# UNIVERSIDAD NACIONAL "HERMILIO VALDIZÁN"

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

## "OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE CON APLICACIÓN DE SOFTWARE PARA LA FACTIBILIDAD TÉCNICA DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO: CENTRO DEPORTIVO PARA LA FORMACIÓN FÍSICO Y MENTAL SOSTENIBLE DE LA JUVENTUD DEL DISTRITO DE CONCHAMARCA – HUÁNUCO – 2014-2024"

TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

**TESISTA:**
**Bach. PUJAY HIPOLO, Ramiro**

**ASESOR:**
**Ing. VILLAVICENCIO GUARDIA, José Luis**

**HUÁNUCO – PERÚ**

**ABRIL - 2015**

## DEDICATORIA

**A Dios**

*Por darme una vida maravillosa al lado de mis Seres queridos, y ser guía en mi vida.*

**A mi Madre**

*Rosalina Hipolo Perez Por todo su incansable e inacabable apoyo en todo elTiempo, y sus eternas enseñanzas para afrontar La vida.*

**A mis Hermanos**

*Yunia, Nieves y mi hermanita Cristina, por apoyarme, ayudarme y por estar siempre pendientes de mí.*

**A mi Asesor**

*Al Ing. Jose L. Villavicencio Guardia, "Quien con su Dirección y apoyo incondicional hiso posible la Culminación de este trabajo."*

## AGRADECIMIENTO

*A los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, colegas y amigos, "Quienes estuvieron pendientes del avance del trabajo, con su motivación y apoyo hicieron posible mantenerme firme hasta culminar esta tesis.*

## RESUMEN

Este proyecto de tesis desarrolla la optimización de diseño estructural de la propuesta arquitectónica, Respetando las normas y leyes vigentes en estructuración, análisis y diseño en concreto armado del proyecto arquitectónico "centro deportivo para la formación físico y mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca - Huánuco - 2014-2014" haciendo uso de los software especializados ETABS, SAFE y PROYECTO DE NORMA E.030. El objetivo del diseño es lograr una respuesta adecuada del modelo ante solicitaciones dinámicas y estáticas, cumpliendo como mínimo con las disposiciones de las normas de diseño.

El análisis sísmico del presente trabajo se realizó según el PROYECTO DE NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE la cual se encuentra en discusión pública desde el 20 de enero de 2014, el cual tiene como norma básica de DISEÑO SISMORRESISTENTE 2003 y reactualizada en el nuevo reglamento de edificaciones publicada en junio del 2006.

El objetivo del presente trabajo es realizar el análisis del proyecto arquitectónico ubicado en conchamarca- Huánuco y diseñar los principales elementos estructurales; así de esta manera recordar, organizar y complementar, bajo una forma de aplicación práctica, los conocimientos adquiridos en los diversos cursos básicos de la carrera.

El objetivo principal que se pretende alcanzar con estos estudios es contribuir con los estudios básicos que permiten formular los estudios de pre-inversión y definitivos para la construcción de la infraestructura deportiva.

**PALABRAS CLAVES:** Optimización Estructural, Diseño Optimo, Análisis y Diseño Sismorresistente, Concreto, Acero.

## SUMARY

This thesis project develops structural design optimization of architectural proposal, respecting the rules and laws of structuring, analysis and design of reinforced concrete architectural project "high performance sports center for sustainable physical and mental training youth Conchamarca district - Huánuco - 2014-2014 "by using specialized software ETABS, SAFE and DRAFT STANDARD E.030. The design goal is to achieve an adequate response model with dynamic and static load, provided at least with the provisions of the design standards.

Seismic analysis of the present study was performed according to E.030 DRAFT STANDARD DESIGN sismorresistente which is in public discussion from the January 20, 2014, which is the basic rule of earthquake resistant DESIGN reactualized 2003 and the new regulations buildings published in June 2006.

The aim of this work is the analysis of the architectural project located in conchamarca- Huánuco and design the main structural elements; and so remember, organize and supplement under a practical application, the knowledge acquired in the various basic courses Career.

The main objective to be achieved with these studies is to contribute to the basic studies to formulate the pre-investment studies and final construction of the sports infrastructure.

KEYWORDS: Structural Optimization, Optimal Design, Seismic Analysis and Design, Concrete, Steel.

# INDICE

Dedicatoria.....II

Agradecimiento.....III

Resumen.....IV

Sumary.....V

Índice.....VI

Lista de Figuras.....XII

Lista de Tablas.....XVII

Introducción.....1

CAPÍTULO 1: PRESENTACION DEL PROBLEMA.....3

1.1. Antecedentes.....3

1.2. Planteamiento del problema.....11

1.3. Formulación del Problema.....12

1.4. Objetivos.....13

1.4.1. Objetivo General.....13

1.4.1. Objetivos Específicos.....13

1.5. Justificación e importancia.....14

1.6. Limitaciones.....15

CAPÍTULO 2: MARCO TEORICO .....16

2.1. Antecedentes de Marco Teórico.....8

2.2. Marco Conceptual.....19

2.3. Sistemas Estructurales.....26

2.4. Normas Legales del Deporte .....28

2.5. Marco situacional.....31

2.6. Definición de términos básicos.....34

2.7. Marco Normativo y Reglamentario.....40

2.8. Hipótesis, Variables, Indicadores y definiciones operacionales.....50

2.8.1. Hipótesis.....50

2.8.1.1. Hipótesis general.....50

2.8.1.2. Hipótesis especificas.....50

2.8.2. Sistema de Variables.....51

2.8.2.1. Variables Independientes.....51

2.8.2.2. Variables Dependientes.....51

2.8.3. Definición operacional de variables, dimensiones e indicadores.....51

2.8.4. Matriz de Consistencia.....52

2.9. Universo/Población y Muestra.....53

2.9.1. Determinación del universo/población.....53

2.9.1.1 Población objetivo..... .....53

2.9.1.2 Criterios Generales de la población.....53

2.9.2. Selección de la muestra..... .....54

CAPÍTULO 3: MARCO METODOLÓGICO.....55

3.1. Tipo y nivel de investigación.....55

3.2. Diseño de la investigación.....57

3.3. Consideraciones del Diseño Estructural.....57

3.3.1. Materiales empleados.....57

3.3.2. Normas y Cargas de diseño.....58

3.3.3. Diseño en Acero.....59

3.3.3.1. Métodos de diseño propuesto por el AISC.....59

3.3.3.1. Condiciones para cargas de servicio.....63

3.3.4. Diseño en concreto armado.....65

3.3.4.1. Método general de diseño.....65

3.3.4.2. Diseño por flexión.....66

3.3.4.3 Diseño por flexocompresión.....68

3.3.4.4. Diseño por fuerza cortante.....70

3.4. Planos Arquitectónicos.....70

3.5. Estructuración y Predimensionamiento.....74

3.5.1. Criterios de estructuración.....74

3.5.2. Criterios de predimensionamiento.....76

3.5.2.1. En Concreto Armado .....76

3.5.2.2 En Acero.....82

3.5.3. Ventajas y desventajas del acero como material estructural.....83

3.5.3. Estructuras del complejo deportivo.....85

3.6. Análisis para solicitaciones sísmicas.....88

3.6.1. Procedimiento general de análisis.....89

3.6.2. Modelo Estructural.....90

3.6.3. Metrado de Cargas.....94

3.6.4. Análisis de modos y frecuencias.....101

3.6.5. Representación de las solicitaciones sísmica.....101

3.6.6. Resultado del análisis por superposición espectral.....104

3.6.6.1. Control de desplazamientos laterales.....104

3.6.6.2 Control de giro en planta.....105

3.6.6.3. Cortante en la base.....106

3.6.6.4. Fuerza cortante de diseño.....106

3.6.6.5. Junta de separación sísmica.....108

3.6.7. Resultado de esfuerzos para el diseño.....109

3.6.8. Obtención de datos para el cálculo de cimentaciones.....111

3.7. Diseño de Cimentaciones superficiales.....115

3.8. Diseño de elementos estructurales en Concreto Armado.....118

3.8.1. Diseño de losas Aligeradas.....118

3.8.2. Diseño de losas Macizas.....119

3.8.3. Diseño de Vigas.....121

3.8.4. Diseño de Columnas.....122

3.8.5. Diseño de muros de corte.....124

3.9 Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.....126

3.9.1. Introducción.....126

3.9.2. Consideraciones Fundamentales.....127

3.9.3. Tipos de muros de contención.....131

3.9.4. Drenajes.....133

3.9.5. Estabilidad.....134

3.9.6. Verificación de la resistencia a corte y flexión de los elementos que componen el muro (pantalla y zapata).....139

CAPÍTULO 4: DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....141

4.1. Elementos Estructurales obtenidos en el proceso .....141

4.1.1. Diagramas Estructurales Producto del Análisis y Diseño.....141

CONCLUSIONES.....151

RECOMENDACIONES.....153

BIBLIOGRAFÍA.....154

ANEXOS.....156

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1: Diagrama de Interacción.....69

FIGURA 3.2: Vista en planta de la distribución arquitectónica - Primer nivel.....71

FIGURA 3.3: Vista en planta de croquis de los módulos considerados para el diseño estructural .....72

FIGURA 3.4: planta típica de la tribuna de un módulo.....73

FIGURA 3.5: vista en planta del Módulo II- Block Edificación.....75

FIGURA 3.6: Vista en planta del Módulo I y III – Block Edificación...75

FIGURA 3.7: Predimensionamiento de muro de contención en voladizo.....81

FIGURA 3.8: Predimensionamiento general de muro de en voladizo.....81

FIGURA 3.9: Vista en planta de los módulos I y III.....86

FIGURA 3.10: vista en planta del módulo II.....86

FIGURA 3.11: Vista en planta del módulo II – Edificación.....92

FIGURA 3.12: Vista en 3D del módulo II – Edificación.....92

FIGURA 3.13: Vista en planta de los módulos I y III – Edificación.....93

FIGURA 3.14: Vista en planta de los módulos I y III – Edificación.....93

FIGURA 3.15: Esquema Carga Muerta-DEAD (tn/m2)- Primer nivel...94

FIGURA 3.16: Esquema Cargas Muerta-DEAD (tn/m2)- Techo.....95

FIGURA 3.17: Esquema Cargas Viva-LIVE (tn/m2) 1 Y 2 NIVEL.....95

FIGURA 3.18: Esquema Cargas Viva-LIVE (tn/m2) –Techo.....96

FIGURA 3.19: Vista en planta del eje C-C Plano de arquitectura.....97

FIGURA 3.20: Esquema Cargas muerta-DEAD (tn/m2)-Eje C-C.....97

FIGURA 3.21: Vista en planta del eje D-D Plano de arquitectura.....98

FIGURA 3.22: Esquema Cargas muerta-DEAD (tn/m2)-Eje D-D.....98

FIGURA 3.23: Esquema Cargas Viva-LIVE (tn/m2)-Eje D-D.....99

FIGURA 3.24: Vista en planta del eje C-C Plano de arquitectura.....99

FIGURA 3.25: Esquema Cargas vivas-LIVE (tn/m2)-Eje C-C.....100

FIGURA 3.26: Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en la dirección "x" – Norma E.030.....102

FIGURA 3.27: Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en la dirección "x" – Proyecto de Norma E.030.....103

FIGURA 3.28: Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en la dirección "Y" – Norma E.030.....103

FIGURA 3.29: Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en la dirección "Y" – Proyecto de Norma E.030.....104

FIGURA 3.30: Pórtico principal eje 8-8 plano de Arquitectura.....109

FIGURA 3.31: Pórtico principal eje 7-7, 14-14 plano de Arquitectura.....109

FIGURA 3.32: Esquina o vértice en la placa P-4, plano de arquitectura.....110

FIGURA 3.33: Vista del modelo Estructural en planta del módulo I y III.....110

FIGURA 3.34: Datos para el diseño de Z-06, pórtico 8-8 plano de arquitectura.....112

FIGURA 3.35: Datos para el diseño de Z-13, pórtico 8-8 plano de arquitectura.....113

FIGURA 3.36: Obtención de Datos para el diseño de Z-05, pórtico 8-8 plano de arquitectura.....113

FIGURA 3.37: Obtención de Datos para el diseño de Z-07.....114

FIGURA 3.38: Obtención de valores en el programa para el diseño de Z-07.....114

FIGURA 3.39: Vista en planta de la zapata 02.....116

FIGURA 3.40: Verificación de capacidad del suelo.....117

FIGURA 3.41: verificación de asentamiento.....117

FIGURA 3.42: Detalle típico del Aligerado.....118

FIGURA 3.43: Vista de la sección reducida de losa maciza.....120

FIGURA 3.44: Diagrama de cuerpo libre de esfuerzos.....128

FIGURA 3.45: Detalle de muro de contención.....128

FIGURA 3.46: Detalle de empuje activo.....128

FIGURA 3.47: Detalle de empuje.....129

FIGURA 3.48: Detalle de empuje pasivo.....129

FIGURA 3.49: Detalle de empuje en reposo.....130

FIGURA 3.50: Tipos de muro de gravedad.....131

FIGURA 3.51: Tipo de muro en voladizo o ménsula.....132

FIGURA 3.52: Drenaje de los muros de Contención con Dren Pi....134

FIGURA 3.53: Drenaje de muros de Contención con Barbacana.....134

FIGURA 3.54: Variación del coeficiente de presión de tierras K.....135

FIGURA 3.55: Presión de contacto Muro – Suelo.....137

FIGURA 4.1: Modelo Estructural en 3D – modulo I y III.....141

FIGURA 4.2: Diagrama de Momentos.....142

FIGURA 4.3: Pórtico Estructural.....142

FIGURA 4.4: Pórtico Estructural.....143

FIGURA 4.5: Diagrama de Momentos.....143

FIGURA 4.6: Área de acero requerido en Vigas y Columnas.....144

FIGURA 4.7: Pórtico Estructural.....144

FIGURA 4.8: Diagrama de Momentos.....145

FIGURA 4.9: Área de acero que requieren los elementos.....145

FIGURA 4.10: Pórtico estructural.....146

FIGURA 4.11: Diagrama de Momentos.....146

FIGURA 4.12: Área de acero que requieren los elementos.....147

FIGURA 4.13: Pórtico Estructural.....147

FIGURA 4.14: Diagrama de Momentos.....148

FIGURA 4.15: Área de acero en los elementos.....148

FIGURA 4.16: Pórtico Estructural.....149

**FIGURA 4.17: Diagrama de Momentos.....149**

**FIGURA 4.18: Diagrama de Momentos.....150**

**FIGURA 4.19: Área de acero máxima requerida en viguetas 10x20cm.....150**

# LISTA DE TABLA

TABLA 3.1: Características de varillas de acero.....58

TABLA 3.2: Características de los aceros utilizados.....58

TABLA 3.3: Combinaciones de carga del AISC.....62

TABLA 3.4: Factores de reducción de resistencia.....62

TABLA 3.5: Combinaciones de diseño.....65

TABLA 3.6: Factores de reducción de resistencia (ø).....66

TABLA 3.7: Peralte recomendado según la luz libre de losa maciza.....76

TABLA 3.8: Peralte recomendado según la luz libre entre apoyos de las viguetas FIRTH.....76

TABLA 3.9: Espesor de aligerado según la longitud libre (lc).....77

TABLA 3.10: carga según el tipo de edificación.....78

TABLA 3.11: Predimensionamiento Vigas y Viguetas.....82

TABLA 3.12: Predimensionamiento de columnas.....83

TABLA 3.13: comparación de materiales entre acero y concreto.....85

TABLA 3.14: Peralte en función de la luz libre de vigas VP, VS y VB....87

**TABLA 3.15: Características de la sección de columnas.....88**

**TABLA 3.16: Magnitud de las actuantes sobre las losas.....90**

**TABLA 3.17: Cargas en el primer y segundo nivel.....94**

**TABLA 3.18: Cargas en vigas para todos los pórticos.....96**

**TABLA 3.19: Factor de carga para el Software.....100**

**TABLA 3.20: Principales modos.....101**

**TABLA 3.21: Verificación de desplazamientos-Modulo II.....105**

**TABLA 3.22: Verificación de desplazamientos-Modulo I y III.....105**

**TABLA 3.23: Control de giro.....106**

**TABLA 3.24: Fuerza cortante basal.....107**

**TABLA 3.25: Factor de escalamiento estático – dinámico.....108**

**TABLA 3.26: Datos con Microsoft Office exportado de ETABS.....111**

# INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la presente tesis se inicia a partir de los planos de arquitectura, se toma como objeto de estudio el BLOCK EDIFICACIÓN constituido por 03 Módulos considerados para la optimización de diseño estructural, Cualquier proyecto de estructuras, antes de ser analizado y diseñado debe ser previamente modelado.

Al predimensionar se buscó dotar a la estructura de una rigidez lateral adecuada, de tal manera que al realizar el análisis sísmico los desplazamientos laterales resulten menores que los máximos permisibles por la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente

El diseño estructural se realizó con la finalidad de que los esfuerzos a los que están sometidos los diferentes elementos estructurales del edificio, cumplan como mínimo con las disposiciones de las normas.

En el capítulo 1 se desarrolla la presentación del problema donde se explica, a qué problemática o necesidad responde el desarrollo de la tesis. Origen de la tesis. Cómo surgió la tesis, y a que necesidades o problemáticas responde, a continuación se describe la importancia del estudio y la justificación del desarrollo del presente trabajo de graduación.

En el capítulo 2 se presenta el marco teórico en donde se da a conocer y sistematiza la producción científica tecnológica en el área de diseño estructural, Soluciones tentativas con el desarrollo de la presente tesis.

En el capítulo 3 se enfoca la exposición de la metodología que permite ordenar el trabajo coherentemente empezando desde la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales en materiales de acero y concreto, en seguida del análisis y diseño estructural de los elementos del Block Edificio tales como losa, Vigas, Columnas, Placas y cimentación. En

este capítulo se presenta las consideraciones particulares para el diseño sismorresistente de los elementos estructurales aplicando los programas de cómputos especializados y el proyecto de norma E.030.

En el capítulo 4 se presenta la discusión de resultados el cual consiste en mostrar los resultados obtenidos del análisis y diseño estructural mediante diagramas de los pórticos que conforman la estructura.

Finalmente se presenta las conclusiones obtenidas con el desarrollo de la presente tesis así mismo también las recomendaciones.

Se buscó también seguir ciertos criterios de estructuración mencionados en el libro del Ing. Antonio Blanco "Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado", tales como:

- Simplicidad y simetría
- Resistencia y Ductilidad
- Uniformidad y continuidad en la estructura
- Rigidez Lateral

En este trabajo de graduación se muestra el desarrollo adecuado que se debe seguir para la elaboración de un Diseño Estructural Sismorresistente, siguiendo una metodología y procedimiento que se dividen en varias partes. A partir de la metodología planteada en este trabajo se entregan Hojas de cálculo, especificaciones técnicas, planos en detalle de la especialidad de estructuras.

# CAPITULO 1

# PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA

## 1.1. ANTECEDENTES

Una de las primeras aplicaciones de la optimización estructural fue la optimización de forma de un voladizo (Michell, 1904). Pero tuvo que transcurrir medio siglo hasta que se iniciara, en los años 50, una búsqueda de métodos de optimización sistemáticos, objetivos y fiables, en los que no fuera necesario recurrir a la experiencia del diseñador. En ellos se siguieron dos vías de desarrollo:

- Los criterios de optimidad.
- La programación matemática.

Los primeros métodos de optimización se deben a los trabajos de Newton, Lagrange y Cauchy, pero los mayores avances han tenido lugar en la segunda mitad de este siglo, cuando los medios de cálculo electrónico han permitido el desarrollo de las técnicas iterativas de optimización.

- **TESIS: "METODOLOGÍA EFICIENTE DE OPTIMIZACIÓN DE DISEÑO BASADA EN FIABILIDAD APLICADA A ESTRUCTURAS"**
  **AUTOR: CELERRIO BARRAGUE, Luis**
  **LUGAR: UNIVERSIDAD DE LA RIOJA**
  **LOGROÑO, ABRIL DE 2010**
  **CONCLUSIONES:** El principal objetivo de esta tesis es analizar el comportamiento de varios metodos de optimizacion de diseño basada en fiabilidad.Estas tecnicas de optimizacion se aplican a la solucion de problemas de diseño de estructuras en los que hay que minimizar una

funcion de coste, generalmente el peso o volumen de la estructura, de forma que se cumplan unas restricciones probabilisticas obtenidas a partir de los estados limite. Las acciones, propiedades del material, variables geometricas, etc. Se consideran como variables aleatorias. Estos metodos se pueden clasificar como metodos de doble lazo, metodos de lazo unico y metodos desacoplados. Estos metodos estan codificados en un programa informativo que integra procedimientos de las areas de analisis estructural, fiabilidad estructural, analisis de sensibilidad de diseño, programacion matematica y simulacion de monte carlo. El programa resuelve problemas analiticos y problemas estructurales: estructuras planas y espaciales. Se estudian los aspectos de diferentes metodos analizados. El programa dispone de multiples opciones configurables por el usuario: restricciones en los desplazamientos, tensiones y pandeo, indices de fiabilidad objetivo para las variables aleatorias, metodo de analisis de sensibiidad de diseño. Los obtenidos se verifican mediante el metodo de simulacion de monte carlo con muestreo por importancia centrado en el punto mas probable de cada restriccion.

- **TESIS: "GUIA PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS A BASE DE UN SISTEMA INTERACTUANTE DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO Y PAREDES DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE DE CONCRETO EMPLEANDO SOFTWARE COMPUTACIONAL"**
  **AUTOR: PAIZ JURADO, José C., QUINTANILLA CHACON Joaquín E.**
  **LUGAR: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, MARZO DEL 2009.**
  **CONCLUSIONES:** El presente trabajo de investigación contiene la compilación de la base teórica necesaria, que según el criterio, es indispensable conocerla para comprender y diferenciar el

comportamiento del sistema interactuante (marcos de concreto reforzado y paredes estructurales de mampostería de bloque de concreto) con otros sistemas estructurales, para poder cumplir con este propósito, inicialmente presentaron en un apartado todo lo concerniente a marcos de concreto reforzado, puntualizando específicamente en aspectos como: definición y funcionamiento de marcos de concreto reforzado, tipos de marcos de concreto reforzado y para concluir presentaron brevemente algunos métodos de análisis y diseño de marcos de concreto reforzado, a continuación presentamos individualmente el otro sistema estructural involucrado

"Paredes estructurales de mampostería de bloque de concreto" y lo hicieron con el objetivo de conocer acerca de su comportamiento y funcionamiento a la hora de soportar cargas laterales es por ello que enfatizaron más en sus métodos de diseño.

Y para culminar exitosamente esta parte teórica del documento se tomó a bien explicar la teoría básica del método de análisis estructural "elementos finitos" esto con el objetivo que todo usuario del programa de análisis y diseño estructural ETABS conozca un poco sobre el método de análisis que usa el programa.

- **TESIS: "ESTRUCTURACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHO CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL MÉTODO LRFD"**

  **AUTORES: CRUZ ROVIR, Carlos A., FIGUEROA CATALAN, Paolo R., HERNANDEZ CASTILLO Carlos R.**

  **LUGAR: FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL EN LA UNIVERSIAD DE EL SALVADOR, AÑO 2012.**

  **CONCLUSIONES:** El presente estudio consiste en brindar los lineamientos generales para establecer un adecuado proceso del diseño

estructural de estructuras de techo a base de perfiles metálicos, basándose en una investigación de las formas estructurales más comúnmente utilizadas y comercializadas en el país, el comportamiento estructural del sistema de techo y cada uno de sus componentes y el dimensionamiento adecuado de los elementos y sus conexiones según la metodología de diseño por resistencia última. Adicionalmente se incluye el procedimiento de análisis y diseño de una estructura de techo utilizando un software de aplicación y por último la evaluación del costo directo generada por dicha estructura.

La propuesta de diseño estructural se realiza debido a que en el país es muy frecuente observar que las estructuras de techo no son diseñadas de forma adecuada, y que además se utilizan soluciones repetidas. Como resultado de esta práctica se tienen estructuras de techo con fallas locales o fallas que, aunque no afecten la estructura principal, causan problemas en el aspecto funcional. Muchas de estas fallas han sido causadas por las cargas que soporta la estructura de techo, tanto las gravitatorias como las accidentales, debido a que no se realiza un diseño que las considera adecuadamente; o bien no se da la atención a la configuración estructura.

- **TESIS: "DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCION EDIFICIO NUEVA SEDE FUNDACION HOGAR PICCOLI SAGGI".**

  **AUTORES: CHAPARRO CAMARGO Francisco J., DURAN MORENO Gabriel A.**

  **LUGAR: UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA SECCIONAL BUCARAMANGA, FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL.**

  **BUCARAMANGA – 2008.**

  **CONCLUSIONES:** Este proyecto de la fundacion Piccoli Saggi, pretende

dar solucion al problema actual de planta fisica y ampliacion de las instalaciones, por esto la Universidad Pontificia Bolivariana, con colaboracion de sus docentes y alumnos realizaron como proyecto de grado el Diseño Estructural para la Fundacion. Para el diseño estructural se requiere un proceso individual donde se planifico junto con el arquitecto, el arreglo de espacios, vanos, accesos, alturas de pisos, tamaño de los elementos, economia y resistencia adecuada. Es por esto que se planteo un procedimiento en base a la Norma Colombiana de diseño y construccion Sismo Resistente NSR-98. Para el proyecto se planteo un edificio de cuatro niveles, la estructura que se analizo se clasifica como sistema combinado ya que posee porticos resistentes a momento y muros estructurales que soportan cargas veriticales y horizontales en la misma proporcion. Para realizar esto, se realizo un analisis sismico de la estructura lo mas real posible; se determinaron las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales; se evaluan y localizan cada una de las fuerzas a la que es sometida la estructura, el modelamiento de la estructura se hizo en el programa SAP 2000, herramineta que brinda un analisis de los elementos ante diferentes tipos y combinaciones de carga; y por ultimo se comprueba el sistema Estructural a utilizar para asignar el acero de refuerzo a cada uno de los elementos.

Este trabajo nace ante el deseo de resolver un problema actual de la Fundacion Picolli Saggi, a cual es una institucion que presta sus servicios a las comunidades de estrato 1 y 2, a niños entre los 1 y 5 años.Gracias a su crecimiento, la organización requiere ampliar su planta fisica;por eso se desarrollo como proyecto y propuesta la creacion de un Edificio de 4 niveles, capaz de prestar un servicio adecuado a la cominidad. Se desarrolla como Proyecto de Grado, en el cual se aplican los conceptos de ingenieria necesarios para cumplir las espectativas del proyecto.

En las memorias de calculo presentadas se muestra el proceso y desarrollo adecuado que se debe seguir para la elaboracion de un Diseño Estructural Sismo Resistente, siguiendo una metodologia y procedimiento que se divide en varias partes: Una primera parte de predimensionamiento a partir del proyecto arquitectonico y las caracteristicas del proyecto; Una segunda parte de evaluaciuon de cargas a partir de la Norma Sismo Resistente NSR-98; una tercera parte donde se desarrolla el sistema estructural, empleando un modelo matematico apropiado para el analisis de la estructura, Una cuarta parte donde se anlizan los desplazamientos horizontales y derivas de la estructura, donde se demostrara que la estructura no excede loslimites de la deriva; y una quinta parte en donde se diseñan los elementos estructurales de acuerdo con los requisitos del sistema de resistencia sismica y los materiales estructurales correspondientes.

- **TESIS: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN AUDITORIO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS"**
  **AUTOR: CORREA VIGO, FÉLIX JAVIER**
  **LUGAR: UNIVERSIDAD DE PIURA, AGOSTO DEL AÑO 2003**
  **CONCLUSIONES:** Esta tesis plantea el proyecto estructural de un auditorio techado para 1000 personas de capacidad, ubicado en el campus de la UDEP y se ha dividido en ocho partes La primera es un capítulo donde se describe la configuración arquitectónica de la estructura. La segunda parte presenta la metodología de diseño estructural a utilizarse Una tercera muestra el predimensionamiento de las diferentes partes de la estructura. La cuarta presenta los diferentes tipos de cargas que actuaran sobre el auditorio. La quinta parte habla sobre la modelación de la estructura en el computador mediante el programa sap2000. La sexta trata sobre el diseño de cada una de las

partes del auditorio y de la cimentación. En la séptima se muestra un presupuesto referencial de todo el proyecto.

En la octava parte se concluye que para estructuras livianas como esta, el viento cobra mucha mayor importancia que el sismo y que los resultados de diseño proporcionados por el software sap2000 guardan relación con los obtenidos manualmente. Además en caso se construyera la estructura se sugiere contar con un plan de mantenimiento y de contingencia contra incendios, pues son las dos mayores desventajas para las estructuras de acero.

- TESIS: **"IMPLEMENTACIÓN DE PROGRAMAS COMPUTACIONALES PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES APLICACIÓN AL CÁLCULO DE EDIFICIOS"**
  AUTOR: **OLMEDO CUEVA, José P.**
  LUGAR: **UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR.**
  **QUITO – ECUADOR, AÑO 2013.**
  CONCLUSIONES: El presente estudio es desarrollado para optimizar el cálculo de cimentaciones superficiales a través de la utilización de programas computacionales tales como son: ETABS y SAFE, teniendo a la vez una comprobación de los cálculos manuales que se realizan normalmente en el ámbito estudiantil.
  Como objeto de estudio se ha tomado el caso del edificio Hall Central del Hospital de Ambato, del cual se ha realizado el análisis y diseño de la estructura, para obtener los datos necesarios en el estudio de las cimentaciones para esta edificación.
  El presente trabajo muestra el cálculo, diseño y comprobación con la utilización de programas de distintos tipos de cimentaciones superficiales, por ello se puede observar: Zapatas Aisladas, Vigas de Cimentación, Losas de Cimentación.

El conocimiento y aplicación de los programas aquí presentados hará posible que los estudiantes agilicen el cálculo de la cimentación de cualquier edificación tanto en su vida estudiantil como en su posterior vida profesional, convirtiéndose en personas más competitivas ante el entorno laboral.

A través de los manuales del usuario, se implementa estos programas muy útiles para el estudiante, como para el ingeniero civil, convirtiéndose una herramienta esencial para el diseño de cimentaciones superficiales.

- **TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS ASISTIDO POR COMPUTADORAS"**

  **AUTOR: TABOADA GARCIA, José A., DE IZCUE UCEDA, Arturo M.**

  **LUGAR: UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ. AÑO 2009.**

  **CONCLUSIONES:** La investigación se ha desarrollado con la finalidad de servir de material didáctico a todas aquellas personas que pretendan iniciarse en el uso de un programa de análisis de edificios, en este caso el programa ETABS.

  La investigación se ha dividido en 6 capítulos, que se describen a continuación:

  - En el capítulo 1, se desarrolla la introducción, que explica la necesidad del uso de programas de cómputo para realizar el análisis de una estructura.
  - El capítulo 2, presenta una breve referencia histórica, en donde se narra la evolución de los programas de análisis y diseño de estructuras, así como las facilidades actuales de éstos para el pre-procesamiento de los datos, su análisis y el post-procesamiento de los mismos.

- En el capítulo 3, se describen las herramientas que ofrece el programa ETABS para realizar la creación del modelo estructural del edificio (modelaje), el análisis y el diseño de sus elementos en concreto armado.
- En el capítulo 4, se describen las características estructurales de un edificio real de oficinas, las consideraciones tomadas en cuenta para elaborar el modelo en ETABS y los parámetros sísmicos que se utilizaron en el capítulo 5 para realizar el análisis espectral de respuesta. Se menciona además, la diferente información que puede ser mostrada tanto de manera tabular como gráfica por el programa, después de realizar el análisis.
- En el capítulo 5, se muestra paso a paso la creación en el programa ETABS del modelo estructural del edificio descrito en el capítulo 4, el desarrollo del análisis espectral de respuesta y el diseño en concreto armado de los elementos típicos del edificio, con el propósito de familiarizarse con las herramientas que ofrece.
- En el capítulo 6, se presentan las conclusiones de la investigación. A continuación del cuerpo de la tesis se encuentra la referencia bibliográfica y los anexos.

## 1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La realización de la presente tesis en el Distrito de Conchamarca, pretende resolver problemas de índole urbano, social y cultural.

A través de la propuesta del diseño estructural Sismorresistente optimo se busca que sea lo más económico y fiable. En convenio con el municipio de conchamarca de acuerdo a la propuesta arquitectónica contará con un área específica para realizar varias actividades deportivas, donde los niños,

jóvenes y adultos encuentren oportunidades de desarrollo físico, mental y personal.

Dada la necesidad de la actualización de conocimientos y las alternativas para el Cálculo y Diseño estructural, con la utilización de software en la Escuela de Ingeniería Civil.

El distrito de Conchamarca se encuentra ubicado en la Zonificación 2, zona de actividad sísmica considerable, debido a esto es importante que los ingenieros civiles tengan una adecuada capacidad para realizar un análisis y diseño sísmorresistente.

La teoría que sustenta el análisis estructural y la filosofía de los reglamentos que norman los diseños deben ser conocidas por todo ingeniero que se dedique al cálculo, diseño y/o construcción.

## 1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

- ¿De qué manera la optimización del diseño estructural con aplicación de software para la factibilidad técnica mejorará el Proyecto Arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Física y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024?
- ¿Cómo se realiza el análisis y diseño estructural sismorresistente de cada uno de los componentes y módulos considerados en la propuesta arquitectónica para optimizar el diseño estructural sismorresistente según la norma E.030 del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024?
- ¿De qué manera la oferta, la demanda, los costos con proyecto y sin proyecto contribuye a la factibilidad técnica económica del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental

sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024?

- ¿Qué facilidades brinda el uso de programas computacionales para el diseño y cálculo de elementos resistentes?

## 1.4. OBJETIVOS

### 1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Optimizar el diseño estructural con aplicación de software para mejorar el Proyecto Arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024.

### 1.2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar el cálculo de diseño estructural sismorresistente de cada uno de los componentes y módulos considerados en la propuesta arquitectónica para la optimización del diseño estructural sismo resistente según Norma E.030 del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024..

- Aplicar software en la optimización del análisis y diseño estructural para la reducción de costos del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024.

- Estudiar la factibilidad técnica económica relacionada a la oferta, la demanda, los costos con proyecto y sin proyecto para contribuir al proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024.

## 1.5. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

**Factibilidad técnica:** Con la realización del presente trabajo de graduación se pretende llenar algún hueco de conocimiento, ya que en la actualidad en el distrito de conchamarca es preocupante el diseño sismorresistente de elementos estructurales, no son las apropiadas por otro lado la falta de espacios para la actividad deportiva, por ello con la investigación conocemos nuevas técnicas de optimizar el diseño con diversos materiales y el mejoramiento de la calidad humana a través del deporte con las condiciones adecuadas; además se plantea la propuesta de diseño estructural óptimo.

**Viabilidad de la investigación:** Para la ejecución de la presente tesis se dispone de terreno en conchamarca con un área de 30000m2 físicamente saneados, Se busca el mejor diseño estructural cumpliendo con todos los parámetros establecidos en la norma peruana. El practicar deporte trae buena salud a los jóvenes quienes en sus horas de ocio dedican su tiempo para el desarrollo de actividades recreativas como distracción, pero la falta de espacios para practicar deporte no les permiten desarrollarse libremente.

**Aporte social:**

El desarrollar una buena Infraestructura Deportiva no sólo trae beneficios al distrito de Conchamarca sino que ayuda a los demás distritos para que puedan hacer uso de ellas.

El generar la Propuesta de diseño estructural óptimo para el proyecto arquitectónico: CENTRO DEPORTIVO PARA LA FORMACION FISICO y MENTAL DE LA JUVENTUD DE CONCHAMARCA, se pretende dejar planteada la solución estructural a falta de una infraestructura para realizar actividades deportivas, culturales y sociales de la comunidad.

Es de gran importacia la realizacion de este proyecto social, debido a que se brindara apoyo ante la necesidad de construir un centro deportivo para el servicio comunitario, mediante el desarrollo de los diseños estructurales, detalle de planos de la especialidad de estructuras.

## 1.6. LIMITACIONES

**Limitaciones lugar:** El presente trabajo de investigación tiene una delimitación geográfica en el distrito de Conchamarca- Huánuco.

**Limitaciones de información:** Las limitaciones que existen y que dificultan la elaboración de esta propuesta estructural son básicamente la escasa información, tanto impresa como virtual; la accesibilidad de información por medio del internet la cual nos posibilita al acceso de información referente a otros proyectos y de su diseño estructural de centros deportivos mínimamente a nivel internacional y nacional, lo que ayuda a dar una idea del manejo en el aspecto estructural e urbana paisajista.

**Limitaciones económicas:** La Economía es un factor importante ya que el estudio enmarca un gasto significativo para acceder y visitar proyectos deportivos de gran envergadura, existentes a nivel internacional y nacional. Realizar ensayos del concreto, estudio de suelos para cada uno de los módulos considerados en la propuesta arquitectónica de acuerdo a lo que la norma establece genera un gasto considerable.

**Limitaciones de Tiempo:** El tiempo empleado en la recopilación de datos e información, para una investigación es corto, ya que se debe recopilar y también procesar datos.

# CAPITULO 2

# MARCO TEÓRICO

## 2.1. ANTECEDENTES DE MARCO TEÓRICO

En el pasado, las personas que se encargaban del diseño, debían tener gran experiencia, ya que ésta era directamente proporcional a la fidelidad de lo construido; si bien cada cultura basaba sus diseños en el tipo de material con el que contaban, los procesos de diseño cumplían con ciertos pasos, a los cuales se les denominó posteriormente como proceso de diseño óptimo. Dicho proceso cambió en el momento en que se lograron incorporar reglas evolutivas, las cuales en la actualidad son ejecutadas por medio de los programas especializados como el Etabs, Safe, S10, etc.
En el campo de la optimización estructural, hoy en día, existen varios métodos, los cuales se pueden utilizar para determinar un diseño óptimo de una serie de diseños de una estructura, consecuentemente de los elementos resistentes de dicha estructura.

- **BIBLIOGRAFIA: "DISEÑO EN CONCRETO ARMADO". 3ERA EDICIÓN - PT – 06 ICG**
  **AUTOR: INGENIERO ROBERTO MOARALES MORALES**
  **LUGAR: AV. JORGE BASADRE 1119, SAN ISIDRO, LIMA PERÚ, MAYO DEL AÑO 2006.**
  **CONCLUSIONES:** Es uno de los libros más valiosos que ha publicado el ICG el cual presenta los principales conceptos para el diseño en concreto armado, en esta edición el autor ha concordado, toda la teoría y aplicación, conforme a la actual norma ACI 318-05. En sus capítulos:

- Fundamentos de diseño en concreto armado.
- Materiales a emplear.
- Análisis y diseño por flexión.
- Resistencia a la flexión de secciones simétricas de forma cualquiera.
- Comportamiento a la flexión de viga.
- Deflexiones en elementos de concreto armado.
- Diseño por fuerza cortante.
- Diseño por torsión.
- Predimensionamiento de elementos estructurales.
- Cimentaciones.
- Muros de contención.
- Diseño limite.
- Diseño sísmico de estructuras de concreto armado.
- Configuración estructural sismorresistente

- COLABORACIONES:**"INFORMES DE LA CONSTRUCCION, VOL.37 METODOLOGÍA EFICIENTE DE OPTIMIZACIÓN DE DISEÑO BASADA EN FIABILIDAD APLICADA A ESTRUCTURAS"**
  COLABORADORES: **PARRAS GALAN, L., MONTES TUBIO M., GRACIA GUZMAN, A., ENTRENAS ANGULO, J. Y DIOS PALOMARES, R**
  LUGAR: **LA UNIVERSIDAD DE CORDOBA. AÑO 1985.**
  CONCLUSIONES: Con la colaboración de estos ingenieros se ha desarrollado un algoritmo de programación matemática para el dimensionamiento óptimo de estructuras articuladas isostáticas. El algoritmo propuesto se caracteriza por:
  - No requerir que la función objetivo o las ecuaciones de restricción sean derivables.
  - Utilizan métodos de optimización unidimensional es para pasar de una solución dada a otra mejor.

- Introducir procedimientos aleatorios para obtener información que conduce a una solución mejor.

Estas características lo hacen especialmente indicado para funciones no explícitas, costosas en su evaluación y con gran cantidad de mínimos relativos.

- **REVISTA: "REVISTA INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS PARA CÁLCULO Y DISEÑO EN INGENIERÍA"**
  **COLABORADOR: R. H. GALLAGHER**
  **LUGAR: FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL EN WORCESTER POLYTECHNIC INSTITUTE, AÑO 1985.**
  **CONCLUSIONES:** El autor ha proporcionado una recopilación de conceptos en contraste con la tecnología de análisis estructural, como se presenta en análisis por elementos finitos a gran escala, o en diseño ayudado por computador, el diseño estructural óptimo, en general, no ha gozado hasta hoy de aceptación, aun cuando los conceptos y procedimientos modernos datan de 25 años atrás o más. Los motivos expresados a este respecto son numerosos. Uno de ellos es que al ingeniero práctico se le ha presentado una cantidad desorbitada de posibles técnicas. Muchas de ellas están basadas en conceptos matemáticos que al ingeniero no le son familiares.

