE BOMBA) -IFC				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 65.2500	EQ. 65.2500	Costo unitario directo por : m3			335.34
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO		hh	2.0000	0.2452	10.28	2.52
0147010004	PEON		hh	2.0000	0.2452	6.89	1.69
							<b>4.21</b>
	<b>Materiales</b>						
0221010041	CONCRETO PREMEZCLADO f'c=210 kg/cm2 INCLUYE BOMBA	m3			1.0000	331.00	331.00
							<b>331.00</b>
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.0000	4.21	0.13
							<b>0.13</b>
Partida	03.04.02		ENCOFRADO DE VIGAS -IFC				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por : m2			15.26
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.5800	10.28	5.96
0147010004	PEON		hh	1.0000	0.5800	6.89	4.00
							<b>9.96</b>
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.0000	9.96	0.30
0348990079	FORMAS METALICAS DE ENCOFRADO HORIZONTAL	m2			1.0000	5.00	5.00
							<b>5.30</b>
Partida	03.04.03		DESENCOFRADO DE VIGAS -IFC				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m2			6.76
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.4350	8.19	3.56
0147010004	PEON		hh	1.0000	0.4350	6.89	3.00
							<b>6.56</b>
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.0000	6.56	0.20
							<b>0.20</b>
Partida	03.04.04		ACERO ESTRUCTURAL PARA VIGAS -IFC				
Rendimiento	kg/DIA	MO.250.0000	EQ.	Costo unitario directo por : kg			3.77
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>
	<b>Materiales</b>						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg			0.0100	3.04	0.03
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg			1.0300	2.76	2.84
							<b>2.87</b>
	<b>Subcontratos</b>						
0401010062	SC M. DE O. P/HABILITACION Y COLOCACION DE ACERO fy = 4200 kg/cm2				kg	1.0000	0.90
							<b>0.90</b>

LOSAS

Partida	<b>03.05.01.01</b>	<b>CONCRETO PREMEZCLADO f'c=210Kg/cm2 PARA LOSAS (INCLUYE SERVICIO DE BOMBA) -IFC</b>						
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>MO. 55.0000</b>	<b>EQ. 55.0000</b>	Costo unitario directo por : m3			<b>339.22</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>	
	<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO		hh	4.0000	0.5818	10.28	5.98	
0147010004	PEON		hh	2.0000	0.2909	6.89	2.00	
							<b>7.98</b>	
	<b>Materiales</b>							
0221010041	CONCRETO PREMEZCLADO f'c=210 kg/cm2 INCLUYE m3 BOMBA				1.0000	331.00	331.00	
							<b>331.00</b>	
	<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	7.98	0.24	
							<b>0.24</b>	
Partida	<b>03.05.01.02</b>	<b>ENCOFRADO DE LOSAS MACIZAS -IFC</b>						
Rendimiento	<b>m2/DIA</b>	<b>MO. 13.0000</b>	<b>EQ. 13.0000</b>	Costo unitario directo por : m2			<b>16.83</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>	
	<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.6692	10.28	6.88	
0147010004	PEON		hh	1.0000	0.6692	6.89	4.61	
							<b>11.49</b>	
	<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	11.49	0.34	
0348990079	FORMAS METALICAS DE ENCOFRADO HORIZONTAL	m2			1.0000	5.00	5.00	
							<b>5.34</b>	
Partida	<b>03.05.01.03</b>	<b>DESENCOFRADO DE LOSAS MACIZAS -IFC</b>						
Rendimiento	<b>m2/DIA</b>	<b>MO. 25.0000</b>	<b>EQ. 25.0000</b>	Costo unitario directo por : m2			<b>5.41</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>	
	<b>Mano de Obra</b>							
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.3480	8.19	2.85	
0147010004	PEON		hh	1.0000	0.3480	6.89	2.40	
							<b>5.25</b>	
	<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	5.25	0.16	
							<b>0.16</b>	
Partida	<b>03.05.01.04</b>	<b>ACERO ESTRUCTURAL PARA LOSAS MACIZAS -IFC</b>						
Rendimiento	<b>kg/DIA</b>	<b>MO. 250.0000</b>	<b>EQ.</b>	Costo unitario directo por : kg			<b>3.77</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>	
	<b>Materiales</b>							
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16		kg		0.0100	3.04	0.03	
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0300	2.76	2.84	
							<b>2.87</b>	
	<b>Subcontratos</b>							
0401010062	SC M. DE O. P/HABILITACION Y COLOCACION DE ACERO fy = 4200 kg/cm2				kg	1.0000	0.90	
							<b>0.90</b>	





# **ANEXO 8**

## **METRADOS**



10.8.1. SISTEMA DUAL I.

▪ CONCRETO – ENCOFRADO Y DESENCOFRADO.

I CONCRETO EN COLUMNAS

ELEMENTO DENOMINACIÓN	CONCRETO EN COLUMNAS $f'c = 210 \text{ kg/m}^2$					ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				
	DIMENSIONES			CANT.	VOLUMEN m3	DIMENSIONES			CANT.	AREA m2
	LARGO	ANCHO	ALTURA			PERÍMETRO	ALTURA	VECES		
<b>COLUMNAS</b>					<b>23,76</b>					<b>273,70</b>
<b>DEL NIVEL 0,00 AL N+2,70</b>										
C-A1					4,75					54,74
PARA TODOS MENOS 1-A Y 3-E (A FONDO DE VIGA)	0,40	0,30	2,30	15	4,14	1,40	2,30	1,00	15	48,30
PARA COLUMNAS EN EJES 1-A Y 3-E (A FONDO DE LOSA)	0,40	0,30	2,55	2	0,61	1,40	2,30	1,00	2	6,44
<b>DEL NIVEL +2,70 AL N+5,40</b>										
C-A1					4,75					54,74
PARA TODOS MENOS 1-A Y 3-E (A FONDO DE VIGA)	0,40	0,30	2,30	15	4,14	1,40	2,30	1,00	15	48,30
PARA COLUMNAS EN EJES 1-A Y 3-E (A FONDO DE LOSA)	0,40	0,30	2,55	2	0,61	1,40	2,30	1,00	2	6,44
<b>DEL NIVEL +5,40 AL N+8,10</b>										
C-A1					4,75					54,74
PARA TODOS MENOS 1-A Y 3-E (A FONDO DE VIGA)	0,40	0,30	2,30	15	4,14	1,40	2,30	1,00	15	48,30
PARA COLUMNAS EN EJES 1-A Y 3-E (A FONDO DE LOSA)	0,40	0,30	2,55	2	0,61	1,40	2,30	1,00	2	6,44
<b>DEL NIVEL +8,10 AL N+10,80</b>										
C-A1					4,75					54,74
PARA TODOS MENOS 1-A Y 3-E (A FONDO DE VIGA)	0,40	0,30	2,30	15	4,14	1,40	2,30	1,00	15	48,30
PARA COLUMNAS EN EJES 1-A Y 3-E (A FONDO DE LOSA)	0,40	0,30	2,55	2	0,61	1,40	2,30	1,00	2	6,44
<b>DEL NIVEL +10,80 AL N+13,50</b>										
C-A1					4,75					54,74
PARA TODOS MENOS 1-A Y 3-E (A FONDO DE VIGA)	0,40	0,30	2,30	15	4,14	1,40	2,30	1,00	15	48,30
PARA COLUMNAS EN EJES 1-A Y 3-E (A FONDO DE LOSA)	0,40	0,30	2,55	2	0,61	1,40	2,30	1,00	2	6,44



II CONCRETO EN MUROS DE CORTE

ELEMENTO  DENOMINACIÓN	CONCRETO EN COLUMNAS $f'c = 210 \text{ kg/m}^2$					ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				
	DIMENSIONES			CANT.	VOLUMEN m3	DIMENSIONES			CANT.	AREA m2
	LONG.	ANCHO	ALTURA			PERÍMETRO	ALTURA	VECES		
<b>MUROS DE CORTE</b>					<b>24,48</b>					<b>275,40</b>
<b>DEL NIVEL 0,00 AL N+2,70</b>					<b>4,90</b>					<b>55,08</b>
MC-1, MC-2, MC-5, MC-6										
EJES A Y E	1,50	0,20	2,55	4	3,06	3,40	2,55	1,00	4	34,68
MC-3, MC-4										
EJES 1 Y 3	1,80	0,20	2,55	2	1,84	4,00	2,55	1,00	2	20,40
<b>DEL NIVEL +2,70 AL N+5,40</b>					<b>4,90</b>					<b>55,08</b>
MC-1, MC-2, MC-5, MC-6										
EJES A Y E	1,50	0,20	2,55	4	3,06	3,40	2,55	1,00	4	34,68
MC-3, MC-4										
EJES 1 Y 3	1,80	0,20	2,55	2	1,84	4,00	2,55	1,00	2	20,40
<b>DEL NIVEL+ 5,40 AL N+8,10</b>					<b>4,90</b>					<b>55,08</b>
MC-1, MC-2, MC-5, MC-6										
EJES A Y E	1,50	0,20	2,55	4	3,06	3,40	2,55	1,00	4	34,68
MC-3, MC-4										
EJES 1 Y 3	1,80	0,20	2,55	2	1,84	4,00	2,55	1,00	2	20,40
<b>DEL NIVEL +8,10 AL N+10,80</b>					<b>4,90</b>					<b>55,08</b>
MC-1, MC-2, MC-5, MC-6										
EJES A Y E	1,50	0,20	2,55	4	3,06	3,40	2,55	1,00	4	34,68
MC-3, MC-4										
EJES 1 Y 3	1,80	0,20	2,55	2	1,84	4,00	2,55	1,00	2	20,40
<b>DEL NIVEL +10,80 AL N+13,50</b>					<b>4,90</b>					<b>55,08</b>
MC-1, MC-2, MC-5, MC-6										
EJES A Y E	1,50	0,20	2,55	4	3,06	3,40	2,55	1,00	4	34,68
MC-3, MC-4										
EJES 1 Y 3	1,80	0,20	2,55	2	1,84	4,00	2,55	1,00	2	20,40



III CONCRETO EN VIGAS

ELEMENTO DENOMINACIÓN	CONCRETO EN COLUMNAS $f'c = 210 \text{ kg/m}^2$					ENCOFRADO Y DEENCOFRADO				
	DIMENSIONES			CANT.	VOLUMEN m3	DIMENSIONES			CANT.	AREA m2
	LONG.	ANCHO	ALTURA			PERÍMETRO	ALTURA	VECES		
VIGAS					<b>28,79</b>					<b>317,51</b>
VIGAS N+2,70					<b>5,78</b>					<b>63,58</b>
Ejes horizontales					<b>3,20</b>					<b>29,39</b>
Eje A: V-1, V-2	5,60	0,25	0,25	1	0,35	5,60	0,90	1,00	1	5,04
Eje B: V-3, V-4	8,58	0,25	0,25	1	0,54	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje C: V-5, V-6	8,58	0,25	0,25	1	0,54	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje C: V-7, V-8	8,58	0,25	0,25	2	1,07	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje D: V-9, V-10	5,60	0,25	0,25	2	0,70	5,60	0,90	1,00	1	5,04
Ejes verticales					<b>2,58</b>					<b>34,20</b>
Eje 1: V-11, V-12, V-13, V-14	11,89	0,25	0,25	1	0,74	11,89	0,90	1,00	1	10,70
Eje 2: V-15, V-16, V-17, V-18	12,99	0,25	0,25	1	0,81	12,99	0,75	1,00	1	9,74
Eje 3: V-19, V-20, V-22	9,24	0,25	0,25	1	0,58	9,24	0,90	1,00	1	8,32
Eje 3: V-21	2,65	0,25	0,40	1	0,27	2,65	1,05	1,00	1	2,78
Eje 2': V-23	2,95	0,25	0,25	1	0,18	2,95	0,90	1,00	1	2,66
VIGAS N+5,40					<b>5,78</b>					<b>63,58</b>
Ejes horizontales					<b>3,20</b>					<b>29,39</b>
Eje A: V-1, V-2	5,60	0,25	0,25	1	0,35	5,60	0,90	1,00	1	5,04
Eje B: V-3, V-4	8,58	0,25	0,25	1	0,54	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje C: V-5, V-6	8,58	0,25	0,25	1	0,54	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje C: V-7, V-8	8,58	0,25	0,25	2	1,07	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje D: V-9, V-10	5,60	0,25	0,25	2	0,70	5,60	0,90	1,00	1	5,04
Ejes verticales					<b>2,58</b>					<b>34,20</b>
Eje 1: V-11, V-12, V-13, V-14	11,89	0,25	0,25	1	0,74	11,89	0,90	1,00	1	10,70
Eje 2: V-15, V-16, V-17, V-18	12,99	0,25	0,25	1	0,81	12,99	0,75	1,00	1	9,74
Eje 3: V-19, V-20, V-22	9,24	0,25	0,25	1	0,58	9,24	0,90	1,00	1	8,32
Eje 3: V-21	2,65	0,25	0,40	1	0,27	2,65	1,05	1,00	1	2,78
Eje 2': V-23	2,95	0,25	0,25	1	0,18	2,95	0,90	1,00	1	2,66