  Los costos de cálculo son mucho más elevados que para un análisis corriente, y los programas disponibles y confiables son escasos. De hecho, el uso generalizado de programas de análisis por elementos finitos y de pre- y post-procesadores para CAD ha estimulado el uso de estas técnicas, No obstante, a pesar de lo mucho que se ha progresado, no hay un nivel de programas comparable para diseño estructural óptimo.

Se pueden identificar cuatro áreas principales independientes (hasta cierto punto, etapas cronológicas), en el desarrollo del diseño estructural óptimo. Las caracterizaremos de la siguiente manera:

- Teoría de distribución
- Modalidades de colapso simultáneo
- Métodos de criterio de optimalidad
- Métodos de programación matemática

- **TESIS: "DISEÑO ÓPTIMO DE FORMA Y ARMADO DE LÁMINAS DE HORMIGÓN"**
  **AUTOR: TOMAS ESPÍN, Antonio**
  **LUGAR: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA, AÑO 2007.**
  **CONCLUSIONES:** En esta investigación se llegó a definir que la optimización de estructuras es obtener un diseño, es decir, un conjunto de valores para las variables de diseño que hacen mínima una función objetivo, y satisfacen un conjunto de restricciones que dependen de estas variables. Los problemas de optimización de estructuras se pueden dividir en tres categorías: Propiedades, forma y topología.

  En esta tesis se ha investigado el problema de diseño óptimo de propiedades y geometría de láminas de hormigón empleando diversas funciones objetivo; se ha analizado el comportamiento frente a pandeo de los diseños mediante estudios de estabilidad no lineal y métodos semiempiricos; y se ha supuesto un procedimiento numérico para resolver el problema de diseño optimo del armado de elementos hormigón del tipo lamina.

- **TESIS: "DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 NIVELES"**
  **AUTOR: PAJARES CABRERA, Edmundo D., LEON VARGAS, Jorge**

**LUGAR: UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ. AÑO 2010.**

**CONCLUSIONES:** En la investigación se desarrolla la estructuración, predimensionamiento, análisis y diseño en concreto armado del edificio "Del Pinar". Además, se evalúa la respuesta estructural ante los acelerogramas escalados de los sismos de Pisco 2007 y Ancash 1970.

El edificio está destinado a departamentos y se ha proyectado sobre un terreno ubicado en la avenida Del Pinar, distrito de San Borja, en la ciudad de Lima. Cuenta con un semisótano y cinco niveles superiores y un área total construida de 3073.5 $m^2$.

## 2.2. MARCO CONCEPTUAL

### 2.2.1. ETABS

Es ideal para modelar sistemas de edificios. Los procedimientos de modelación y capacidades de di seño están enfocados hacia edificios.

Un modelo ETABS está basado en objetos. Estos consisten en objetos área, líneas y puntos. Puedes asignar estos objetos para definir los elementos estructural es como son las vigas, columnas, abrazaderas, muros, rampas y resortes. También puedes asignar a estos mismos objetos la definición de cargas.

### 2.2.2. SAFE

Es un programa específico con el objetivo de automatizar el análisis y diseño estructuras básicas o complejas de concretos y objetos de alta cargas que emplea sistemas de cimentación basados en modeladores. El programa puede analizar y puede diseñar tablas o alfombrillas de formas arbitrarias y de espesores diversos, puede dejar caer paneles, aberturas, vigas de borde y discontinuidades. Pueden fundamentarse combinaciones de Alfombrillas, Asideros de la Tira o Asideros Esparcidos Aislados.

Es importante resaltar que tiene una opción integral de exportación de

ETABS está disponible que automáticamente creará modelos SEGUROS completos de cualquier piso ETABS o cualquier creación para diseño inmediato por Safe.

### 2.2.3. S10

Este es un programa para elaborar presupuestos de todo tipo de obras a partir de los metrados. Permite elaborar hasta tres tipos de presupuesto por obra, el Venta, Meta y Línea Base, los que son asignados a los proyectos que serán utilizados para planificar, ejecutar, controlar y valorizar labores que se realizan en el módulo de Gerencia de proyectos del S10. Las facilidades implementadas como la interacción con el Office de Microsoft, permite que la información sea aprovechada e integrada a otros programas de aplicación.

### 2.2.4. NORMA E.030: VIGENTE Y PROYECTO

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios del diseño sismorreistentes.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

El empleo de sistemas estructurales diferentes a los indicados en el en esta norma, deberá ser aprobado por la autoridad competente nombrada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y ductilidad.

Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se podrá usar esta

Norma en lo que sea aplicable.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

El proyecto de norma E.030 tiene algunas modificaciones en sus artículos de E.030 vigente del 2006; tales como Factor zona, coeficiente de reducción de fuerza sísmica entre otros.

### 2.2.5. PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos utilizados para plasmar (en papel, digitalmente, en maqueta o por otros medios de representación) el diseño de una edificación, antes de ser construida. En un concepto más amplio, el proyecto arquitectónico completo comprende el desarrollo del diseño de una edificación, la distribución de usos y espacios, la manera de utilizar los materiales y tecnologías, y la elaboración del conjunto de planos, con detalles y perspectivas.

### 2.2.6. PROYECTO ESTRUCTURAL

Procedimiento consistente en intercambiar, proporcionar y dimensionar los elementos de un sistema estructural, de modo que pueden soportar un conjunto de cargas sin sobrepasar las fatigas admisibles de los materiales empleados.

### 2.2.7. CENTRO DEPORTIVO

Una instalación deportiva es un recinto o una construcción provista de los medios necesarios para el aprendizaje, la práctica y la competición de uno o más deportes. Incluyen las áreas donde se realizan las actividades deportivas, los diferentes espacios complementarios y los de servicios

auxiliares. Las instalaciones deportivas se componen de uno o más espacios deportivos específicos para un tipo de deportes.

Ejemplos de instalaciones deportivas son los estadios, los pabellones deportivos, velódromos, pistas de tenis, gimnasios, piscinas, canales de remo y piragüismo, marinas deportivas, estaciones de esquí, circuitos de bicicletas, campos de tiro, de hípica, de golf, etc.

- **ESTADIO**

  Se denomina estadio a aquellas construcciones que son especialmente creadas para realizar en ellas eventos de importancia en los cuales el público participa como espectador en gran número. Un estadio es por lo general un espacio abierto aunque también hay estadios cerrados y de diferente tamaño. El estadio es una construcción creada por los griegos, quienes usaban un diseño semejante para representar los eventos de tipo deportivo o cultural en los cuales había alguien que realizaba una performance y un público que asistía para verla.

- **CANCHAS DE USO MÚLTIPLE**

  Son las unidades deportivas que solo cuentan con una cancha, sirviendo estas para muchas actividades y deporte

- **ATLETISMO**

  Es un deporte que contiene un conjunto de disciplinas agrupadas en carreras, saltos, lanzamientos, pruebas combinadas y marcha. Es el arte de superar el rendimiento de los adversarios en velocidad o en resistencia, en distancia o en altura.

  Para este trabajo, plantearemos sólo la rama de los saltos como son:

  **a)** ***Salto de Longitud:*** El objetivo en el triple salto es cubrir la máxima distancia posible en una serie de tres saltos entrelazados. El saltador

corre por la pista y salta desde una línea cayendo en tierra con un pie, vuelve a impulsarse hacia adelante y, cayendo con el pie opuesto, toma el definitivo impulso y cae, esta vez con ambos pies, en la superficie de tierra, de forma similar a como se efectúa en el salto de longitud.

***b) Carreras de Velocidad:*** Las carreras más cortas son las denominadas de velocidad. En pista cubierta se corren sobre distancias de 50 y 60 metros. Al aire libre, sobre 100, 200 y 400 metros. En este tipo de pruebas, el atleta se agacha en la línea de salida y, tras ser dado el pistoletazo de inicio por un juez de salida, se lanza a la pista y corre a la máxima velocidad posible hacia la línea de meta, siendo fundamental una salida rápida.

- **ARTES MARCIALES**

Las artes marciales, denominadas también sistemas de lucha, consisten en prácticas y tradiciones codificadas cuyo objetivo es someter o defenderse mediante la técnica. Hay varios estilos y escuelas de artes marciales que habitualmente excluyen el empleo de armas de fuego y otro armamento moderno. En la actualidad las artes marciales se practican por diferentes razones, que incluyen el deporte, la salud, la protección personal, el desarrollo personal, la disciplina mental, la forja del carácter y la autoconfianza.

Nombraremos dos disciplinas de este deporte, que son las más practicadas actualmente:

***a) Taekwondo;*** Este arte marcial moderno, deportivo, es hoy una de las formas más completas y eficaces de lograr un armonioso desarrollo corporal, a la vez que en el orden mental, nos enseña a controlar los pensamientos, y las emociones.

El Taekwondo, a pesar de las apariencias no desarrolla la agresividad, sino que pone en orden y control a la misma. Además aprender una técnica de defensa personal, que nos permite actuar con ventaja ante un

peligro, nos fortalece el carácter y nos otorga mayor seguridad y confianza en nosotros mismos.

***b) Karate do;*** El Karate-do se caracteriza por el empleo de golpes de puño y patadas, aunque no restringe su repertorio sólo a ellos. El "Karate-do" es un arte marcial en el que se coordina la fuerza (ki), la respiración, el equilibrio y la postura, el correcto giro de cadera y la conexión conjunta de músculos y extremidades, trasladando gran parte del peso corporal y del centro de gravedad al impacto, generalmente se busca derrotar al adversario mediante un solo impacto contundente, asemejándose a la estocada o corte de una katana o sable.

- **FUTSAL**

El fútbol sala, futsal o fútbol de salón, es un deporte derivado de la unión de otros deportes: el futbol, que es la base del juego; el waterpolo; el voleibol, el balonmano y el baloncesto. Tomando de éstos no sólo parte de las reglas, sino también algunas técnicas de juego.

- **VÓLEY**

El voleibol es un deporte jugado por dos equipos, en una cancha dividida por una red. El campo de juego es un rectángulo de 18 x 9 m, rodeado por una zona libre de un mínimo de 3 m de ancho en todos sus lados. El espacio de juego libre es el espacio sobre el área de juego, libre de todo obstáculo.

- **BÁSQUET**

Es un deporte de equipo que se desarrolla en pista cubierta, en el que dos conjuntos de cinco jugadores cada uno intentan anotar puntos, también llamados canastas o dobles introduciendo un balón en un aro colocado a 3 metros, lo que le da un aspecto de cesta o canasta.

- **NATACIÓN**

La natación es una de las disciplinas deportivas acuáticas más importantes, actualmente aceptada por el Comité Olímpico Internacional como un deporte oficial. La natación es un deporte que se realiza sin ningún tipo de asistencia artificial y puede llevarse a cabo en espacios cerrados, así como también a cielo abierto, en grandes lagos y ríos. Actualmente, la natación es considerada uno de los deportes más completos, eficaces y útiles a la hora de desarrollar un buen estado físico y de contar con un sistema respiratorio y muscular sólido.

## 2.3. SISTEMAS ESTRUCTURALES

### 2.3.1 ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

- **Pórticos.** Por lo menos el 80 % del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de la Norma E.060
- **Concreto Armado.** En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- **Muros Estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80 % del cortante en la base.
- **Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros varía entre el 20 % y el 80 % del cortante del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 25 % del cortante en la base.
- **Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que

se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa.

El máximo número de pisos que se puede construir con este sistema es de 7.

### 2.3.2 ESTRUCTURAS DE ACERO

**Pórticos Dúctiles Resistentes a Momentos**

Estructuras de pórticos con nudos rígidos cuyas columnas y vigas resisten las fuerzas sísmicas por flexión y fuerza axial. Los perfiles que conforman el sistema sismorresistente son de secciones compactas según la Norma E.090 Estructuras Metálicas.

**Pórticos Concéntricamente Arriostrados**

Estructuras de pórticos cuyos elementos están sometidos principalmente a fuerzas axiales. Se incluyen estructuras con arriostres en cruz y con arriostres en V concéntricos.

**Pórticos Excéntricamente Arriostrados**

Estructuras cuyos pórticos tienen arriostres diagonales, en los que al menos uno de los extremos de cada arriostre llega a una viga a corta distancia del nudo o de otro arriostre diagonal.

### 2.3.3 ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERÍA

Edificaciones cuyos elementos sismorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto. Para efectos de esta Norma no se hace diferencia entre estructuras de albañilería confinada o armada.

### 2.3.4 ESTRUCTURAS DE MADERA

Se consideran en este grupo las edificaciones cuyos elementos resistentes son principalmente a base de madera. Se incluyen sistemas entramados y estructuras arriostradas tipo poste y viga.

## 2.4. NORMAS LEGALES DEL DEPORTE

La normativa sobre instalaciones deportivas está elaborada por el Consejo Superior de Deportes, Organismo Autónomo dependiente del Ministerio de Educación, Cultura y Deporte y tiene como objetivo definir las condiciones reglamentarias y de diseño que deben considerarse en la construcción de instalaciones deportivas.

**NORMAS REGLAMENTARIAS**

Las Normas Reglamentarias desarrollan para cada deporte aspectos dimensionales, de trazado, orientación solar, iluminación, pavimentos, material deportivo no personal, etc. que influyen en la práctica activa de la especialidad de que se trate.

En la elaboración de estas normas se han tenido en cuenta los Reglamentos vigentes de la Federaciones Deportivas correspondientes. Además se han considerado las normas europeas (EN) y españolas (UNE) existentesen este ámbito (Equipamiento deportivo, pavimentos, iluminación). En instalaciones deportivas en las que se vayan a celebrar competiciones oficiales se debe considerar preceptivo el cumplimiento de estas normas reglamentarias, no obstante es competencia de la Federación Deportiva correspondiente la homologación de la instalación.

A continuación se indica la relación de Normas Reglamentarias:

- **Fútbol** :

  El terreno de juego esta conformado por las los siguientes componentes:

  - **Superficie de juego**: Los partidos pueden jugarse en superficies naturales o artificiales, de acuerdo con el reglamento de la competición.
  - **Dimensiones:** El terreno de juego será rectangular.La longitud de la línea de banda deberá ser superior a la longitud de la línea de meta. Longitud: mínimo 90m - máximo 120m

Anchura: mínimo 45m - máximo 90m

- **Partidos internacionales**:

Longitud: mínimo 100m - máximo 110m

Anchura: mínimo 64m - máximo 75m

- **Marcación del terreno**:

El terreno de juego se marcará con líneas. Dichas líneas pertenecerán a las zonas que demarcan.

Las dos líneas de marcación más largas se denominan líneas de banda.

Las dos más cortas se llaman líneas de meta.

Todas las líneas tendrán una anchura de 12cm como máximo.

El terreno de juego estará dividido en dos mitades por una línea media.

El centro del campo estará marcado con un punto en la mitad de la línea media, alrededor del cual se trazará un círculo con un radio de 9,15m.

- **El área de meta:** El área de meta, situada en ambos extremos del terreno de juego, se demarcará de la siguiente manera:

Se trazarán dos líneas perpendiculares a la línea de meta, a 5,5m de la parte interior de cada poste demeta. Dichas líneas se adentrarán 5,5m en el terreno de juego y se unirán con una línea paralela a la línea de meta. El área delimitada por dichas líneas y la línea de meta será el área de meta.

- **El área penal:** El área penal, situada en ambos extremos del terreno de juego, se demarcará de la siguiente manera:

Se trazarán dos líneas perpendiculares a la línea de meta, a 16,5m de la parte interior de cada poste demeta. Dichas líneas se adentrarán 16,5m en el terreno de juego y se unirán con una línea paralela a la línea de meta. El área delimitada por dichas líneas y la línea de meta será el área penal.

En cada área penal se marcará un punto penal a 11m de distancia del punto medio de la línea entre los postes y equidistante a éstos.

Al exterior de cada área penal setrazará, asimismo, un semicírculo con un radio de 9,15m desde el punto penal.

o **Banderines:** En cada esquina se colocará un poste no puntiagudo con un banderín.

La altura mínima del poste será de 1,5m de altura.

Asimismo, se podrán colocar banderines en cada extremo de la línea de media, a una distancia mínima de 1m en el exterior de la línea de banda.

o **El área de esquina:** Se trazará un cuadrante con un radio de 1m desde cada banderín de esquina en el interior del terreno de juego.

o **Las metas:** Las metas se colocarán en el centro de cada línea de meta.

Consistirán en dos postes verticales, equidistantes de los banderines de esquina y unidos en la parte superior por una barra horizontal (travesaño).

La distancia entre los postes será de 7,32m y la distancia del borde inferior del travesaño al suelo será de 2,44m.

Los postes y el travesaño tendrán la misma anchura y espesor, como máximo 12cm. Las líneas de meta tendrán las mismas dimensiones que los postes y el travesaño. Se podrán colgar redes enganchadasen las metas y el suelo detrás de la meta, con la condición de que estén sujetas en forma conveniente y no estorben al guardameta.

Los postes y los travesaños deberán ser de color blanco.

o **Seguridad:** Los postes deberán estar anclados firmemente en el suelo. Se podrán utilizar metas portátiles sólo en caso de que se cumpla esta condición.

- **Baloncesto** :

El campo de juego es un rectángulo de dimensiones 28m x 15m medidos desde el borde interior delas líneas que lo delimitan, las cuales no forman parte del terreno de juego. Las dimensiones indicadas son tanto para competiciones internacionales y nacionales como para los campos de nueva construcción.

- **Fultbito** :

El campo de juego es un rectángulo de dimensiones 40m x 20m, tanto para competiciones internacionales y nacionales como para los campos de nueva construcción.

- **Voleibol** :

El campo de juego es un rectángulode dimensiones 18m x 9m, tanto para competiciones internacionales y nacionales como para los campos de nueva construcción, medidas desde el borde exterior de las líneas que delimitan el campo de juego.

- **Tenis** :

El campo de juego es un rectángulo de las siguientes dimensiones:
23,77m x 8,23m (78 pies x 27 pies) para el juego de individuales y de 23,77m x 10,97m (78 pies x 36 pies) para el juego de dobles, medidas desde el borde exterior delas líneas que delimitan el campo de juego (1 pie = 30,48cm).

## 2.5. MARCO SITUACIONAL

El lugar de estudio se encuentra ubicado en el distrito de Conchamarca provincia de Ambo, departamento de Huánuco.

El Distrito de Conchamarca presenta diversidad de climas por sus diferentes pisos ecológicos, entre ellos un clima templado cálido en la mayor parte del año la temperatura promedio de 19ºC. Durante el invierno alcanza

temperaturas hasta 9ºC, las temperaturas mínimas se presentan en el mes Julio con 4.5º C, las mayores precipitaciones fluviales se presentan generalmente entre los meses de Diciembre a Marzo.

**Presenta los siguientes Límites geográficos:**

**Norte**: con el distrito de Amarilis y Pillco-marca (Provincia de Huánuco).

**Sur:** con el distrito de Tomayquichua y Huacar y la Provincia de Ambo.

**Este:** con el distrito de Molinos (Provincia de Pachitea).

**Oeste:** con el distrito de Molinos (Provincia de Pachitea).

Actualmente los sismos acontecidos en los últimos años en diversas regiones de nuestro planeta, han dejado en evidencia la directa relación entre el daño estructural de sus elementos resistentes y los niveles de desplazamiento lateral al que son llevadas las estructuras durante un movimiento telúrico.

Las enseñanzas que han dejado los terremotos en el mundo indican que por lo general, en los sitios donde se diseña de acuerdo a una buena normativa sismorresistente, donde la construcción es sometida a una supervisión estricta y donde el sismo de diseño es representativo de la amenaza sísmica real de la zona, el daño es pequeño en comparación con el observado en sitios donde no se han dado estas circunstancias.

Sin embargo, es importante resaltar que diseñar de acuerdo a una normativa no siempre salvaguarda contra el daño producido por terremotos severos. Los códigos por sí solos no pueden garantizar la seguridad contra el daño excesivo, puesto que son reglamentos que experimentan actualizaciones continuas, de acuerdo con los avances tecnológicos y las enseñanzas que dejan las investigaciones y los estudios de los efectos causados por terremotos, que deben utilizarse como pruebas de laboratorio a escala natural.

Años atrás, se pensaba que dotar a las estructuras con resistencia suficiente para resistir cargas laterales era el único requisito necesario para afrontar con éxito un sismo de considerable magnitud. Si bien es cierto que este criterio es parte esencial en el diseño, es muy importante también darle a las estructuras la habilidad de disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del terreno, cuando se sobrepasa la resistencia elástica.

Observaciones realizadas en los últimos años en todo el mundo, indican que las construcciones rígidas se comportan, en general, mejor que las flexibles, tanto en el sistema estructural como en los componentes no estructurales. Particularmente en lo relativo a la protección de los componentes no estructurales, estos sufren menor daño al limitarse la deflexión excesiva de entrepiso.

Con el fin de controlar el daño, los códigos de diseño sismorresistente han considerado necesario contar con límites máximos para los desplazamientos laterales y con procedimientos adecuados para estimar dichas deflexiones.
Un parámetro muy utilizado en los códigos de diseño sismorresistente para controlar el daño, es la llamada deriva de entrepiso, cuyo valor máximo depende de muchos factores como el material estructural (acero, concreto, madera, mampostería, etc), el tipo de sistema estructural para cargas laterales, el nivel de carga axial presente en el entrepiso, el nivel de detallado de los elementos estructurales, y el nivel de daño que se esté dispuesto a aceptar en la estructura.

Para cumplir con el objetivo de evitar daños no estructurales ante sismos moderados, la mayoría de los códigos requieren que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro de límites admisibles. Se usan desplazamientos que se calculan para el sismo severo, y se comparan con desplazamientos admisibles que son muy superiores a los que ocasionan

daño no estructural. Por ejemplo la Norma E.030, acepta desplazamientos relativos de entrepiso de 0.007 veces la altura del mismo entrepiso.

Es por ello en este proyecto de grado se realizó el mejor diseño sismorresitente del proyecto arquitectónico de un centro deportivo ubicado en el distrito de conchamarca con los códigos de la norma E.030 el vigente y la que se encuentra en proyecto, para garantizar la seguridad, Eso implica que sólo se pretende evitar pérdidas de vidas ante eventos telúricos.

## 2.6. DEFINICIÓN DE TERMINOS BÁSICOS

- **OPTIMIZACIÓN**
  - Optimización es el proceso de hacer algo mejor.
  - La optimización consiste del tratamiento de las variaciones de un concepto inicial y usar la información obtenida para mejorar la idea.
  - Una computadora es la perfecta herramienta de optimización de acuerdo a la idea de la influencia de la variación de los parámetros de entrada en formato.

- **OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL**

  El proceso de optimización estructural busca determinar el mejor diseño posible, cuyo resultado satisfaga ciertas condiciones impuestas por el diseñador, dichas condiciones dependen de qué tipo de optimización se desee, es decir la optimización se puede enfocar a un nivel de esfuerzos, a un nivel de deformación, a una cantidad de volumen, a cierta longitud de desplazamientos, etc.

- **DISEÑO ESTRUCTURAL**

  Proceso creativo mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado.

- **SISTEMA ESTRUCTURAL**

  Es el modelo físico que sirve de marco para los elementos estructurales, y que refleja un modo de trabajo. Un objeto puede tener, a su vez, una mezcla de sistemas estructurales.

- **SEGURIDAD ESTRUCTURAL**

  Se denomina seguridad estructural a una serie de condiciones que deben cumplir los edificios para considerar que las actividades para los que fueron diseñados pueden realizarse de forma segura. Estas condiciones aplican tanto para el uso previsto del edificio como para su periodo de construcción que proporcione suficiente grado de confianza a sus posibles usuarios.

- **MODELO ESTRUCTURAL**

  Un modelo estructural es la distribución de los elementos verticales de soporte en una estructura, que permite elegir un sistema apropiado para el envigado, asimismo la distribución interna de espacios y funciones. También llamada configuración estructural.

- **ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

  También llamados miembros estructurales o piezas estructurales, es decir, son cada una de las piezas que forman parte de la estructura y que posee una función resistente dentro del conjunto, poseen un carácter unitario y se muestran de la misma manera bajo la acción de una o varias cargas aplicadas. . El diseño y comprobación de estos elementos se hace de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural y la resistencia de materiales.

- **BLOQUE O MODULO**

  Se conoce como módulo (del latín modulus) a una estructura o bloque de piezas que, en una construcción, se ubican en cantidad a fin de hacerla más sencilla, regular y económica. Todo módulo, por

lo tanto, forma parte de un sistema y suele estar conectado de alguna manera con el resto de los componentes. Para la arquitectura el módulo es la medida que se tomará como base a la hora de construir una edificación y que le permitirá a los arquitectos calcular las proporciones de las construcciones.

- **CIMENTACIÓN**

  Parte de una estructura que transmite cargas al terreno de fundación.

- **CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO**

  Es la resistencia admisible del suelo de cimentación considerando factores de seguridad apropiados al análisis que se efectúa.

- **CALICATA**

  Excavación superficial que se realiza en un terreno, con la finalidad de permitir la observación de los estratos del suelo a diferentes profundidades y eventualmente obtener muestras generalmente disturbadas.

- **COEFICIENTE DE BALASTO**

  Es el coeficiente de reacción de la subrasante cuando el suelo recibe cargas de una súper estructura. Este coeficiente es utilizado en el diseño de cimentaciones sobre lechos elásticos especialmente en vigas de cimentación por el método de elementos finitos.

- **RECUBRIMIENTO.**

  Es la capa que cubre al acero de refuerzo en un elemento de hormigón armado para evitar el contacto del acero con agentes externos que puedan dañarlo.

- **CONCRETO**

El concreto es un material muy frecuente en la construcción ya que tiene la capacidad de resistir grandes esfuerzos de compresión. Sin embargo, no se desempeña bien ante otros tipos de esfuerzos, como la flexión o la tracción. Por lo tanto, el concreto suele utilizarse en conjunto con el acero, en un compuesto que recibe el nombre de hormigón armado.

- **ACERO**

El acero es normalmente conocido como un metal pero en realidad el mismo es una aleación de un metal (el hierro) y un metaloide (el carbono) que puede aparecer en diferentes proporciones pero nunca superior al dos por ciento del total del peso del producto final. El acero, debido a sus propiedades, es una de las alineaciones más utilizadas por el hombre en diferentes circunstancias, tanto en la construcción como en la industria automotriz y en muchas otras. Al mismo tiempo, los materiales que lo componen son muy abundantes en el planeta a diferencia de otros metales que son mucho más escasos y difíciles de conseguir. Por lo tanto, la generación de acero es mucho más accesible en términos de costos que otros metales o aleaciones.

- **SOFTWARE DE APLICACIÓN**

El software de Aplicación es aquel que hace que el computador coopere con el usuario en la realización de tareas típicamente humanas, tales como gestionar una contabilidad o escribir un texto.

La diferencia entre los programas de aplicación y los de sistema es en que los de sistema suponen ayuda al usuario para relacionarse con el computador y hacer un uso más cómo del mismo, mientras

los de aplicación son programas que cooperan con el usuario para la realización de las actividades mencionadas.

Los programadores de aplicaciones, a diferencia de los programadores de sistemas, no necesitan conocer a fondo el modo de funcionamiento interno del hardware. Basta con que conozcan las necesidades de información de sus aplicaciones y cómo usar el sistema operativo, para conseguir satisfacer estas necesidades.

- **APLICACIÓN DE NORMA Y PROYECTO DE NORMA E.030**

  Uso de Códigos modificados en los artículos del E.030 anterior que aún se encuentra en vigencia de junio-2006, debido a que el proyecto de norma se encuentra en DISCUSIÓN PÚBLICA desde el día 20 de enero de 2014, Publicado en El Peruano. Resultado de aplicación de artículos modificados obtendremos una mayor seguridad, debido a que el diseño será el más critico

- **SEGURIDAD ESTRUCTURAL**

  Se define así cuando proporciona suficiente grado de confianza a sus posibles usuarios. Las estructuras consideradas seguras no deben desmoronarse por inestabilidad total o parcial, que resista las solicitaciones a las que estará expuesta durante su vida útil, que su capacidad resistente no varíe ostensiblemente en el tiempo, que no tenga movimientos que afecten a su uso o a componentes no estructurales vinculados a ella.

- **FACTIBILIDAD**

  Se refiere a la disponibilidad de los recursos necesarios para llevar a cabo los objetivos o metas señaladas. Generalmente la factibilidad se determina sobre un proyecto.

- **FACTIBILIDAD TECNICA**

  Los estudios de factibilidad técnica consideran si la organización tiene el personal que posee la experiencia técnica requerida para diseñar, implementar, operar y mantener el sistema propuesto. Si el personal no tiene esta experiencia, puede entrenársele o pueden emplearse nuevos o consultores que la tengan. Sin embargo, una falta de experiencia técnica dentro de la organización puede llevar al rechazo de una alternativa particular.

- **FACTIBILIDAD ECONOMICA**

  Los estudios de factibilidad económica incluyen análisis de costos y beneficios asociados con cada alternativa del proyecto. Con análisis de costos/beneficio, todos los costos y beneficios de adquirir y operar cada sistema alternativo se identifican y se hace una comparación de ellos. Primero se comparan los costos esperados de cada alternativa con los beneficios esperados para asegurarse que los beneficios excedan a los costos. Después la proporción costo/beneficio de cada alternativa se compara con las proporcionan costo/beneficio de las otras alternativas para identificar la alternativa que sea más atractiva e su aspecto económico. Una tercera comparación, por lo general implícita, se relaciona con las formas en que la organización podría gastar su dinero de modo que no fuera en un proyecto de sistemas.

- **DISEÑO**

  La palabra diseño es un término de uso extendido en nuestro idioma y que empleamos para referir diversas cuestiones.

  Uno de los empleos más habituales de la palabra permite designar a aquella actividad que combina creatividad y técnica y que tiene por misión la creación de objetos que dispongan de utilidad y esteticidad.

Diseñar requiere principalmente consideraciones funcionales, estéticas y simbólicas. El proceso necesita numerosas fases como: observación, investigación, análisis, testado, ajustes, modelados (físicos o virtuales mediante programas de diseño informáticos en dos o tres dimensiones), adaptaciones previas a la producción definitiva del objeto industrial, construcción de obras ingeniería en espacios exteriores o interiores arquitectura, diseño de interiores, o elementos visuales de comunicación a difundir, transmitir e imprimir sean: diseño gráfico o comunicación visual, diseño de información, tipografía. Además abarca varias disciplinas y oficios conexos, dependiendo del objeto a diseñar y de la participación en el proceso de una o varias personas.

## 2.7. MARCO NORMATIVO Y REGLAMENTARIO

### NORMA E.060 – RNE: CONCRETO ARMADO

CAPITULO I: GENERALIDADES

Artículo 1.- Esta norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, diseño, materiales, construcción de calidad e inspección de estructuras de concreto simple o armado. Las estructuras de concreto presforzado se incluyen dentro de la definición de estructuras de concreto armado.

Los planos y especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma, pudiendo completarla en lo no contemplado en ella.

Esta Norma tiene por prioridad cuando sus recomendaciones están en discrepancia con otras normas a la que ella hace referencia

Artículo 2.- Definiciones y Abreviaturas de Cemento, Agregado, Aditivos, Concreto, Cargas y elementos estructurales.

CAPITULO II: MATERIALES

Artículo 3.- Materiales tales como Cemento, Agregados, Agua, Acero de refuerzo, Aditivos, Ensayo de los materiales.

CAPITULO III: REQUISTOS DE CONSTRUCCION

Artículo 4- Requisitos de construcción.

Artículo 5- Concreto en obra.

Artículo 6- Encofrados, elementos embebidos y juntas.

Artículo 7- Detalles del refuerzo

Artículo 8- Desarrollo y empalmes del refuerzo.

CAPITULO IV: REQUISTOS GENERALES

Artículo 9- Requisitos generales para el análisis y diseño.

Artículo 10- Requisitos generales de resistencia y de servicio.

CAPITULO V: DISEÑO

Artículo 11- Flexión.

Artículo 12- Flexocompresion.

Artículo 13- Cortante y Torsión.

Artículo 14- Vigas de gran peralte

Artículo 15- Muros.

Artículo 16- Zapatas.

Artículo 17- Losas armadas en dos direcciones.

Artículo 18- Concreto presforzado

Artículo 19- Cascaras y láminas plegadas.

Artículo 20- Concreto simple.

Artículo 21- Concreto prefabricado.

Artículo 22- Elementos de concreto compuestos sujetos a flexión.

CAPITULO VI: EVALUACION DE ESTRUCTURAS

Artículo 23- Evaluación de estructuras.

**NORMA E.030 – RNE: DISEÑO SISMORRESISTENTE**

CAPITULO I: GENERALIDADES

Artículo 1- Nomenclatura.

Artículo 2- Alcances.

Artículo 3- Filosofía y principios del diseño sismorresistente.

Artículo 4- Presentación del proyecto (Disposición transitoria).

CAPITULO II: PARAMETROS DE SITIO

Artículo 5- Zonificación.

Artículo 6- Condiciones locales.

Artículo 7- Factor de Amplificación Sísmica.

CAPITULO III: PARAMETROS DE SITIO

Artículo 8- Aspectos generales.

Artículo 9- Concepción Estructural Sismorresistente.

Artículo 10- Categoría de las edificaciones.

Artículo 11- Configuración Estructural.

Artículo 12- Sistemas Estructurales.

Artículo 13- Categoría, Sísmica Estructural y Regularidad de las edificaciones.

Artículo 14- Procedimiento de análisis.
Artículo 15- Desplazamientos laterales.

CAPITULO IV: ANÁLISIS DE EDIFICIOS

Artículo 16- Generalidades.
Artículo 17- Análisis Estático.
Artículo 18- Análisis Dinámico.

CAPITULO V: CIMENTACIONES

Artículo 19- Generalidades.
Artículo 20- Capacidad Portante.
Artículo 21- Momento de volteo.
Artículo 22- Zapatas aisladas y cajones.

CAPITULO VI: ELEMETOS ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPO
Artículo 23- Generalidades.

CAPITULO VII: EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS
Artículo 24- Generalidades.

**PROYECTO DE NORMA E.030 – RNE: DISEÑO SISMORRESISTENTE**

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

- Nomenclatura
- Alcances
- Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente
- Concepción Estructural Sismorresistente
- Consideraciones Generales.
- Presentación del Proyecto.

CAPÍTULO 2. PELIGRO SÍSMICO

- Zonificación.
- Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio
- Condiciones Geotécnicas.
- Parámetros de Sitio (S, TP y TL)
- Factor de Amplificación Sísmica (C)

CAPÍTULO 3. CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

- Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)
- Sistemas Estructurales
- Categoría y Sistemas Estructurales Permitidos
- Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R0)
- Regularidad Estructural
- Factores de Irregularidad (Ia , Ip )
- Restricciones a la Irregularidad
- Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica, R
- Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía.

## CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- Consideraciones Generales para el Análisis
- Modelos para Análisis
- Estimación del Peso (P)
- Procedimientos de Análisis
- Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes
- Análisis Dinámico Modal Espectral
- Análisis Tiempo-Historia

## CAPÍTULO 5. REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

- Determinación de Desplazamientos Laterales
- Desplazamientos Laterales Relativos Permisibles
- Separación entre Edificios (s)
- Redundancia
- Verificación de Resistencia Última.

## CAPÍTULO 6. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPOS

- Generalidades
- Responsabilidad Profesional
- Fuerzas de Diseño
- Fuerza Mínima de Diseño
- Elementos no Estructurales Localizados en la Base de la Estructura, Por Debajo de la Base y Cercos
- Otras Estructuras
- Diseño Utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles.

CAPÍTULO 7. CIMENTACIONES

- Generalidades
- Capacidad Portante
- Momento de Volteo
- Zapatas Aisladas y Cajones

CAPÍTULO 8. EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

- Generalidades

CAPÍTULO 9. INSTRUMENTACIÓN

- Estaciones Acelerométricas
- Requisitos para su Ubicación
- Requisitos para Otorgamiento de Licencias de Construcción
- Mantenimiento
- Disponibilidad de Datos
- Requisitos para la Finalización de Obra

**NORMA E.020 – RNE: CARGAS**

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

- Alcance
- Definiciones

CAPÍTULO 2. CARGA MUERTA

- Materiales

- Dispositivo de servicios y equipos
- Tabiques

CAPÍTULO 3. CARGA VIVA

- Carga viva del piso
- Carga viva del techo
- Carga viva para aceras, pistas, barandas, parapetos y columnas en zonas de estacionamiento
- Cargas vivas y moviles
- Reduccion de carga viva
- Cargas de nieve
- Cargas debidas al viento

CAPÍTULO 4. OTRAS CARGAS

- Presiones de tierra
- Cargas de construcción
- Fuerzas térmicas
- Contracción

CAPÍTULO 5. COMBINACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE CARGAS

- Distribución de cargas verticales
- Distribución de cargas horizontales en columnas, pórticos y muros
- Combinación de cargas para diseños por esfuerzos admisibles

CAPÍTULO 6. ESTABILIDAD

- Generalidades

- Volteo
- Deslizamiento

CAPÍTULO 6. RIGIDEZ

- Método de cálculo
- Desplazamientos laterales
- Flechas
- Acumulación de agua.

**NORMA E.050 – RNE: SUELOS Y CIMENTACIONES**

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

- Objetivo
- Ámbito de aplicación
- Obligatoriedad de estudios
- Estudios de mecánica de suelos (EMS)
  Alcance del EMS
- Responsabilidad profesional por el EMS
- Responsabilidad por aplicación de la norma
- Responsabilidad del solicitante

CAPÍTULO 2. ESTUDIOS

- Información previa
- Técnicas de investigación
- Programa de investigación
- Informe del EMS

## CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

- Cargas a utilizar
- Asentamiento tolerable
- Capacidad de carga
- Factor de seguridad frente a una falla por corte
- Presión admisible

## CAPÍTULO 4. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

- Definición
- Profundidad de cimentación
- Presión admisible
- Cimentación sobre rellenos
- Cargas excéntricas
- Cargas inclinadas
- Cimentaciones superficiales en taludes

## CAPÍTULO 5. CIMENTACIONES PROFUNDAS

- Definición
- Cimentación por pilotes
- Cimentación por pilares
- Cajones de cimentación

## CAPÍTULO 5. PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

- Suelos colapsables
- Ataque químico por suelos y aguas subterráneas
- Suelos expansivos
- Sostenimiento de excavaciones

## 2.8. HIPÓTESIS, VARIABLES, INDICADORES Y DEFINICIONES OPERACIONALES

### 2.8.1. HIPOTESIS

#### 2.8.1.1. HIPOTESIS GENERAL

Si optimizamos el diseño estructural con aplicación de software para la factibilidad técnica entonces se mejora el Proyecto Arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024.

#### 2.8.1.2. HIPOTESIS ESPECIFICAS

- Si analizamos el diseño estructural sismorresistente de cada uno de los componentes y módulos considerados en la propuesta arquitectónica entonces se optimiza el diseño estructural del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024.

- Si aplicamos el software y Norma E.030 entonces se optimiza el tiempo de análisis, dimensionamiento y diseño de elementos estructurales del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco –2014-2024.

- Si aplicamos el software y Norma E.030 en la optimización del diseño estructural del proyecto arquitectónico entonces se reduce costos en los estudios del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024.

- Si estudiamos la factibilidad técnica económica relacionada a la oferta, la demanda, los costos con proyecto y sin proyecto se

contribuye al proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024.

## 2.8.2. SISTEMA DE VARIABLES

### 2.8.2.1. VARIABLES INDEPENDIENTES

Optimización del Diseño Estructural Sismorresistente con aplicación de Software.

### 2.8.2.2. VARIABLES DEPENDIENTES

Factibilidad técnica del proyecto arquitectónico: Centro deportivo para la formación físico y mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024.