ELEMENTO DENOMINACIÓN	CONCRETO EN COLUMNAS f'c = 210 kg/m2					ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				
	DIMENSIONES			CANT.	VOLUMEN m3	DIMENSIONES			CANT.	AREA m2
	LONG.	ANCHO	ALTURA			PERÍMETRO	ALTURA	VECES		
<b>VIGAS N+8,10</b>					<b>5,78</b>					<b>63,58</b>
<b>Ejes horizontales</b>					<b>3,20</b>					<b>29,39</b>
Eje A: V-1, V-2	5,60	0,25	0,25	1	0,35	5,60	0,90	1,00	1	5,04
Eje B: V-3, V-4	8,58	0,25	0,25	1	0,54	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje C: V-5, V-6	8,58	0,25	0,25	1	0,54	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje C: V-7, V-8	8,58	0,25	0,25	2	1,07	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje D: V-9, V-10	5,60	0,25	0,25	2	0,70	5,60	0,90	1,00	1	5,04
<b>Ejes verticales</b>					<b>2,58</b>					<b>34,20</b>
Eje 1: V-11, V-12, V-13, V-14	11,89	0,25	0,25	1	0,74	11,89	0,90	1,00	1	10,70
Eje 2: V-15, V-16, V-17, V-18	12,99	0,25	0,25	1	0,81	12,99	0,75	1,00	1	9,74
Eje 3: V-19, V-20, V-22	9,24	0,25	0,25	1	0,58	9,24	0,90	1,00	1	8,32
Eje 3: V-21	2,65	0,25	0,40	1	0,27	2,65	1,05	1,00	1	2,78
Eje 2': V-23	2,95	0,25	0,25	1	0,18	2,95	0,90	1,00	1	2,66
<b>VIGAS N+10,80</b>					<b>5,78</b>					<b>63,58</b>
<b>Ejes horizontales</b>					<b>3,20</b>					<b>29,39</b>
Eje A: V-1, V-2	5,60	0,25	0,25	1	0,35	5,60	0,90	1,00	1	5,04
Eje B: V-3, V-4	8,58	0,25	0,25	1	0,54	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje C: V-5, V-6	8,58	0,25	0,25	1	0,54	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje C: V-7, V-8	8,58	0,25	0,25	2	1,07	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje D: V-9, V-10	5,60	0,25	0,25	2	0,70	5,60	0,90	1,00	1	5,04
<b>Ejes verticales</b>					<b>2,58</b>					<b>34,20</b>
Eje 1: V-11, V-12, V-13, V-14	11,89	0,25	0,25	1	0,74	11,89	0,90	1,00	1	10,70
Eje 2: V-15, V-16, V-17, V-18	12,99	0,25	0,25	1	0,81	12,99	0,75	1,00	1	9,74
Eje 3: V-19, V-20, V-22	9,24	0,25	0,25	1	0,58	9,24	0,90	1,00	1	8,32
Eje 3: V-21	2,65	0,25	0,40	1	0,27	2,65	1,05	1,00	1	2,78
Eje 2': V-23	2,95	0,25	0,25	1	0,18	2,95	0,90	1,00	1	2,66



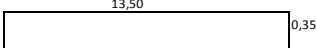
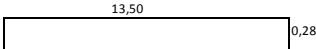
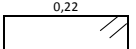
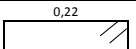
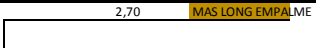
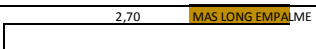
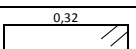
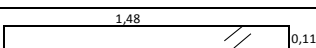
ELEMENTO	CONCRETO EN COLUMNAS $f'c = 210 \text{ kg/m}^2$					ENCOFRADO Y DEENCOFRADO				
	DIMENSIONES			CANT.	VOLUMEN	DIMENSIONES			CANT.	AREA
	LONG.	ANCHO	ALTURA			PERÍMETRO	ALTURA	VECES		
<b>VIGAS N+13,50</b>					<b>5,68</b>					<b>63,18</b>
<b>Ejes horizontales</b>					<b>3,20</b>					<b>29,39</b>
Eje A: V-1, V-2	5,60	0,25	0,25	1	0,35	5,60	0,90	1,00	1	5,04
Eje B: V-3, V-4	8,58	0,25	0,25	1	0,54	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje C: V-5, V-6	8,58	0,25	0,25	1	0,54	8,58	0,75	1,00	1	6,44
Eje C: V-7, V-8	8,58	0,25	0,25	2	1,07	8,58	0,75	1,00	1	6,44

**IV CONCRETO EN LOSAS**

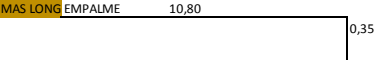
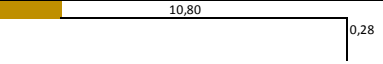

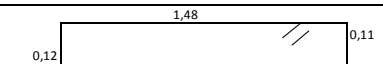
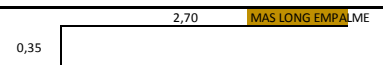
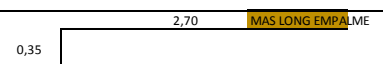
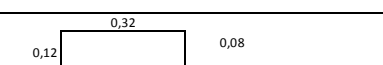
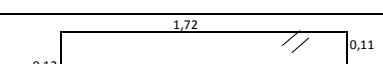
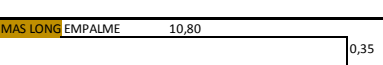
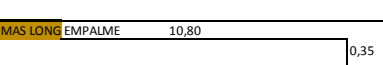
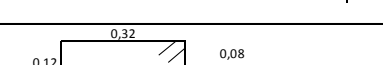
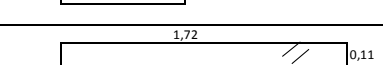
ELEMENTO	CONCRETO EN LOSA MACIZA $f'c = 210 \text{ kg/m}^2$					ENCOFRADO Y DEENCOFRADO				
	DIMENSIONES			CANT.	VOLUMEN	CANT.			CANT.	ÁREA
	ÁREA	ANCHO	ALTURA			ÁREA	VECES			
<b>LOSA MACIZA e=0,15 m</b>					<b>86,98</b>					<b>579,88</b>
NIVEL +2,70	114,40		0,15	1	17,16	114,40		1,00	1	114,40
NIVEL +5,40	114,40		0,15	1	17,16	114,40		1,00	1	114,40
NIVEL +8,10	114,40		0,15	1	17,16	114,40		1,00	1	114,40
NIVEL +10,80	114,40		0,15	1	17,16	114,40		1,00	1	114,40
NIVEL +13,50	122,28		0,15	1	18,34	122,28		1,00	1	122,28



■ ACERO DE REFUERZO.

ELEMENTO	EJE	TRAMO	GEOMETRIA DEL ELEM. ( F" C" )	DESCRIPCION	Ø	CANT.	N° DE ELEM.	LONG. EMPAL.	LONGIT. ELEMEN.	LONGITUD TOTAL EN ML.						PESO TOTAL EN KG						TOTAL(KG)	
										1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"		
<b>ARMADO DE ACERO</b>																							
<b>I COLUMNAS</b>																	<b>4.031,95</b>						
																	4.031,95						
COLUMNA TÍPICA	LONGITUDINAL ESQUINAS		0,35 	LONGITUDINAL	5/8	4	17	0,94	15,14					1.029,22						1.646,75			1.646,75
	LONGITUDINAL CENTRALES		0,28 	LONGITUDINAL	1/2	4	17	0,76	14,82				1.007,49							1.027,64			1.027,64
	ESTRIBOS			0,32 	ESTRIBO	3/8	95	17		1,24										1.121,46			1.121,46
		NUDO		0,32 	ESTRIBO	3/8	20	17		1,24										236,10			236,10
<b>II MUROS DE CORTE</b>																	<b>5.615,05</b>						
																	5.615,05						
L= 1.50 m PISO 1: MCA1 MCA5 MCA2 MCA6	LONGITUDINAL NÚCLEO		0,35 	LONGITUDINAL	5/8	6	4	0,47	3,52					84,37						135,00			135,00
	LONGITUDINAL ALMA		0,35 	LONGITUDINAL	5/8	16	4	0,47	3,52					225,00						360,00			360,00
	ESTRIBOS EN NÚCLEO		0,12 	ESTRIBO	3/8	18	4		1,04										41,93			41,93	
	ESTRIBOS EN ALMA		0,12 	ESTRIBO	1/2	26	4		3,42											362,79			362,79