## 2.8.3. DEFINICION OPERACIONAL DE VARIABLES, DIMENSIONES E INDICADORES

| VARIABLES | | DEFINICION CONCEPTUAL | DIMENSION | INDICADORES | TÉCNICAS E INSTRUMENTOS |
|---|---|---|---|---|---|
| VARIABLE INDEPENDIENTE | Optimización del Diseño Estructural Sismorresistente con aplicación de Software. | Proceso analítico para obtener un mejor diseño sismorresistente utilizando Programas Computacionales y aplicando la Norma E.030. | Análisis Estructural | Prop. del suelo<br>Estructuracion<br>Predimensionamiento | **TÉCNICAS**<br>Criterio Personal<br>Experiencia<br>Consulta a expertos en la materia<br>Observacion<br>**INSTRUMENTOS**<br>PROGRAMAS<br>- Etabs<br>-safe<br>- S10<br>Hojas de calculo<br>Tablas para verificacion del RNE |
| | | | Geometría | Altura<br>Longitud<br>Sección | |
| | | | Topología | numero de elementos | |
| | | | Propiedades del material | Desidad del material<br>Modulo de elasticidad<br>Coeficiente de pisson | |
| | | | Diseño estructural | Todos los elementos resistentes | |
| | | | | Proyecto de Norma E.030, Norma E.030 | |
| VARIABLE DEPENDIENTE | Factibilidad técnica del proyecto arquitectónico: Centro deportivo para la formación física y mental sostenible de la juventud del distrito de conchamarca – huánuco – 2014-2024 | Disponibilidad de recursos para la viabilidad tecnica del proyecto arquitectonico "centro deportivo para la formación físico y mental sostenible de la juventud del distrito de conchamarca – huánuco – 2014-2024". | Filosofia y principio de diseño sismorresistente | Aligerados<br>Vigas<br>Columnas<br>Placas<br>Cimentaciones | **TÉCNICAS**<br>Experiencia<br>Verificacion con la Norma<br>Contenidos documentales<br>Observacion<br>**INSTRUMENTOS**<br>PROGRAMAS<br>- Etabs<br>- Safe<br>- Autocad<br>- S10<br>Hojas de calculo<br>Registros de hechos reales |
| | | | Rentabilidad | con proyecto<br>sin proyecto<br>Social<br>Finaciamiento | |
| | | | Ciclo del Proyecto | Perfil | |
| | | | | Estudio definitivo | |

## 2.8.4 MATRIZ DE CONSISTENCIA

| PROBLEMA | OBJETIVOS | HIPOTESIS | VARIABLES/INDICADORES | METODOLOGIA |
|---|---|---|---|---|
| **General:**<br><br>¿De qué manera la optimización del diseño estructural con aplicación de software para la factibilidad técnica mejorará el Proyecto Arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Física y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024? | **General:**<br><br>Optimizar el diseño estructural con aplicación de software para mejorar el Proyecto Arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024. | **General:**<br><br>Si optimizamos el diseño estructural con aplicación de software para la factibilidad técnica entonces se mejora el Proyecto Arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024. | **Variable Independiente:**<br><br>Optimización del Diseño Estructural Sismorresistente con aplicación de Software.<br>. | **Tipo de Investigación:**<br>La investigación es del tipo Descriptiva - Aplicativa.<br><br>**Nivel de Investigación:**<br>Descriptiva, Aplicativa. |
| **Específicos:**<br><br>✓ ¿Cómo se realiza el análisis y diseño estructural sismorresistente de cada uno de los componentes y módulos considerados en la propuesta arquitectónica para optimizar el diseño estructural sismorresistente según la norma E.030 del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024"?<br><br>✓ ¿Qué facilidades brinda el uso de programas computacionales para el diseño y cálculo de elementos resistentes? | **Específicos:**<br><br>✓ Realizar el cálculo de diseño estructural sismorresistente de cada uno de los componentes y módulos considerados en la propuesta arquitectónica para la optimización del diseño estructural sismo resistente según Norma E.030 del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024".<br><br>✓ Aplicar software en la optimización del análisis y diseño estructural entonces se reduce costos, se puede realizar varias iteraciones en la fase de diseño de elementos estructurales del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024. | **Específicos:**<br>✓ Si analizamos el diseño estructural sismorresistente de cada uno de los componentes y módulos considerados en la propuesta arquitectónica entonces se optimiza el diseño estructural del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024.<br><br>✓ Si aplicamos el software y Norma E.030 entonces se optimiza el tiempo de análisis, dimensionamiento y diseño de elementos estructurales del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo para la Formación Físico y Mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024. | **Variable Dependiente:**<br>✓ Factibilidad técnica del proyecto arquitectónico: Centro deportivo para la formación física y mental sostenible de la juventud del distrito de conchamarca – huánuco – 2014-2024<br><br>**Indicadores:**<br>X1:Propiedades del suelo<br>X2: Tipos de elementos estructurales.<br>X3:RNE - E.020, E.050, E.060 y E.090<br>X4:Predimensionamiento.<br>X5: Estructuración.<br>X6: Modelo estructural.<br>X7: Sección de elementos.<br>X8: Norma E.030.<br>X9: Perfil.<br>X10: Estudio definitivo.<br>X11: Condiciones estructurales. | **Método:**<br>Recolección de información:<br><br>**Fuente Primaria:**<br>Datos recopilados en campo como son, Topográficos, Planos arquitectónicos, Geotécnicos, Geológicos determinados anteriormente en la jurisdicción.<br><br>**Fuente Secundaria:**<br>Manuales de diseño, libros, revistas, tesis, normas, material electrónico.<br><br>**Procesamiento de datos:**<br>Los datos obtenidos se procesaran de la siguiente manera:<br><br>✓ Trabajo en gabinete de los datos recopilados en campo.<br>✓ Procesamiento de datos con herramientas digitales como el Word, Excel, etc.<br>✓ Modelar en software ETABS 2014.<br>✓ Modelar en software SAFE 2000 v14.<br><br>Los resultados se plasman en, memoria de cálculo estructural, planos de diseño estructural con sus respectivos especificaciones técnicas detalles constructivos. |

## 2.9. UNIVERSO/POBLACION Y MUESTRA

### 2.9.1. DETERMINACION DEL UNIVERSO/POBLACION

Se trata de los elementos estructurales que se analizan de los Módulos planteados en el proyecto arquitectónico: Centro deportivo para la formación físico y mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024.

#### 2.9.1.1. POBLACIÓN OBJETIVO

La población objetivo está representada por cada elemento estructural que conforma cada módulo y componente considerado en el proyecto arquitectónico tales como: cimentación, columnas, vigas, Losas, tipo de materiales.

Para la presente tesis de graduación está conformado por todos los elementos resistentes del Bloque EDIFICACIÓN el cual está conformado por 3 Módulos: I, II y III.

#### 2.9.1.2. CRITERIOS GENERALES DE LA POBLACIÓN.

- **Criterio de Inclusión.**

  Se incluirán como población a todos los elementos estructurales tales como Cimentaciones, columnas, placas, vigas, Losas.

- **Criterio de Exclusión.**

  Se considerará a todos los elementos que no pertenecen al proyecto arquitectónico: centro deportivo para la formación físico y mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2025" para el estudio de la presente tesis.

- **Criterio de Eliminación.**

  Se eliminarán de la población a los elementos no estructurales ya que no cumplen las características de selección.

### 2.9.2. SELECCIÓN DE LA MUESTRA

Se están considerando los módulos con sus respectivos elementos estructurales, según el sistema estructural planteado.

- **Tipo de Muestra.**

  El tipo de muestreo empleado es el ***no probabilístico*** para la cual se ha determinado de manera intencional una muestra para emplear nuestras técnicas e instrumentos de validación, que nos van a ayudar a nuestro estudio. Se va a estudiar estructuralmente los módulos arquitectónicos y sus elementos estructurales tales como vigas, columnas, zapatas, losas, etc.

- **Tamaño de la muestra.**

  Para el análisis y diseño se ha tomado en cuenta elementos que conforman la estructura del proyecto "Centro deportivo para la formación físico y mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2025", escogiendo para ello una muestra ilimitada en modelos estructurales Cargados en el Etabs.

# CAPITULO 3

# MARCO METODOLÓGICO

## 3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

La investigación es del tipo Aplicativo, porque antes, durante y después de ser analizado y diseñado se aplican las formulas y códigos del RNE tales como factores amplificadores de carga y reductores de resistencia, a partir modelos idealizados que deben ser lo más simple posible pero tomando en cuenta los aspectos más importantes de la estructura de acuerdo a la norma peruana. Para ello se cuentan con programas de cálculo cada vez más veloces y efectivos, como el Sap, Etabs, Safe, entre otros, que facilitan en realizar en menor tiempo las iteraciones de diseño y rediseño de los elementos resistentes.

### 3.1.1. SEGÚN SU FINALIDAD

- INVESTIGACION APLICADA:

  Debido a la utilización de los conocimientos que se requieren, tendrá una aplicación práctica de fórmulas para los cálculos de cimentación, Columnas, Placas, Vigas, Losas y otros elementos estructurales y no estructurales, así como la utilización de software Etabs, Safe, Norma E.030 y Proyecto de Norma E.030 para el análisis adecuado de la optimización del diseño estructural sismorresistente y lograr la factibilidad técnica del proyecto arquitectónico: Centro deportivo para la formación físico y mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024.

### 3.1.2. SEGÚN EL TIPO DE DISEÑO DE INVESTIGACION

- APLICADA:

  Debido a que se basará en la aplicación de la norma peruana; en la observación del suelo para definir las características geológicas y topográficas. Para el proyecto arquitectónico se viene recolectando y analizando desde el mes de setiembre del 2014 los cuales serán usadas también para la ejecución de la propuesta estructural.

### 3.1.3. SEGÚN SU PROLONGACION EN EL TIEMPO

- TRANSVERSAL O SINCRONICA:

  Debido a que se realizará la recolección de la información en un momento puntual, para nuestro caso desde diciembre al mes de Marzo es decir Tres meses en un tiempo determinado, a fin de medir la situación en ese tiempo específico.

### 3.1.4. SEGÚN EL TIEMPO DE RECOLECCION DE DATOS

- RETROSPECTIVA:

  Se tomaran datos de tiempo pasado, al año 2014, en cuanto a la geología, para verificar las zonas vulnerables y además datos con relación al RNE, hechos históricos sobre la construcción de edificaciones y su estado de construcción estructural, materiales, etc.

- PROSPECTIVA:

  Se registrarán hechos a medida que ocurra algún evento, en el momento, utilizando la norma E.030 y proyecto de norma la E.030 diseño sismorresistente, durante el proceso de estudio, en un horizonte de 10 años, sobre todo para la factibilidad técnico económico.

### 3.1.5. SEGÚN EL ENFASIS EN LA NATURALEZA DE LOS DATOS MANEJADOS.

- CUANTITATIVA:

  El estudio de los datos se basa en la cuantificación y el cálculo de los mismos, de acuerdo al RNE entre ellas en la norma E.030 y el proyecto de norma E.030, aplicación de fórmulas y otros.

## 3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

- APLICATIVO:

  Se caracteriza porque los resultados obtenidos pretenden aplicarse y utilizarse en forma inmediata para resolver alguna situación problemática de "Optimización del diseño estructural sismorresistente con aplicación de software y Norma E.030 para la factibilidad técnica del proyecto arquitectónico: Centro deportivo para la formación físico y mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca – Huánuco – 2014-2024. Es decir para presentar el mejor diseño estructural del modelo matemático analizado. Es el tipo de investigación que realiza cotidianamente el ingeniero Civil.

## 3.3. CONSIDERACIONES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

### 3.3.1. MATERIALES EMPLEADOS

- ✓ **Concreto:** Se usa concreto f´c = 210 Kg/cm². Se asume un suelo sin agresividad química, por lo que se emplea cemento Tipo I para su fabricación.
- ✓ **Concreto ciclópeo:** De baja resistencia a la compresión y con un 30% de piedra de tamaño no mayor a 15", se usa en las falsas zapatas.
- ✓ **Acero:**
  - Se utiliza acero grado 60 en varillas corrugadas.

| Diámetro (in) | Área (cm2) | Peso (Kg/m) |
|---|---|---|
| 3/8" | 0.71 | 0.56 |
| 1/2" | 1.29 | 0.99 |
| 5/8" | 2.00 | 1.55 |
| 3/4" | 2.84 | 2.24 |
| 1" | 5.10 | 3.97 |

TABLA 3.1: Características de varillas de acero

- Para conformar los elementos estructurales, como son: vigas, viguetas y columnas se ha usado acero ASTM A36 mediante varillas o tubos de pared delgada y perfiles.

✓ **Electrodos:** (material de relleno en las uniones soldadas) el material usado es acero E60XX.

A continuación se muestra una tabla con las principales características de los tipos de acero.

| Tipo de acero | E (kg/ cm$^2$) | ρ (tons/m$^3$) | $F_y$ (tons/cm$^2$) | $F_u$ (tons/cm$^2$) |
|---|---|---|---|---|
| ASTM A36 | $2.1*10^6$ | 7.8 | 2.53 | 4.08 |
| ASTM A307 | $2.1*10^6$ | 7.8 | 2.6 | 4.2 |
| E60XX | $2.1*10^6$ | 7.8 | 3.52 | 4.34 |

TABLA 3.2: Características de los aceros utilizados.

Dónde:

E: Modulo de elasticidad del material.

ρ: Densidad.

Fy: Esfuerzo de fluencia.

Fu: Esfuerzo de fractura

### 3.3.2. NORMAS Y CARGAS DE DISEÑO

El Reglamento Nacional de Edificaciones en sus normas de Cargas (E.020), Diseño Sismorresistente (E.030) – Proyecto de Norma E.030, Suelos y

Cimentaciones (E.050), Concreto Armado (E.060) y Estructuras Metálicas (E.090), guía el diseño estructural de la presente tesis.

Las cargas de gravedad cumplen con la norma E.020. Para el caso de la Carga Viva, está conformada por el peso de los usuarios del edificio y del mobiliario. Su magnitud está en función del uso de la edificación y del tipo de ambiente considerada en cada componente del centro deportivo:

En el análisis se considera la alternancia de carga viva, ya que su magnitud es importante comparada con la carga muerta, en estadios, auditorios, etc.

La carga muerta corresponde básicamente al peso propio del concreto, piso terminado y tabiquería. En el capítulo 3.6.3, se detalla el metrado de los diferentes elementos estructurales.

Las cargas dinámicas son producto de la aceleración que le imprime el movimiento sísmico a la masa del edificio. A diferencia de las cargas de gravedad, este tipo de solicitaciones se representan como horizontales y se rigen por la Norma E.030, considerando para la presente tesis el proyecto de Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

### 3.3.3. DISEÑO EN ACERO

#### 3.3.3.1. METODOS DE DISEÑO PROPUESTOS POR EL AISC

"Diseño por Esfuerzos Permisibles", conocido por sus siglas ASD(Allowable Stress Design)

"Diseño por Factores de Carga y Resistencia ó Estados límites", conocido por sus siglas LRFD (Load and Resistance Factor Design).

El método ASD ya tiene más de 100 años de aplicación; con él se procura conseguir que los esfuerzos unitarios actuantes reales en los miembros estructurales sean menores que los esfuerzos unitarios permisibles, aconsejados por el reglamento.

Sin embargo, durante las dos últimas décadas, el diseño estructural se está moviendo hacía un procedimiento más racional basado en

conceptos de probabilidades. En esta metodología (LRFD) se denomina "estado límite" aquella condición de la estructura en la cual cesa de cumplir su función.

Los estados límites se dividen en dos categorías: **Resistencia** y **Servicio**. El primer estado tiene que ver con el comportamiento para máxima resistencia dúctil, pandeos, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento. El segundo estado tiene que ver con la funcionalidad de la estructura, en situaciones tales como deflexiones, vibraciones, deformación permanente y rajaduras.

Lo que se pretende, entonces, es conseguir que la estructura no sobrepase los estados límites mencionados, pero como es imposible conseguir riesgo cero en la práctica, el diseñador se debe conformar con una probabilidad adecuada. Para poder conseguirla, se debe basar en métodos estadísticos, que se denominan "Métodos de Confiabilidad de momentos de primer orden-segundo orden" para no sobrepasar la resistencia de los elementos, que es lo que más preocupa al diseñador.

Aceptando los criterios de base estadística en los que se basa este nuevo método, se puede expresar el requerimiento de seguridad estructural como sigue:

$$\emptyset R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

La parte izquierda de la inecuación representa la resistencia del componente o sistema, y la parte derecha representa la carga máxima esperada. La resistencia nominal Rn es reducida por un factor menor que la unidad (factor de resistencia) para obtener la "**Resistencia de Diseño**". Al otro lado de la inecuación, las cargas

son amplificadas por sus respectivos factores de mayoración $\gamma i$ para tener las cargas factorizadas.

Durante la última década ha ganado terreno en USA la adopción de la filosofía de diseño AISC-Diseño por Factores de Carga y Resistencia (AISC-LRFD), en especial para el caso de las estructuras de acero, desde la divulgación de las Especificaciones AISC-86 correspondientes y que están basadas en los siguientes criterios:

a) Un modelo basado en probabilidades.

b) Calibración de los resultados con los que se obtiene en el método ASD, con el objeto que las estructuras no sean muy diferentes entre ambos métodos.

Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

1. Es una herramienta adicional para que el diseñador no difiera en su concepto de solución que emplea en diseño de concreto armado, por ejemplo.
2. LRFD aparece más racional y por lo tanto se acerca más a la realidad de lo que ocurre en la vida útil de la estructura.
3. El uso de varias combinaciones de cargas conduce a economía de la solución, porque se acerca con más exactitud a lo que ocurra.
4. Facilita el ingreso de las bases de diseño conforme más información esté disponible.
5. Es posible introducir algunos cambios en los factores $\gamma i$ o $\varphi$ cuando se conoce con mayor exactitud la naturaleza de las cargas. Esto tiene importancia cuando existen cargas no usuales, o mejor conocimiento de la resistencia.
6. Futuros ajustes y calibraciones serán más fáciles de hacer.

Los factores de Amplificación utilizados por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) han sido tomados del AISC.

A continuación se da una tabla donde se muestran las diversas combinaciones con la numeración AISC respectiva. Se le adiciona un comentario para indicar, en la combinación correspondiente, la posible ocurrencia del tipo de carga esperado, en la vida útil de la estructura.

| Combinacion de Carga | Maxima posibilidad de carga de carga en la vida util de 50 años |
|---|---|
| 1.4 D | Carga muerta D durante la construccion |
| 1.2 D + 1.6 L + 0.5(S ó Lr ó R) | Carga viva L |
| 1.2 D + 1.6 (Lr ó S ó R) + (0.8 W ó 0.5L) | Carga en el techo |
| 1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5(Lr ó S ó R) | Carga de viento W aditiva a la carga muerta |
| 1.2 D ±1 E + 0.5 L + 0.2 S | Carga de sismo aditiva a la carga muerta |
| 0.9 D - (1.3 W ó 1 E) | W ó E opuesta a la carga muerta |

TABLA 3.3: Combinaciones de carga del AISC

DONDE:

D= Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.
Lr= carga viva en las azoteas.
L= Carga viva de debido al mobiliario y ocupantes.
S = Carga de nieve.
R = carga por lluvia o granizo.
W= Carga de viento.
E= Carga de sismo de acuerdo a la norma E.030.

Los factores de reducción de la capacidad usados en el RNE han sido tomados del AISC y son los que se presentan a continuación:

| Valor de ø | Miembro o cenector |
|---|---|
| 0.90 | Seccion total en traccion |
| 0.75 | Seccio neta de conexión en traccion |
| 0.90 | Miembros en flexion |
| 0.85 | Miembros en compresion axial |
| 0.75 | Pernos en traccion |

TABLA 3.4: Factores de reducción de resistencia

### 3.3.3.2. CONDICIONES PARA CARGAS DE SERVICIO

Las condiciones para las cargas de servicio que se deben verificar son las deflexiones y el pandeo.

- **DEFLEXIONES:**

En cuanto a las deflexiones, la norma peruana y las especificaciones AISC-LRFD no dan normas para que, conocidas las deflexiones, se puedan comparar con unas permitidas y se pueda establecer así el cumplimiento de un estado límite, como se hace con el caso de las resistencias. AISC-LRFD sólo indica: "Los límites del servicio serán seleccionados con debida consideración a que se cumpla la función intencionada de la estructura".

Sin embargo, en las especificaciones AISC para el Método de Diseño por Esfuerzos Permitidos de 1989 (ASD) se consideran ciertas disposiciones que se han tomado en cuenta para la presente tesis.

AISC-ASD-L3.1establece: "Vigas y Trabes que soporten pisos o techos serán dimensionadas con la consideración debidaa las deflexiones producidas por las consideraciones de diseño". Adicionalmente indica que la deflexión máxima por cargas vivas de servicio se limita a L/360. En los comentarios AISC-ASD L3.1 se sugiere como una guía las siguientes limitaciones para los peraltes de las vigas:

- Para vigas y trabes completamente esforzado:

  $L/d \leq 56360/Fy$ ó $d \geq L/22$ si Fy= 2530 kg/cm2

- Para correas de techados , excepto en techos planos:

  $L/d \leq 70450Fy$ ó $d \geq L/27$ si Fy= 2530 kg/cm2

- Para arcos completamente esforzados:

  $d \geq L/20$

  Dónde:

  L: Luz libre

d: Peralte de la viga

- **VIBRACIONES**

El análisis de las vibraciones de pisos es uno de los pocos tópicos de la ingeniería estructural, el cual combina el análisis estático con el análisis dinámico, lo cual lo hace más interesante y complicado. Recién, durante los últimos 20 años se han desarrollado varios métodos para predecir la posibilidad de evitar tener varios pisos sujetos molestas vibraciones pasajeras y de carácter constante.

A menudo, los procedimientos analíticos requieren el cálculo de la primera frecuencia natural, la máxima amplitud, velocidad o aceleración del sistema de piso.
En algunos casos se requiere un estimado de la supresión de vibraciones dentro del sistema de piso. Se usa, entonces una escala de perceptibilidad humana para determinar si este requiere atención.

Hasta la fecha, los métodos desarrollados han tratado la respuesta transitoria o bien la respuesta permanente de un sistema de piso ante una excitación de carácter temporal o contante, respectivamente. Los métodos más populares de análisis son:

- El factor de capacidad R de Wiss y Parmelee.
- La escala modificada de frecuencia-amplitud de Rainer-Meister.
- El criterio de aceptación de Murray.

Los resultados de estos tres métodos varían bastante y con frecuencia están en directa contradicción con los resultados de campo delos sistemas de pisos construidos. Sin embargo, de estos tres métodos, el de Murray es el más aceptado actualmente

### 3.3.4. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

#### 3.3.4.1. MÉTODO GENERAL DE DISEÑO

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. lo cual se resumen en la siguiente fórmula:

$$\emptyset R_n \geq \alpha C_i$$

Dónde:

Φ: Factor de reducción de resistencia, menor que la unidad

Rn: Resistencia nominal

α : Factor de carga o de amplificación

Ci: Efecto de las cargas de servicio

Los factores de amplificación de cargas están establecidos en el artículo 10.2 de la norma E.060. Son 5 combinaciones aplicables al presente diseño que dependen del tipo de carga actuante: Carga Viva (CV), Carga Muerta (CM) y Carga de Sismo (CS).

| | |
|---|---|
| COMB1 | 1.4CM + 1.7CV |
| COMB2 | 1.25(CM + CV) + CS |
| COMB3 | 1.25(CM + CV) - CS |
| COMB4 | 0.9CM + CS |
| COMB5 | 0.9CM - CS |

TABLA 3.5: Combinaciones de diseño.

Nota: La primera combinación (COMB1) corresponde a La nueva norma E.060, vigente desde marzo del 2009.

Los factores de reducción de resistencia (Φ) se establecen en el artículo 10.3 de la Norma E.060. Su valor depende del tipo de cargas actuantes sobre el elemento:

| N° | Caso de carga | ø |
|---|---|---|
| 1 | Flexión sin carga axial | 0.90 |
| 2 | Flexión con carga axial de tracción | 0.90 |
| 3 | Flexión con carga axial de Compresión y para flexión sin Compresión | |
| | 3.1 Elementos con refuerzo en espiral | 0.75 |
| | 3.2 Otros elementos (estribos) | 0.70 |
| 4 | Cortante sin y con torsión | 0.85 |
| 5 | Aplastamiento en el concreto | 0.70 |

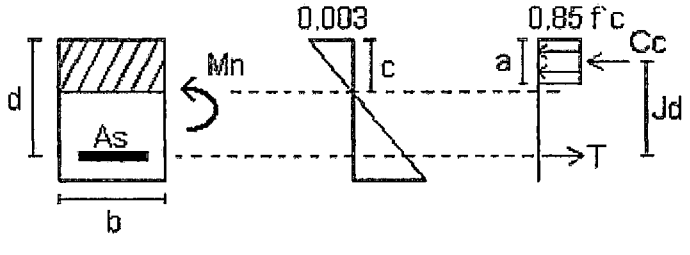
TABLA 3.6: Factores de reducción de resistencia (ø)

### 3.3.4.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño de las secciones sometidas a flexión consiste en dotarla de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes:

$$M_u \leq \emptyset M_n$$

A continuación se demuestra la expresión que nos permite obtener un área de acero de refuerzo para secciones rectangulares y secciones T (suponiendo que el bloque de compresiones no excede el ancho del ala). Se aplican relaciones constitutivas, de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas.




Del equilibrio en el bloque equivalente de compresiones:

$$T = A_S \times f_y = 085 \times f'_C \times b \times a \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (I)$$

Donde:

$$a = \frac{A_S \times f_y}{085 \times f'_C \times b} = \frac{\rho \times f_y}{085 \times f'_C}$$

$$si: w = \rho \times \frac{f_y}{f'_c} \Rightarrow a = \frac{w \times d}{0.85}$$

$$A_s = b \times d \times \rho$$

$$J_d = d - \frac{a}{2} = d - \frac{0.85 \times c}{2}$$

Tomando momentos en el punto de la resultante T:

$$M_u = J_d \times c_c = (085 \times f'_C \times b \times a) \times \left(d - \frac{0.85 \times c}{2}\right) \ldots (II)$$

Reemplazando (I) en (II):

$$M_u = 085 \times f'_C \times b \times (\frac{w \times d}{0.85}) \times \left[d - \frac{1}{2} \times (\frac{w \times d}{0.85})\right]$$

$$\text{Flexion: } \emptyset = 0.90$$

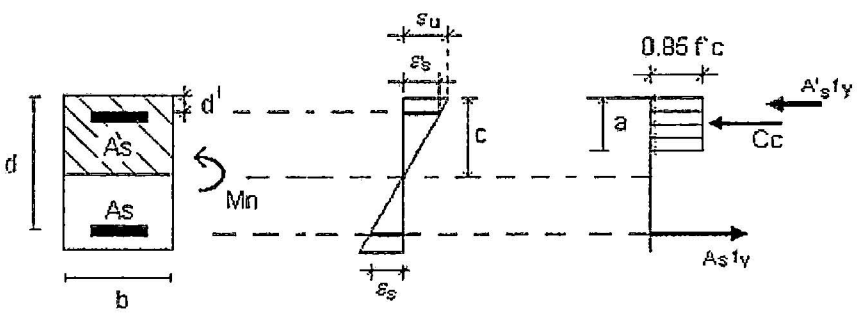
$$\Rightarrow M_u = 0.90 \times f'_C \times b \times d^2 \times w(1 - 0.59 \times w)$$

Resolviendo w en la ecuación cuadrática, el área de acero es:

$$A_S = w \times b \times d \times \frac{f'_C}{f_y} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Ecuacion de diseño}$$

Cabe señalar que en cada elemento a diseñar se tomarán condiciones particulares que se hacen explícitas en los capítulos correspondientes.

- Aporte del acero en compresión en la resistencia a la flexión:
  En algunas vigas los esfuerzos internos son tan altos que el área de acero en tracción requerida supera el valor máximo permitido; en estos casos se recurre al aporte del acero en compresión, que aumenta la resistencia de la sección.
  Julio Arango Ortiz, en su libro "Concreto Armado I" demuestra las siguientes expresiones para determinar este aporte:




Dónde:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) \times f_y}{085 \times f'_c \times b}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\emptyset}$$

$$M_u = 0.9 \times \left[A'_s \times f_y \times (d - d') + (A_s - A'_s) \times f_y \times (d - \frac{a}{2}\right]$$

### 3.3.4.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Dada una sección de un elemento de concreto, con una determinada armadura de acero, existen combinaciones de momento flector y carga axial que la hacen fallar. Lo que se busca

en el diseño por flexocompresión es determinar el lugar geométrico de estas combinaciones (Mu, Pu) que agotan la capacidad de la sección; a este conjunto de puntos se le denomina Diagrama de Interacción:

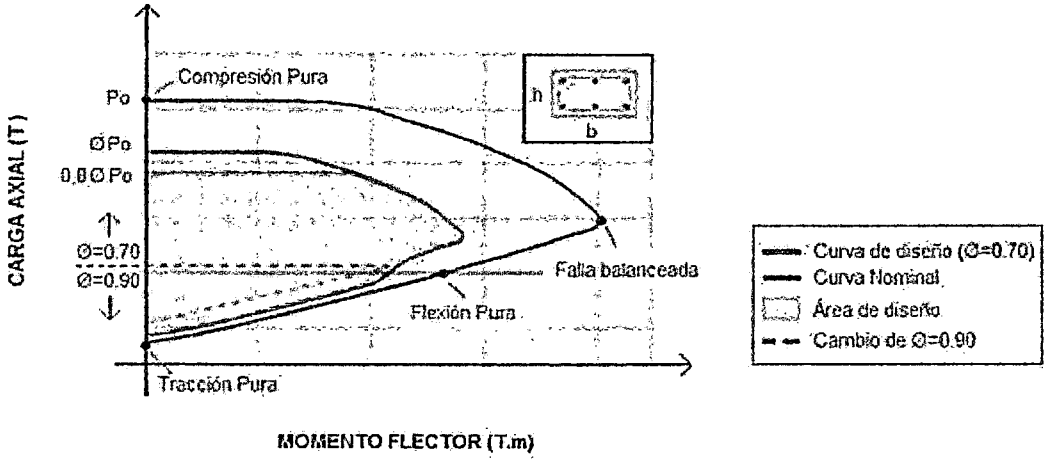



FIGURA 3.1: Diagrama de Interacción

La línea negra continua limita el lugar geométrico de los pares (Mu, Pu) que satisface la sección bxh. La línea roja continua es la curva de diseño (afectada por Ø=0.70). Las líneas punteadas representan el cambio del factor Ø, de 0.70 a 0.90, para cargas axiales menores a:

$$\emptyset P_n = 0.1 \times f'_c \times A_g$$

Puntos notables del diagrama de interacción:

- Compresión pura: es una idealización, ya que siempre está presente la flexión al aplicar carga axial. La norma restringe el valor máximo a 0.8ØPo.
- Falla Balanceada: instante de falla inminente en la fibra extrema comprimida del concreto, e inicio de la fluencia de las varillas de acero más alejadas.

- Flexión Pura: le corresponde una carga axial nula.
- Tracción Pura: no actúa la flexión.

### 3.3.4.4. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

El diseño de las secciones sometidas a fuerzas cortantes consiste en dotarla de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes:

$$V_u = \emptyset V_n$$

Donde Vu es la resistencia última que afecta la sección y Vn es su resistencia nominal. Vn está determinada por el aporte del concreto en compresión y el aporte del refuerzo, de manera que:

$$V_n = V_C + V_S$$

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

Para un elemento sometido únicamente a corte y flexión se calcula con la siguiente expresión:

$$V_C = 0.53 \times \sqrt{f'_C} \times b_w \times d$$

Cuando la fuerza Vu exceda la resistencia del concreto en compresión de la sección es cuando debemos colocar refuerzo, de manera que:

$$V_S = \frac{A_V \times f_y \times d}{S}$$

## 3.4. PLANOS ARQUITECTÓNICOS

En el proyecto arquitectónico se presentan varios módulos, de los cuales se escogió como objeto de estudio al Block EDIFICACIÓN debido a la complejidad de la estructura, a continuación se presentan croquis de los planos arquitectónicos: Planta, Cortes y elevaciones que nos servirán para el dibujo de los modelos, Análisis y diseño sismorresistente de la estructura.

### 3.4.1 EDIFICACIÓN

En este bloque están considerados ambientes como administración, Gimnasio, Comedor, Sum.

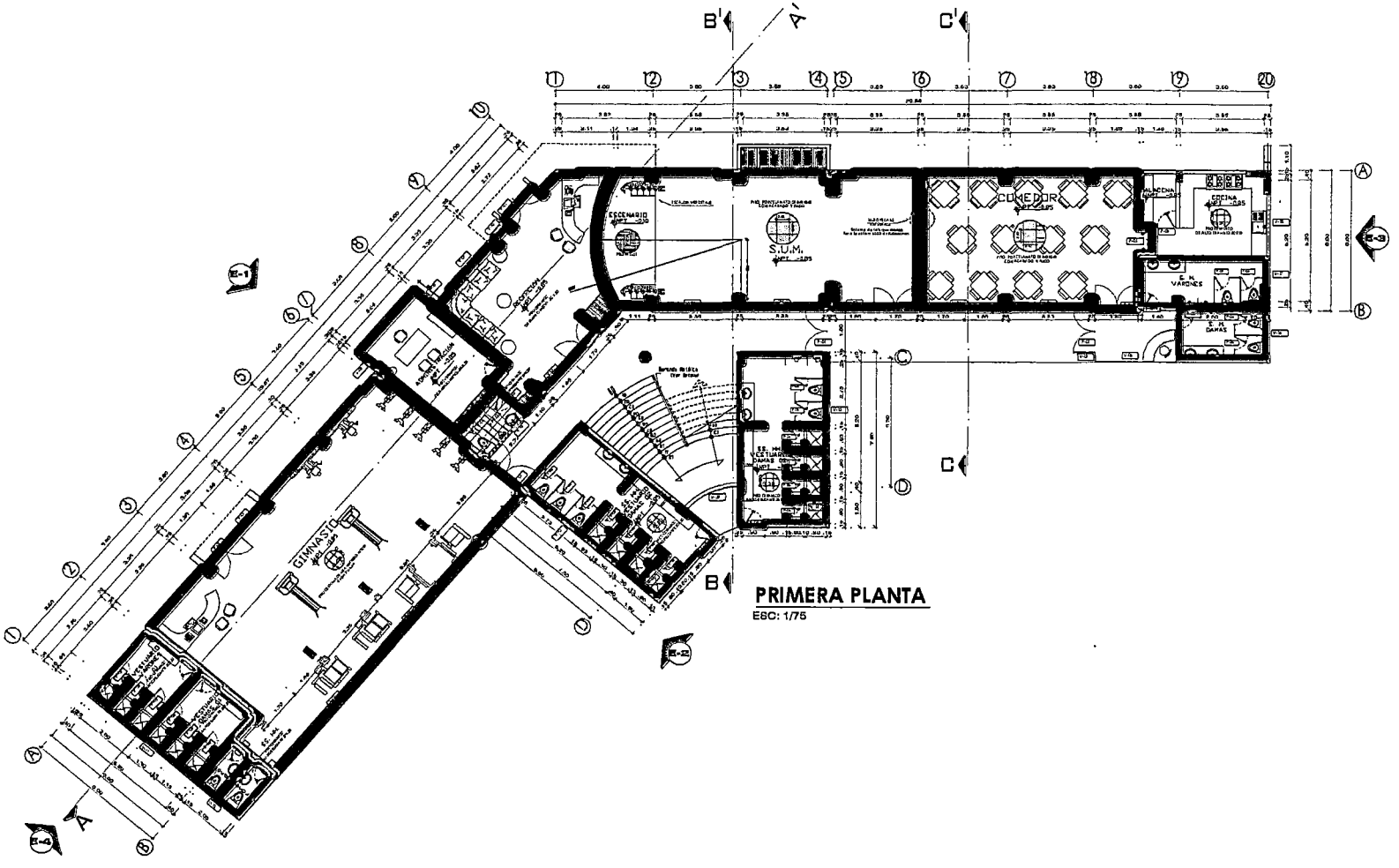



FIGURA 3.2 Vista en planta de la distribución arquitectónica – Primer nivel

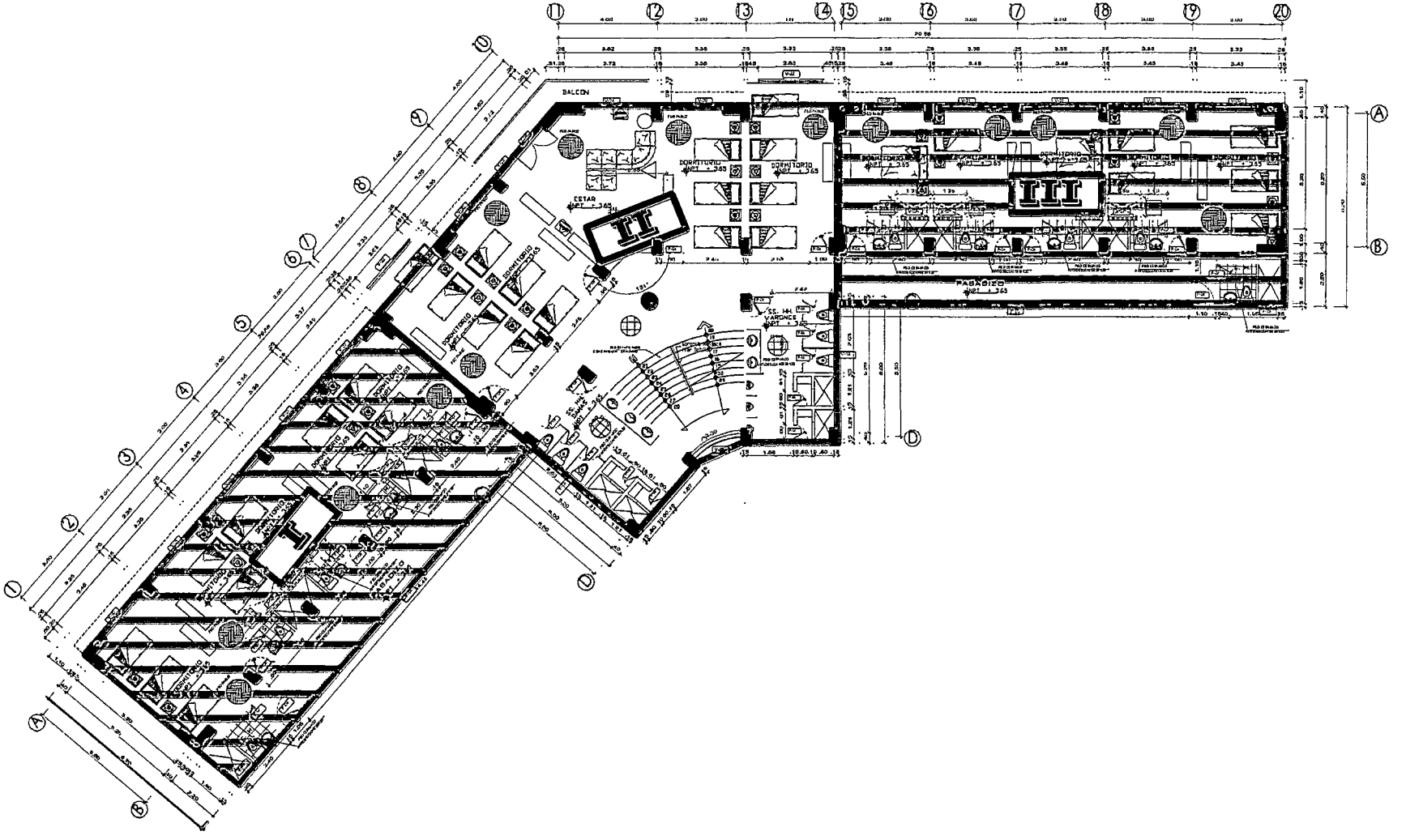



FIGURA 3.3: Vista en planta de croquis de los modulos considerados para el diseño estructural

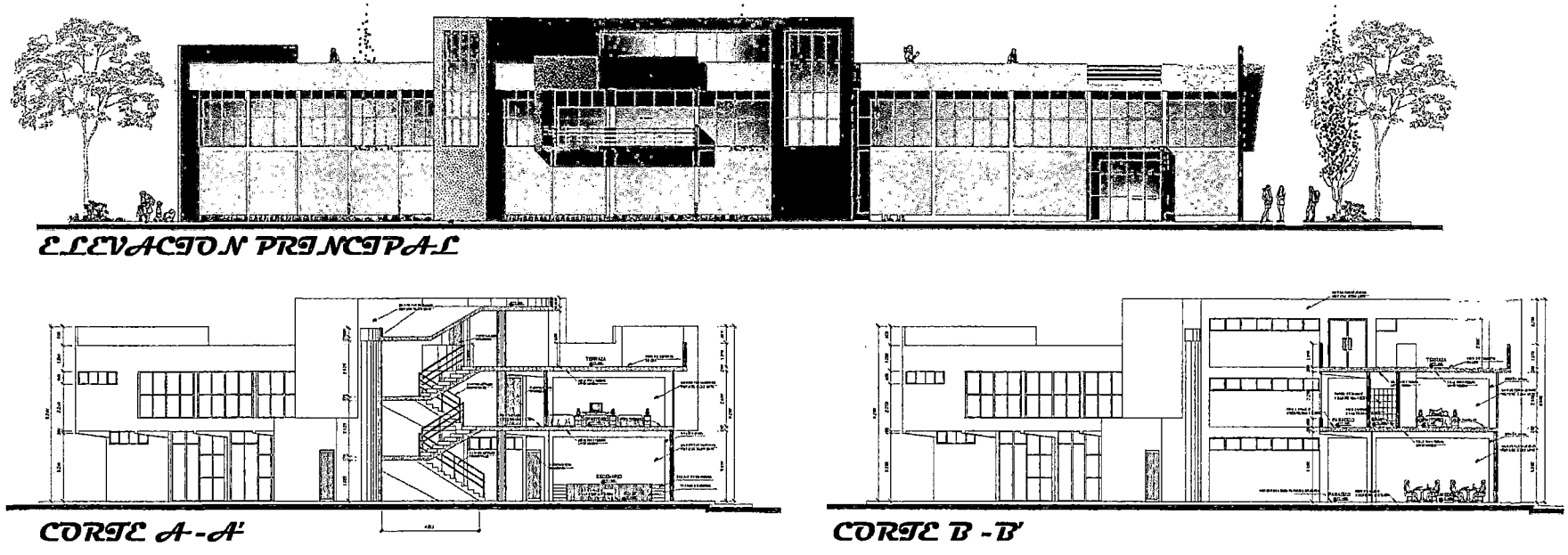



FIGURA 3.4: Vista de elevacion principal, cortes trasversales

Para el presente trabajo de graduación se tomara como objeto de estudio a este Bloque, el cual está constituido por 3 módulos. Para la idealización del sistema y plantear un modelo mecánico en el software Etabs, se realizara en base a los planos de arquitectura respetando la estética, dimensiones siempre en cuando cumplen con las solicitaciones estructurales del RNE.

## 3.5. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

La estructuración implica definir la ubicación de todos los elementos estructurales, como vigas, columnas, placas, losas, muros, etc. Se realiza sobre la base de los planos arquitectónicos. Una vez definida la estructuración se procede con el predimensionamiento, que implica calcular, sobre la base de ratios y recomendaciones prácticas, dimensiones tentativas de las vigas, columnas, placas, muros, etc.

### 3.5.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Los criterios básicos de estructuración son la funcionalidad, seguridad, simpleza, estética y la economía del proyecto. Así mismo, se busca regularidad y continuidad estructural que garantice una buena rigidez lateral e hiperestaticidad.

Para la estructuración del centro deportivo se tienen módulos individuales considerados debido a la gran dimensión y distribución de ambientes tales campo de futbol (tribuna a diseñar), edificación (conformado por tres tipos de bloques), Losas multideprotivas (2 unidades), Piscina Semiolimpica, Losa de Tenis, se decide conservar los ejes de arquitectura y hacerlos coincidir con la ubicación de los pórticos principales del modelo a analizar y diseñar.

Los ejes siguen la dirección de la tabiquería dentro de la cual se pueden mimetizar algunas vigas peraltadas y columnas, y de esta manera, evitar que pasen por la mitad de los ambientes considerados.

- **EDIFICACIÓN**

La edificación como se mencionó anteriormente presenta tres módulos las cuales presenta placas en X, Y, y diagonalmente paralelo a los ejes considerados tal como se puede ver en las siguientes figuras:

En la zona central del edificio, debido a la forma circular de la abertura, se opta por colocar losa maciza que facilite el proceso constructivo.

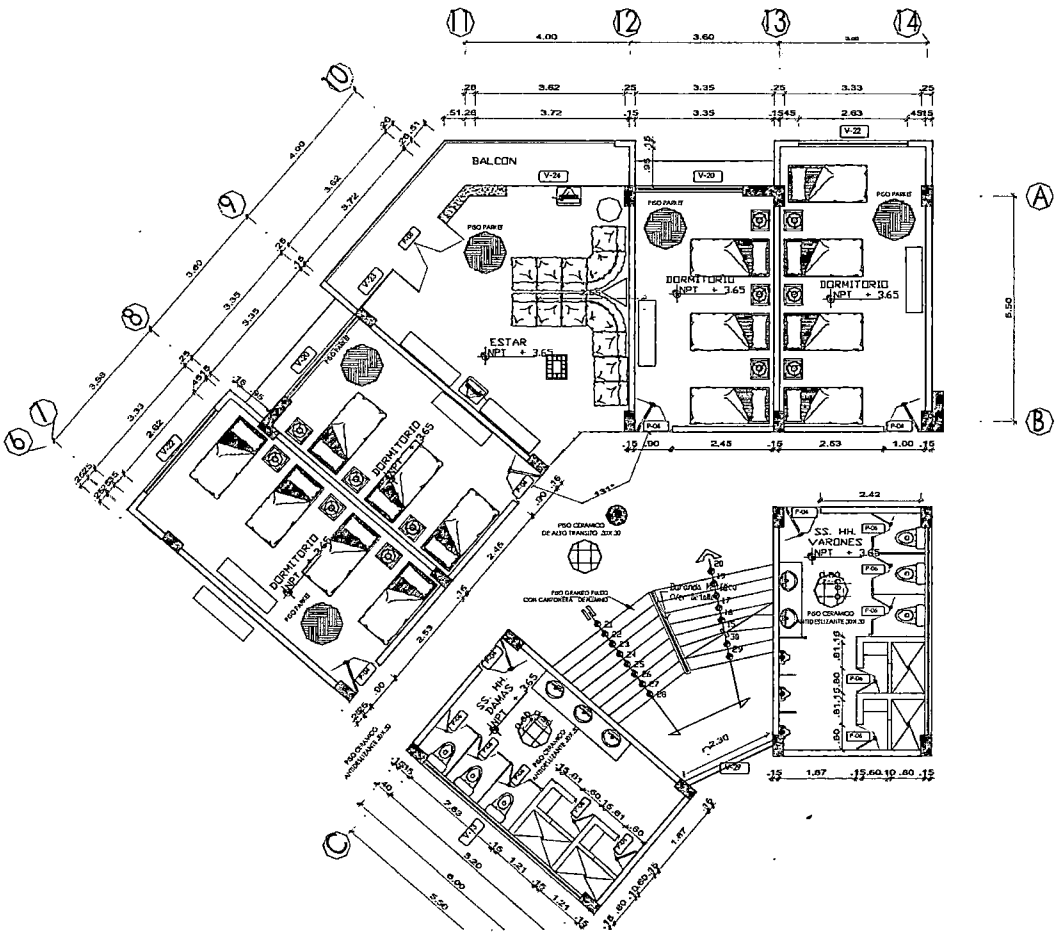



FIGURA 3.5: vista en planta del Módulo II - Block Edificación

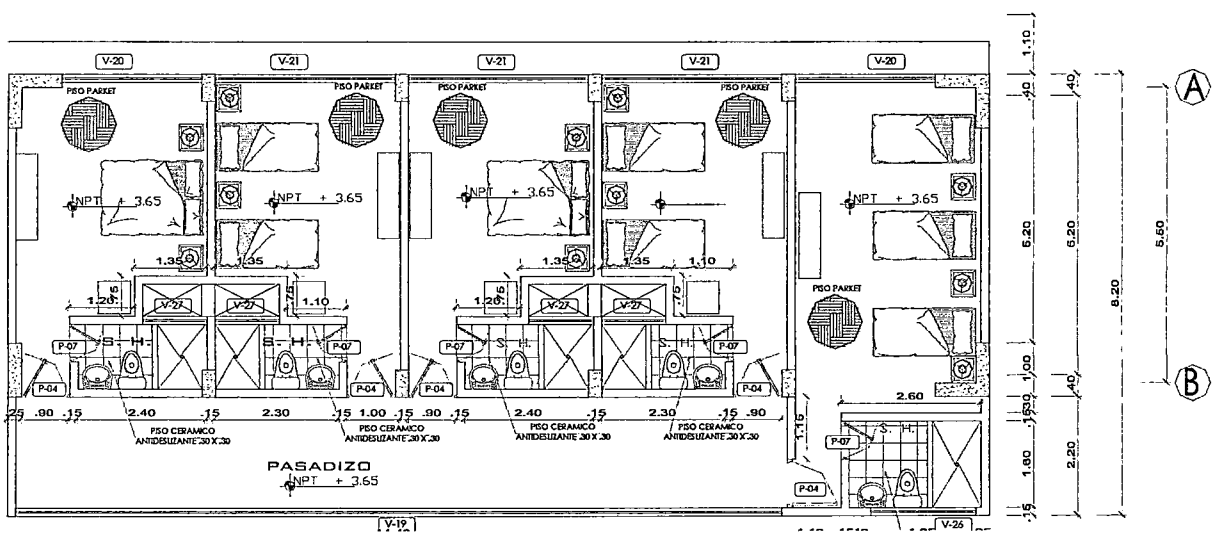



FIGURA 3.6: vista en planta del Módulo I y III - Block Edificación

### 3.5.2. CRITERIOS DE PREDIMENSIONAMIENTO

#### 3.5.2.1. EN CONCRETO ARMADO

Las siguientes ratios y recomendaciones fueron tomados de la norma E.060 y del libro: "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado", de Antonio Blanco.

- **Losas macizas**: Las losas son los elementos encargados de recibir las cargas de gravedad y transmitirlas a las vigas; además, conforman el diafragma rígido que compatibiliza el desplazamiento del resto de elementos estructurales:

| Tipo de losa | Luz (m) | Peralte (cm) |
|---|---|---|
| **Maciza** (Apoyada en sus 4 lados) | Entre 4 y 5.5m | 15 |
| | Entre 5 y 6.5m | 20 |
| | Entre 6 y 7.5m | 25 |

TABLA 3.7: Peralte recomendado según la luz libre de losa maciza

- **Losas aligeradas:** Si se aplica el sistema no convencional de viguetas pretensadas FIRTH. Las recomendaciones del fabricante se muestra en las tablas siguientes:

**Entrepisos**

| Luces (m) | 0 - 5.10 | 5.10 - 6.00 | 6.00 - 7.50 | 7.50 - 8.50 |
|---|---|---|---|---|
| Altura de losa (cm) | 17 | 20 | 25 | 30 |

**Azotea (s/c=100Kg/m2)**

| Luces (m) | 0 - 5.10 | 5.10 - 6.00 | 6.00 - 7.50 | 7.50 - 8.50 |
|---|---|---|---|---|
| Altura de losa (cm) | 17 | 20 | 25 | 30 |

TABLA 3.8: Peralte recomendado según la luz libre entre apoyos de las viguetas FIRTH.

Los espesores de los aligerados armados en una dirección, se pueden predimensionar según la NTE-060, como una fracción de la longitud libre (lc).

El espesor requerido es lc/25, para no verificar deflexiones, con sobrecargas máximas de 350Kg/m2.

Para sobrecargas mayores, pueden utilizarse espesores equivalentes a Lc/21.

A continuación se muestran luces máximas de aligerados de diferentes espesores para sobrecargas menores a 350kg/m2

| Espesores de aligerados | |
|---|---|
| Lc máximo | Espesor |
| 4m | 0.17m |
| 5m | 0.20m |
| 6m | 0.25m |
| 7.5m | 0.30m |

TABLA 3.9: Espesor de aligerado según la longitud libre (lc)

- **Vigas:** Las vigas son los elementos que reciben la carga de los aligerados, losas macizas y tabiques del edificio para transmitirlas a las columnas y muros; además, conforman los pórticos que aportan rigidez al edificio.

  Por recomendaciones prácticas, el peralte debe estar en el orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre. La norma E.060 indica que, para aquellas vigas que formen pórticos con responsabilidad sísmica, no debemos considerar dimensiones menores a 25 cm.

- **Columnas:** Son elementos verticales que transmiten las cargas de gravedad a la cimentación y que, junto con las vigas, conforman los pórticos que aportan rigidez al edificio.

  Las formas y dimensiones de las columnas deben satisfacer dos condiciones estructurales importantes:

  1) Resistir cargas de gravedad.

  2) Resistir fuerzas sísmicas laterales.

Para ambos condiciones se tomaran en cuenta las recomendaciones dadas por blanco (1991). Sin embargo, la segunda condición será complementada con alternativas de predimensionamiento, que permiten obtener suficiente rigidez lateral de las columnas en ambas direcciones.

El dimensionamiento valido será aquel que satisfaga la condición más desfavorable.

Para garantizar la resistencia ante cargas de gravedad para las columnas de un sistema estructural dual o aporticado, las áreas de sus secciones pueden ser dimensionadas en base a la siguiente expresión:

$$\text{Area de la columna} = \frac{P}{0.45f'_c}$$

- **P** es la carga que actúa en una columna
- **F'c** es la resistencia del concreto a compresión

La carga P se obtiene como la suma total de las cargas de gravedad que inciden en el área tributaria de la columna en cada uno de los pisos.

| **Metrado de cargas unitarias** |
|---|
| Tipo A: 1500Kg/m2 |
| Tipo B: 1250Kg/m2 |
| Tipo C: 1000Kg/m2 |

TABLA 3.10: carga según el tipo de edificación
Fuente Dr. Genner Villareal Castro

El área de columna calculada para cargas de gravedad, deberá ser verificada para la acción de la fuerza cortante sísmica. Cuando la estructura se considera aporticada, generalmente las áreas de columnas calculadas para cargas de gravedad, deben ser aumentadas. Esta cantidad crece aún más si las luces de los

pórticos son grandes.

De acuerdo a lo indicado es necesario verificar que las columnas sean capaces de resistir en el primer entrepiso la fuerza cortante actuante:

$$V = \frac{ZUCSP}{R}$$

$$V_{Porticos} = \frac{C}{R} ZUSP$$

Si todas las columnas son dimensionadas con peraltes iguales en cada dirección, entonces la fuerza que debe absorber cada columna Vc será el cortante Vporticos dividido entre el número total de columnas(N°columnas) en la dirección analizada

Es decir:

$$V_{ac} = \frac{V_{Porticos}}{N°_{columnas}}$$

Siempre que la fuerza Vac, debe ser resistida por el área de la sección de la columna (Ac).

Por tanto, la fuerza cortante resistente será:

$$V_{rc} = \emptyset V_c = 0.85 \times 0.53\sqrt{210} \times A_C$$

$$V_{rc} = 6kg/cm2 \times A_C(cm2)$$

La sección será correcta si se satisface que:

$$V_{ac} \leq V_{rc}$$

Recomendaciones recogidas en diferentes bibliografías para el predimensionamiento de la sección transversal se tiene:

**a)** La relación Ancho/Peralte debe ser mayor o igual a 0.4, para mantener el elemento lejos de la condición de esbeltez y los momentos de segundo orden.

**b)** No tendrá lados menores a 0.25 m.

**c)** Para columnas con cargas axiales en servicio menores a 200 T, buscar un área entre 1500 a 2000 cm².

- **Placas de corte:** Conocido también como placas o muros de corte; son muros de concreto armado que proporcionan gran rigidez lateral a la edificación. Estos elementos absorben casi toda la fuerza cortante basal generada por los sismos.

  Para el predimensionamiento se aplica un método aproximado que consiste en igualar la fuerza cortante basal a la suma de la resistencia del concreto de las placas.

$$V_{Estático} = \phi V_C$$

$$V_{Estático} = \frac{ZUCS}{R} \times Peso = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_C} \times t \times L$$

$$\Rightarrow L = \frac{V_{Estático}}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_C} \times t}$$

Siendo t el espesor estimado del muro, se despeja L que viene a ser la longitud total de placas que requiere el edificio en la dirección de análisis.

- **Muros de contención:** GEOMETRÍA DEL MURO

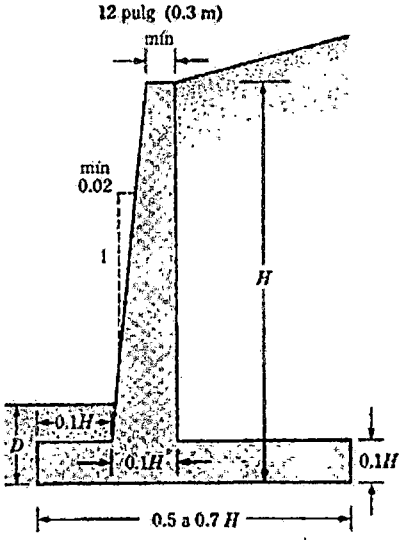



FIGURA 3.7: Predimensionamiento de muro de contención en voladizo

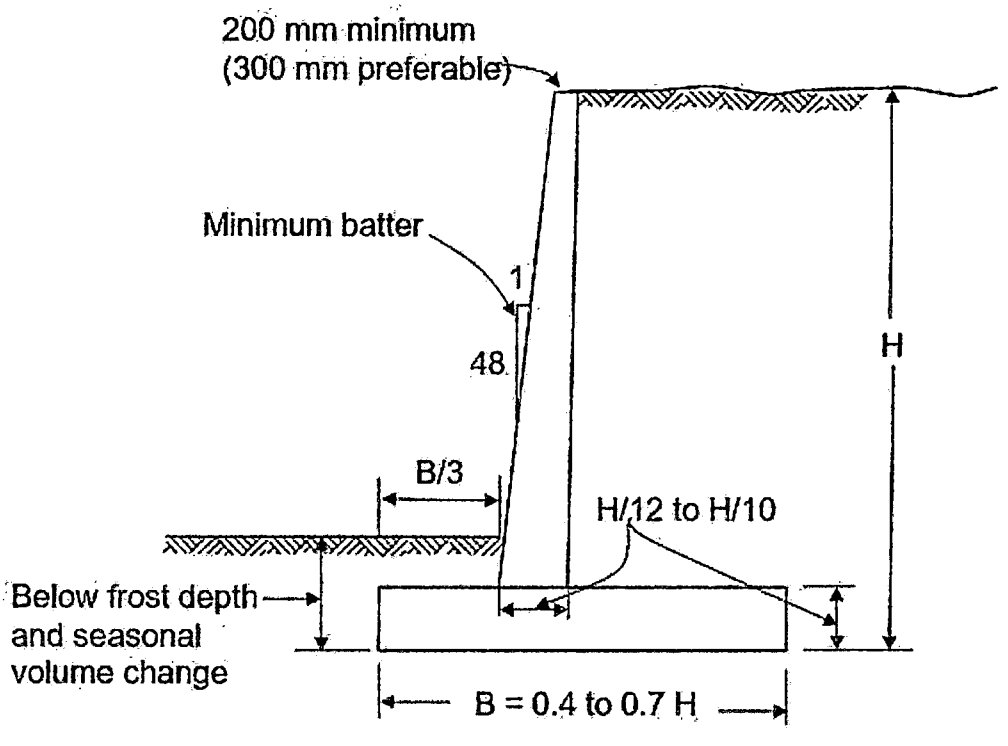



FIGURA 3.8: Predimensionamiento general de muro en voladizo.

### 3.5.2.2. EN ACERO

- **Vigas:** Las vigas se dimensionan generalmente con un peralte del orden de 1/20 a 1/23 de la luz libre. El ancho es menos importante que el peralte pudiendo ser hasta despreciable en acero ok como es el caso de las vigas planas. En la tabla 3.11, se muestran los valores de dimensionamiento de vigas, según sus luces y ubicación

| Ejes de vigas | Espacio que cubren | LUZ(mts) | F | Peralte calculado Luz*F(mts) | Peralte Proyectado (mts) |
|---|---|---|---|---|---|
| Vigas longitudinales | Ambientes (viguetas) | 5.50 | 1/22 | 0.25 | 0.6 y 0.40 |
| Vigas Transversales | Ambientes (viguetas) | 3.60 | 1/22 | 0.16 | 0.6 y 0.40 |

TABLA 3.11: Predimensionamiento de vigas y viguetas

- **Columnas:** Estos son elementos sometidos a carga axial y momento flector en forma simultánea. Por lo dicho antes los factores que deberían controlar su dimensionamiento son la esbeltez (kl/r) y el módulo de la sección (Z).En la práctica se acostumbra utilizar como parámetro de predimensionamiento solamente lo primero (kl/r).

ASI-LRFD establece al particular que para miembros cuyo diseño se basa en esfuerzos de compresión, es preferible que la relación de esbeltez no sobrepase 200. La palabra preferible significa una liberación de lo que se establecía anteriormente ya que no hay razón matemática para limitar la aplicabilidad de la ecuación de Euler a relaciones mayores de 200. Sin embargo los diseñadores recomiendan no exceder este límite porque si no se tendrán deformaciones que aumenten la inestabilidad del elemento en compresión.

En lo que respecta a columnas se acostumbra no utilizar relaciones de esbeltez mayores a 120 porque la columna también debe cumplir la función de aportar rigidez a todo el conjunto.

| Ejes de columnas | Altura (pulg) | Esbeltes limite (KL/r) | k | r=kl/120 | Nota: Buscar tabla ry |
|---|---|---|---|---|---|
| Primer piso | 165.35 | 120 | 1.00 | 1.378 | W24x62 |
| Segundo piso | 122.05 | 120 | 1.00 | 1.017 | W24x62 |
| Tercer piso | 122.05 | 120 | 1.00 | 1.017 | W24x62 |

TABLA 3.12: Predimensionamiento de columnas

### 3.5.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

#### 3.5.3.1 VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

- **Alta resistencia:** La resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras, esto es de gran importancia en puentes de grandes claros.

- **Uniformidad:** Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

- **Ductilidad:** La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente, evitando asi fallas prematuras.

- **Tenacidad:** Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen

resistencia y ductilidad la propiedad de un material para absorber energías en grandes cantidades se denomina tenacidad.

- Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores como son la soldadura, los tornillos y los remaches.
- Posibilidad de prefabricar los miembros de una estructura
- Rapidez de montaje.
- Gran capacidad de laminarse y en gran cantidad de tamaños y formas.
- Resistencia a la fatiga.
- Posible rehúso después de desmontar una estructura.

### 3.5.3.2 DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

- **Costo de mantenimiento:** La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos, al agua y el aire, por consiguiente, deben pintarse periódicamente.
- **Costo de la protección contra el fuego:** Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, su resistencia se reducen considerablemente durante los incendios.
- **Susceptibilidad al pandeo:** Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión mayor es el peligro de pandeo. Como se indicó previamente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al utilizarse como columnas no resulta muy económico ya que se debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.
- **Fatiga:** Su resistencia puede reducirse si se somete a un gran

número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión.(se tiene problemas de fatiga solo cuando se presentan tensiones)

- **Fractura frágil:** Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil puede ocupar en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación.

| DESVENTAJAS DEL ACERO | VENTAJAS DEL CONCRETO |
|---|---|
| * Mantenimiento periodicamente<br>*Altos costos en matenimiento<br>*oxidacion de perfiles de acero - conchamarca<br>*Susceptibilidad al pandeo<br>*Poco común | *Muy poco mantenimiento<br>*Tiene una adaptabilidad de conseguir diversas formas arquitectonicas<br>*Tiene la factibilidad de lograr diagrmas de rigidez horizontal<br>*Posee alto grado de durabilidad<br>*Es un material con aceptacion universal |

TABLA 3.13: comparación de materiales entre acero y concreto

Es por estos motivos en la presente tesis se toma como opción secundario el diseño estructural en acero sin dar alcances detallados, solo se mencionan a grandes rasgos para su sustentación de la elección de materiales, La madera no se puede utilizar debido a la cargas a que tiene que soportar la estructura y por otros fundamentos como es el costo en el mantenimiento, poco durabilidad, etc.

### 3.5.4. ESTRUCTURAS DEL COMPLEJO DEPORTIVO

Para el presente informe de tesis para optar el grado académico de ingeniero civil, se considerara el BLOCK de Edificación el cual propiamente se trabajara en tres módulos (I, II y III) debido a su forma complicada y una gran dimensión en planta.

## ❖ EDIFICACIÓN

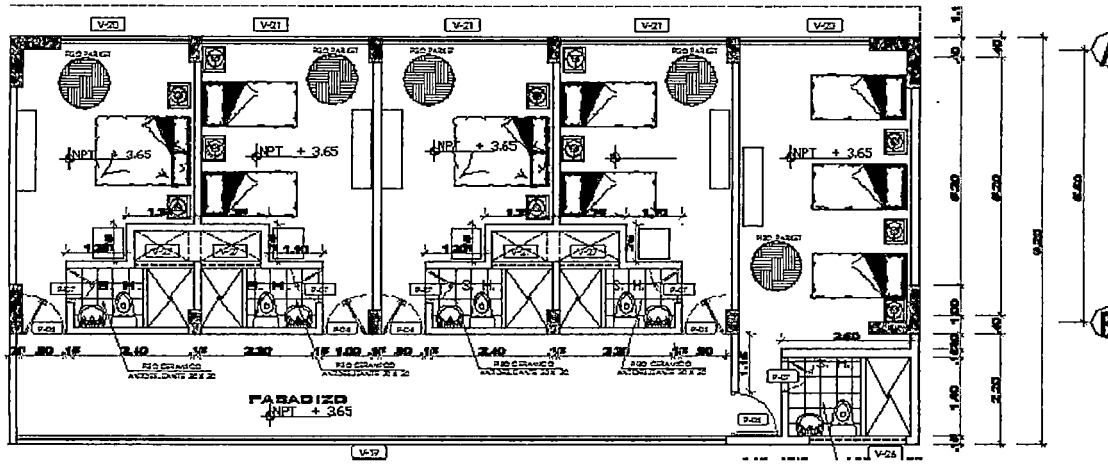



FIGURA 3.9: Vista en planta de los modulos I y III

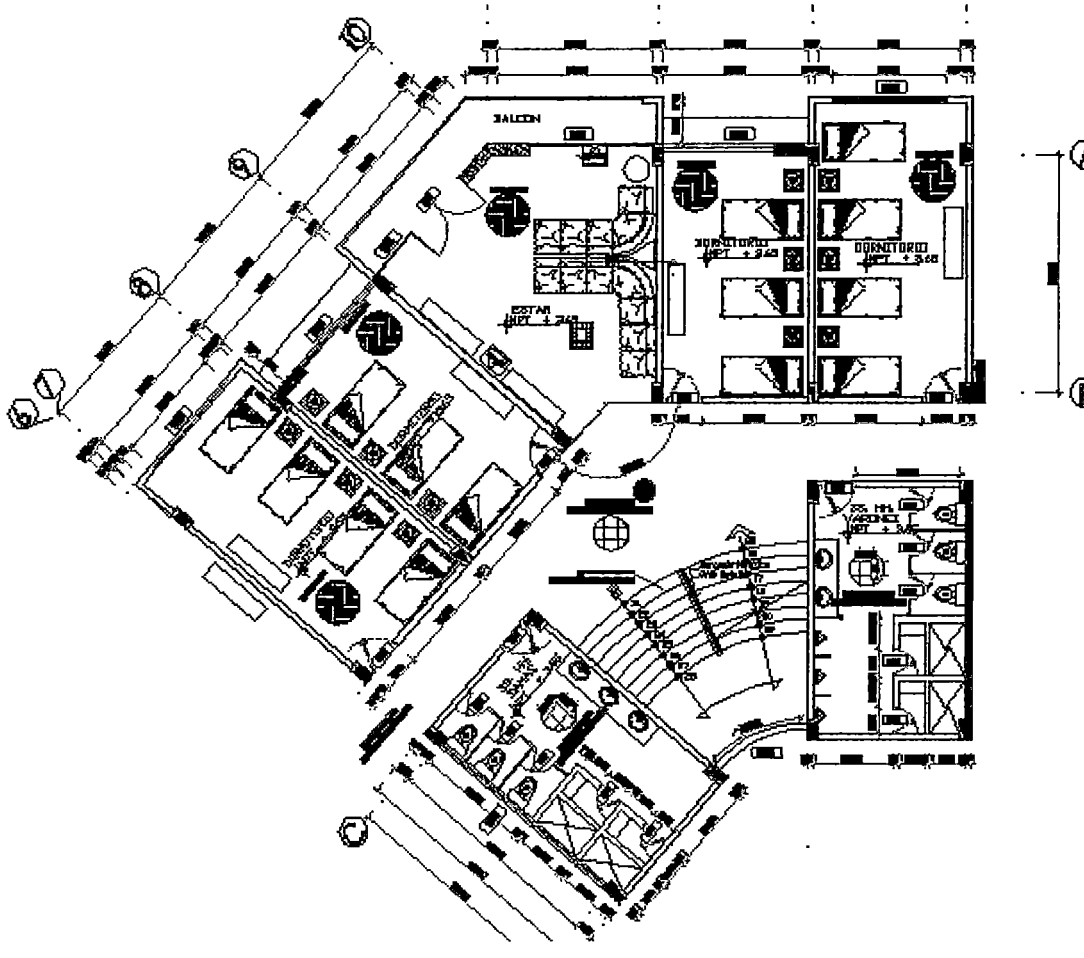



FIGURA 3.10: vista en planta del modulo II.

- **Losas macizas:** La luz máxima entre apoyos de la losa maciza central es de 3.60m; por tanto, se podría elegir un peralte de 17cm, acorde con la Tabla 3.1.
  Pero por un mayor margen de seguridad, óptimo proceso constructivo se elige un peralte de aligerado de 20cm.

- **Losas aligeradas**: La luz máxima entre apoyos de los aligerados es de 3.6 metros y corresponde al paño frontal entre casi todos los ejes del 1 al 20. La altura de losa es de 17cm, acorde con la Tabla 3.9.
  Pero por un mayor margen de seguridad, óptimo proceso constructivo se elige un peralte de aligerado de 20cm.

- **Vigas:** Los peraltes están en función de la luz libre entre apoyos, y debe estar en el rango de (L/12, L/10), con anchos no menores a 25 cm.
  Para el caso de vigas de borde no debe ser menor a 20cm.

| VIGA | Luz Libre | L/12 | L/10 | Seccion elegida |
|---|---|---|---|---|
| VP | 5.00m | 0.42m | 0.50m | 0.25x0.50m |
| VS | 3.35m | 0.28m | 0.34m | 0.25x0.50m |
| VB | 3.35m | 0.28m | 0.34m | 0.20x0.30m |

TABLA 3.14: Peralte en función de la luz libre de vigas VP, VS y VB

- **Columnas:** Las columnas que presentan los módulos I y III son del tipo C1 la máxima carga, es 50.653 Tn de axial; al ser menor que 200 T, se consideran secciones de 0.25x0.50 m. Como vemos en la Tabla 3.15 se cumple con las recomendaciones de predimensionamiento:

| Columna | Seccion(cm) | b/h | Area(cm2) |
|---|---|---|---|
| C1 | 25x50 | 0.5 | 1250 |
| C2 | D=50cm | Circular | 1963 |
| CC-A | 20x20 | 1 | 400 |

TABLA 3.15: Caracteristicas de la seccion de columnas

- **Placas de corte**: Del predimensionamiento del módulo I y III, la longitud de placas requerida para cada dirección, Aplicando la formula se tiene:

$$L = \frac{V_{Estático}}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times t}$$

$$L_{xx} = \frac{33998}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25X100} = 2.45m$$

$$L_{yy} = \frac{33998}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25X100} = 2.45m$$

## 3.6. ANÁLISIS PARA SOLICITACIONES SÍSMICAS

En el presente capítulo se realiza el análisis sísmico del edificio en tesis, según las especificaciones del proyecto de norma E.030, que busca de cumplir con dos objetivos fundamentales en el comportamiento estructural:

1) ante sismos frecuentes, entiéndase sismos con periodos de retorno de 50 años, se acepta que el edificio sufra daños menores pero debe mantenerse totalmente operativo.

2) ante sismos raros, entiéndase con periodos de retorno de 500 años, debe evitarse el colapso de los elementos estructurar y no estructurales para salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Este análisis permitirá conocer el comportamiento de la estructura bajo solicitaciones sísmicas, ver si existe irregularidad torsional, verificar que las derivas máximas cumplan lo estipulado en la Norma E.030, además se obtendrán fuerzas internas de los diferentes elementos que conforman el sistema sismorresistente, dichas fuerzas serán consideradas al momento del diseño.
Se realizará el análisis dinámico utilizando el procedimiento de combinación espectral.

### 3.6.1. PROCEDIMIENTO GENERAL DE ANÁLISIS

Se construye un modelo analítico de las tribunas del estadio y el edificio en el programa ETABS, haciendo uso de elementos 1D, 2D, diafragmas rígidos.
Las cargas asignadas al modelo corresponden a la tabiquería, peso de losas y la sobrecarga. Las cargas deben ser aplicadas sobre las losas y ETABS automáticamente las distribuye a las vigas, columnas y placas, según sus áreas tributarias.
La envolvente de momentos flectores y fuerzas cortantes de las vigas, columnas y placas se obtienen directamente del modelo analítico.
Las cargas axiales de columnas y placas se calculan multiplicando sus áreas tributarias por la sobrecarga (CV) y el peso por unidad de área tanto de la tribuna y del edificio (CM).

Las cargas a considerar para las losas del edificio son: su peso propio y las cargas actuantes sobre ellas: tabiquería, piso terminado y carga viva:

| | | |
|---|---|---|
| Carga Muerta (CM) | Acabados | 100Kg/m2 |
| | Tabiqueria | 270Kg/ml |
| | Peso de Aligerado | 300Kg/m2 |
| Sobrecarga (CV) | Tribunas | 500Kg/m2 |
| | Oficinas | 250Kg/m2 |
| | Corredores y Escaleras | 400Kg/m2 |
| | Corredor - oficina | 400Kg/m2 |

TABLA 3.16: Magnitud de las actuantes sobre las losas

### 3.6.2. MODELO ESTRUCTURAL

Los siguientes conceptos se toman de la tesis: "Análisis y Diseño de Edificios Asistido por Computadoras" de José Antonio Tabeada García y Arturo Martín de Izcue Uceda.

- **Objetos de línea y área:** Con los objetos de línea se modelan las columnas (orientación vertical) y las vigas (orientación horizontal), a los que se asigna una sección transversal determinada. Para el modelo, se tiene en cuenta anular la rigidez a la torsión de las vigas. Con los objetos de área, ya sea como una malla de elementos finitos o como un elemento de repartición de cargas, se modelan las losas (orientación horizontal) y placas (orientación vertical), a los que se asigna una sección transversal determinada.

- **Diafragmas rígidos:** Las losas, al ser elementos mucho más rígidos en relación a otros, se les puede considerar indeformables ante cargas coplanares. Con los diafragmas rígidos se compatibilizan los desplazamientos horizontales de los elementos empotrados en él y se distribuyen las fuerzas horizontales a los elementos verticales según su rigidez.

- **Asignación de cargas:** El peso de la tabiquería se asigna a las losas mediante elementos ficticios NONE que distribuyen la carga de forma automática a las vigas. La sobrecarga y peso propio de las losas son

cargas por unidad de área que se asignan en cada paño.

A continuación de señalan los pasos a seguir para el análisis de los módulos I y III en el programa de Etabs:

- Elegir el sistema de unidades a utilizar
- Elegir el sistema de coordenadas a utilizar
- Definir la geometría del modelo estructural
- Definir el tipo de apoyos y conexiones
- Definir los materiales y sus propiedades
- Definir secciones y espesores de los elementos estructurales
- Definir los sistemas de cargas a aplicarse y sus combinaciones
- Asignación de restricciones, secciones, espesores y cargas

Las características y algunas definiciones del modelo ya fueron descritas, adicionalmente es preciso destacar:

- La base de las columnas y placas se consideró empotrada, dado que el terreno es de 2 kg/cm2
- Las conexiones de vigas perpendiculares a las placas se consideraron articulados, pues no cuenta con la longitud necesaria para desarrollar anclaje del refuerzo.
- Cada piso de la edificación fue considerado como un diafragma rígido, con 3 grados de libertad, dos de los cuales son de traslación horizontal (X-Y) y uno de rotación en el plano horizontal.
- Por cada nivel del modelo estructural se consideran dos masas traslacionales y una rotacional.
- Las masas fueron obtenidas directamente por el programa ETABS, en base a los modelos, a partir de las cargas aplicadas y peso propio de los elementos, considerando 100% carga muerta + 50% carga viva.