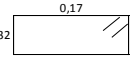
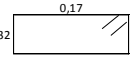
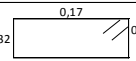
ELEMENTO	EJE	TRAMO	GEOMETRIA DEL ELEM. ( F' C' )	DESCRIPCION	ø	CANT.	N° DE ELEM.	LONG. EMPAL.	LONGIT. ELEMEN.	LONGITUD TOTAL EN ML.						PESO TOTAL EN KG					TOTAL(KG)	
										1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"		1"
L= 1.50 m <b>PISOS 2,3,4,5:</b> MCA1 MCA5 MCA2 MCA6	LONGITUDINAL NÚCLEO			LONGITUDINAL	5/8	6	4	0,94	12,09				290,16						464,26			464,26
	LONGITUDINAL ALMA			LONGITUDINAL	1/2	12	4	0,76	11,84			568,32						579,69				579,69
	ESTRIBOS EN NÚCLEO			ESTRIBO	3/8	72	4		1,04		299,52							167,73				167,73
	ESTRIBOS EN ALMA			ESTRIBO	1/2	104	4		3,42			1.422,72						1.451,17				1.451,17
L= 1.80 m <b>PISO 1:</b> MCA3 MCA4	LONGITUDINAL NÚCLEO			LONGITUDINAL	5/8	6	2	0,47	3,52				42,19					67,50				67,50
	LONGITUDINAL ALMA			LONGITUDINAL	5/8	20	2	0,47	3,52			140,62						225,00				225,00
	ESTRIBOS EN NÚCLEO			ESTRIBO	3/8	18	2		1,04		37,44							20,97				20,97
	ESTRIBOS EN ALMA			ESTRIBO	1/2	26	2		3,90			202,80						206,86				206,86
L= 1.80 m <b>PISOS 2,3,4,5:</b> MC3 MC4	LONGITUDINAL NÚCLEO			LONGITUDINAL	5/8	6	2	0,94	12,09				145,08					232,13				232,13
	LONGITUDINAL ALMA			LONGITUDINAL	1/2	16	2	0,76	11,91			381,12						388,74				388,74
	ESTRIBOS EN NÚCLEO			ESTRIBO	3/8	72	2		1,04		149,76							83,87				83,87
	ESTRIBOS EN ALMA			ESTRIBO	1/2	104	2		3,90			811,20						827,42				827,42



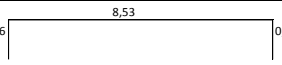
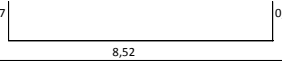
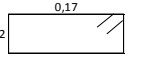
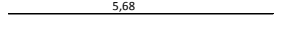
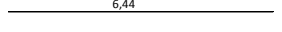
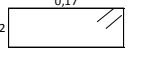
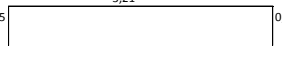
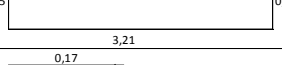
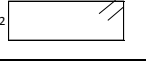


ELEMENTO	EJE	TRAMO	GEOMETRIA DEL ELEM. ( F" C" )	DESCRIPCION	Ø	CANT.	N° DE ELEM.	LONG. EMPAL.	LONGIT. ELEMEN.	LONGITUD TOTAL EN ML.					PESO TOTAL EN KG					TOTAL(KG)		
										1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"		3/4"	1"
III VIGAS										VIGAS										4.419,07		
EN TODO LOS PISOS																				4.419,07		
VIGA A	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø5/8"		LONGITUDINAL	5/8	2	5	0,47	13,01				130,10						208,16			208,16
	ADICIONAL SUPERIOR	1Ø1/2"		EJE B	1/2	1	5		0,78			3,90						3,98				3,98
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø5/8"		LONGITUDINAL	5/8	2	5	0,95	13,88				138,80						222,08			222,08
	ESTRIBOS	3/8"		ESTRIBOS	3/8	85	5		1,14		484,50							271,32				271,32
VIGA B	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø5/8"		LONGITUDINAL	5/8	2	5	0,47	15,16				151,60						242,56			242,56
	ADICIONAL SUPERIOR	1Ø1/2"		EJE A	1/2	1	5		1,07			5,35						5,46				5,46
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø5/8"		LONGITUDINAL	5/8	2	5	0,95	15,62				156,20						249,92			249,92
	ESTRIBOS	3/8"		ESTRIBOS	3/8	95	5		1,14		541,50							303,24				303,24
VIGA C	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø5/8"		LONGITUDINAL	5/8	2	5	0,47	13,00				130,00						208,00			208,00
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø5/8"		LONGITUDINAL	5/8	2	5	0,95	13,87				138,70						221,92			221,92
	ESTRIBOS	3/8"		ESTRIBOS	3/8	82	5		1,14		467,40							261,74				261,74



ELEMENTO	EJE	TRAMO	GEOMETRIA DEL ELEM. ( F" C")	DESCRIPCION	ø	CANT.	N° DE ELEM.	LONG. EMPAL.	LONGIT. ELEMEN.	LONGITUD TOTAL EN ML.						PESO TOTAL EN KG						TOTAL(KG)
										1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
VIGA D	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø5/8"	5,68	LONGITUDINAL	5/8	2	5		5,68				56,80					90,88			90,88	
	ADICIONAL SUPERIOR	1Ø1/2"	0,82	EJE 1	1/2	1	5		0,82			4,10					4,18				4,18	
	ADICIONAL SUPERIOR	1Ø1/2"	0,71	EJE 3	1/2	1	5		0,71			3,55					3,62				3,62	
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø5/8"	6,44	LONGITUDINAL	5/8	2	5		6,44				64,40					103,04			103,04	
	ESTRIBOS	3/8"		ESTRIBOS	3/8	39	5		1,14			222,30					124,49				124,49	
VIGA E	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø5/8"	8,54	LONGITUDINAL	5/8	2	5		9,06				90,60					144,96			144,96	
	ADICIONAL SUPERIOR	1Ø1/2"	0,70	EJE 1	1/2	1	5		0,86			4,30					4,39				4,39	
	ADICIONAL SUPERIOR	1Ø1/2"	0,76	EJE 3	1/2	1	5		0,92			4,60					4,69				4,69	
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø5/8"	8,53	LONGITUDINAL	5/8	2	5		9,07				90,70					145,12			145,12	
	ESTRIBOS	3/8"		ESTRIBOS	3/8	56	5		1,14			319,20					178,75				178,75	
VIGA F	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø5/8"	8,54	LONGITUDINAL	5/8	2	5		9,06				90,60					144,96			144,96	
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø5/8"	8,52	LONGITUDINAL	5/8	2	5		9,06				90,60					144,96			144,96	
	ESTRIBOS	3/8"		ESTRIBOS	3/8	59	5		1,14			336,30					188,33				188,33	



ELEMENTO	EJE	TRAMO	GEOMETRIA DEL ELEM. ( F" C" )	DESCRIPCION	ø	CANT.	N° DE ELEM.	LONG. EMPAL.	LONGIT. ELEMEN.	LONGITUD TOTAL EN ML						PESO TOTAL EN KG						TOTAL(KG)
										1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
VIGA G	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø5/8"	0,26  0,26	LONGITUDINAL	5/8	2	5		9,05										144,80			144,80
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø5/8"	0,27  0,27	LONGITUDINAL	5/8	2	5		9,06										144,96			144,96
	ESTRIBOS	3/8"	0,32  0,08	ESTRIBOS	3/8	59	5		1,14		336,30							188,33				188,33
VIGA H	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø5/8"	 5,68	LONGITUDINAL	5/8	2	5		5,68										90,88			90,88
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø5/8"	 6,44	LONGITUDINAL	5/8	2	5		6,44										103,04			103,04
	ESTRIBOS	3/8"	0,32  0,08	ESTRIBOS	3/8	39	5		1,14		222,30							124,49				124,49
VIGA I	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø1/2"	0,15  0,15	LONGITUDINAL	1/2	2	5		3,51										35,80			35,80
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø1/2"	0,15  0,15	LONGITUDINAL	1/2	2	5		3,51										35,80			35,80
	ESTRIBOS	3/8"	0,32  0,08	ESTRIBOS	3/8	22	5		1,14		125,40							70,22				70,22