Finalmente, los modelos considerados son:

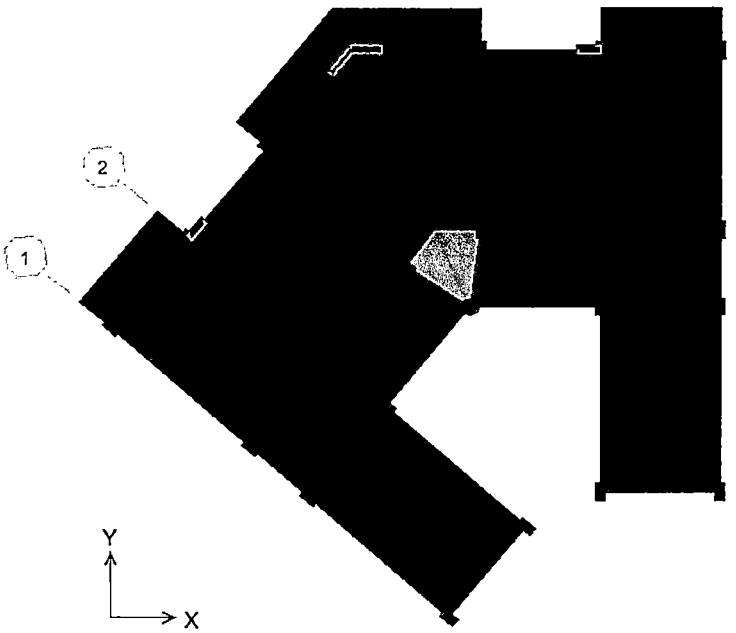



FIGURA 3.11: Vista en planta del modulo II – Edificacion

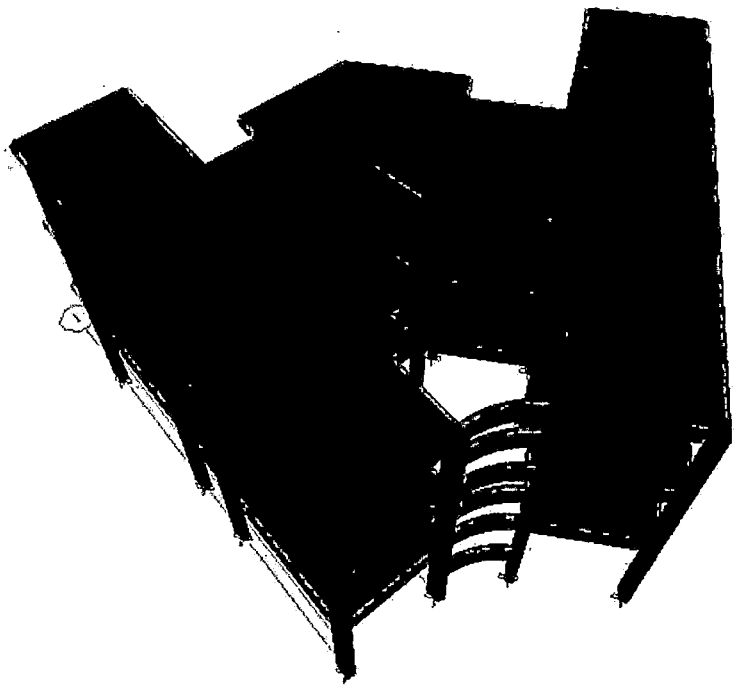


FIGURA 3.12: Vista en 3D del modulo II – Edificacion

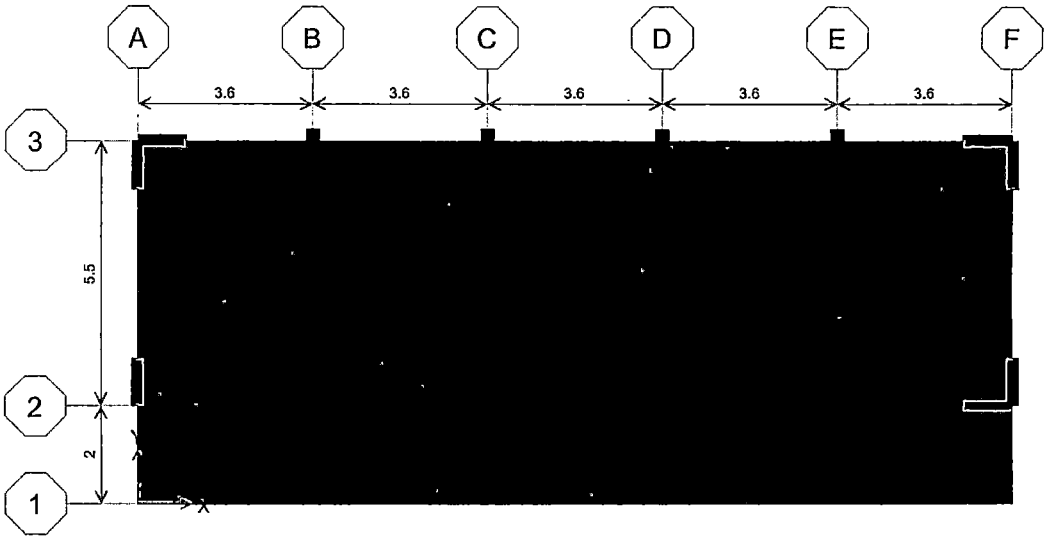



FIGURA 3.13: Vista en planta de los modulos I y III – Edificacion

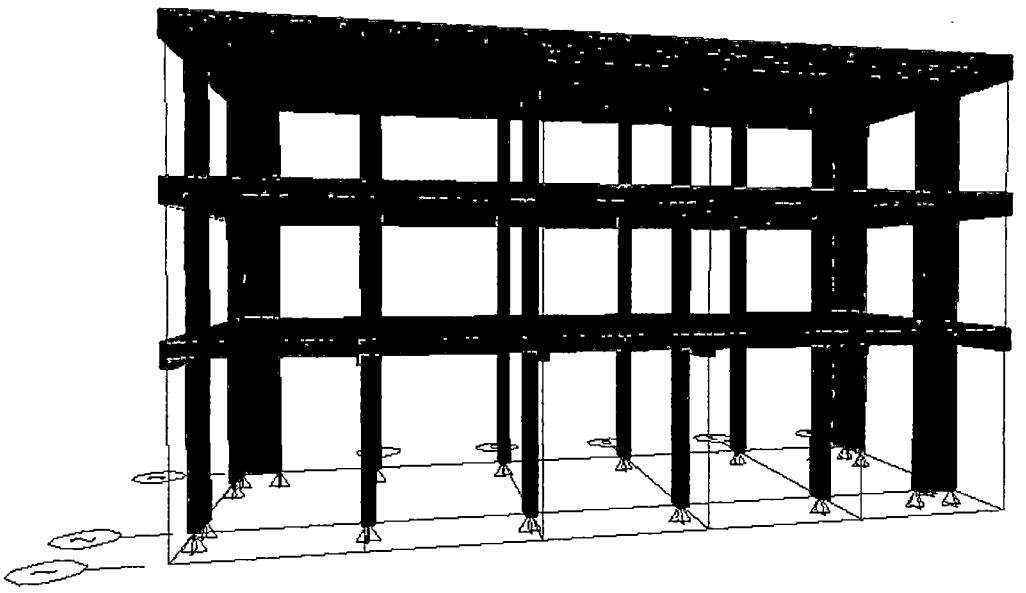


FIGURA 3.14: Vista en planta de los modulos I y III – Edificacion

### 3.6.3. METRADO DE CARGAS

**Metrado de Carga por unidad de Área.-** Las cargas a metrar son solo aquellas que afectaran a la losa tales como: acabados, tabiquería, sobre carga, entre otros.

| ELEMENTO | CARGA | | OBSERVACIONES |
|---|---|---|---|
| **Carga Muerta** | | | |
| Acabados | 100 | kg/m² | |
| Peso de Aligerado | 300 | kg/m² | Todos |
| **Carga Viva** | | | |
| Escalera y corredores | 400 | kg/m² | Diseño de Escalera |
| Oficinas | 250 | kg/m² | Todos |
| pasadizo y corredores | 400 | kg/m² | Todos |
| Techos | 50 | kg/m² | Techo |

TABLA 3.17: Cargas en el primer y segundo nivel

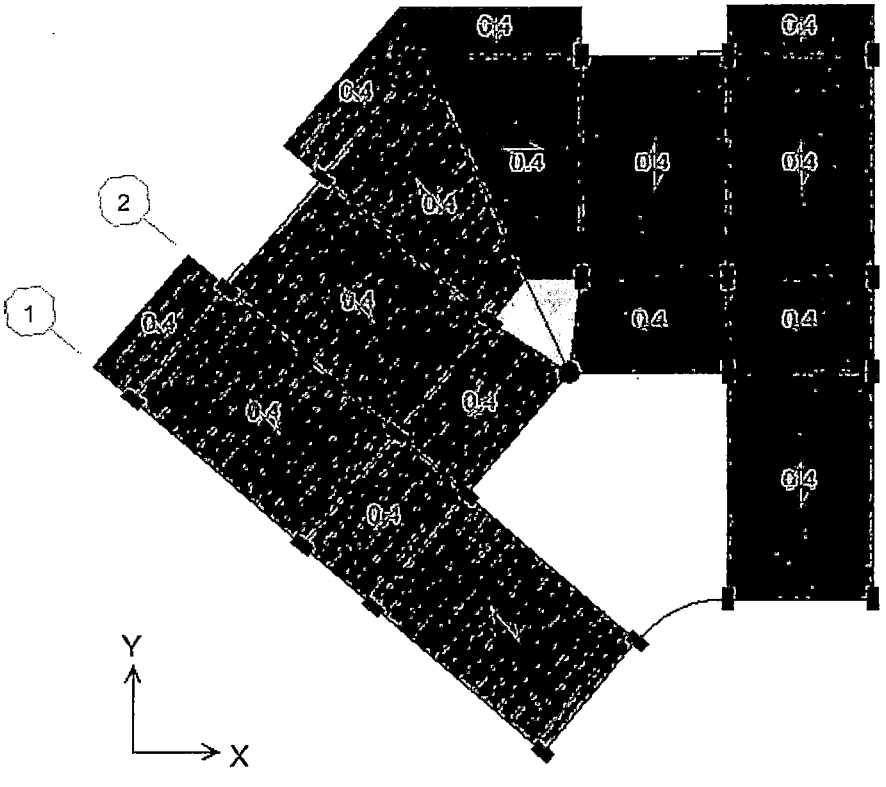



FIGURA 3.15: Esquema Cargas Muerta-DEAD (tn/m2)- Primer nivel

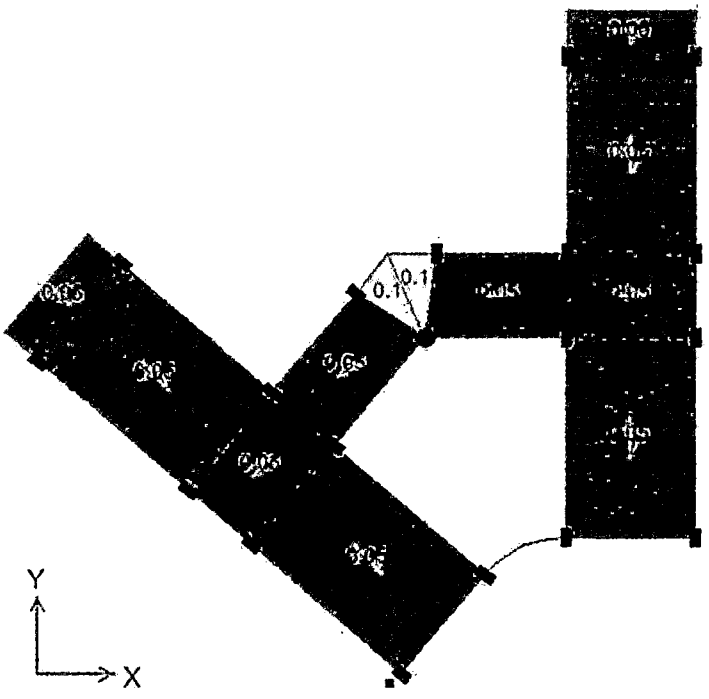



FIGURA 3.16: Esquema Cargas Muerta-DEAD (tn/m2)- Techo

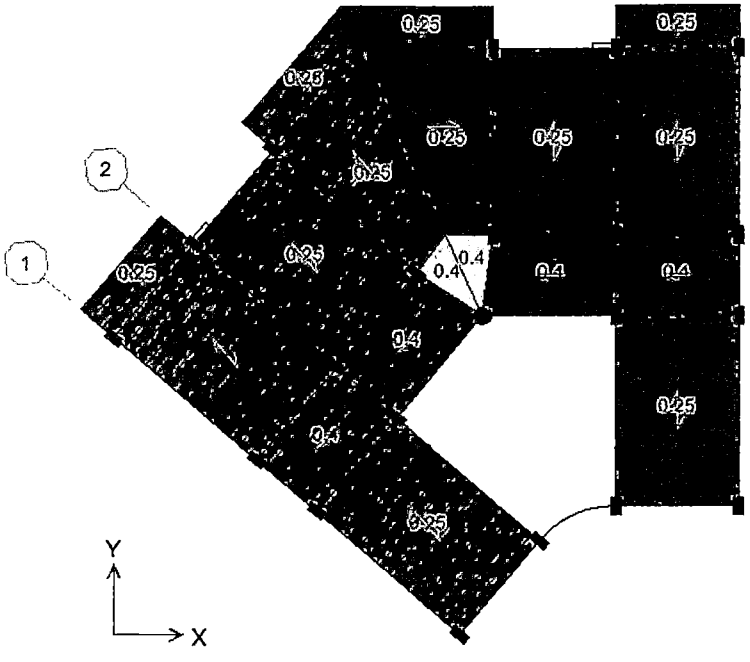



FIGURA 3.17: Esquema CargasViva-LIVE (tn/m2) 1 Y 2 NIVEL

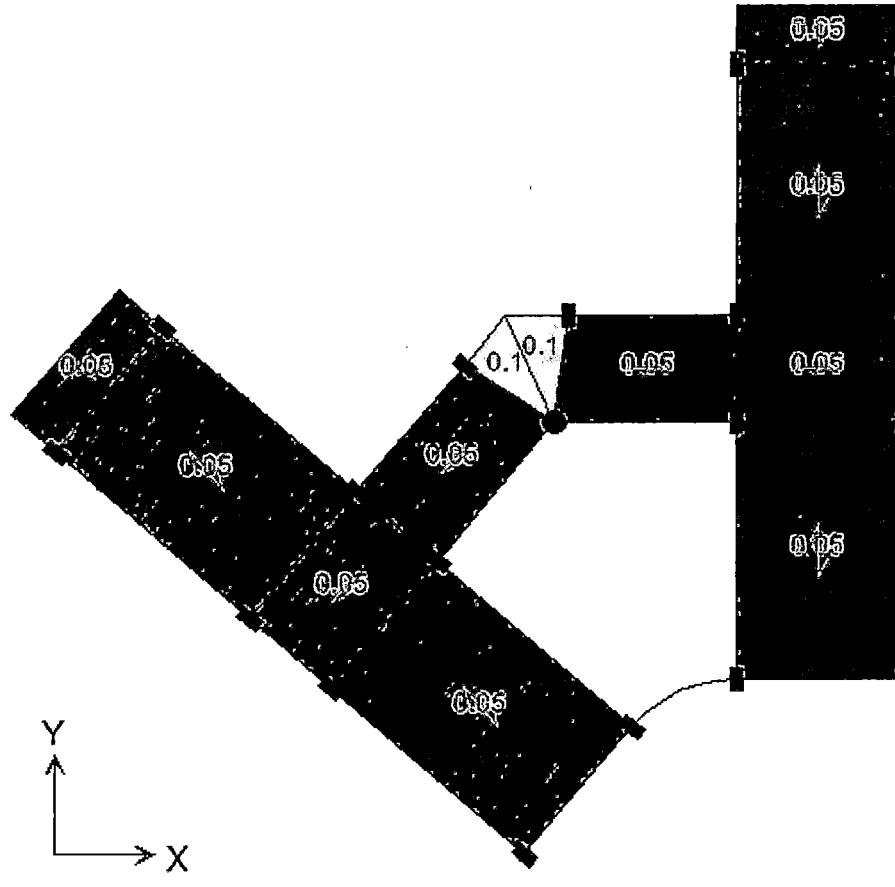



FIGURA 3.18: Esquema Cargas viva-LIVE (tn/m2) – TECHO

**Metrado de Carga por unidad de longitud.-** las cargas a metrar son aquellas son los muros que están directamente apoyado sobre las vigas.

| CARGAS EN VIGAS | ALTURA | ESPESOR O ANCHO | PESO ESPECIFICO | CARGA x $m^2$ (Kg/m2) | ω (tn/m) |
|---|---|---|---|---|---|
| CARGA MUERTA | | | | | |
| *Muro en vigas secundarios* | *2.6* | *0.15* | *1800* | | *0.70* |
| *parapeto/ventana baja* | *1.1* | *0.15* | *1800* | | *0.30* |
| *Escalera* | *3.2* | *0.24* | *2400* | | *1.84* |
| CARGA VIVA | | | | | |
| *Escalera* | *3.2* | | | *400.00* | *1.28* |
| | | | | | |

TABLA 3.18: Cargas en vigas para todos los porticos

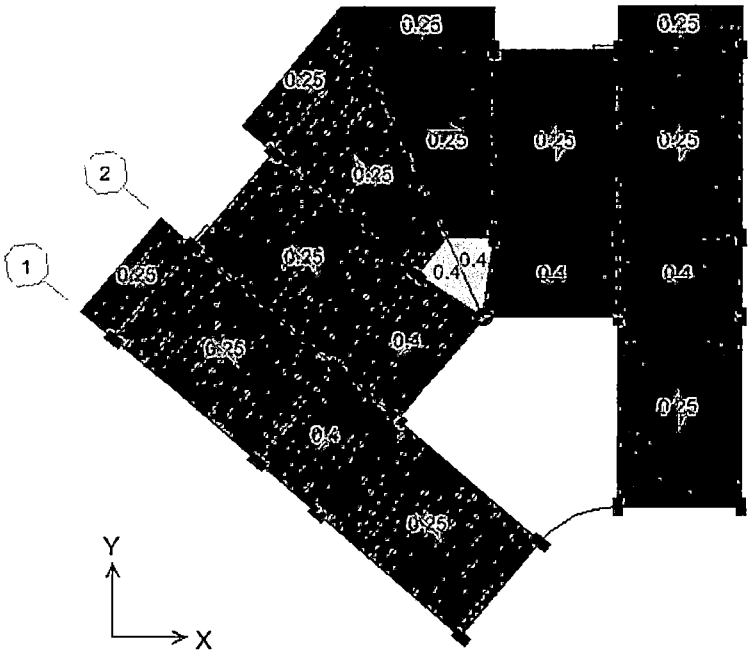



FIGURA 3.19: Vista en planta del eje C-C Plano de arquitectura

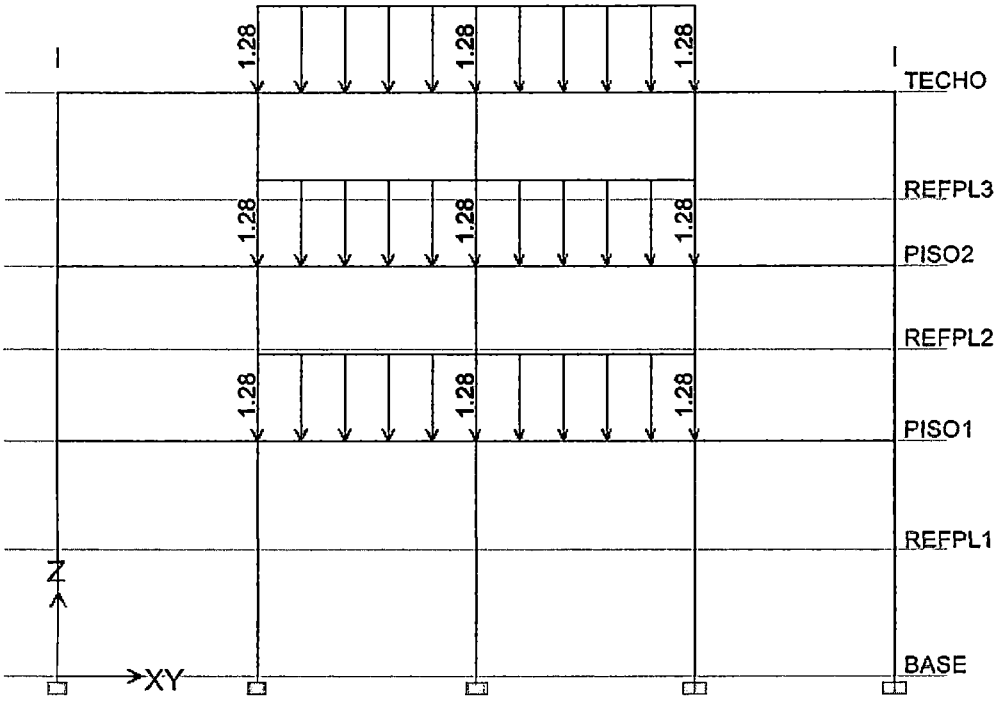



FIGURA 3.20: Esquema Cargas muerta-DEAD (tn/m2)-Eje C-C

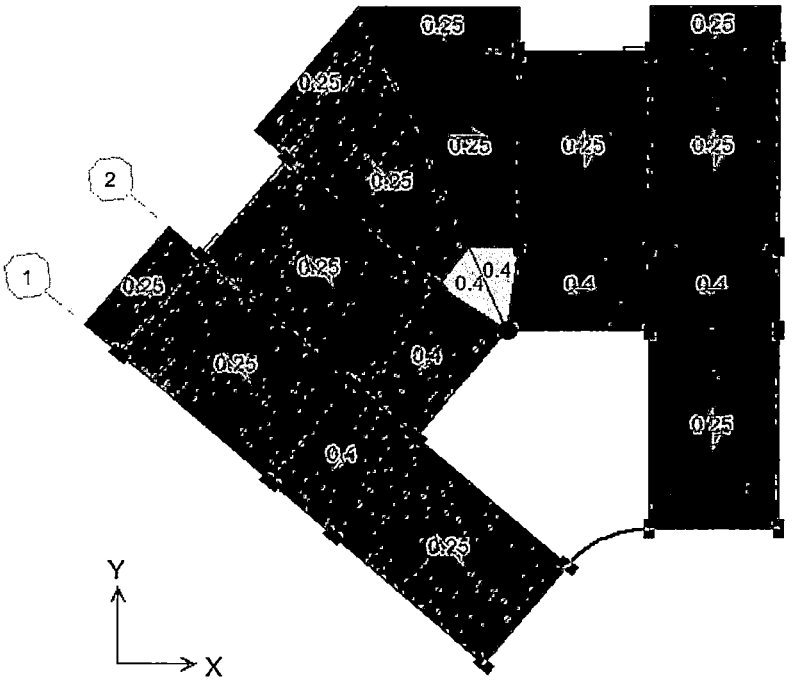



FIGURA 3.21: Vista en planta del eje D-D Plano de arquitectura

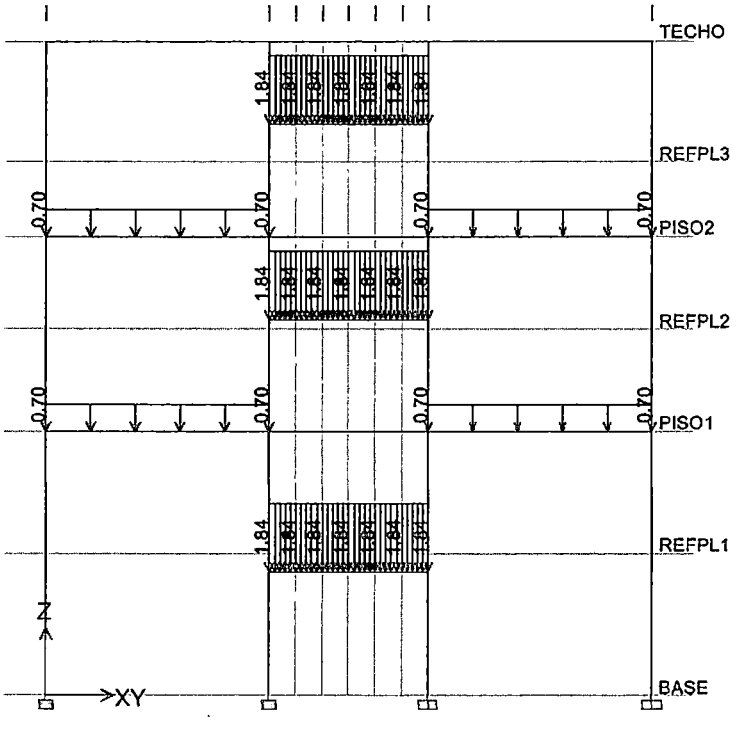



FIGURA 3.22: Esquema Cargas muerta-DEAD (tn/m2)-Eje D-D

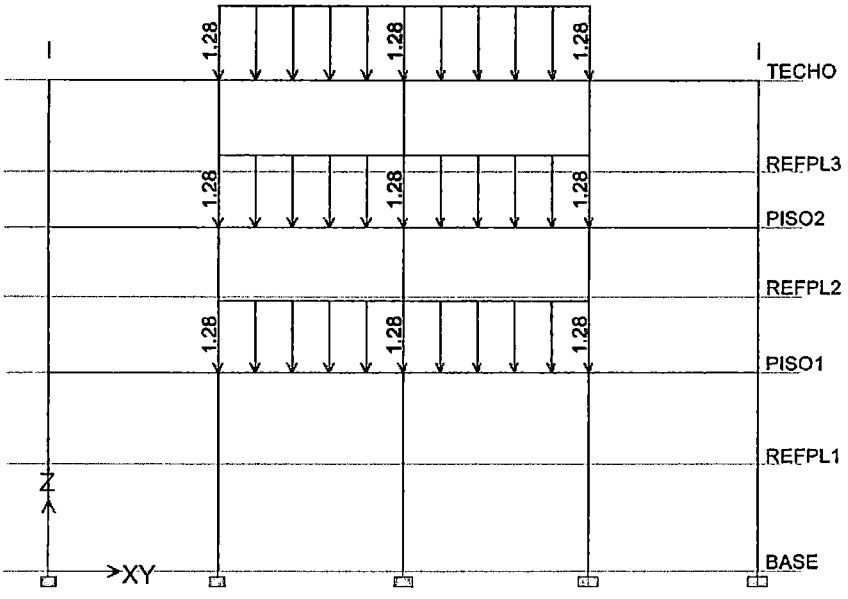



FIGURA 3.23: Esquema Cargas Viva-LIVE (tn/m2)-Eje D-D

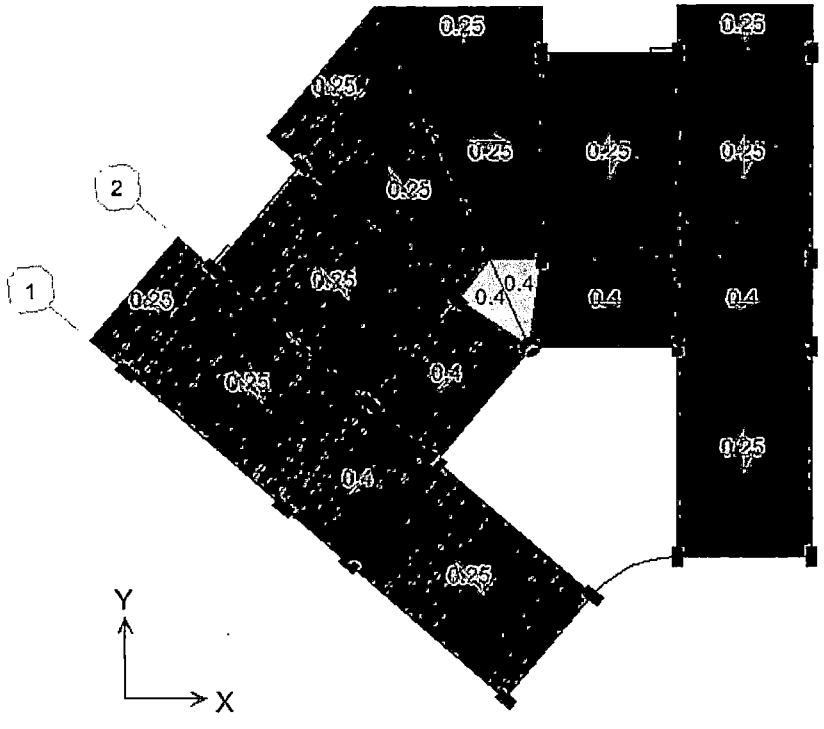



FIGURA 3.24: Vista en planta del eje C-C Plano de arquitectura

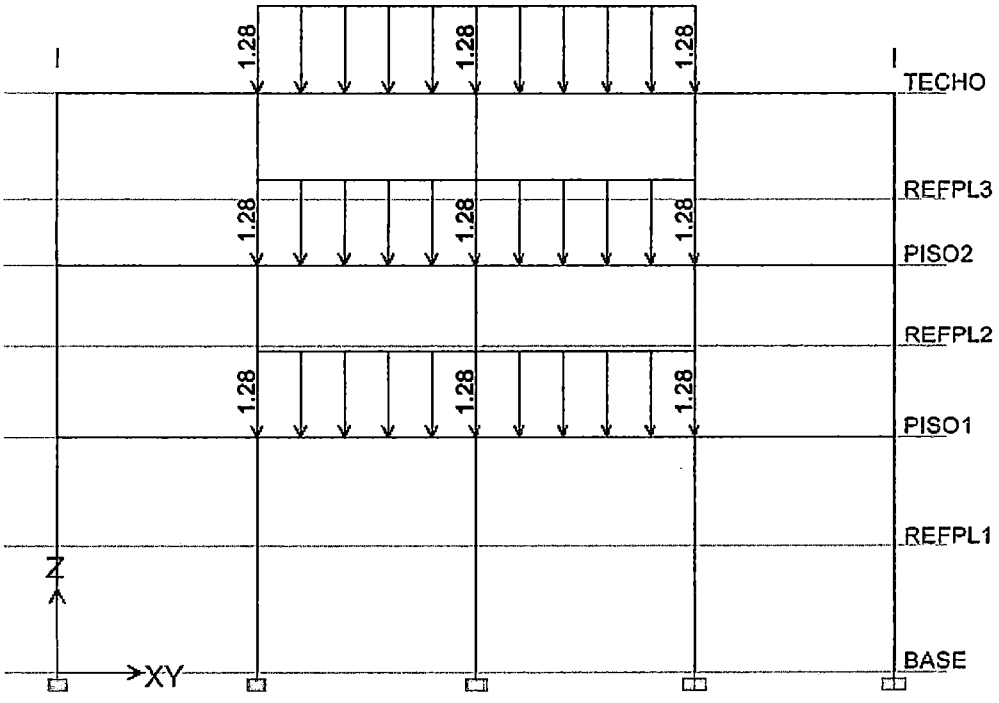



FIGURA 3.25: Esquema Cargas vivas-LIVE (tn/m2)-Eje C-C

**Metrado de Cargas Dinámicas.-** El metrado de cargas será realizado por el software correspondiente teniendo como consideración diafragmas rígidos y las incidencias de cargas muertas y vivas según reglamento.

| ELEMENTO | METRADO POR | FACTOR |
|---|---|---|
| Carga Muerta | Software | 1 |
| Carga Viva | Software | 0.5 |
| Carga Viva en techo | Software | 0.25 |

TABLA 3.19: Factor de carga para el Software

Nota: Se considera una excentricidad accidental de 5%

**Metrado de Rigidez.-** El metrado de cargas será realizado por el software correspondiente teniendo como consideración diafragmas

rígidos y las incidencias de cargas muertas y vivas según reglamento.

### 3.6.4. ANÁLISIS DE MODOS Y FRECUENCIAS

Utilizando la combinación Cuadrática Completa (CQC) se obtuvo mediante el programa ETABS los diferentes modos y frecuencias, los más representativos se muestran en la tabla 3.20.

| | | UX | UY |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.543343 | 55.6456 | 11.7229 |
| 2 | 0.522836 | 16.2714 | 76.9149 |
| 3 | 0.34292 | 17.9659 | 3.8442 |
| 4 | 0.180505 | 5.4359 | 1.1585 |
| 5 | 0.161985 | 0.9871 | 4.5832 |
| 6 | 0.152371 | 0.0656 | 0.0199 |
| 7 | 0.097241 | 0.191 | 0.6693 |
| 8 | 0.096012 | 0.9352 | 0.2533 |
| 9 | 0.067564 | 2.1215 | 0.4517 |
| | Σ | 99.6192 | 99.6179 |

TABLA 3.20 : Principales modos

Se puede apreciar claramente los modos de vibración de mayor importancia del edificio para cada dirección, resaltándose sus respectivos periodos y masas participantes.

### 3.6.5. REPRESENTACIÓN DE LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS

Las solicitaciones sísmicas se determinan, según lo indicado en el proyecto de Norma E.030 Diseño sismorresistente, por espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones, el cual se define como:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} g$$

Dónde:

**Factor de zona (Z):** Las tribunas se construirán en conchamarca - Huánuco – Huánuco (zona sísmica 2), por ende Z=0.3, Z=0.25 (Proyecto de norma).

**Factor de uso (U):** por tratarse de una edificación común U=1.3

**Factor del suelo (S):** suelo de tipo S2, entonces S=1.2, Tp =0.6.

**Factor de amplificación sísmica (C):** representa el factor de amplificación de la respuesta de la estructura respecto de la aceleración del suelo, C = 2.5(Tp/T) 2.5 .

Coeficiente de reducción sísmica (R): En las dos direcciones "X", "Y" el sistema estructural está conformado por pórticos de concreto armado, por ello se asumirá R=8. Esta hipótesis se verificará luego de finalizado el análisis.

La estructura es regular, por ello no es necesario afectar por un coeficiente de reducción.

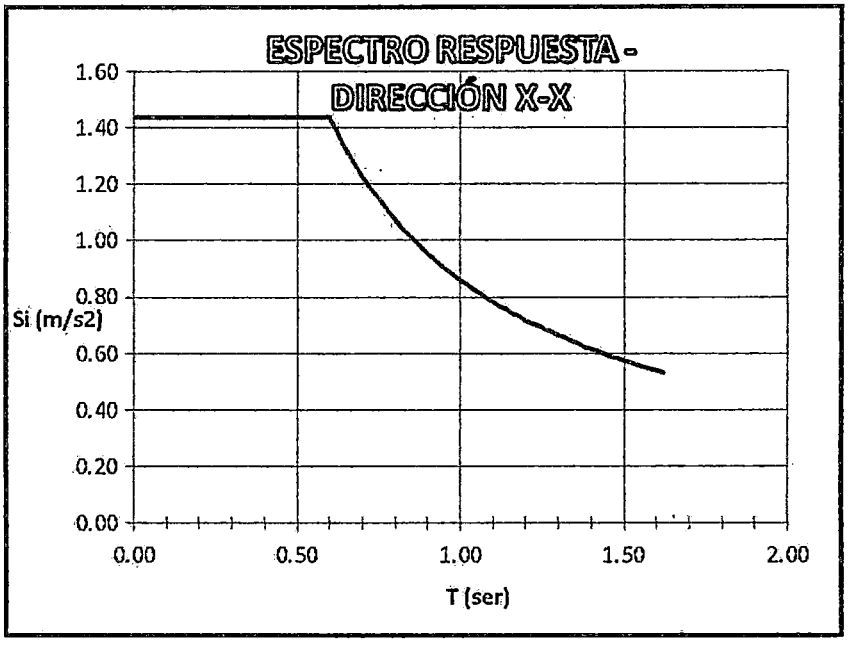



FIGURA 3.26: Espectro inelastico de pseudo-aceleraciones en la direccion"X" – Norma E.030.

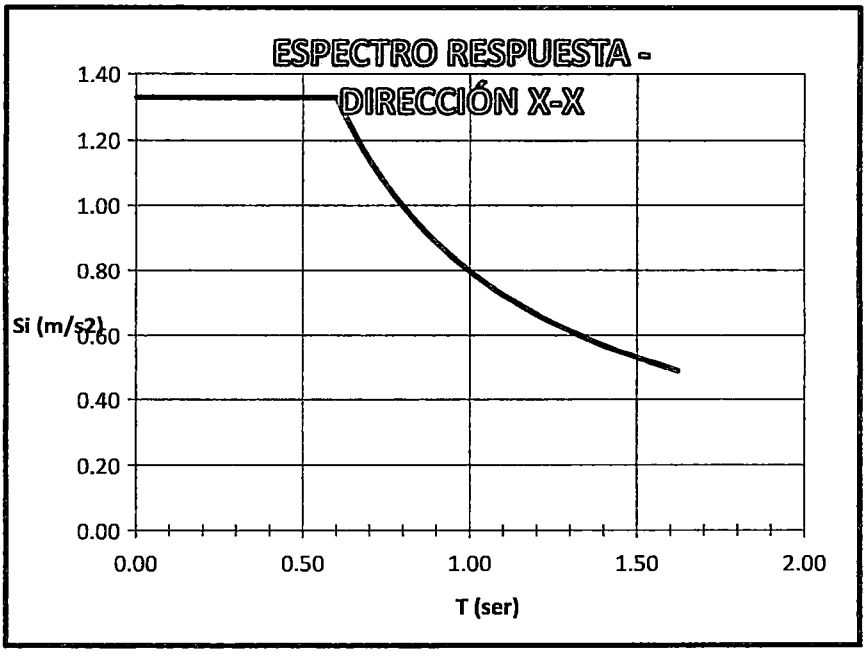



FIGURA 3.27: Espectro inelastico de pseudo-aceleraciones en la direccion"X" – Proyecto de Norma E.030.

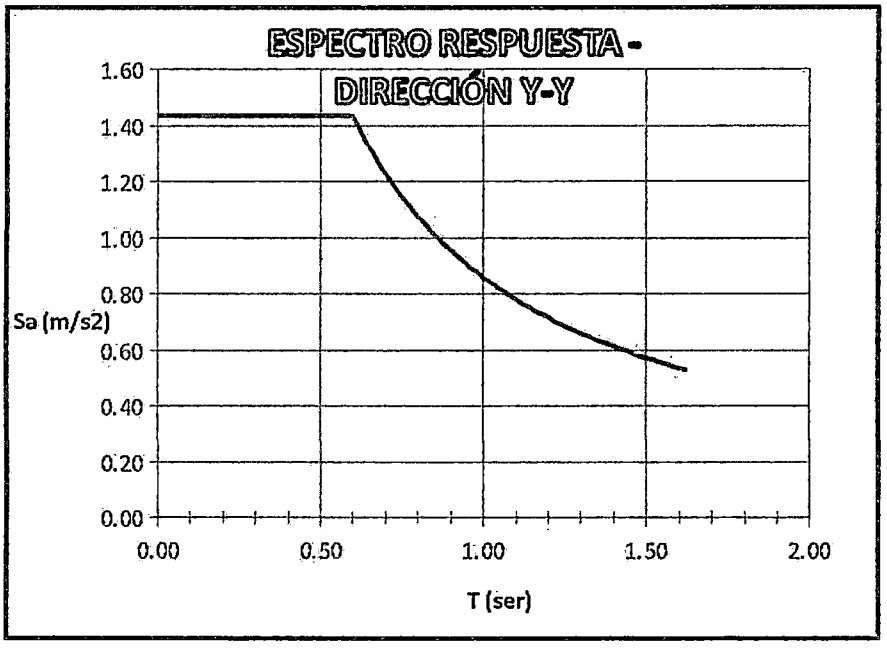



FIGURA 3.28: Espectro inelastico de pseudo-aceleraciones en la direccion"Y" – Norma E.030.

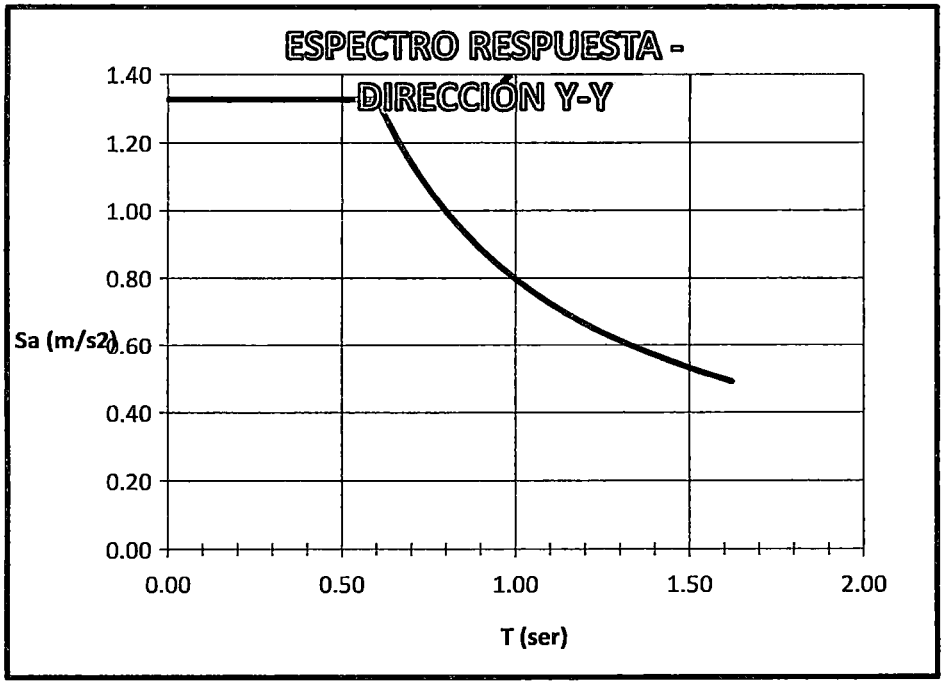



FIGURA 3.29: Espectro inelastico de pseudo-aceleraciones en la direccion"Y" – Proyecto de Norma E.030.

## 3.6.6. RESULTADO DEL ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL

### 3.6.6.1. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los desplazamientos laterales que nos proporciona el programa está en base a las solicitaciones sísmicas reducidas, por ende se debe multiplicar dicho desplazamiento lateral elástico por 0.75R para obtener los desplazamientos laterales inelásticos, que serían los desplazamientos esperados ante un sismo no reducido.

En las tablas 3.21 y 3.22 se muestran los desplazamientos elásticos e inelásticos calculados de los módulos aplicando proyecto de norma y norma E.30 respectivamente.

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Distorsión Admisible en "X" = | 0.007 | ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO | | | | | | | | Rx= 7.2 |
| Distorsión Admisible en "Y" = | 0.007 | ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO | | | | | | | | RY= 7.2 |
| NIVEL | ALTURA | DESPLAZA. CON ETABS | | DESPLAZ.*R*.75 | | DESPLAZ. RELATIVO | | DISTORSIÓN | | CONCLUSIONES |
| | cm | X(cm) | Y(cm) | X | Y | X | Y | X | Y | |
| TECHO | 310 | 1.16 | 1.15 | 6.264 | 6.210 | 1.512 | 1.134 | 0.005 | 0.004 | DESPLAZ. ADM. |
| PISO2 | 310 | 0.88 | 0.94 | 4.752 | 5.076 | 1.782 | 2.322 | 0.006 | 0.007 | DESPLAZ. ADM. |
| PISO1 | 420 | 0.55 | 0.51 | 2.970 | 2.754 | 2.970 | 2.754 | 0.007 | 0.007 | DESPLAZ. ADM. |

TABLA 3.21: Verificacion de desplazamientos-Modulo II

En la tabla se puede ver que la deriva maxima en la direccion "X" es de 7°/oo, mientras que en la direccion "Y" es 7 °/oo. Dichos valores son iguales a la deriva de 7 °/oo contemplada en el proyecto de norma E.030.

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Distorsión Admisible en "X" = | 0.007 | ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO | | | | | | | | Rx= 8 |
| Distorsión Admisible en "Y" = | 0.007 | ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO | | | | | | | | RY= 8 |
| NIVEL | ALTURA | DESPLAZA. CON ETABS | | DESPLAZ.*R*.75 | | DESPLAZ. RELATIVO | | DISTORSIÓN | | CONCLUSIONES |
| | cm | X(cm) | Y(cm) | X | Y | X | Y | X | Y | |
| TECHO | 310 | 0.35 | 0.25 | 2.100 | 1.500 | 1.020 | 0.720 | 0.003 | 0.002 | DESPLAZ. ADM. |
| STORY1 | 420 | 0.18 | 0.13 | 1.080 | 0.780 | 1.080 | 0.780 | 0.003 | 0.002 | DESPLAZ. ADM. |

TABLA 3.22: Verificacion de desplazamientos-Modulo I y III

En la tabla se puede ver que la deriva maxima en la direccion "X" es de 3°/oo, mientras que en la direccion "Y" es 3 °/oo. Dichos valores son menores a la deriva de 7 °/oo contemplada en la norma E.030.

### 3.6.6.2. CONTROL DE GIRO EN PLANTA

La norma señala que será necesario realizar el análisis torsional en estructuras donde el desplazamiento promedio de algún entrepiso sea mayor al 50% del desplazamiento máximo permisible.

$$\Delta \text{prom} > 0.5\Delta \text{permisible}$$

$$\Delta prom = \frac{1}{2}(\Delta_{max} + \Delta_{min})$$

$$\Delta\text{permisible} = (h_{entrepiso})(deriva\ maxima)$$

La tabla 3.23 presenta el anlisis para saber si es necesario analizar la irregularidad torsional

| STORY | Altura entrepiso h | LOAD | Δ prom (relativo) m | Δ permitido (relativo) 0.007*h m | Δ prom/Δ permitido Irregular si > 0.5 |
|---|---|---|---|---|---|
| TECHO | 2.9 | SISMOXX | 0.000655 | 0.02030 | 0.03 |
| TECHO | 2.9 | SISMO YY | 0.000749 | 0.02030 | 0.04 |
| PISO 2 | 2.9 | SISMO XX | 0.001117 | 0.02030 | 0.06 |
| PISO2 | 2.9 | SISMO YY | 0.001230 | 0.02030 | 0.06 |
| PISO 1 | 3.0 | SISMO XX | 0.001570 | 0.02100 | 0.07 |
| PISO 1 | 3.0 | SISMO YY | 0.001557 | 0.02100 | 0.07 |

TABLA 3.23: Control de giro

A partir de la tabla 3.23 se concluye que no es necesario realizar el analisis para determinar la irregularidad torsional

### 3.6.6.3. CORTANTE EN LA BASE

La fuerza cortante basal de los módulos I y III para cada dirección obtenida mediante el análisis dinámico es:

Vxx = 28.75 ton

Vyy = 29.79 ton

### 3.6.6.4. FUERZA CORTANTE DE DISEÑO

- **Determinación del coeficiente de reducción sísmica:**

  Al plantear la estructuración del edificio se vio que la cantidad de muros en la dirección "Y" era suficiente para tomar la cortante basal, mientras que en la dirección "X" la densidad de muros no era adecuada para asumir la totalidad de la cortante basal, por lo cual se decidió formar pórticos para aportar mayor rigidez y resistencia.

  Al iniciar el análisis se asumió R=8 en ambas direcciones,

suponiendo que más del 80% de la cortante basal sería tomado por los Pórticos.

Luego de realizar el análisis, se obtiene el porcentaje de fuerza cortante basal tomado por los pórticos, tal como se aprecia en la tabla 3.24 (fuerza cortante basal)

| | $V_{TOTAL}$ ton | $V_{PORTICOS}$ tn | %TOMADO | SISTEMA ESTRUCTURAL |
|---|---|---|---|---|
| Sismo XX | 87.903 | 71.75 | 81.62 | PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO |
| Sismo YY | 87.903 | 71.77 | 81.62 | PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO |

TABLA 3.24: Fuerza cortante basal

Los pórticos en la dirección X tomaron el 81.62 % de la cortante basal, mientras que en la dirección Y tomaron el 81.62 % es decir lo mismo en ambos sentidos. Con este análisis se puede verificar que el coeficiente de reducción asumido inicialmente (R=8) para ambas direcciones fue correcto.

- **Fuerza cortante mínima en la base:**

La fuerza cortante basal de la estructura para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso de la estructura no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5.3 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos se deben escalar por el factor f, el cual representa la relación entre la fuerza cortante basal estática y dinámica, dicho factor debe ser siempre mayor a la unidad.

En el análisis dinámico realizado se obtuvo que la fuerza cortante

basal obtenida era menor que el 90% del cortante basal estático, por lo que fue necesario utilizar el factor de escalamiento, tal como se muestra en la tabla 3.25.

| | Vestático ton | 90% Vestático ton | Vdinámico ton | Factor de escalamiento |
|---|---|---|---|---|
| Sismo XX | 87.903 | 80.91 | 82.21 | 1.21 |
| Sismo YY | 87.903 | 80.91 | 80.95 | 1.00 |

TABLA 3.25 Factor de escalamiento estatico - dinamico

### 3.6.6.5. JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

El proyecto de Norma de Diseño Sismorresistente E.030 señala que debe existir una distancia libre (s) entre estructuras vecinas para evitar el contacto entre ellas. Dicha distancia libre (s) será:

S>3 cm.

S>2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.

S= 3 + 0.004(h-500) ; h: altura del edificio; h y S en cm.

Una edificación se debe retirar del límite de propiedad por lo menos 2/3 del desplazamiento máximo del edificio ó S/2.

Junta sísmica:

- EDIFICACIÓN – MODULO II

$$\frac{2}{3}D_{xx} = \frac{2}{3}(2.04) = 1.36 \text{ cm}$$

$$\frac{2}{3}D_{yy} = \frac{2}{3}(2.09) = 1.39\text{cm}$$

$$0.5\big(3 + 0.004(940 - 500)\big) = 2.38$$

Finalmente se decide usar una junta de 5 cm en ambas direcciones.

### 3.6.7. RESULTADO DE ESFUERZOS PARA EL DISEÑO

Los resultados obtenidos por efecto de las cargas estáticas y dinámicas se obtendrán los siguientes momentos para la envolvente de cargas.

- **EDIFICACIÓN – MODULO II**.- Aplicando el Proyecto de norma E.030

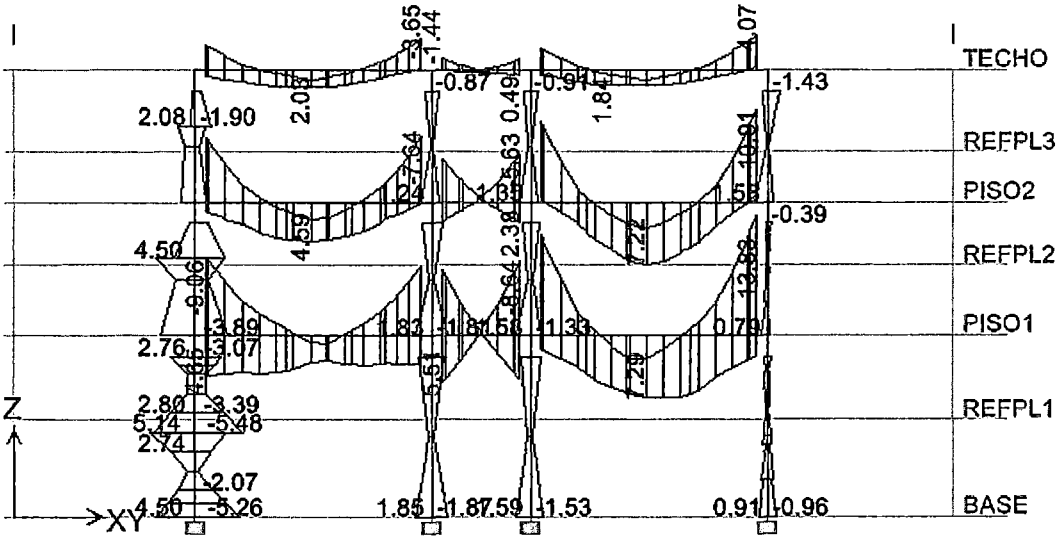



FIGURA 3.30: Portico principal eje 8-8 plano de Arquitectura

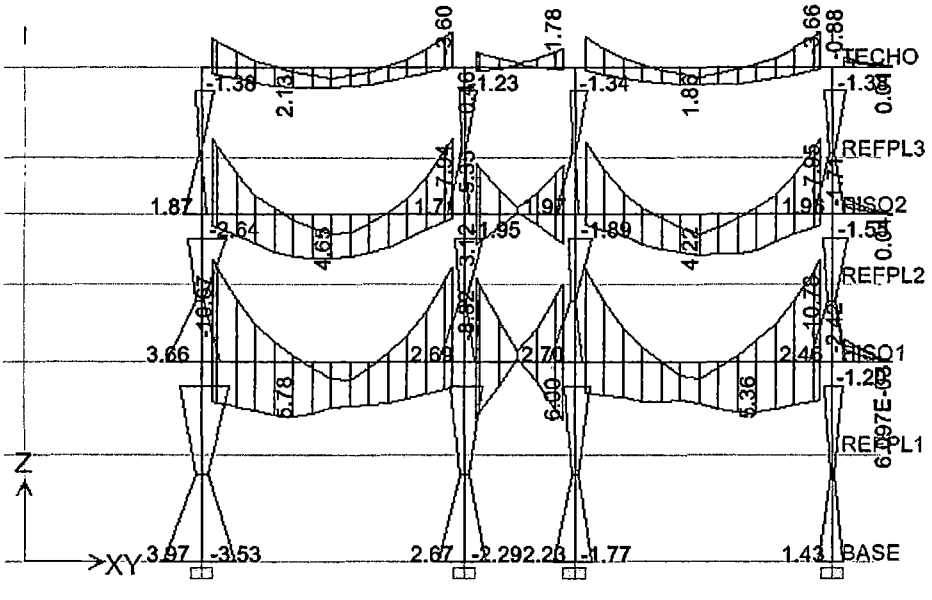



FIGURA 3.31 Portico principal eje 7-7, 14-14 plano de Arquitectura

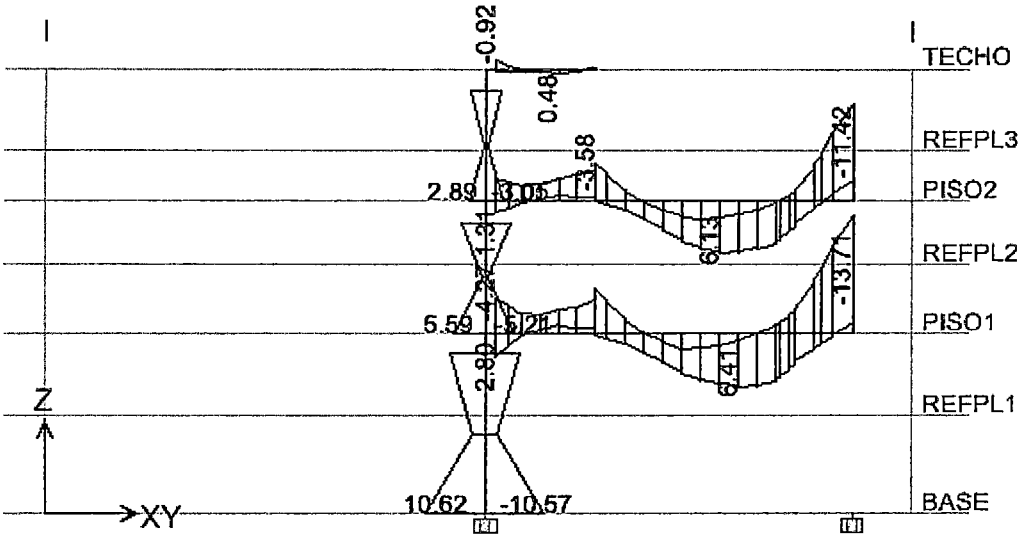



FIGURA 3.32: Esquina o vertice en la placa P-4, plano de arquitectura.

❖ **EDIFICACIÓN – MODULO I y III**.- Aplicando norma E.030

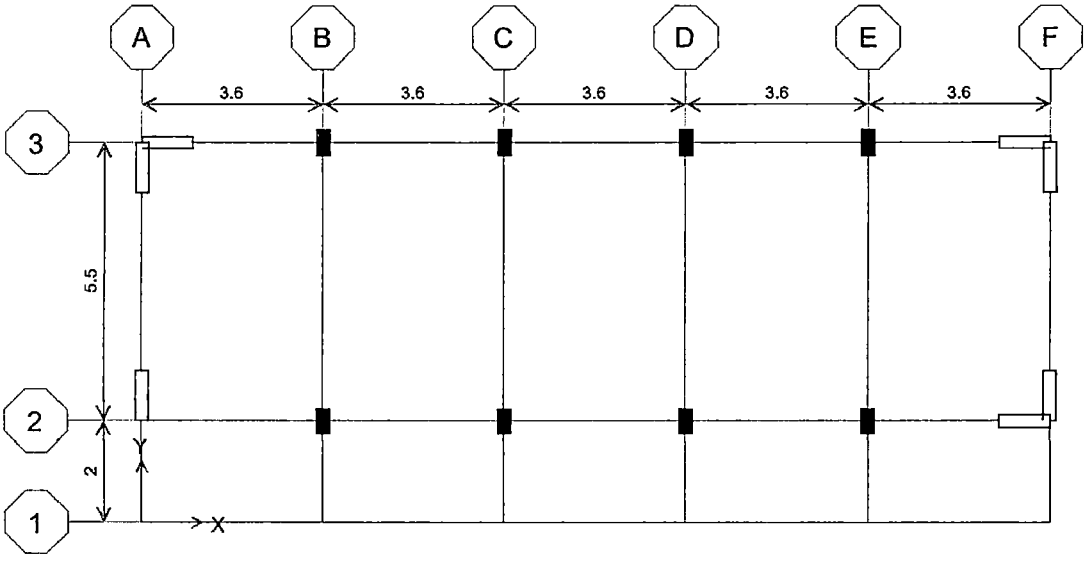



FIGURA 3.33: Vista del modelo Estructural en planta del modulo I y III

### 3.6.8. OBTENCIÓN DE DATOS PARA EL CÁLCULO DE CIMENTACIONES

Para la obtención de datos se utiliza el modelo estructural definida como la combinación de cargas "Cimentaciones" eligiendo la columna que recibe mayor carga o la crítica en el caso de Zapatas Simples.

En cambio para las vigas de cimentación se necesita los datos de un pórtico representativo, sea en dirección al eje "y" ó "x", que contenga de igual manera la columna critica.

Estos datos se encuentran en las Tabla 3.26 exportadas del ETABS a Microsoft Office.

A estos resultados aplicamos un filtro para determinar la carga más crítica, de manera descendente de esta manera ubicamos la columna que entra para diseñar las cimentaciones.

| Story | Point | Load | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| BASE | 44 | CIMENTACION | -0.43 | 0.34 | 41.29 | -0.479 | -0.608 | 0 | C-1 |
| BASE | 45 | CIMENTACION | 0.02 | 0.53 | 40.89 | -0.73 | 0.027 | 0 | |
| BASE | 8 | CIMENTACION | -0.51 | 0.48 | 39.66 | -0.666 | -0.709 | 0 | |
| BASE | 12 | CIMENTACION | 0.01 | -0.36 | 37.93 | 0.491 | 0.011 | 0 | |
| BASE | 14 | CIMENTACION | 0 | -0.05 | 37.25 | 0.059 | -0.011 | -0.001 | C-2 |
| BASE | 5 | CIMENTACION | -0.56 | 0.49 | 35.82 | -0.62 | -0.366 | 0.038 | |
| BASE | 6 | CIMENTACION | 0.16 | -0.1 | 35.31 | 0.129 | 0.2 | 0 | |
| BASE | 31 | CIMENTACION | -0.04 | 0.45 | 34.21 | -0.632 | -0.065 | 0 | |
| BASE | 1 | CIMENTACION | 0.19 | 0.64 | 33.77 | -0.539 | 0.002 | -0.022 | |
| BASE | 11 | CIMENTACION | 1.58 | 0.85 | 28.83 | 0.506 | 0.66 | -0.022 | PLACA - 02 |
| BASE | 34 | CIMENTACION | -1.64 | -0.64 | 28.6 | 0.819 | -0.042 | 0.021 | |
| BASE | 36 | CIMENTACION | 0.6 | -0.47 | 28.49 | 0.632 | 0.807 | 0 | |
| BASE | 35 | CIMENTACION | -0.04 | -0.57 | 27.47 | 0.774 | -0.06 | 0 | |
| BASE | 10 | CIMENTACION | 0.79 | -1.59 | 27.24 | 0.277 | 0.129 | 0 | PLACA - 04 |
| BASE | 9 | CIMENTACION | -0.18 | 0.37 | 25.23 | -0.521 | -0.261 | 0 | |
| BASE | 32 | CIMENTACION | -0.18 | 0.37 | 25.06 | -0.515 | -0.248 | 0 | |
| BASE | 3 | CIMENTACION | 0.3 | -0.13 | 25.04 | 0.157 | 0.401 | 0 | |
| BASE | 33 | CIMENTACION | -0.1 | -0.31 | 24.9 | 0.415 | -0.148 | 0 | |
| BASE | 13 | CIMENTACION | -0.15 | -0.41 | 23.92 | 0.554 | -0.21 | 0 | |
| BASE | 7 | CIMENTACION | 0.23 | -0.08 | 21.59 | 0.09 | 0.303 | 0 | |
| BASE | 4 | CIMENTACION | -0.16 | 0.57 | 21.45 | -0.784 | -0.232 | 0 | |
| BASE | 2 | CIMENTACION | -0.18 | 0.3 | 19.45 | -0.418 | -0.267 | 0 | |
| BASE | 423 | CIMENTACION | -1.24 | -1.56 | 12.92 | 0.126 | 0.071 | 0.018 | |

TABLA 3.26: Datos con Microsoft Office exportado de ETABS

Es importante tener en cuenta, que para la toma de datos se debe saber que estamos utilizando la combinación de carga adecuado, en nuestro caso se

creó la combinación de carga CIMENTACIONES específico para este cálculo.

Ubicar el elemento en el modelo según la Tabla 3.26 son los puntos en donde C-1 es critico y donde estan ubicados la C-2 y las placas 02, y 04 estos datos se observa en excel anteriormente presentado

Ahora para la comprobación de estos datos de la columna comprobamos en el Programa.

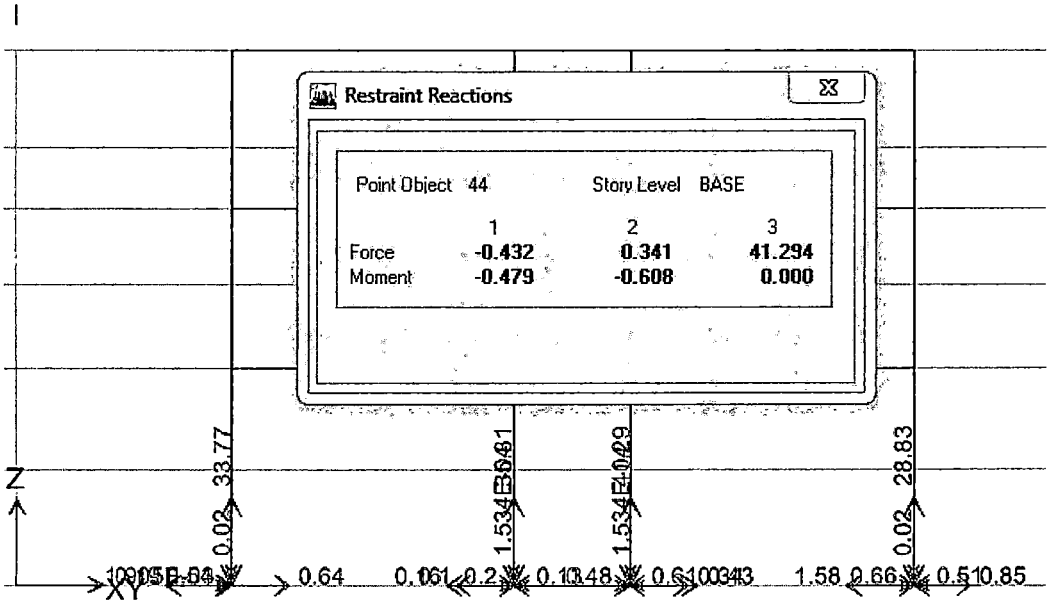



FIGURA 3.34: Datos para el diseño de Z-06, portico 8-8 plano de arquitectura.

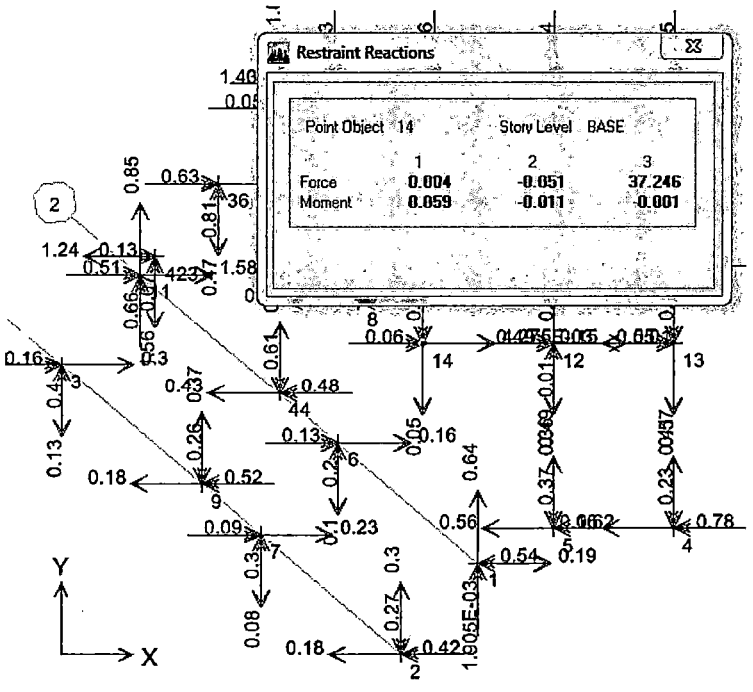



FIGURA 3.35: Datos para el diseño de Z-13, portico 8-8 plano de arquitectura

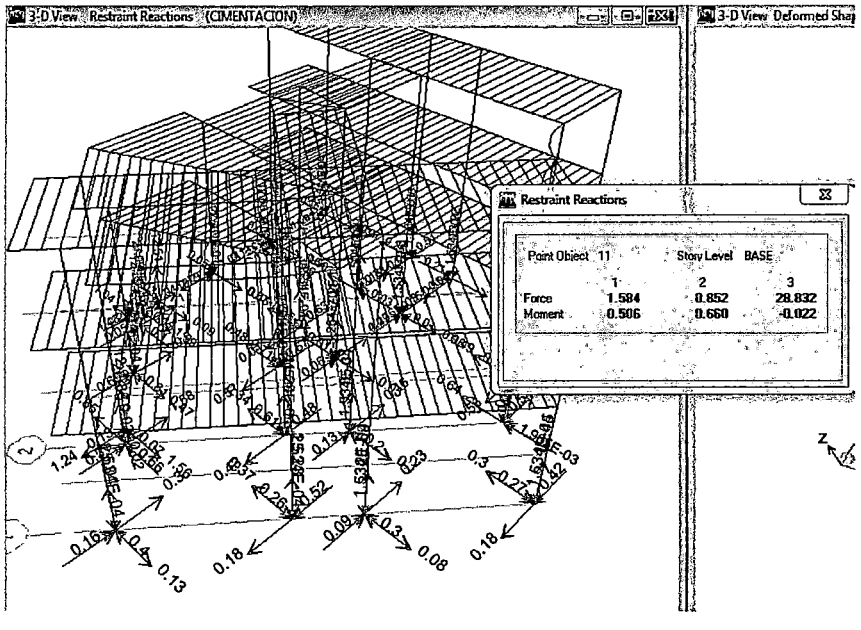



FIGURA 3.36: Obtension de Datos para el diseño de Z-05, portico 8-8 plano de arquitectura

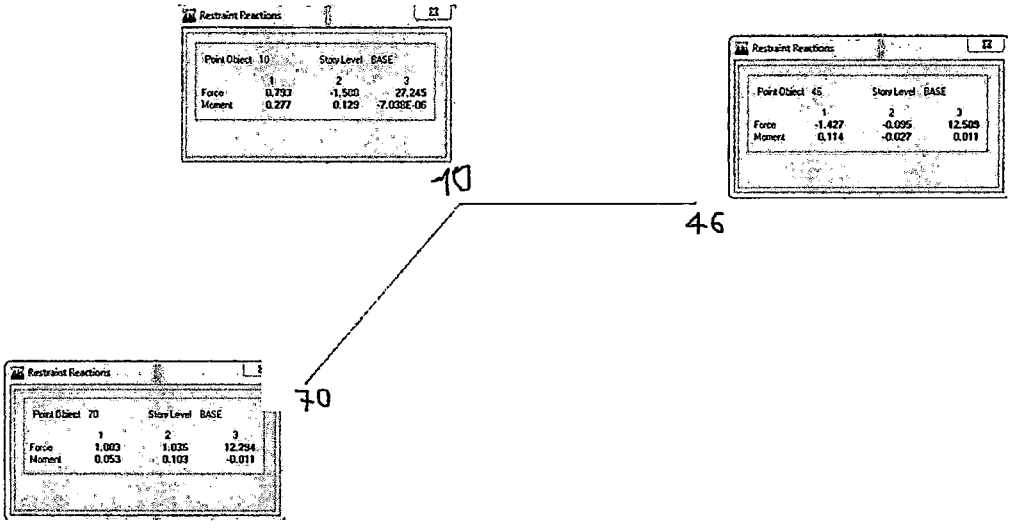



FIGURA 3.37: Obtension de Datos para el diseño de Z-07

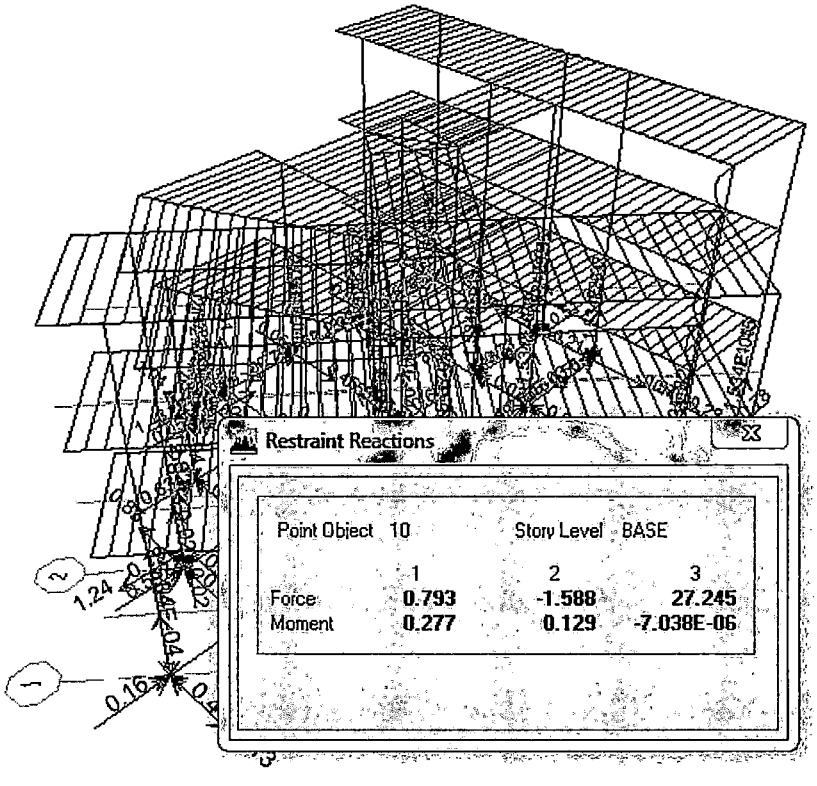



FIGURA 3.38: Obtencion de valores en el programa para el diseño de Z-07

## 3.7. DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

El diseño de la cimentación debe garantizar que no se exceda la capacidad portante del suelo, evitar que se produzcan asentamientos diferenciales y que la resistencia de los elementos sea mayor o igual a las solicitaciones últimas.

Para efectos de la presente tesis, la capacidad admisible (qA) es 2kg/cm2, con una profundidad mínima de cimentación de 1.8 m.

Las zapatas se dimensionaron trabajando con cargas de gravedad y de sismo, verificando que la presión ejercida sobre el terreno sea menor a la admisible.

Para calcular la presión sobre el terreno se asumió una distribución lineal de presiones, por lo tanto el esfuerzo será determinado por:

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

**Diseño por corte**

Debido a que en las zapatas no se coloca acero de refuerzo por corte, se debe elegir un peralte adecuado, de forma tal que el concreto sea capaz de soportar los esfuerzos por corte y punzonamiento.

$$\emptyset V_C \geq V_u$$

Corte simple: La fuerza cortante será calculada a una distancia "d" de la cara de la columna, la resistencia del concreto será:

$$\emptyset V_C = 0.85(0.53)\left(\sqrt{f'c}\,\right)b.d$$

Corte doble o punzonamiento: Se determina en una sección perimetral ubicada a d/2 de la cara de la columna. La resistencia del concreto se puede calcular como:

$$\emptyset V_S = 0.85\left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_C}\right)\sqrt{210}\ \mathrm{b.d}$$

**Diseño por Flexión**

Se asumirá una cuantía minima (0.0018) similar al de las losas macizas.

El diseño se realizará a la cara del elemento vertical.

**Ejemplo de diseño de zapata aislada**

En la figura 3.47 se muestra el diseño de la zapata de la columna C-1 (25 cmx60 cm).

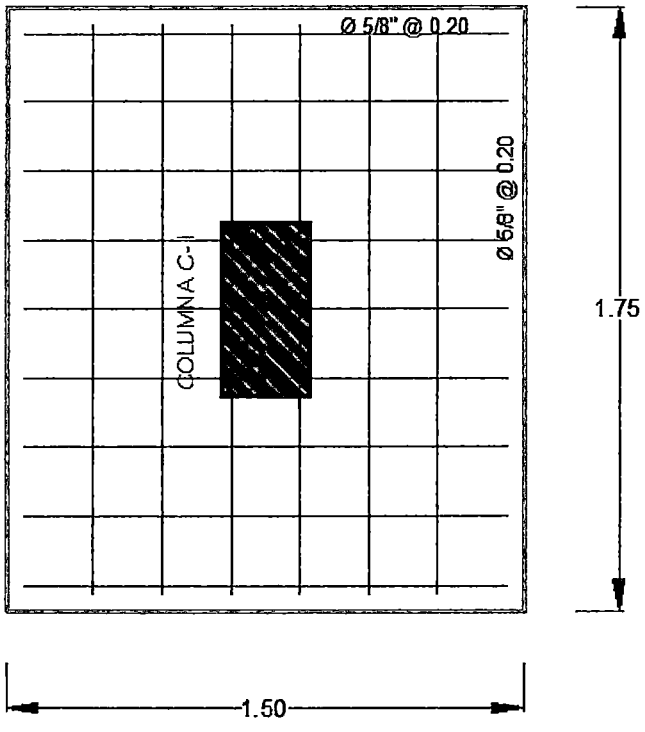



FIGURA 3.39: Vista en planta de la zapata 02

Para el predimensionamiento se utilizó una carga axial P = 41.29 ton y un momento flector de 0.61ton.m (provenientes de la columna). Realizando el análisis bajo las cargas mencionadas, se verifica que la presión actuante es menor que la capacidad portante del terreno.

Se asignó un peralte de 0.60 m para poder cumplir con el diseño por punzonamiento, logrando de esta forma que la resistencia del concreto sea 58.76 ton, mientras que la carga última por punzonamiento fue de 4.70 ton.

El valor del momento flector último es de 6.78 ton.m/ml., en consecuencia, el diseño por flexión es controlado por el acero mínimo. Se decide colocar, en la parte inferior, acero de 5/8"espaciados cada 20 cm en ambas direcciones.

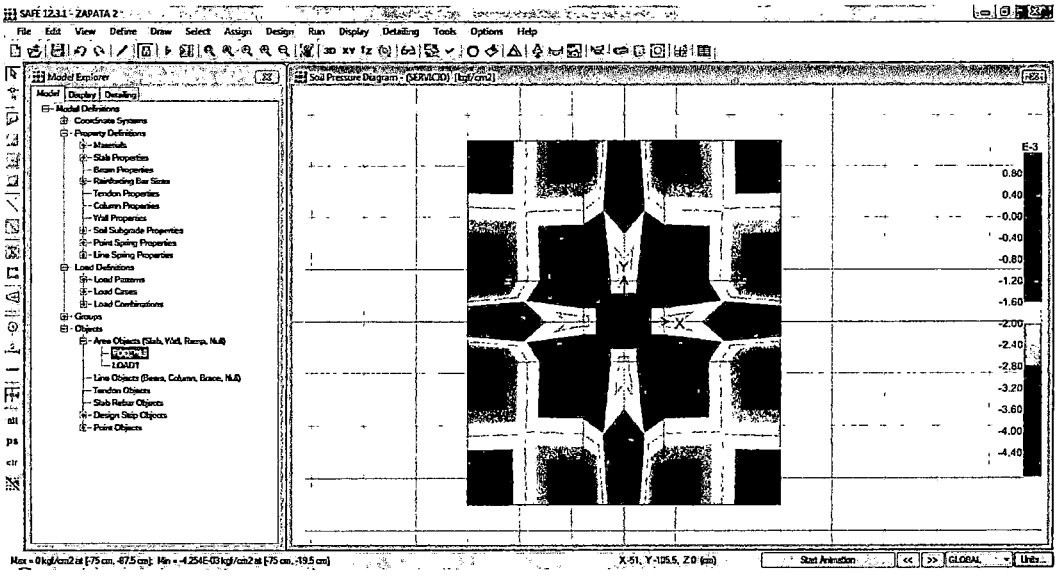



FIGURA 3.40: Verificacion de capacidad del suelo

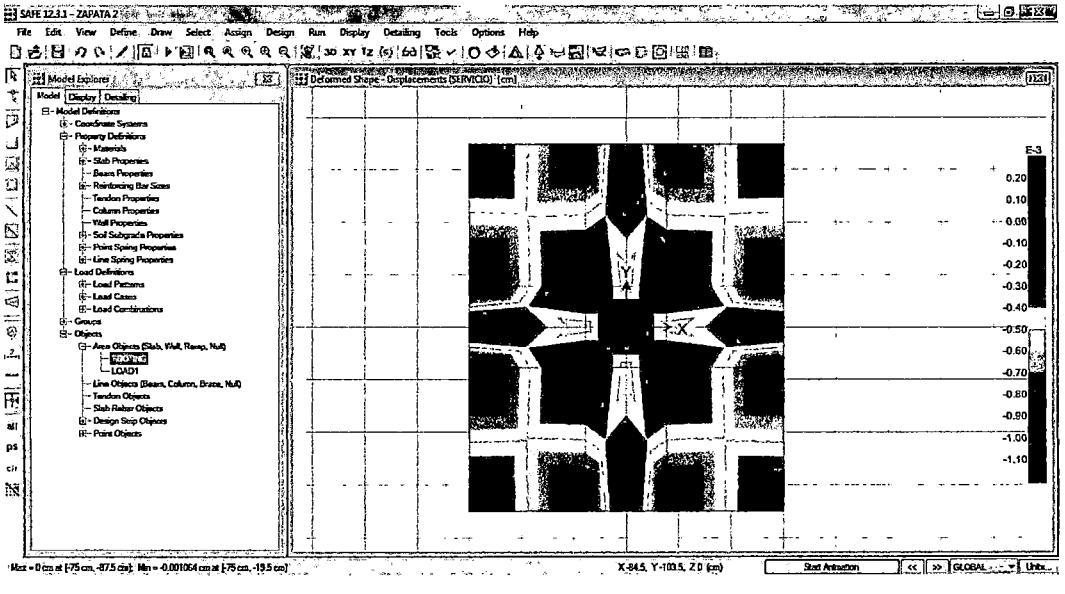



FIGURA 3.41: verificacion de asentamiento

## 3.8. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONCRETO ARMADO.

### 3.8.1. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

**Diseño por flexión**

Las losas aligeradas son elementos estructurales conformadas por una serie de pequeñas vigas " T " conocidos como viguetas

La resistencia requerida puede obtenerse por cualquier método de análisis elástico, incluido el método de los coeficientes y el isostático.

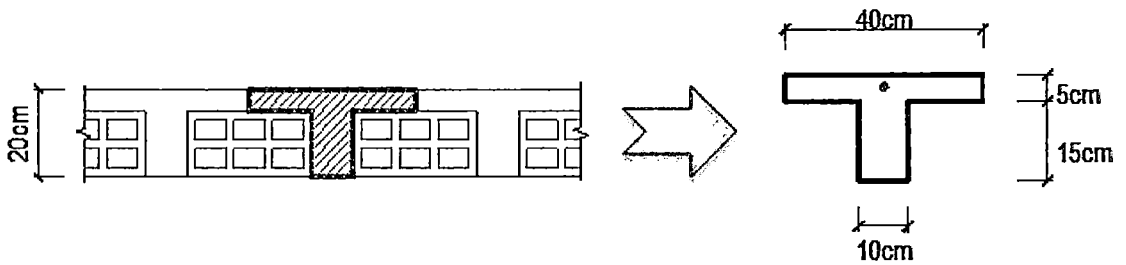



FIGURA 3.42: Detalle tipico del Aligerado

En la presente tesis se verificara las cuantias del E.060 tanto las maximas y minimas:

Minima

$$A_{S\,MIN} = \mathcal{P}_{MIN}bd = \frac{0.22\sqrt{210}}{4200}\,bd$$

$$A_{S\,MIN} = \mathcal{P}_{MIN}bd = \frac{0.22\sqrt{210}}{4200}\,25X44$$

$$A_{S\,MIN} = 0.84cm^2$$

Maxima

$$A_{S\,MAX} = \mathcal{P}_{MAX}bd = 0.75\,(0.85)^2\frac{210}{4200}\left(\frac{6000}{6000+4200}\right)bd$$

$$A_{S\,MAX} = \mathcal{P}_{MAX}bd = 0.75\,(0.85)^2 \frac{210}{4200}\left(\frac{6000}{6000+4200}\right)25x44$$

$$A_{S\,MAX} = 17.53cm^2$$

Acero de temperatura:

$$A_{ST} = 0.0018bt = 0.0018(100)(5) = 0.90cm^2$$

$$\text{EspaciamientoEspaciamiento} \leq 45\text{cm o } 5\text{t} = 25\text{cm}$$

**Diseño por corte**

La resistencia a corte estará dada íntegramente por el aporte del concreto y se debe satisfacer que la fuerza cortante amplificada sea menor que la resistencia a corte del aligerado, que se define como:

$$\emptyset V_C = 0.85(0.53)\left(\sqrt{f'c}\,\right)b.d$$

En este trabajo se verificara que:

$$V_u \leq \emptyset V_c$$

Cuando la capacidad a corte del aligerado sea insuficiente se procederá a realizar ensanches alternados o corridos, según necesidad, hasta una longitud tal que la sección del elemento sea capaz de resistir el momento último.

La tabla 5.4 muestra la resistencia a corte para diferentes espesores de losa.

### 3.8.2. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

**Diseño por flexión**

La Norma E.060 Concreto Armado señala que se debe proveer a las losas de una cuantía mínima de acero de refuerzo de 0.0018.

Las mallas de acero distribuido en la losa (superior e inferior) serán

consideradas al momento del diseño y se empleará acero de refuerzo adicional (bastón) en las zonas que lo requieran para lograr que:

$$M_u \leq \emptyset M_n$$

**Diseño por corte**

Para un diseño adecuado de las secciones transversales sujetas a fuerza cortante se debe lograr que

$$\emptyset Vn \geq Mu$$

En las losas macizas no se colocan estribos para resistir fuerzas cortantes, por lo cual la resistencia estará dada íntegramente por el aporte del concreto.

La capacidad resistente a cortante de una losa maciza de 20 cm de altura es:

$$\emptyset Vc = 0.85(0.53)(\sqrt{210})(100x17) = 11.1 \text{ ton/ml}$$

Para zona en donde se planteó losa maciza debido a la forma circular y que cubre luces pequeños se decidió colocar doble malla con fierro de 3/8" espaciadas a 25 cm.

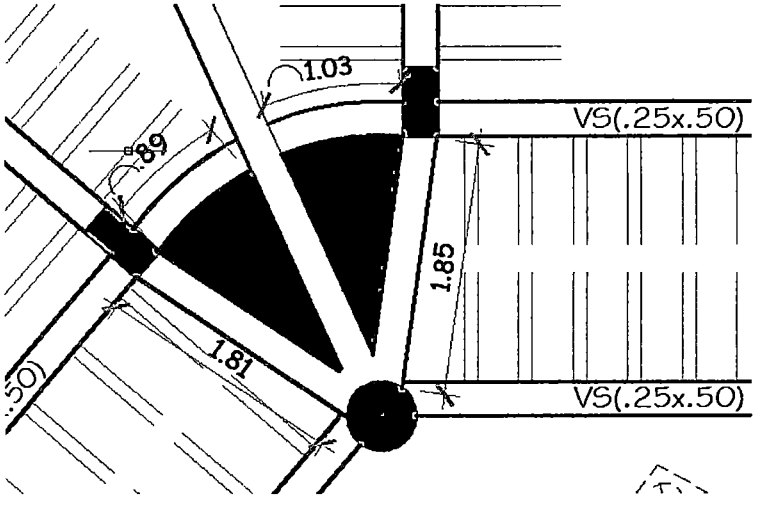



FIGURA 3.43: Vista de la seccion reducida de losa maciza

### 3.8.3. DISEÑO DE VIGAS

**Diseño por flexión**

El diseño se realizará considerando la envolvente de las diferentes combinaciones de carga. La Norma E.060 Concreto Armado establece que para secciones rectangulares el área mínima se determinará usando la siguiente formula:

$$A_{S\,min} = \frac{0.22\sqrt{f'c}}{fy}\,bd$$

El área de acero máximo se calcula:

$$A_{S\,max} = 0.75\rho_b\,bd$$

Es preciso señalar, según Norma E.060, las vigas con responsabilidad sísmica deben cumplir con las siguientes exigencias:

- Se deberá correr dos barras de acero tanto en la parte superior como inferior, las que deberán de ser por lo menos el acero mínimo de la sección.
- Se recomienda que el área de acero positivo deberá ser mayor o igual a un tercio del acero colocado para resistir momentos negativos.

La capacidad resistente de una viga reforzada estará dada por el aporte del concreto (Vc) y del estribo (Vs), es decir: $\Phi Vn = \Phi Vc + \Phi Vs$ , de tal forma que: $\Phi Vn \geq Vu$. En vigas con responsabilidad sísmica, la Norma E.060 señala:

- Se realizará el diseño por capacidad, por ello la fuerza cortante (Vu) de los elementos sometidos a flexión deberá calcularse con la suma de la fuerza cortante asociada a cargas permanentes (cortante isostática) y la cortante asociada al desarrollo de las resistencias nominales en flexión (Mn), o sea :

$$V_u = V_{est} + \left(\frac{M_{n1} + M_{n2}}{l_n}\right)$$

- Se deberá colocar estribos (3/8" diámetro mínimo) en la zona de confinamiento con un espaciamiento que no exceda el valor de: 0.25d, 8db, 30 cm. Dicha zona de confinamiento será considerada a una distancia 2d de la cara en ambos extremos.
- •El espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento no será mayor a 0.5d.