ELEMENTO	EJE	TRAMO	GEOMETRIA DEL ELEM. ( F" C" )		DESCRIPCION	Ø	CANT.	N° DE ELEM.	LONG. EMPAL.	LONGIT. ELEMEN.	LONGITUD TOTAL EN ML.						PESO TOTAL EN KG						TOTAL(KG)					
											1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"						
<b>IV LOSA MACIZA LOSAS</b>																								<b>3.991,71</b>				
EN TODO LOS PISOS																							3.991,71					
NIVELES: +2,70 +5,40 +8,10 +10,08	LONGITUDINAL INFERIOR	EJE 1-2'/A-E	0,15	14,16	0,15	LONGITUDINAL	3/8	19	4	0,56	15,02														930,50			
		Gancho			Gancho																							
		EJE 2'-3'/A-C	0,15	7,73	0,15		LONGITUDINAL	3/8	11	4		8,03																
	Gancho			Gancho																								
	EJE 2'-3'/D-E	0,15	3,49	0,15	LONGITUDINAL	3/8	11	4		3,79																		
	Gancho			Gancho																								
TRANSVERSAL INFERIOR	EJE 1-3'/A-C	0,15	8,48	0,15	LONGITUDINAL	3/8	28	4		8,78																		
	Gancho			Gancho																								
	EJE 1-2'/C-D	0,15	5,37	0,15	LONGITUDINAL	3/8	11	4		5,67																		
Gancho			Gancho																									
EJE 1-3'/D-E	0,15	8,08	0,15	LONGITUDINAL	3/8	12	4		8,38																			
Gancho			Gancho																									
NIVEL: +13,05	LONGITUDINAL INFERIOR	EJE 1-3'/A-E	0,15	14,16	0,15	LONGITUDINAL	3/8	30	1	0,56	15,02															252,34		
	Gancho			Gancho																								
TRANSVERSAL INFERIOR	EJE 1-3'/A-E	0,15	8,48	0,15	LONGITUDINAL	3/8	51	1		8,78																250,76		
Gancho				Gancho																								
NIVELES: +2,70 +5,40 +8,10 +10,08	ESQUINA SUPERIOR					3/8	1	112			3,44															215,76		
ESQUINA INFERIOR						3/8	1	112			2,26																141,75	
NIVEL: +13,05	ESQUINA SUPERIOR					3/8	1	32			3,44																61,64	
	ESQUINA INFERIOR					3/8	1	32			2,26																40,50	
NIVELES: +2,70 +5,40 +8,10 +10,08	ACERO DE TEMPERATURA	EJE 1-2'/A-E	0,15	14,16	0,15	LONGITUDINAL	3/8	19	4	0,56	15,02																	
		Gancho			Gancho																							
		EJE 2'-3'/A-C	0,15	7,73	0,15		LONGITUDINAL	3/8	11	4		8,03																
	Gancho			Gancho																								
	EJE 2'-3'/D-E	0,15	3,49	0,15	LONGITUDINAL	3/8	11	4		3,79																		
	Gancho			Gancho																								
NIVEL: +13,05	ACERO DE TEMPERATURA	EJE 1-3'/A-E	0,15	14,16	0,15	LONGITUDINAL	3/8	30	1	0,56	15,02																252,34	
Gancho			Gancho																									



10.8.1. SISTEMA DE MUROS DE CORTE – LOSAS PLANAS.

- CONCRETO – ENCOFRADO Y DESENCOFRADO.

I CONCRETO EN MUROS DE CORTE

ELEMENTO DENOMINACIÓN	CONCRETO EN MUROS f'c = 210 kg/m2					ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				
	DIMENSIONES			CANT.	VOLUMEN m3	DIMENSIONES			CANT.	AREA m2
	LARGO	ANCHO	ALTURA			PERÍMETRO	ALTURA	VECES		
<b>MUROS DE CORTE</b>					<b>72,00</b>					<b>800,00</b>
<b>TIPO A</b>					<b>33,00</b>					<b>360,00</b>
<b>DEL NIVEL 0,00 AL N+2,70</b>										
EJES 1-A, 3-A, 2'-C, 2'-D, 1-E, 3-E	0,44	2,50	6	6,60	4,80	2,50	1,00	6	72,00	48,30
<b>DEL NIVEL +2,70 AL N+5,40</b>										
EJES 1-A, 3-A, 2'-C, 2'-D, 1-E, 3-E	0,44	2,50	6	6,60	4,80	2,50	1,00	6	72,00	
<b>DEL NIVEL+ 5,40 AL N+8,10</b>										
EJES 1-A, 3-A, 2'-C, 2'-D, 1-E, 3-E	0,44	2,50	6	6,60	4,80	2,50	1,00	6	72,00	48,30
<b>DEL NIVEL +8,10 AL N+10,80</b>										
EJES 1-A, 3-A, 2'-C, 2'-D, 1-E, 3-E	0,44	2,50	6	6,60	4,80	2,50	1,00	6	72,00	
<b>DEL NIVEL +10,80 AL N+13,50</b>										
EJES 1-A, 3-A, 2'-C, 2'-D, 1-E, 3-E	0,44	2,50	6	6,60	4,80	2,50	1,00	6	72,00	48,30
<b>TIPO B</b>					<b>27,00</b>					<b>300,00</b>
<b>DEL NIVEL 0,00 AL N+2,70</b>										
EJES 2-A, 1-B, 2-B, 3-B, 1-C', 3-C', 2-E	1,80	0,20	2,50	6	5,40	4,00	2,50	1,00	6	60,00
<b>DEL NIVEL +2,70 AL N+5,40</b>										
EJES 2-A, 1-B, 2-B, 3-B, 1-C', 3-C', 2-E	1,80	0,20	2,50	6	5,40	4,00	2,50	1,00	6	60,00
<b>DEL NIVEL+ 5,40 AL N+8,10</b>										
EJES 2-A, 1-B, 2-B, 3-B, 1-C', 3-C', 2-E	1,80	0,20	2,50	6	5,40	4,00	2,50	1,00	6	60,00
<b>DEL NIVEL +8,10 AL N+10,80</b>										
EJES 2-A, 1-B, 2-B, 3-B, 1-C', 3-C', 2-E	1,80	0,20	2,50	6	5,40	4,00	2,50	1,00	6	60,00
<b>DEL NIVEL +10,80 AL N+13,50</b>										
EJES 2-A, 1-B, 2-B, 3-B, 1-C', 3-C', 2-E	1,80	0,20	2,50	6	5,40	4,00	2,50	1,00	6	60,00



ELEMENTO	CONCRETO EN MUROS $f'c = 210 \text{ kg/m}^2$					ENCOFRADO Y DEENCOFRADO				
DENOMINACIÓN	DIMENSIONES			CANT.	VOLUMEN m3	DIMENSIONES			CANT.	AREA m2
	LARGO	ANCHO	ALTURA			PERÍMETRO	ALTURA	VECES		
<b>TIPO C</b>					<b>12,00</b>					<b>140,00</b>
<b>DEL NIVEL 0,00 AL N+2,70</b>										
EJES (1-2)-B, (2-3)-B, (1-2)-C', 2-C, 2-D	1,20	0,20	2,50	4	2,40	2,80	2,50	1,00	4	28,00
<b>DEL NIVEL +2,70 AL N+5,40</b>										
EJES 2-A, 1-B, 2-B, 3-B, 1-C', 3-C', 2-E	1,20	0,20	2,50	4	2,40	2,80	2,50	1,00	4	28,00
<b>DEL NIVEL+ 5,40 AL N+8,10</b>										
EJES 2-A, 1-B, 2-B, 3-B, 1-C', 3-C', 2-E	1,20	0,20	2,50	4	2,40	2,80	2,50	1,00	4	28,00
<b>DEL NIVEL +8,10 AL N+10,80</b>										
EJES 2-A, 1-B, 2-B, 3-B, 1-C', 3-C', 2-E	1,20	0,20	2,50	4	2,40	2,80	2,50	1,00	4	28,00
<b>DEL NIVEL +10,80 AL N+13,50</b>										
EJES 2-A, 1-B, 2-B, 3-B, 1-C', 3-C', 2-E	1,20	0,20	2,50	4	2,40	2,80	2,50	1,00	4	28,00

**II CONCRETO EN VIGAS PERIMETRALES**

ELEMENTO	CONCRETO EN MUROS $f'c = 210 \text{ kg/m}^2$					ENCOFRADO Y DEENCOFRADO				
DENOMINACIÓN	DIMENSIONES			CANT.	VOLUMEN m3	DIMENSIONES			CANT.	AREA m2
	LARGO	ANCHO	ALTURA			PERÍMETRO	ALTURA	VECES		
VIGAS					<b>3,51</b>					<b>83,95</b>
<b>VIGAS N+2,70</b>					<b>0,72</b>					<b>16,88</b>
<b>Ejes horizontales</b>					<b>0,22</b>					<b>5,69</b>
V-A, V-B, V-I, V-J	2,19	0,25	0,10	4	0,22	2,19	0,65	1,00	4	5,69
<b>Ejes verticales</b>					<b>0,50</b>					<b>11,19</b>
V-C, V-D	2,26	0,25	0,10	2	0,11	2,26	0,65	1,00	2	2,94
V-E	3,09	0,25	0,10	1	0,08	3,09	0,65	1,00	1	2,01
V-G	2,90	0,25	0,10	1	0,07	2,90	0,65	1,00	1	1,89
V-F CON LOSA	2,51	0,25	0,10	1	0,06	2,51	0,65	1,00	1	1,63
V-H CON LOSA	2,32	0,25	0,10	1	0,06	2,32	0,65	1,00	1	1,51
V-F SIN LOSA	0,58	0,25	0,40	1	0,06	0,58	1,05	1,00	1	0,61
V-H SIN LOSA	0,58	0,25	0,40	1	0,06	0,58	1,05	1,00	1	0,61



ELEMENTO DENOMINACIÓN	CONCRETO EN COLUMNAS $f'c = 210 \text{ kg/m}^2$					ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				
	DIMENSIONES			CANT.	VOLUMEN m3	DIMENSIONES			CANT.	AREA m2
	LONG.	ANCHO	ALTURA			PERÍMETRO	ALTURA	VECES		
<b>VIGAS N+5,40</b>					<b>0,72</b>					<b>16,88</b>
<b>Ejes horizontales</b>					<b>0,22</b>					<b>5,69</b>
V-A, V-B, V-I, V-J	2,19	0,25	0,10	4	0,22	2,19	0,65	1,00	4	5,69
<b>Ejes verticales</b>					<b>0,50</b>					<b>11,19</b>
V-C, V-D	2,26	0,25	0,10	2	0,11	2,26	0,65	1,00	2	2,94
V-E	3,09	0,25	0,10	1	0,08	3,09	0,65	1,00	1	2,01
V-G	2,90	0,25	0,10	1	0,07	2,90	0,65	1,00	1	1,89
V-F CON LOSA	2,51	0,25	0,10	1	0,06	2,51	0,65	1,00	1	1,63
V-H CON LOSA	2,32	0,25	0,10	1	0,06	2,32	0,65	1,00	1	1,51
V-F SIN LOSA	0,58	0,25	0,40	1	0,06	0,58	1,05	1,00	1	0,61
V-H SIN LOSA	0,58	0,25	0,40	1	0,06	0,58	1,05	1,00	1	0,61
<b>VIGAS N+8,10</b>					<b>0,72</b>					<b>16,88</b>
<b>Ejes horizontales</b>					<b>0,22</b>					<b>5,69</b>
V-A, V-B, V-I, V-J	2,19	0,25	0,10	4	0,22	2,19	0,65	1,00	4	5,69
<b>Ejes verticales</b>					<b>0,50</b>					<b>11,19</b>
V-C, V-D	2,26	0,25	0,10	2	0,11	2,26	0,65	1,00	2	2,94
V-E	3,09	0,25	0,10	1	0,08	3,09	0,65	1,00	1	2,01
V-G	2,90	0,25	0,10	1	0,07	2,90	0,65	1,00	1	1,89
V-F CON LOSA	2,51	0,25	0,10	1	0,06	2,51	0,65	1,00	1	1,63
V-H CON LOSA	2,32	0,25	0,10	1	0,06	2,32	0,65	1,00	1	1,51
V-F SIN LOSA	0,58	0,25	0,40	1	0,06	0,58	1,05	1,00	1	0,61
V-H SIN LOSA	0,58	0,25	0,40	1	0,06	0,58	1,05	1,00	1	0,61
<b>VIGAS N+10,80</b>					<b>0,72</b>					<b>16,88</b>
<b>Ejes horizontales</b>					<b>0,22</b>					<b>5,69</b>
V-A, V-B, V-I, V-J	2,19	0,25	0,10	4	0,22	2,19	0,65	1,00	4	5,69
<b>Ejes verticales</b>					<b>0,50</b>					<b>11,19</b>
V-C, V-D	2,26	0,25	0,10	2	0,11	2,26	0,65	1,00	2	2,94
V-E	3,09	0,25	0,10	1	0,08	3,09	0,65	1,00	1	2,01
V-G	2,90	0,25	0,10	1	0,07	2,90	0,65	1,00	1	1,89
V-F CON LOSA	2,51	0,25	0,10	1	0,06	2,51	0,65	1,00	1	1,63
V-H CON LOSA	2,32	0,25	0,10	1	0,06	2,32	0,65	1,00	1	1,51
V-F SIN LOSA	0,58	0,25	0,40	1	0,06	0,58	1,05	1,00	1	0,61
V-H SIN LOSA	0,58	0,25	0,40	1	0,06	0,58	1,05	1,00	1	0,61