### 3.8.4. DISEÑO DE COLUMNAS

**Diseño por flexocompresión**

Las columnas están sometidas a momentos flectores y cargas axiales (flexocompresión). Para diferenciar el comportamiento de una columna al de una viga es necesario calcular la carga axial que actúa, entonces, si Pu < 0.1f'c(Ag), el elemento se diseñará como viga, caso contrario como columna.

El diseño se realiza para cada una de las combinaciones de carga y consiste en armar tentativamente una sección para graficar su diagrama de interacción, de tal forma que las combinaciones (Mu; Pu) queden dentro del diagrama.

La Norma E.060 limita la cuantía mínima para el acero longitudinal a 1% de la sección bruta de concreto y un máximo de 6 %. Para cuantías mayores al 4% será necesario detallar la colocación del refuerzo en las uniones con vigas.

**Diseño por corte**

La resistencia a corte estará dada por el aporte del concreto y del acero de refuerzo (estribos), de tal forma que: ΦVc + ΦVs ≥Vu.

La fuerza cortante última se calculará siguiendo los criterios de diseño por capacidad.

$$V_u = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{h}$$

La Norma limita la fuerza cortante máxima que puede actuar en una sección:

$$V_{u\,max} = 2.6\emptyset\sqrt{f'c}b_w d$$

La resistencia a corte se calculara siguiendo la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_w d(1 + 0.0071\frac{N_u}{A_g})$$

Dónde:

Nu: carga axial última

Ag: área bruta de la sección

El aporte a la resistencia del acero de refuerzo (estribo) se calculará:

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

Con la finalidad de proveer una ductilidad adecuada se debe confinar una longitud Lo.

Dónde:

$$L_0 \geq \begin{cases} L_n \\ \text{Max}(a,b)\ ;\ \text{"a" y "b"}: \text{ dimensiones de la sección} \\ 45cm \end{cases}$$

En dicha zona de confinamiento el espaciamiento máximo S, será menor de:

$$S \leq \begin{cases} \text{Min}\,(a/2, b/2) \\ 10\text{cm} \end{cases} ;\ \text{"a" y "b" : dimensiones de la sección}$$

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento S´ entre estribos no puede ser mayor a:

$$L_0 \geq \begin{cases} 16d_b \\ \text{Min}\,(a,b)\ ;\ \text{"a" y "b" : dimensiones de la sección} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

### 3.8.5. DISEÑO DE MUROS DE CORTE

**Diseño por flexocompresión**

La Norma E.060 de Concreto Armado establece que la cuantía de acero vertical debe Cumplir con:

$$\rho_V \geq 0.0025 + 0.5\left(2.5\frac{H}{L}\right)(\rho_h - 0.0025) > 0.0025$$

En el caso de que Vu ≤0.5ΦVc, la cuantía puede ser:

$$\rho_V > 0.0015$$

El espaciamiento no excederá de:

- L/5
- 3/t
- 45 cm

La sección de diseño se considerará en la parte inferior del muro, ya que dicha sección por lo general es la de mayor solicitación.

Para poder construir el diagrama de interacción será necesario realizar un armado tentativo el refuerzo vertical distribuido a lo largo del muro, además

de proponer el armado de refuerzo vertical en las cabezas (extremos).

El diseño será adecuado si los diferentes pares Pu y Mu, obtenidos mediante las combinaciones de carga, se ubican dentro del diagrama de interacción generado.

**Diseño por corte**

Se establece que la cuantía mínima horizontal se determine como:

$$\rho_V > 0.0025$$

Si Vu ≤0.5ΦVc, la cuantía puede será:

$$\rho_V > 0.0020$$

El espaciamiento no excederá de:

- L/3
- 3/t
- 45 cm

La resistencia a corte estará dada por el aporte del concreto y del acero de refuerzo (acero longitudinal), de tal forma que: ΦVn = ΦVc + ΦVs

$$\emptyset V_n = \emptyset\, 0.53\sqrt{f'c}\, t.d\left(1 + 0.0071\frac{N_u}{A_g}\right) + \frac{\emptyset A_V f_y d}{S}$$

Dónde:

- Nu (kg): Carga axial amplificada.
- "L" y "t": Longitud y espesor del muro en centímetros.
- "d" : Peralte efectivo.

El peralte efectivo puede ser estimado como 0.8L.

Con la finalidad de evitar una falla frágil por corte, se realizará el diseño por capacidad, de tal forma que:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_{ur}}{M_{ua}}$$

Dónde:

- Vua: Fuerza cortante proveniente del análisis.
- Mua: Momento flector proveniente del análisis.
- Mur: Momento flector teórico (asociado a Pu) que resiste la sección con el refuerzo proporcionado y sin considerar el factor de reducción de Capacidad Φ.

## 3.9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO.

### 3.9.1. INTRODUCCIÓN

Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales ó empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base.

Designamos con el nombre de empuje, las acciones producidas por las masas que se consideran desprovistas de cohesión, como arenas, gravas, cemento, trigo, etc. En general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados.

Hasta finales del siglo XIX, se construían muros de mampostería y piedra, a partir del siglo XX se comenzó a construir muros de concreto en masa y de concreto armado, desplazando en muy buena parte a los materiales anteriormente utilizados.

Para proyectar muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro.

El proyecto de los muros de contención consiste en:

- Selección del tipo de muro y dimensiones.
- Análisis de la estabilidad del muro frente a las fuerzas que lo solicitan. En caso que la estructura seleccionada no sea

satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevos cálculos hasta lograr la estabilidad y resistencia según las condiciones mínimas establecidas.

- Diseño de los elementos o partes del muro.

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierras, peso propio, peso de la tierra, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto suelo-muro y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro.

### 3.9.2. CONSIDERACIONES FUNDAMENTALES

Un volumen de tierras, que suponemos sin cohesión alguna, derramado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo ø.

Las partículas resbalan a lo largo del talud A-B, o talud natural de las tierras, que constituye la inclinación límite, más allá de la cual la partícula no puede mantenerse en equilibrio.

El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro está fuertemente condicionado por la deformabilidad del muro. En la interacción muro-terreno, pueden ocurrir en el muro deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permiten que el suelo falle por corte. Pueden ocurrir desplazamientos de tal manera que el muro empuje contra el suelo, si se aplican fuerzas en el primero que originen este efecto.

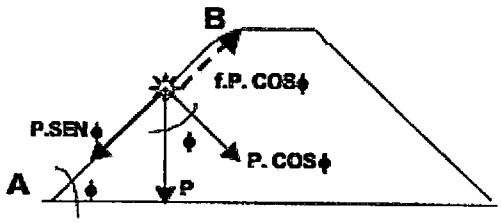



FIGURA 3.44: Diagrama de cuerpo libre de esfuerzos.

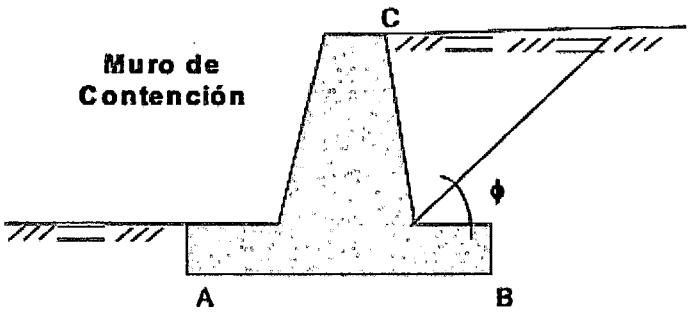



FIGURA 3.45: Detalle de muro de contención.

Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado empuje activo de la tierra.

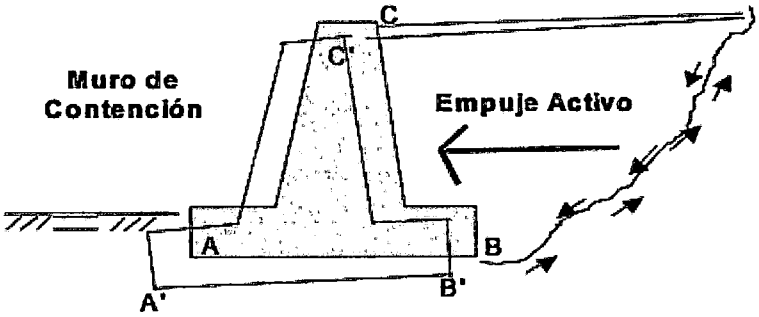



FIGURA 3.46: Detalle de empuje activo.

Si se retira el muro lo suficiente y pierde el contacto con el talud, el empuje sobre él es nulo y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo.

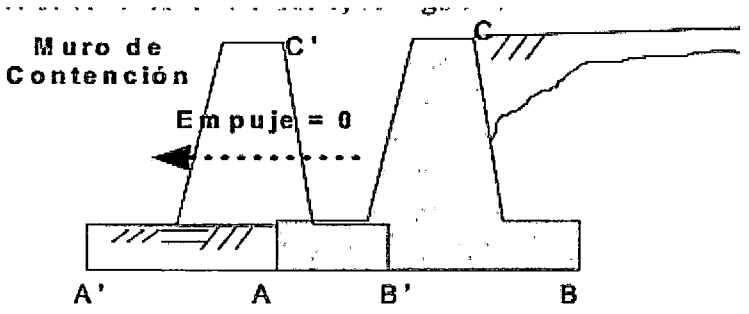



FIGURA 3.47: Detalle de empuje.

Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de tierra, como en el caso de los bloques de anclaje de un puente colgante, las tierras así comprimidas en la dirección horizontal originan un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior, llamado empuje pasivo de la tierra. Cuando el movimiento del muro da origen a uno de estos dos valores límites, el relleno de tierra se rompe por corte.

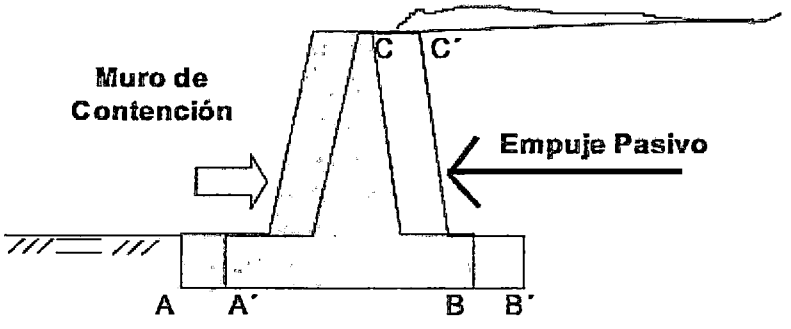



FIGURA 3.48: Detalle de empuje pasivo.

Si el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, las partículas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el que las rodea, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de empuje de reposo de la tierra.

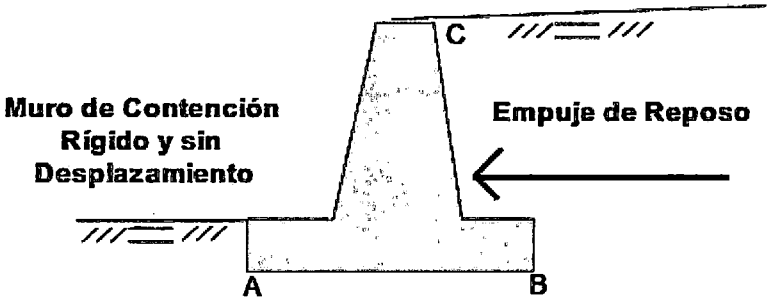



FIGURA 3.49: Detalle de empuje en reposo.

Se puede apreciar que los empujes de tierra se encuentran fuertemente relacionados con los movimientos del muro o pared de contención. Dependiendo de la interacción muro-terreno se desarrollaran empujes activos, de reposo o pasivos, siendo el empuje de reposo una condición intermedia entre el empuje activo y el pasivo.

Con el estado actual del conocimiento se pueden estimar con buena aproximación los empujes del terreno en suelos granulares, en otros tipos de suelos su estimación puede tener una mayor imprecisión.

Los suelos arcillosos tienen apreciable cohesión, son capaces de mantener taludes casi verticales cuando se encuentran en estado seco, no ejercen presión sobre las paredes que lo contienen, sin embargo, cuando estos suelos se saturan, pierden prácticamente toda su cohesión, originando empuje similar al de un fluido con el peso de la arcilla, esta situación nos indica que si se quiere construir un muro para contener arcilla, este debe ser diseñado para resistir la presión de un líquido pesado, más resistente que los muros diseñados para sostener rellenos no cohesivos. En caso de suelos mixtos conformados por arena y arcilla, es conveniente despreciar la cohesión, utilizando para determinar el empuje de tierra solo el ángulo de fricción interna del material.

### 3.9.3. TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención que se usaron en el desarrollo del proyecto estructural del centro de alto rendimiento deportivo de conchamarca son:

- **Muros de gravedad:** Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo.

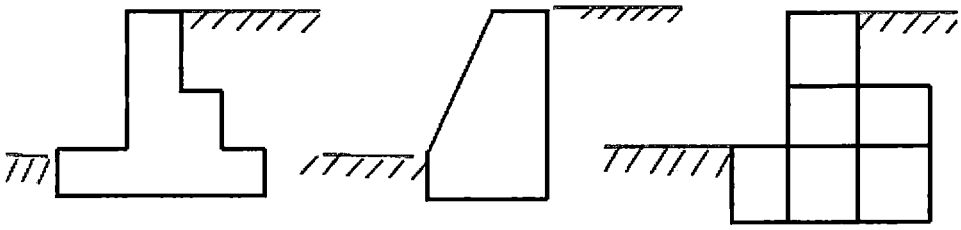


FIGURA 3.50: Tipos de muro de gravedad.

- **Muros en voladizo o en ménsula:** Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos, en la figura 3.58 se muestra la sección transversal de un muro en voladizo.

  Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos.

  Estos muros se diseñan para soportar la presión de tierra, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser barbacanas colocadas atravesando la pantalla vertical, o sub-

drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro.

Si el terreno no está drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables.

La pantalla de concreto en estos muros son por lo general relativamente delgadas, su espesor oscila alrededor de (1/10) de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra. El espesor de la corona debe ser lo suficientemente grande para permitir la colocación del concreto fresco, generalmente se emplean valores que oscilan entre 20 y 30 cm.

El espesor de la base es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base, si la dimensión de la puntera es de aproximadamente 1/3 del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de 1/8 a 1/12 de la altura del muro.

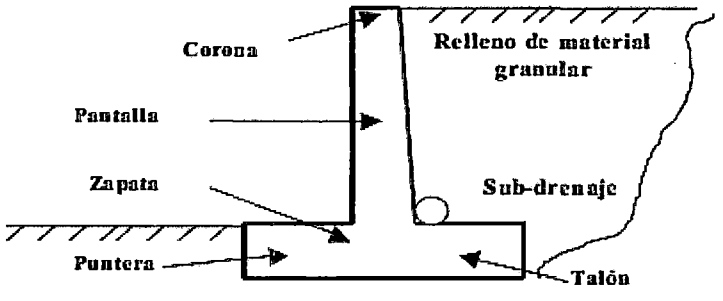



FIGURA 3.51: Tipo de muro en voladizo o ménsula.

- **Muros con contrafuertes:** Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado, económicos para alturas mayores a 10 metros, es motivo por el cual no se tiene este tipo de muro en el proyecto ya que todos son menores a 10 tanto en la piscina como en la tribuna del estadio.

### 3.9.4. DRENAJES

En la práctica se ha observado que los muros de contención fallan por una mala condición del suelo de fundación y por un inadecuado sistema de drenaje. Determinar cuidadosamente la resistencia y compresibilidad del suelo de fundación, así como el estudio detallado de los flujos de agua superficiales y subterráneos son aspectos muy importantes en el proyecto de muros de contención.

Cuando parte de la estructura del muro de contención se encuentra bajo el nivel freático, bien sea de manera ocasional o permanente, la presión del agua actúa adicionalmente sobre él. En la zona sumergida la presión es igual a la suma de la presión hidrostática más la presión del suelo calculada con la expresión más conveniente de empuje efectivo, de manera que la presión resultante es considerablemente superior a la obtenida en la condición de relleno no sumergido. Esta situación ha sido ignorada por muchos proyectistas y es una de las causas de falla más comunes en muros de contención. En consecuencia resulta más económico proyectar muros de contención que no soporten empujes hidrostáticos, colocando drenes ubicados adecuadamente para que canalicen el agua de la parte interior del muro a la parte exterior, tal como se muestra en las imágenes 3.52 y 3.53.

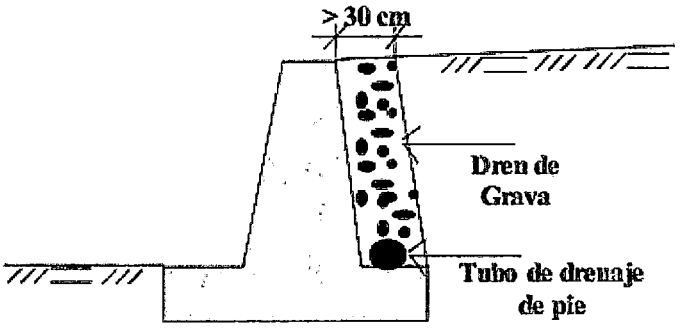



FIGURA 3.52: Drenaje de los muros de Contención con Dren de Pie.

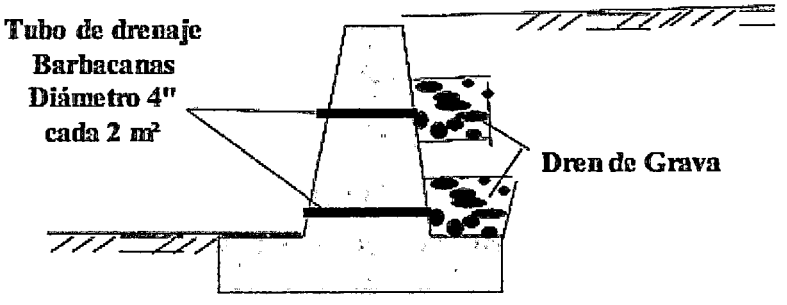



FIGURA 3.53: Drenaje de los muros de Contención con Barbacanas.

### 3.9.5. ESTABILIDAD

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

El peso propio del muro: esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parciales sencillas y de propiedades geométricas conocidas.

La presión que la tierra ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; si el muro se

mueve alejándose de la tierra o cede, la presión disminuye hasta una condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva.

En la figura 3.54, se muestra la variación del coeficiente de presión de tierras K, en función de la rotación del muro.

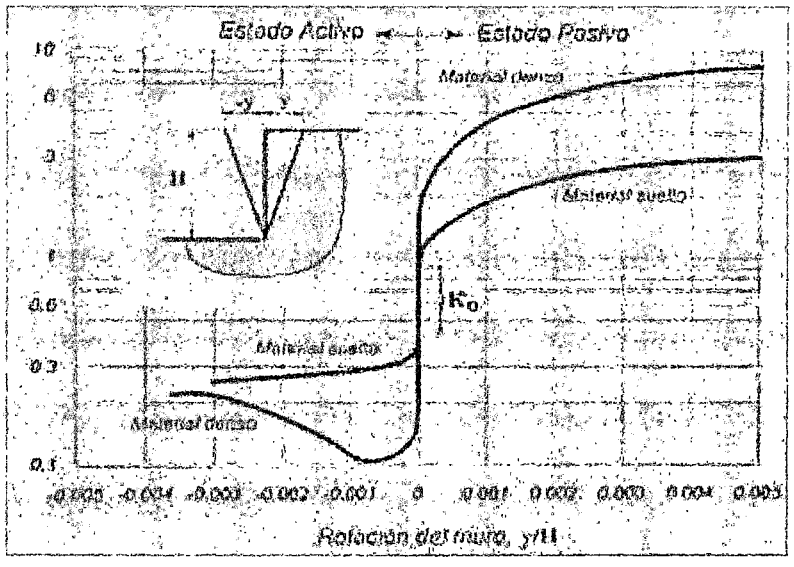



FIGURA 3.54: Variación del coeficiente de presión de tierras K.

- **<u>Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado Límite de Servicio</u>**: Las estructuras y elementos estructurales se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia mayor o igual a la resistencia requerida R, la cual se calculará para cargas y fuerzas de servicio según las combinaciones que se estipulen en las normas.

  En el método de los esfuerzos admisibles, se disminuye la resistencia nominal dividiendo por un factor de seguridad FS establecido por las normas o especificaciones técnicas.

$$R_S \leq R_{adm}$$

$$R_{adm} \leq \frac{R_n}{FS}$$

Rn= Resistencia nominal, correspondiente al estado límite de agotamiento resistente, sin factores de minoración.

Radm= Resistencia admisible Esta resistencia es función de las características mecánicas de los materiales y de su geometría.

Se estudia la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto originadas en la interface suelo-muro.

- **Estabilidad al volcamiento y deslizamiento**: La Norma RNE 2006, fijó, para verificar la estabilidad al volcamiento y al deslizamiento un FS ≥ 1,5 para todas las combinaciones de carga.
  La relación entre los momentos estabilizantes Me, producidos por el peso propio del muro y, producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento FS de la masa de relleno situada sobre el talón del mismo y los momentos de volcamiento Mv, esta relación debe ser mayor de 1,5. El Factor de seguridad al volcamiento se calcula de la siguiente manera:

$$FS_V = \frac{M_e}{M_V} \geq 1.5$$

- **Presiones de contacto**: La capacidad admisible del suelo de fundación $\sigma_{adm}$ debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto $\sigma_{max}$ transferido al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga, La capacidad admisible se determina por la siguiente desigualdad:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap-portante}}$$

Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son más uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón.

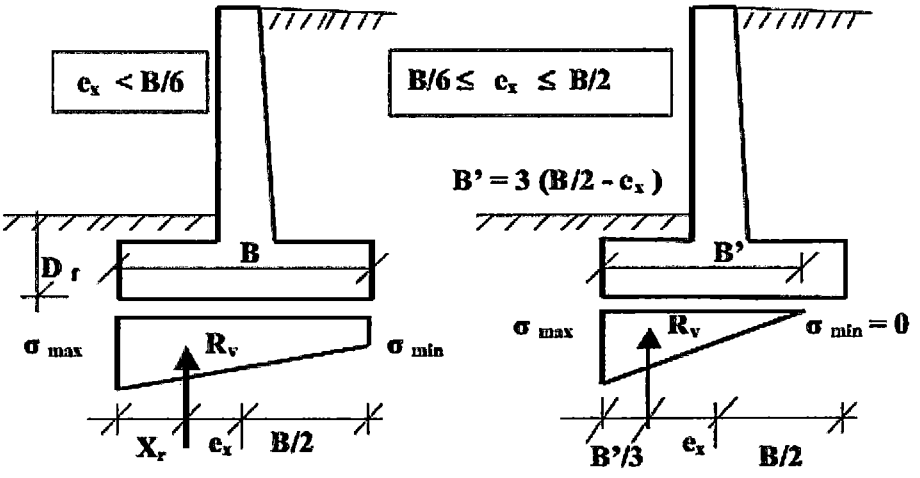



FIGURA 3.55: Presión de contacto Muro – Suelo

En general dos criterios pueden ser útiles para dimensionar la base:

- La excentricidad de la fuerza resultante, medida respecto al centro de la base, no debe exceder el sexto de ella.
- La presión máxima de contacto muro-suelo de fundación, no debe exceder la presión admisible o capacidad de carga del suelo de fundación.

Según recomendaciones de la norma AASHTO 2002, la profundidad de fundación Df, no será menor de 60 cm (2 pies) en suelos sólidos, sanos y seguros. En otros casos y en terrenos inclinados la Df no será menor de 120 cm (4 pies).

- **<u>Método del Estado Límite de Agotamiento Resistente</u>:** Las estructuras y elementos estructurales se diseñaran para tener en todas las secciones una resistencia de diseño mayor o igual a la resistencia requerida, la cual se calculará para cargas y fuerzas mayoradas y según las combinaciones que se estipulen en las normas.

El método de diseño del Código ACI y aceptado por la mayoría de nuestras normas es el llamado diseño a la rotura ó del Estado Límite de Agotamiento Resistente, el cual mayora las cargas de servicio para obtener la resistencia requerida, que debe ser menor que la resistencia nominal reducida por un factor de minoración de las resistencia Φ.

$$R_u \leq \phi R_n$$

El método del Estado Límite de Agotamiento Resistente ó de diseño a la rotura, el factor de seguridad se incorpora de dos formas, la primera a través de la mayoración de cargas de servicio por medio de factores de carga y la segunda por medio del factor de minoración de la resistencia Φ.

Las cargas o solicitaciones multiplicadas por los factores de carga se les denominan cargas o solicitaciones últimas de diseño U, la carga o solicitación U será la mayor de las siguientes combinaciones, o loa que produzca el efecto más desfavorable.

Muerta y Viva

$$U = 1.2CP + 1.6CV$$

Muerta, viva, empuje de tierra y sismo

$$U = 1.2CP + 1.6\,CV + 1.6\,CE$$

$$U = 0.90CP + 1.6CE$$

Muerta, viva, empuje de tierra y sismo

$$U = 1.1CP + CV + ED \mp S$$

$$U = 0.90CP + ED \mp S$$

Dónde:

**CP**: Es el efecto debido a las cargas permanentes

**CV**: El efecto debido a cargas variables

**S**: El efecto debido a las acciones sísmicas diferentes al empuje del terreno, pero considerando la fuerza inercial del muro.

**CE:** El efecto estático del empuje de tierra.

**ED** el efecto dinámico del empuje de tierra.

Se estudia la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto de los muros de contención empleando el método del Estado Límite de Agotamiento Resistente.

### 3.9.6. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTE Y FLEXION DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN EL MURO (PANTALLA Y ZAPATA)

Una vez revisada la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto y estando conformes con ellas, se debe verificar que los esfuerzos de corte y de flexión en las secciones críticas de la pantalla y la zapata del muro no sean superiores a los máximos establecidos por las normas.

La verificación se basa en cargas mayoradas, utilizando los coeficientes que factoran las cargas propuestos por el código ACI, indicados anteriormente en el Método del Estado Límite de Agotamiento Resistente.

**Verificación de los esfuerzos de corte:** La resistencia al corte de las secciones transversales debe estar basada en:

$$V_U \leq \phi . V_n$$

Dónde:

**Vu:** Es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada

**Vn:** Es la resistencia al corte nominal calculado mediante:

$$V_n = V_C + V_S$$

Dónde:

**Vc** es la resistencia al corte proporcionada por el concreto, y Vs es la resistencia al corte proporcionada por el acero de refuerzo, se considera que la resistencia al corte la aporta solo el concreto, ya que en los muros de contención no se estila colar acero de refuerzo por corte, es decir, Vs =0.

**Verificación de los esfuerzos de flexión:**

La resistencia a flexión de las secciones transversales debe estar basada en:

$$M_u \leq \Phi . M_n$$

Dónde:

**Mu:** es el momento flector mayorado en la sección considerada

**Mn**: es el momento nominal resistente.

# CAPITULO 4

# DISCUSIÓN DE RESULTADOS

## 4.1 ELEMENTOS ESTRUCTURALES OBTENIDOS

Después de haber realizado el análisis y diseño sismorresistente del proyecto arquitectónico: Centro Deportivo se obtuvo un óptimo diseño de sus elementos resistentes los cuales se presenta como ejemplo del de los demás módulos, EDIFICACIÓN tomado como objeto de estudio.

### 4.1.2 DIAGRAMAS ESTRUCTURALES PRODUCTO DEL ANÁLISIS Y DISEÑO

**BLOQUE I Y III.-** A continuación se muestra el procedimiento que se hizo para obtener los resultados de área de acero requerido en sus elementos resistentes, Valores que son fueron arrojados en el ETABS.

En el presente trabajo se buscó uniformizar secciones de los elementos en los módulos que contiene la BLOCK EDIFICACION, Los planos estructurales estarán basados en la optimización de acero de acuerdo a la solicitación máxima.