ELEMENTO	CONCRETO EN MUROS $f'c = 210 \text{ kg/m}^2$				ENCOFRADO Y DESENCOFRADO					
DENOMINACIÓN	DIMENSIONES			CANT.	VOLUMEN m3	DIMENSIONES			CANT.	AREA m2
	LARGO	ANCHO	ALTURA			PERÍMETRO	ALTURA	VECES		
<b>VIGAS N+13,50</b>					<b>0,63</b>					<b>16,42</b>
<b>Ejes horizontales</b>					<b>0,22</b>					<b>5,69</b>
V-A, V-B, V-I, V-J	2,19	0,25	0,10	4	0,22	2,19	0,65	1,00	4	5,69
<b>Ejes verticales</b>					<b>0,41</b>					<b>10,73</b>
V-C, V-D	2,26	0,25	0,10	2	0,11	2,26	0,65	1,00	2	2,94
V-E	3,09	0,25	0,10	1	0,08	3,09	0,65	1,00	1	2,01
V-G	2,90	0,25	0,10	1	0,07	2,90	0,65	1,00	1	1,89
V-F	3,09	0,25	0,10	1	0,08	3,09	0,65	1,00	1	2,01
V-H	2,90	0,25	0,10	1	0,07	2,90	0,65	1,00	1	1,89

III CONCRETO EN LOSAS

ELEMENTO	CONCRETO EN LOSA MACIZA $f'c = 210 \text{ kg/m}^2$				ENCOFRADO Y DESENCOFRADO					
LOSA MACIZA e=0,20 m	DIMENSIONES			CANT.	VOLUMEN m3	CANT.			CANT.	ÁREA m2
	ÁREA	ANCHO	ALTURA			ÁREA	VECES			
					<b>115,62</b>					<b>578,08</b>
NIVEL +2,70	113,95		0,20	1	22,79	113,95		1,00	1	113,95
NIVEL +5,40	113,95		0,20	1	22,79	113,95		1,00	1	113,95
NIVEL +8,10	113,95		0,20	1	22,79	113,95		1,00	1	113,95
NIVEL +10,80	113,95		0,20	1	22,79	113,95		1,00	1	113,95
NIVEL +13,50	122,28		0,20	1	24,46	122,28		1,00	1	122,28





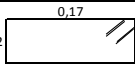
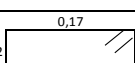
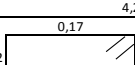
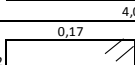
■ ACERO DE REFUERZO.

ELEMENTO	EJE	TRAMO	GEOMETRIA DEL ELEM. ( F" C" )	DESCRIPCION	Ø	CANT.	N° DE ELEM.	LONG. EMPAL.	LONGIT. ELEMEN.	LONGITUD TOTAL EN ML.							PESO TOTAL EN KG					TOTAL(KG)			
										1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"				
<b>ARMADO DE ACERO</b>																									
<b>I MUROS DE CORTE</b>																									
<b>12.441,56</b>																									
<b>TIPO A:</b> MCB1 MCB3 MCB10 MCB13 MCB14 MCB16	LONGITUDINAL NÚCLEO			LONGITUDINAL	5/8	12	6	0,94	15,13								1.089,45								1.743,11
	LONGITUDINAL ALMA			LONGITUDINAL	1/2	20	6	0,76	14,81								1.777,46								1.813,01
	ESTRIBOS EN NÚCLEO			ESTRIBO	3/8	255	6		0,64								979,20								548,35
	ESTRIBOS EN ALMA			ESTRIBO	1/2	110	6		2,70								1.782,00								1.817,64
<b>TIPO B:</b> MCB2 MCB4 MCB7 MCB8 MCB11 MCB15	LONGITUDINAL NÚCLEO			LONGITUDINAL	5/8	8	6	0,94	15,13								726,30								1.162,08
	LONGITUDINAL ALMA			LONGITUDINAL	1/2	16	6	0,76	14,81							1.421,97									1.450,41
	ESTRIBOS EN NÚCLEO			ESTRIBO	3/8	170	6		0,64							652,80									365,57
	ESTRIBOS EN ALMA			ESTRIBO	1/2	55	6		3,90							1.287,00									1.312,74
<b>TIPO C:</b> MCB5 MCB6 MCB9 MCB12	LONGITUDINAL NÚCLEO			LONGITUDINAL	5/8	8	4	0,94	15,13								484,20								774,72
	LONGITUDINAL ALMA			LONGITUDINAL	1/2	10	4	0,76	14,81							592,49									604,34
	ESTRIBOS EN NÚCLEO			ESTRIBO	3/8	170	4		0,64							435,20									243,71
	ESTRIBOS EN ALMA			ESTRIBO	1/2	55	4		2,70							594,00									605,88

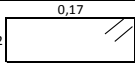
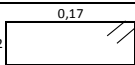
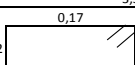


ELEMENTO	EJE	TRAMO	GEOMETRIA DEL ELEM. ( F" C" )	DESCRIPCION	Ø	CANT.	N° DE ELEM.	LONG. EMPAL.	LONGIT. ELEMEN.	LONGITUD TOTAL EN ML.						PESO TOTAL EN KG					TOTAL(KG)	
										1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"		1"
II VIGAS											EN TODO LOS PISOS											1.389,46
VIGA A	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø1/2"	2,75	LONGITUDINAL	1/2	2	5		2,75			27,50						28,05				28,05
	ADICIONAL SUPERIOR	1Ø1/2"	0,59	EJE 1	1/2	1	5		0,59			2,95						3,01				3,01
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø1/2"	3,36	LONGITUDINAL	1/2	2	5		3,36			33,60						34,27				34,27
	ESTRIBOS	Ø3/8"		ESTRIBOS	3/8	23	5		0,94		108,10							60,54				60,54
VIGA B	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø1/2"	2,75	LONGITUDINAL	1/2	2	5		2,75			27,50						28,05				28,05
	ADICIONAL SUPERIOR	1Ø1/2"	0,59	EJE 3	1/2	1	5		0,59			2,95						3,01				3,01
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø1/2"	3,36	LONGITUDINAL	1/2	2	5		3,36			33,60						34,27				34,27
	ESTRIBOS	Ø3/8"		ESTRIBOS	3/8	23	5		0,94		108,10							60,54				60,54
VIGA C	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø1/2"	2,82	LONGITUDINAL	1/2	2	5		2,82			28,20						28,76				28,76
	ADICIONAL SUPERIOR	1Ø1/2"	0,59	EJE A	1/2	1	5		0,59			2,95						3,01				3,01
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø1/2"	3,43	LONGITUDINAL	1/2	2	5		3,43			34,30						34,99				34,99
	ESTRIBOS	Ø3/8"		ESTRIBOS	3/8	23	5		0,94		108,10							60,54				60,54



ELEMENTO	EJE	TRAMO	GEOMETRIA DEL ELEM. ( F°C° )	DESCRIPCION	Ø	CANT.	N° DE ELEM.	LONG. EMPAL.	LONGIT. ELEMEN.	LONGITUD TOTAL EN ML.						PESO TOTAL EN KG					TOTAL(KG)	
										1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"		1"
VIGA D	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø1/2"	2,82	LONGITUDINAL	1/2	2	5		2,82			28,20						28,76				28,76
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø1/2"	3,43	LONGITUDINAL	1/2	2	5		3,43			34,30						34,99				34,99
	ESTRIBOS	Ø3/8"	0,22  0,08	ESTRIBOS	3/8	23	5		0,94		108,10							60,54				60,54
VIGA E	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø1/2"	3,65	LONGITUDINAL	1/2	2	5		3,65			36,50						37,23				37,23
	ADICIONAL SUPERIOR	1Ø1/2"	0,59	EJE C'	1/2	1	5		0,59			2,95						3,01				3,01
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø1/2"	4,26	LONGITUDINAL	1/2	2	5		4,26			42,60						43,45				43,45
	ESTRIBOS	Ø3/8"	0,22  0,08	ESTRIBOS	3/8	30	5		0,94		141,00							78,96				78,96
VIGA F	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø1/2"	3,65	LONGITUDINAL	1/2	2	5		3,65			36,50						37,23				37,23
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø1/2"	4,26	LONGITUDINAL	1/2	2	5		4,26			42,60						43,45				43,45
	ESTRIBOS	Ø3/8"	0,22  0,08	ESTRIBOS	3/8	30	5		0,94		141,00							78,96				78,96
VIGA G	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø1/2"	3,46	LONGITUDINAL	1/2	2	5		3,46			34,60						35,29				35,29
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø1/2"	4,07	LONGITUDINAL	1/2	2	5		4,07			40,70						41,51				41,51
	ESTRIBOS	Ø3/8"	0,22  0,08	ESTRIBOS	3/8	28	5		0,94		131,60							73,70				73,70



ELEMENTO	EJE	TRAMO	GEOMETRIA DEL ELEM. ( F" C' )	DESCRIPCION	Ø	CANT.	N° DE ELEM.	LONG. EMPAL.	LONGIT. ELEMEN.	LONGITUD TOTAL EN ML.						PESO TOTAL EN KG						TOTAL(KG)	
										1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"		
VIGA H	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø1/2"	3,46 —————	LONGITUDINAL	1/2	2	5		3,46			34,60						35,29					35,29
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø1/2"	4,07 —————	LONGITUDINAL	1/2	2	5		4,07			40,70						41,51					41,51
	ESTRIBOS	Ø3/8"	0,17 0,22  0,08	ESTRIBOS	3/8	28	5		0,94		131,60							73,70					73,70
VIGA I	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø1/2"	2,75 —————	LONGITUDINAL	1/2	2	5		2,75			27,50						28,05					28,05
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø1/2"	3,36 —————	LONGITUDINAL	1/2	3	5		3,36			50,40						51,41					51,41
	ESTRIBOS	Ø3/8"	0,17 0,22  0,08	ESTRIBOS	3/8	23	5		0,94		108,10							60,54					60,54
VIGA J	LONGITUDINAL SUPERIOR	2Ø1/2"	2,75 —————	LONGITUDINAL	1/2	2	5		2,75			27,50						28,05					28,05
	LONGITUDINAL INFERIOR	2Ø1/2"	3,36 —————	LONGITUDINAL	1/2	2	5		3,36			33,60						34,27					34,27
	ESTRIBOS	Ø3/8"	0,17 0,22  0,08	ESTRIBOS	3/8	23	5		0,94		108,10							60,54					60,54



ELEMENTO	EJE	TRAMO	GEOMETRIA DEL ELEM. ( F" C )	DESCRIPCION	Ø	CANT.	N° DE ELEM.	LONG. EMPAL.	LONGIT. ELEMEN.	LONGITUD TOTAL EN ML.					PESO TOTAL EN KG					TOTAL(KG)			
										1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"		3/4"	1"	
III LOSA MACIZA																						6.936,25	
EN TODO LOS PISOS																						6.936,25	
NIVELES: +2,70 +5,40 +8,10 +10,08	LONGITUDINAL INFERIOR	EJE 1-2'/A-E	0,15 Gancho 14,16 0,15 Gancho	LONGITUDINAL	3/8	35	4	0,56	15,02									1.177,57				1.680,63	
		EJE 2'-3'/A-C	0,15 Gancho 7,73 0,15 Gancho	LONGITUDINAL	3/8	19	4		8,03										341,76				
		EJE 2'-3'/D-E	0,15 Gancho 3,49 0,15 Gancho	LONGITUDINAL	3/8	19	4		3,79										288,04				
	TRANSVERSAL INFERIOR	EJE 1-3'/A-C	0,15 Gancho 8,48 0,15 Gancho	LONGITUDINAL	3/8	49	4		8,78										1.720,88				
		EJE 1-2'/C-D	0,15 Gancho 5,37 0,15 Gancho	LONGITUDINAL	3/8	21	4		5,67										476,28				
		EJE 1-3'/D-E	0,15 Gancho 8,48 0,15 Gancho	LONGITUDINAL	3/8	23	4		8,78										807,76				
NIVEL: + 13,05	LONGITUDINAL INFERIOR	EJE 1-3/A-E	0,15 Gancho 14,16 0,15 Gancho	LONGITUDINAL	3/8	54	1	0,56	15,02									811,08				454,20	
	TRANSVERSAL INFERIOR	EJE 1-3/A-E	0,15 Gancho 8,48 0,15 Gancho	LONGITUDINAL	3/8	93	1		8,78									816,54				457,26	
ADICIONAL NIVELES: +2,70 +5,40 +8,10 +10,08	EJE B	EJE 1-3	2,81	LONGITUDINAL	3/8	33	4		2,81									370,92				207,72	
	EJE C'	EJE 1-2'	2,20	LONGITUDINAL	3/8	21	4		2,20									184,80				103,49	
	EJE D	EJE 1-2'	1,85	LONGITUDINAL	3/8	21	4		1,85									155,40				87,02	
	EJE 2	EJE C-D	2,10 0,15	LONGITUDINAL	3/8	17	4		2,25									153,00				85,68	
	EJE B	EJE 1-3	2,81	LONGITUDINAL	3/8	33	1		2,81									92,73				51,93	
ADICIONAL NIVEL: + 13,05	EJE C'	EJE 1-2'	2,20	LONGITUDINAL	3/8	33	1		2,20									72,60				40,66	
	EJE D	EJE 1-2'	1,85	LONGITUDINAL	3/8	33	1		1,85									61,05				34,19	
	NIVELES: +2,70 +5,40 +8,10 +10,08	ACERO DE TEMPERATURA	EJE 1-2'/A-E	0,15 Gancho 14,16 0,15 Gancho	LONGITUDINAL	3/8	33	4	0,56	15,02									1.982,64				1.110,28
EJE 2'-3'/A-C			0,15 Gancho 7,73 0,15 Gancho	LONGITUDINAL	3/8	19	4		8,03									610,28				341,76	
EJE 2'-3'/D-E			0,15 Gancho 3,49 0,15 Gancho	LONGITUDINAL	3/8	19	4		3,79									288,04				161,30	
NIVEL: + 13,05			ACERO DE TEMPERATURA	EJE 1-3/A-E	0,15 Gancho 14,16 0,15 Gancho	LONGITUDINAL	3/8	52	1	0,56	15,02								781,04				437,38



## **ANEXO 8**

### **PLANOS**

- **PLANO G-0 : DETALLES GENERALES DE REFUERZO.**
- **PLANO G-1 : ARQUITECTURA.**
- **PLANO G-2 : SISTEMA DUAL TIPO I.**
- **PLANO G-3 : SISTEMA DE MUROS DE CORTE-LOSAS PLANAS.**
- **PLANO G-4 : DETALLE DE VIGAS – DUAL TIPO I.**
- **PLANO G-5 : DETALE DE VIGAS – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.**
- **PLANO G-6 : DETALE DE COLUMNAS Y MUROS DE CORTE – DUAL TIPO I.**
- **PLANO G-7 : DETALE DE MUROS DE CORTE – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.**
- **PLANO G-8 : DETALE DE LOSAS – DUAL TIPO I.**
- **PLANO G-9 : DETALE DE LOSAS – MUROS DE CORTE, LOSAS PLANAS.**