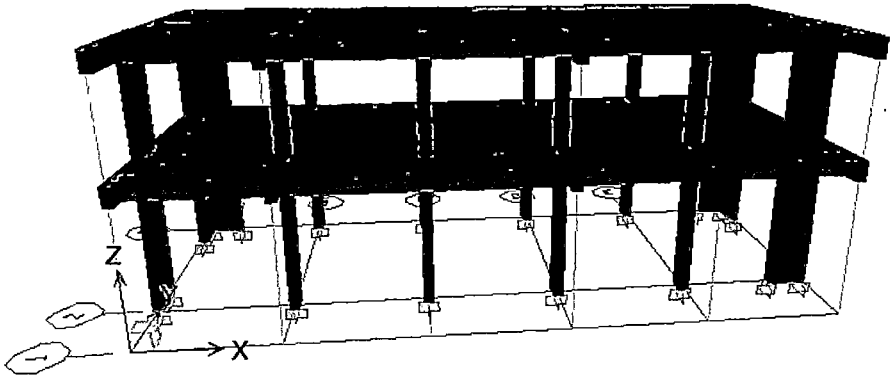



FIGURA 4.1: Modelo Estructural en 3D – modulo I y III

## ELEVACIÓN 1 "ETABS"- VOLADO "PLANO DE ARQUITECTURA"

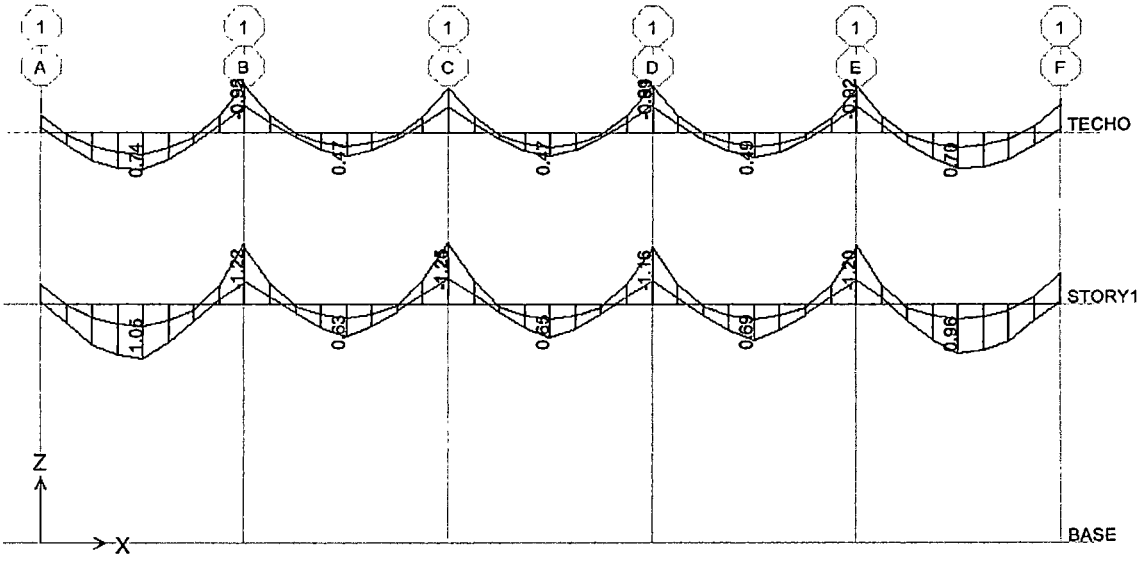



FIGURA 4.2: Diagrama de Momentos

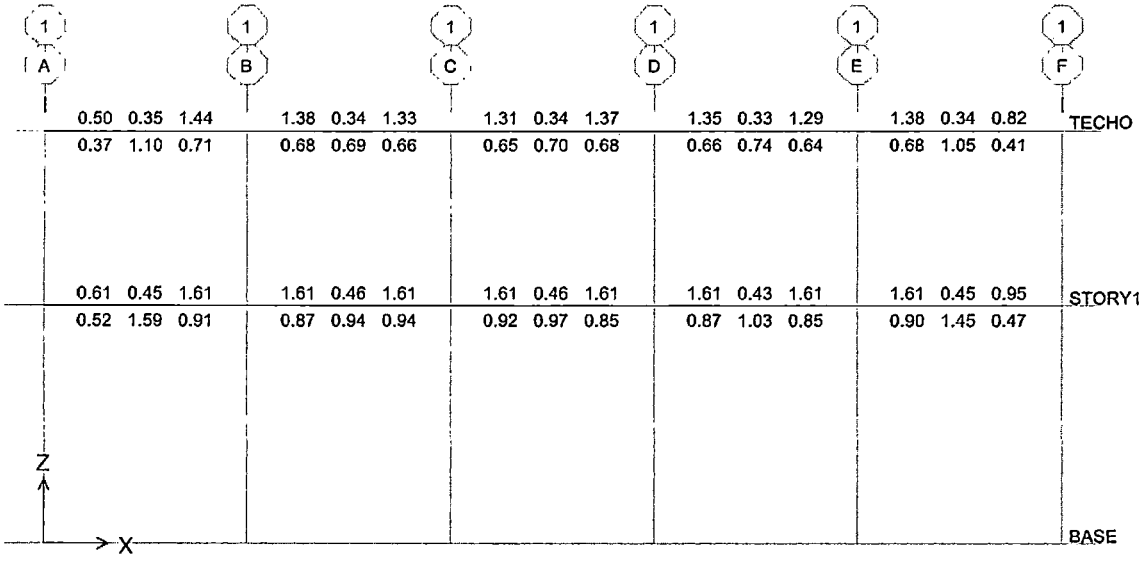



FIGURA 4.3: Área de acero requerido en Vigas de 20x30

## ELEVACIÓN 2 "ETABS" – EJE B-B "PLANO DE ARQUITECTURA

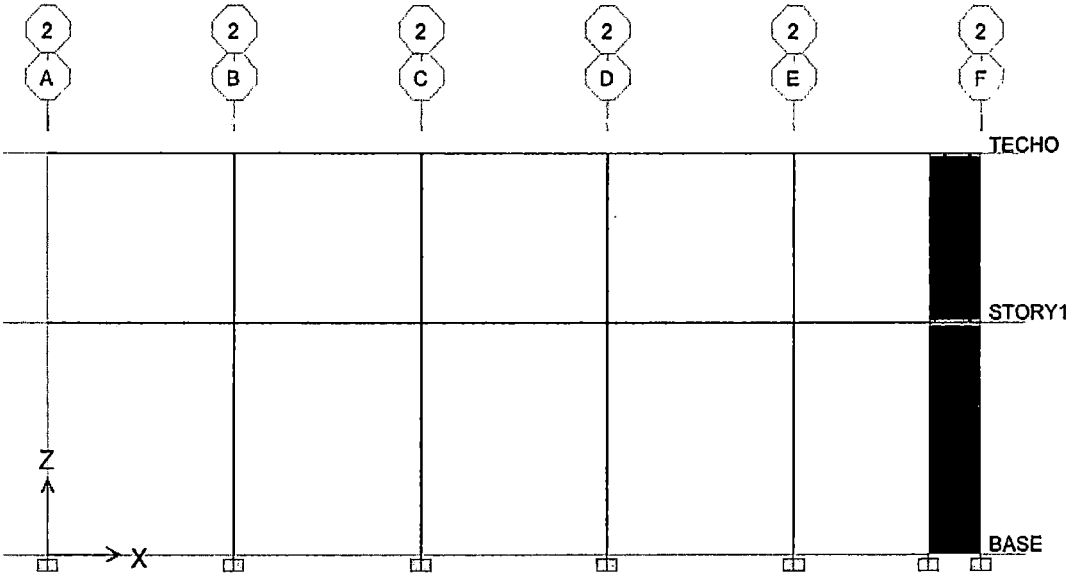



FIGURA 4.4: Pórtico Estructural

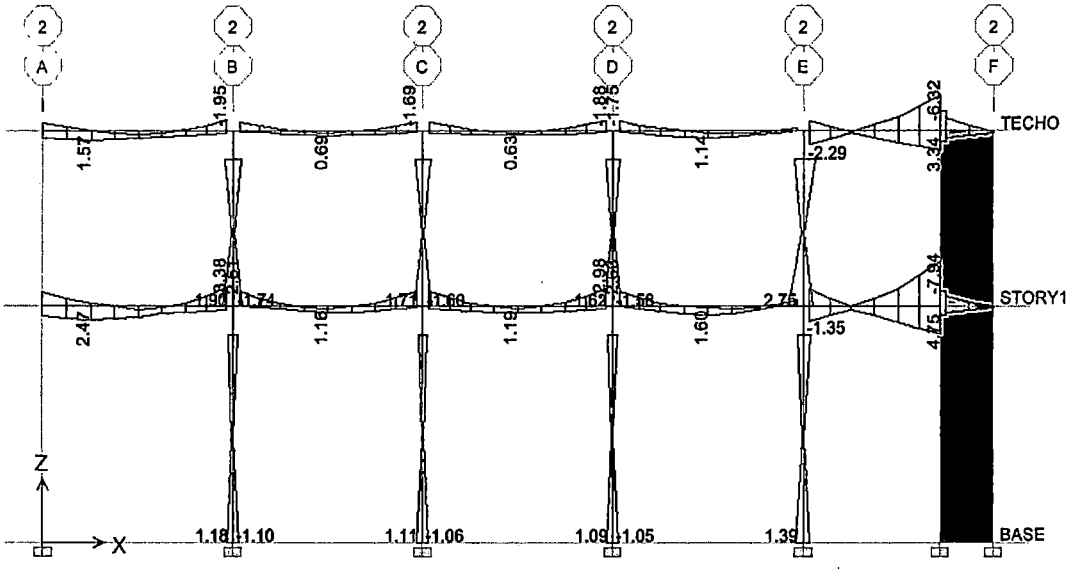



FIGURA 4.5: Diagrama de Momentos

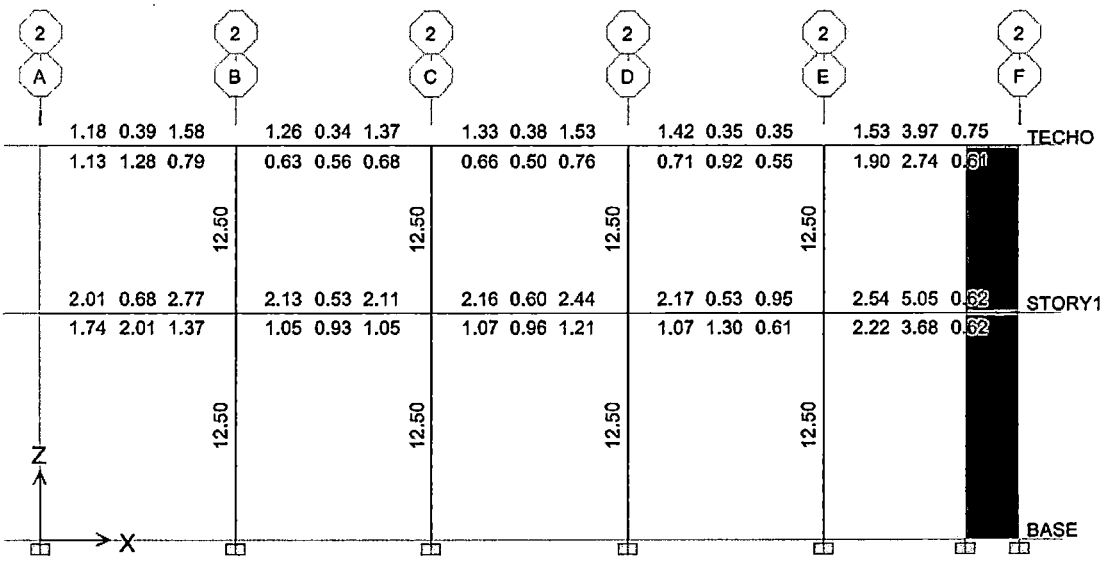



FIGURA 4.6: Área de acero requerido en Vigas y Columnas

## ELEVACIÓN 3 "ETABS" – EJE A-A "PLANO DE ARQUITECTURA"

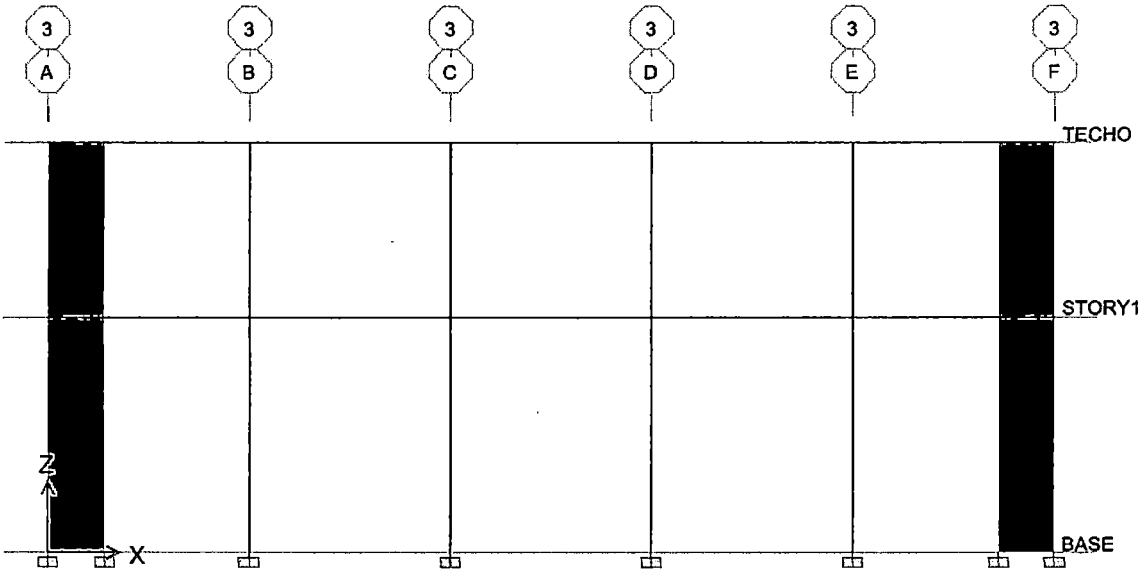



FIGURA 4.7: Pórtico Estructural

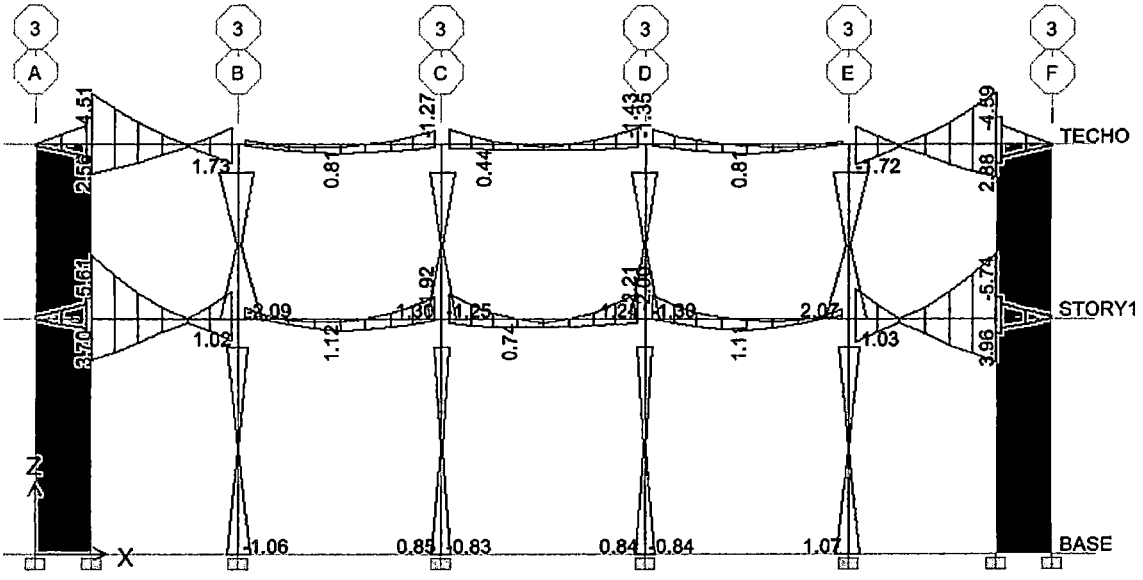



FIGURA 4.8: Diagrama de Momentos

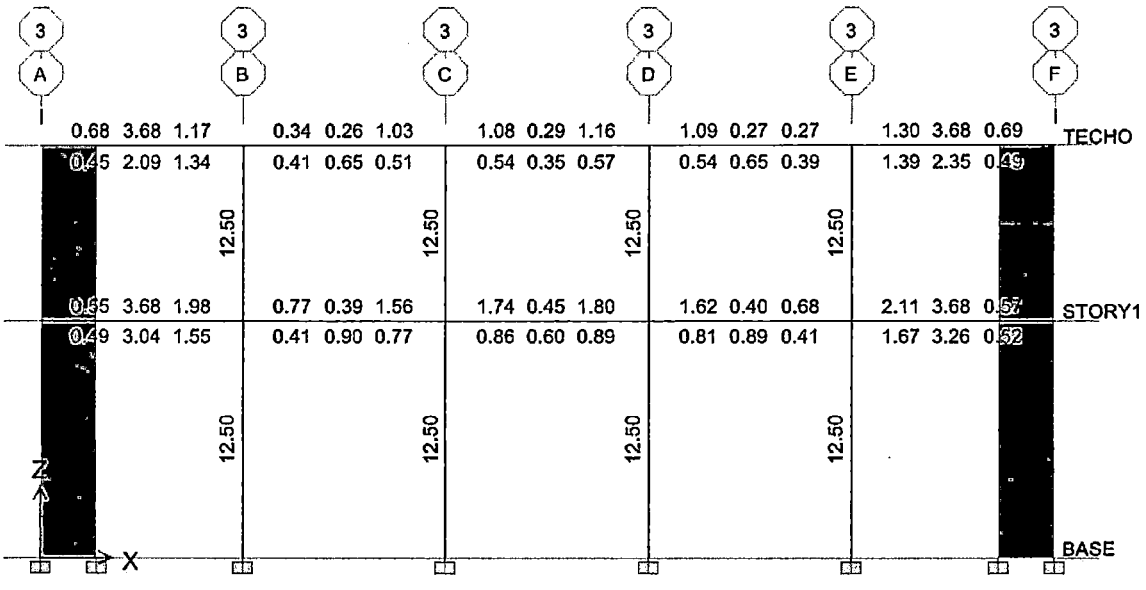



FIGURA 4.9: Área de acero que requieren los elementos

## ELEVACIÓN A "ETABS" – EJE 15-15, 6-6 "PLANO DE ARQUITECTURA"

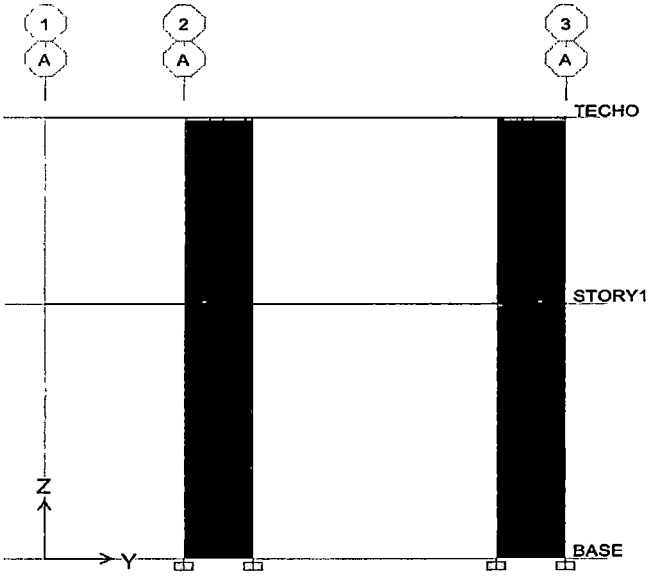



FIGURA 4.10: Pórtico estructural

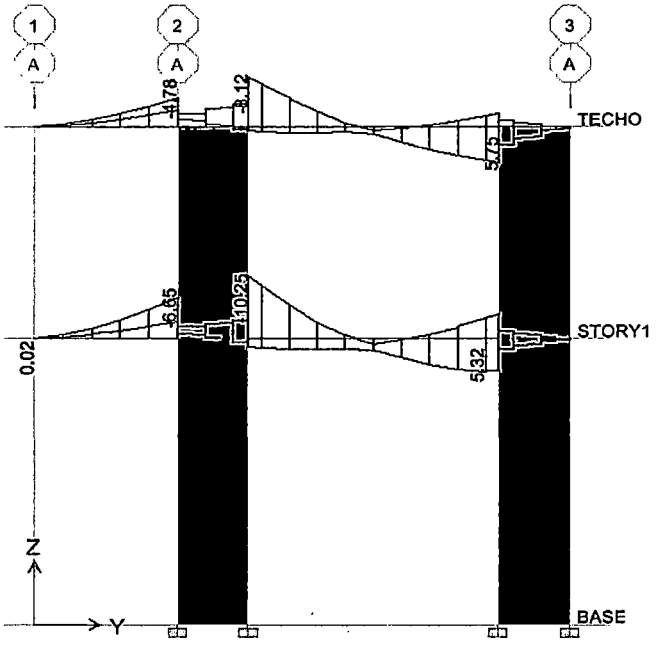



FIGURA 4.11: Diagrama de Momentos

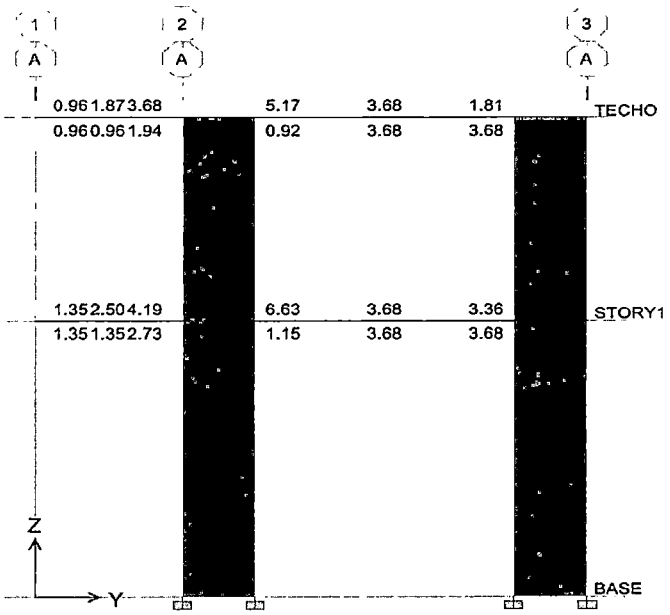



FIGURA 4.12: Área de acero que requieren los elementos.

## ELEVACIÓN C "ETABS" – EJE 17-17, 4-4 "PLANO DE ARQUITECTURA"

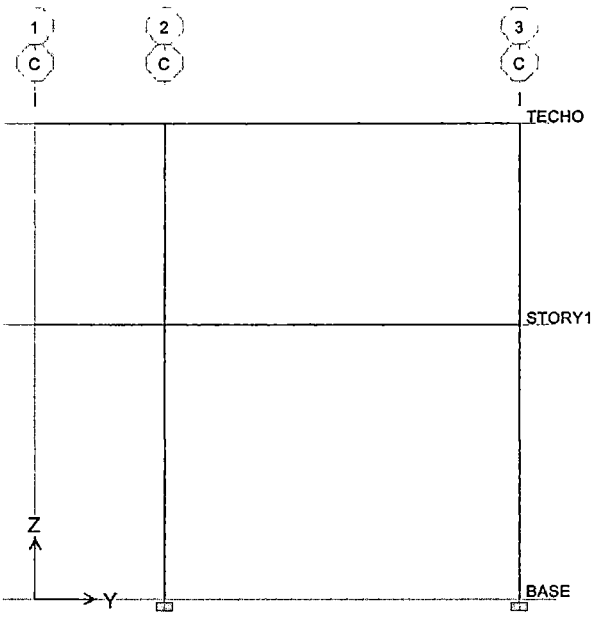



FIGURA 4.13: Portico Estructural.

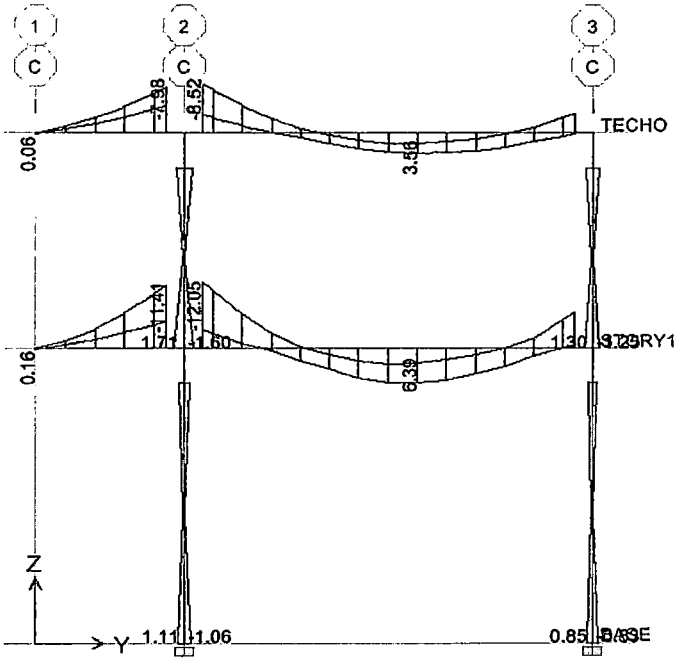



FIGURA 4.14: Diagrama de Momentos

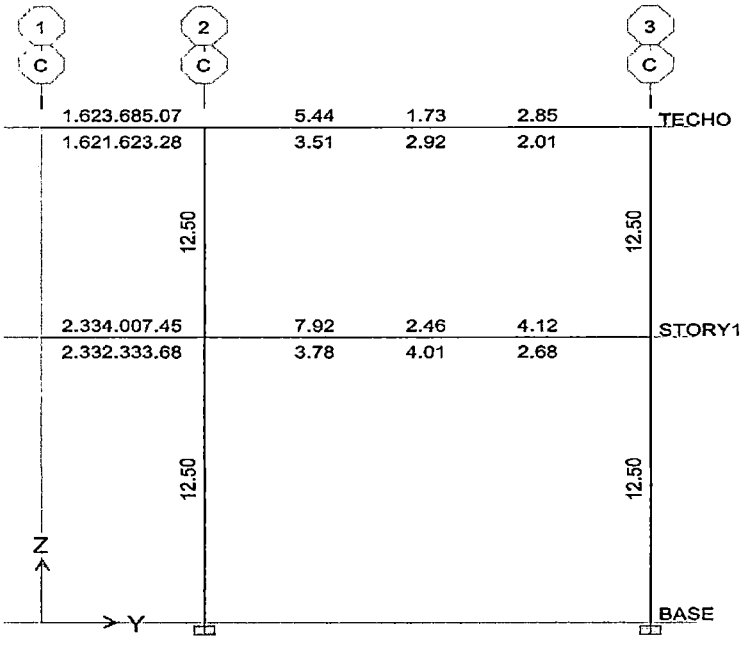



FIGURA 4.15: Area de acero en los elementos

## ELEVACIÓN F "ETABS" – EJE 20-20, 1-1 PLANO DE ARQUITECTURA

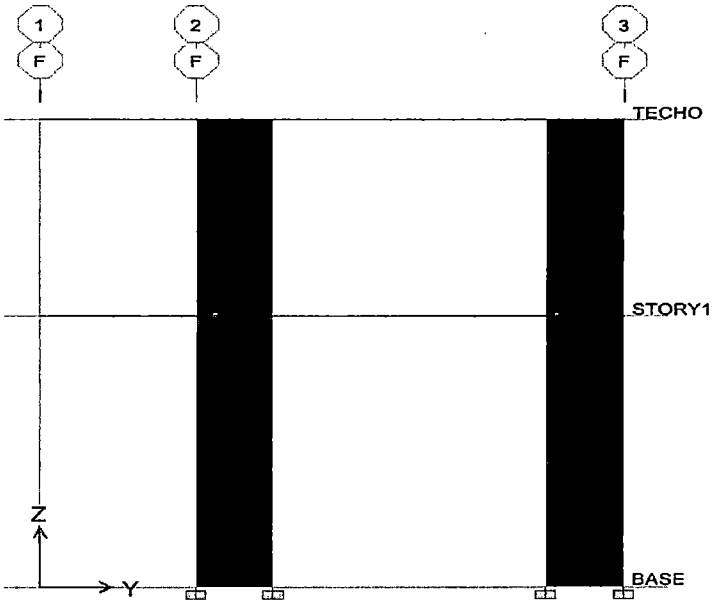



FIGURA 4.16: Pórtico Estructural

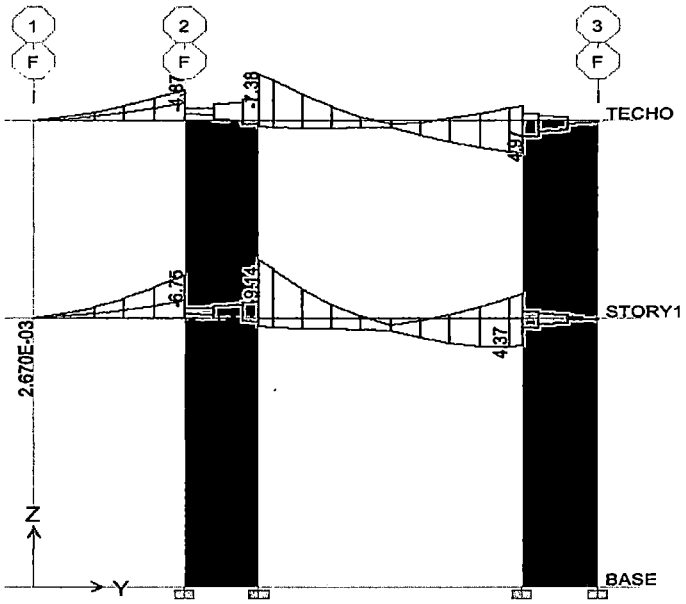



FIGURA 4.17: Diagrama de Momentos.

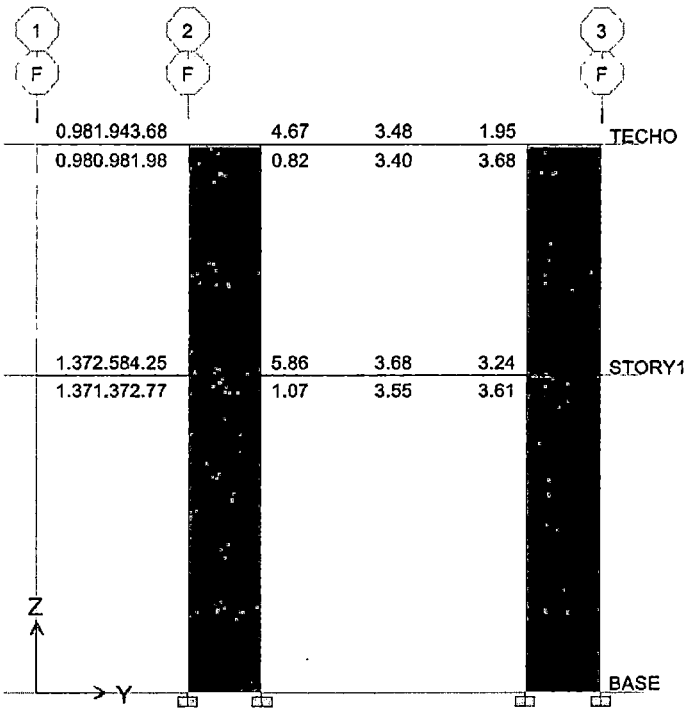



FIGURA 4.18: Diagrama de Momentos

## VIGUETAS

FIGURA 4.19: Área de acero mínima requerida en viguetas de 10x20cm

# CONCLUSIONES

- Se aplicaron cada uno de los conceptos y normas establecidas para el diseño estructural sismo resistente, encontrando el tipo de estructura adecuado a cada una de las exigencias y caracteristicas del proyecto, en este caso, de tipo combinado, por ser un sistema de portico de carga y muro estructural.

- Las cargas verticales y horizontales de la estructura se evaluaron y determinaron, teniendo en cuenta cada uno de los capitulos correspondientes a la norma E.030 y el proyecto de norma E.030 Diseño sismorresistente-en discusion publica del 20 de enero del 2014.

- El diseño de los elementos estructurales se efectuo de acuerdo a los requisitos de resistencia sismica y los materiales estructurales propuestos del cual el concreto es un material optimo en la utilizacion para la ejecucion de este proyecto arquitectonico. En este punto intervinieron los grados de disipacion de energia, permitiendole a la estructura operar en el rango inelastico de respuesta

- El diseño de los elementos no estructurales, fueron con base al desempeño dentro de las condiciones de uso a la cual pertenece la edificacion.

- Una herramienta útil para el diseño de columnas y muros es el Diseñador de Secciones, un sub programa dentro de ETABS, porque facilita la obtención del diagrama de interacción de cualquier sección transversal dibujada en él.

- Al aplicar la norma y el proyecto norma E.030 en el analisis estructural, arrojan desplazamientos laterales en ambas direcciones similares, por lo que para estructuras regulares ubicadas en Huanuco no es necesario aplicar el proyecto de norma para garantizar mayor margen de seguridad de desplazamientos ante cualquier evento sismico.

- Al usar un programa computacional se optimiza el tiempo de analisis y diseño, se tiene la facilidad de realizar muchas iteraciones hasta encontrar un diseño optimo como menor seccion de acero y del elemento estructural asimismo reduciendo el costo del proyecto.

- Para la verificacion que el Reglamento Nacional de Edificacion(RNE) establece en sus norma E.030, E.050 Y E.060, se realizaron Hojas de calculo de acuerdo a las solicitaciones de los codigos de dichas normas.

# RECOMENDACIONES

- Para realizar el plano de cimentación de las estructuras, se debe contar con los esfuerzos últimos que resiste el suelo, para poder dar las dimensiones de la zapatas de las estructuras
- Se debe realizar adicionalmente el diseño hidráulico y sanitario de las estructuras.
- Como no se cuenta con un estudio de suelos, se usó un tipo de perfil de suelo S2, por tal motivo puede que llegue a haber cambios cuando se le haga el respectivo estudio de suelos supervisado por un ingeniero Geotecnista a partir de unos datos geotécnicos debidamente sustentados, podrían disminuir significativamente los datos de las fuerzas sísmicas aplicadas a la estructura.
- En el presente estudio se brindan los lineamientos generales necesarios para lograr un proceso de diseño estructural para sistemas de techo satisfactorio, sin embargo, debido a que cada edificación es diferente se debe considerar otros aspectos adicionales para su desarrollo; es decir, el diseñador no debe tomar como guía general parámetros como los expuestos en este estudio, sino que debe buscar siempre la innovación y la creatividad en su diseño, especialmente con una variedad de formas estructurales como las que existen con acero y madera; por tanto es esencial que el diseñador incida planteando sus propios criterios.
- Antes de realizar el diseño estructural sismorresistente se deben de realizar las verificaciones que establece el RNE tales como: Desplazamientos laterales, Fuerza Cortante en la base.

# BIBLIOGRAFIA

## Bibliografía física


- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú). 2006. Norma Técnica de Edificación E-020 Cargas: De 2006. Lima, Perú, Diario el Peruano 320731 P.

- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú). 2006. Norma Técnica de Edificación E-030 Diseño Sismorresistente: De 2006. Lima, Perú, Diario el Peruano 320739 P.

- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú). 2006. Norma Técnica de Edificación E-050 Suelos y Cimentaciones: De 2006. Lima, Perú, Diario el Peruano 320754 P.

- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú). 2006. Norma Técnica de Edificación E-060 Concreto Armado: De 2009. Lima, Perú, Diario el Peruano 320868 P.

- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú). 2006. Norma Técnica de Edificación E-090 Estructuras Metálicas: De 2006. Lima, Perú, Diario el Peruano 320943 P.

- Jorge Alva Hurtado (2005). Diseño de Muros de Contención. Lima, Perú.

- Jack C McCormac (2002). Diseño de estructuras de acero metodo LRFD, 2° edicion, clemson university. Mexico: Alfaomega Grupo Editor.

- Zapata Baglieto, Luis F. (1997). Diseño Estructural en Acero. Lima, Perú.

- Blanco Blasco, Antonio.(1997). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Libro 2 de la colección del ingeniero civil - Colegio de ingenieros del Perú. Lima.

- Morales Moràles, Roberto. (2002). Diseño en Concreto Armado. Instituto de la Construcción y Gerencia. Lima.

- Muñoz Peláez, Alejandro. (2004). Ingeniería Sismorresistente. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.

- San Bartolomé, Ángel. (1999). Análisis de Edificios. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.

- Taboada, J y I. U, Arturo.(2009). Análisis y diseño de edificios asistido por computadoras. Tesis( Título de Ingeniero Civil) Pontificia Universidad Católica del Perú.149 P. Lima, Perú.


**Bibliografía electrónica**


- Jorge Alessandro Gonzales. (Sin Fecha). Computers And Structures Incs. Mexico y Latinoamerica. [10 de enero del 2015]. Disponible http://www.construaprende.com/

# ANEXOS

- ANALISIS ESTRUCTURAL
- CUADROS COMPARATIVOS
- DISEÑO DE VIGAS
- DISEÑO FLEXOCOMPRESION DE COLUMNAS
- DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS
- PLANOS ARQUITECTINICOS
- PLANOS ESTRUCTURALES

# ANEXO A – ANALISIS ESTRUCTURAL

## ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL MODULO I Y III

### I.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

De acuerdo a las características del edificio descritas anteriormente es que se modelo los materiales utilizados con las propiedades siguientes:

#### 1 Propiedades del Concreto 210 kg/cm2 (CONC210)

| DESCRIPCIÓN | | VALOR |
|---|---|---|
| - Masa por unidad de Volumen | $(Ton/m^2)$ : | 0.2446 |
| - Peso por unidad de Volumen | $(Ton/m^2)$ : | 2.40 |
| - Modulo de Elasticidad (E) | $(Ton/m^2)$ : | 2173700 |
| - Modulo de Poisson | | 0.20 |
| - Resistencia a la Compresión (f'c) | $(Ton/m^2)$ : | 2100 |
| - Fluencia del Acero Principal (fy) | $(Ton/m^2)$ : | 42000 |
| - Fluencia del Acero del estribo (fys) | $(Ton/m^2)$ : | 42000 |

#### 1 Propiedades del Concreto 280 kg/cm2 (CONC280)

| DESCRIPCIÓN | | VALOR |
|---|---|---|
| - Masa por unidad de Volumen | $(Ton/m^2)$ : | 0.2446 |
| - Peso por unidad de Volumen | $(Ton/m^2)$ : | 2.40 |
| - Modulo de Elasticidad (E) | $(Ton/m^2)$ : | 2509980 |
| - Modulo de Poisson | | 0.20 |
| - Resistencia a la Compresión (f'c) | $(Ton/m^2)$ : | 2800 |
| - Fluencia del Acero Principal (fy) | $(Ton/m^2)$ : | 42000 |
| - Fluencia del Acero del estribo (fys) | $(Ton/m^2)$ : | 42000 |

#### 2 Propiedades de la Albañilería fb=65 kg/cm2 (ALB)

| DESCRIPCIÓN | | VALOR |
|---|---|---|
| - Masa por unidad de Volumen | $(Ton/m^2)$ : | 0.1835 |
| - Peso por unidad de Volumen | $(Ton/m^2)$ : | 1.80 |
| - Modulo de Elasticidad (E) | $(Ton/m^2)$ : | 325000 |
| - Modulo de Poisson | | 0.25 |
| - Resistencia a la Compresión (fb) | $(Ton/m^2)$ : | 650 |

### II.- METRADO DE CARGAS

#### 1.- Metrado de Carga por unidad de Área

Las cargas a metrar son solo aquellas que afectaran a la losa tales como: acabados, tabiquería, sobre carga, entre otros.

a) Primer Nivel

| ELEMENTO | CARGA | | OBSERVACIONES |
|---|---|---|---|
| **Carga Muerta** | | | |
| Acabados | 100 | kg/m² | |
| Peso de Aligerado | 300 | kg/m² | Todos |
| **Carga Viva** | | | |
| Escalera y corredores | 400 | kg/m² | Diseño de Escalera |
| Oficinas | 250 | kg/m² | Todos |
| pasadizo y corredores | 400 | kg/m² | Todos |
| Techos | 50 | kg/m² | Techo |

## 2 Metrado de Carga por unidad de longitud

las cargas metar son aquellas son los muros que están directamente apoyado sobre las vigas.

a) Todos los pórticos

| CARGAS EN VIGAS | ALTURA | ESPESOR O ANCHO | PESO ESPECIFICO | CARGA x m² (Kg/m2) | ω (tn/m) |
|---|---|---|---|---|---|
| CARGA MUERTA | | | | | |
| *Muro en vigas secundarios* | *2.6* | *0.15* | *1800* | | *0.70* |
| *parapeto/ventana baja* | *1.1* | *0.15* | *1800* | | *0.30* |
| *Escalera* | *3.2* | *0.24* | *2400* | | *1.84* |
| CARGA VIVA | | | | | |
| *Escalera* | *3.2* | | | *400.00* | *1.28* |

## 3.- Metrado de Cargas Dinámicas

El metrado de cargas será realizado por el software correspondiente teniendo como consideración diafragmas rígidos y las incidencias de cargas muertas y vivas según reglamento

| ELEMENTO | METRADO POR | FACTOR |
|---|---|---|
| Carga Muerta | Software | *1* |
| Carga Viva | Software | *0.5* |
| Carga Viva en techo | Software | *0.25* |

***Nota** : Se considera una excentricidad accidental de 5%*

## 4.- Metrado de Rigidez

La rigidez será obtenida por el software a partir de la geometría y dimensiones de los elementos como son las columnas y placas.

# III. TÉCNICA DE MODELAJE

La técnica de modelaje utilizada en este diseño es de mayor aceptación entre los profesionales dedicados al análisis y diseño estructural, y permite estudiar los desplazamientos y las fuerzas en cualquier ubicación y sección de la estructura.

## Técnica de los Elementos Finitos

Esta técnica modela los muros en forma espacial mediante una malla de elementos finitos (tipo "Shell"), mientras que las vigas y columnas se modelan mediante barras (tipo frame).

En esta técnica se tomaron en cuenta los siguientes puntos:

- A los nudos contenidos en la losa de un cierto nivel, se les aplicó una restricción tipo "diafragma rígido.
- Se modelo la cimentación como flexible y se adjunto al modelo para que permita su exportación de resultados.
- En la intersección ortogonal de los elementos tipo frame (vigas y columnas), se considero la rigidez que se origina, es por eso se considero la restricción tipo End Offsets.
- El nivel de restricción en los apoyos que se considero es del tipo empotrado.
- Se considero que los elementos utilizados para el análisis de la estructura, considera su propio peso para el computo de las fuerzas y masas.
- Los estados de carga considerados son el estado de carga muerta, viva, damero formados, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

## IV ANÁLISIS DINÁMICO

Exportar xx | Exportar yy

El método utilizado para el Análisis Dinámico y especificado en la Norma de Diseño Sismo resistente E-030 es el Análisis por Combinación Modal Espectral, para lo cual las solicitaciones sísmicas fueron representadas mediante un Espectro y las masas están ubicadas en los centros de gravedad de cada nivel.

Se utilizo para el análisis dos tipos de Espectro debido al modelo estructural planteado:

| FACTORES DE ZONA ( Z ) | | | |
|---|---|---|---|
| DEPARTAMENTO | PROVINCIA | ZONA | FACTOR DE ZONA - Z (g) |
| HUÁNUCO | TODAS LAS PROVINCIAS | 2 | 0.3 |

| CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES ( U ) | | |
|---|---|---|
| CATEGORIA | DESCRIPCION | FACTOR U |
| B<br>EDIFICACIÓNES IMPORTANTES | Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento. | 1.3 |

| CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES ( S ) | | | |
|---|---|---|---|
| TIPO | DESCRIPCION | Tp (S) | S |
| SUELO INTERMEDIO S2 | Se clasifican como de este tipo los sitios con características intermedias entre las indicadas para los perfiles S1 y S3 | 0.6 | 1.2 |

| COEFICIENTE DE REDUCCION DE ESTRUCTURAS REGULARES ( R ) EN X-X | | | |
|---|---|---|---|
| SISTEMA ESTRUCTURAL | DESCRIPCION | COEFICIENTE R | LIMITE DE ALTURA (m) |
| ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO<br>PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO<br>HAY IRREGULARIDAD<br>NO | Sistemas en el que las cargas verticales y horizontales son resistidos únicamente por pórticos de concreto armado. | 8<br>COEFICIENTE R CORREGIDO<br>8 | SIN LÍMITE |

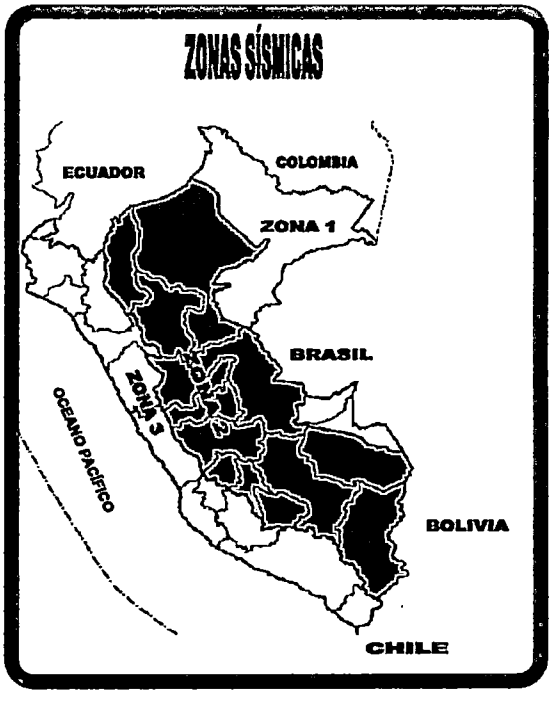
| COEFICIENTE DE REDUCCION DE ESTRUCTURAS REGULARES ( R ) EN Y-Y | | | |
|---|---|---|---|
| SISTEMA ESTRUCTURAL | DESCRIPCION | COEFICIENTE R | LIMITE DE ALTURA (m) |
| ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO<br>PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO<br>HAY IRREGULARIDAD<br>NO | Sistemas en el que las cargas verticales y horizontales son resistidos únicamente por pórticos de concreto armado. | 8<br>COEFICIENTE R CORREGIDO<br>8 | SIN LÍMITE |

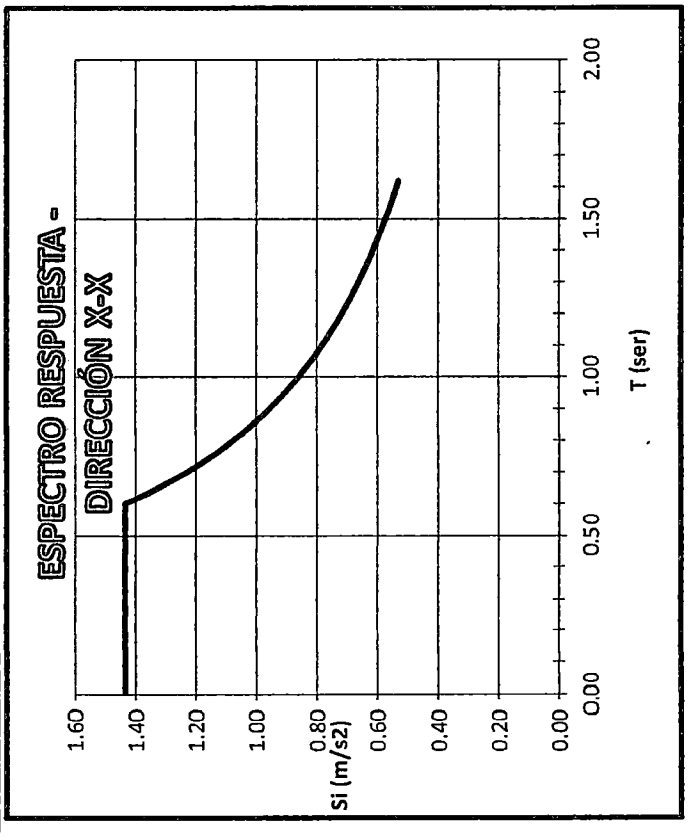
## ESPECTRO RESPUESTA - DIRECCIÓN X-X

| Z | U | S | Tp | Rxx |
|---|---|---|---|---|
| 0.30 | 1.30 | 1.20 | 0.60 | 8.00 |

$$Sa = \frac{zucs}{R} g; \; g = 9.81 m/s^2$$

| T | Sa | C | C/R | C/R Corr. |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 1.43 | 2.50 | 0.31 | 0.31 |
| 0.60 | 1.43 | 2.50 | 0.31 | 0.31 |
| 0.62 | 1.39 | 2.42 | 0.30 | 0.30 |
| 0.64 | 1.35 | 2.34 | 0.29 | 0.29 |
| 0.66 | 1.30 | 2.27 | 0.28 | 0.28 |
| 0.68 | 1.27 | 2.21 | 0.28 | 0.28 |
| 0.70 | 1.23 | 2.14 | 0.27 | 0.27 |
| 0.72 | 1.20 | 2.08 | 0.26 | 0.26 |
| 0.74 | 1.16 | 2.03 | 0.25 | 0.25 |
| 0.76 | 1.13 | 1.97 | 0.25 | 0.25 |
| 0.78 | 1.10 | 1.92 | 0.24 | 0.24 |
| 0.80 | 1.08 | 1.88 | 0.23 | 0.23 |
| 0.82 | 1.05 | 1.83 | 0.23 | 0.23 |
| 0.84 | 1.02 | 1.79 | 0.22 | 0.22 |
| 0.86 | 1.00 | 1.74 | 0.22 | 0.22 |
| 0.88 | 0.98 | 1.70 | 0.21 | 0.21 |
| 0.90 | 0.96 | 1.67 | 0.21 | 0.21 |
| 0.92 | 0.94 | 1.63 | 0.20 | 0.20 |
| 0.94 | 0.92 | 1.60 | 0.20 | 0.20 |
| 0.96 | 0.90 | 1.56 | 0.20 | 0.20 |
| 0.98 | 0.88 | 1.53 | 0.19 | 0.19 |
| 1.00 | 0.86 | 1.50 | 0.19 | 0.19 |
| 1.02 | 0.84 | 1.47 | 0.18 | 0.18 |
| 1.04 | 0.83 | 1.44 | 0.18 | 0.18 |
| 1.06 | 0.81 | 1.42 | 0.18 | 0.18 |
| 1.08 | 0.80 | 1.39 | 0.17 | 0.17 |
| 1.10 | 0.78 | 1.36 | 0.17 | 0.17 |
| 1.12 | 0.77 | 1.34 | 0.17 | 0.17 |
| 1.14 | 0.76 | 1.32 | 0.16 | 0.16 |
| 1.16 | 0.74 | 1.29 | 0.16 | 0.16 |
| 1.18 | 0.73 | 1.27 | 0.16 | 0.16 |
| 1.20 | 0.72 | 1.25 | 0.16 | 0.16 |
| 1.22 | 0.71 | 1.23 | 0.15 | 0.15 |
| 1.24 | 0.69 | 1.21 | 0.15 | 0.15 |
| 1.26 | 0.68 | 1.19 | 0.15 | 0.15 |
| 1.28 | 0.67 | 1.17 | 0.15 | 0.15 |
| 1.30 | 0.66 | 1.15 | 0.14 | 0.14 |
| 1.32 | 0.65 | 1.14 | 0.14 | 0.14 |
| 1.34 | 0.64 | 1.12 | 0.14 | 0.14 |
| 1.36 | 0.63 | 1.10 | 0.14 | 0.14 |
| 1.38 | 0.62 | 1.09 | 0.14 | 0.14 |
| 1.40 | 0.61 | 1.07 | 0.13 | 0.13 |
| 1.42 | 0.61 | 1.06 | 0.13 | 0.13 |
| 1.44 | 0.60 | 1.04 | 0.13 | 0.13 |
| 1.46 | 0.59 | 1.03 | 0.13 | 0.13 |
| 1.48 | 0.58 | 1.01 | 0.13 | 0.13 |
| 1.50 | 0.57 | 1.00 | 0.13 | 0.13 |
| 1.52 | 0.57 | 0.99 | 0.12 | 0.12 |
| 1.54 | 0.56 | 0.97 | 0.12 | 0.12 |
| 1.56 | 0.55 | 0.96 | 0.12 | 0.12 |
| 1.62 | 0.53 | 0.93 | 0.12 | 0.12 |



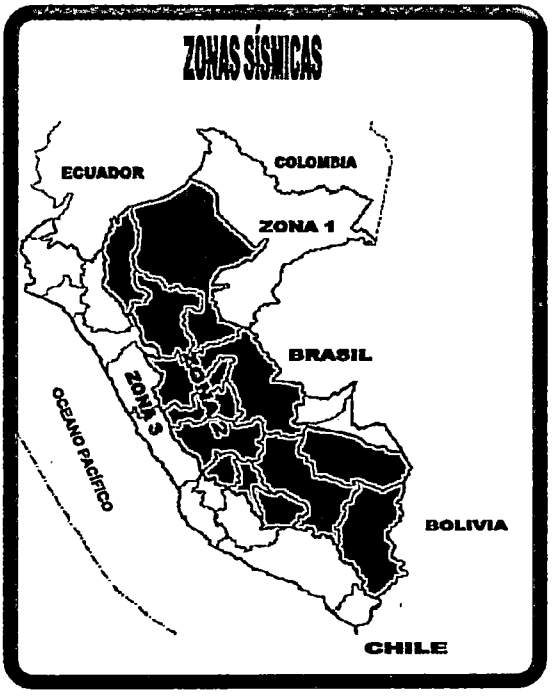



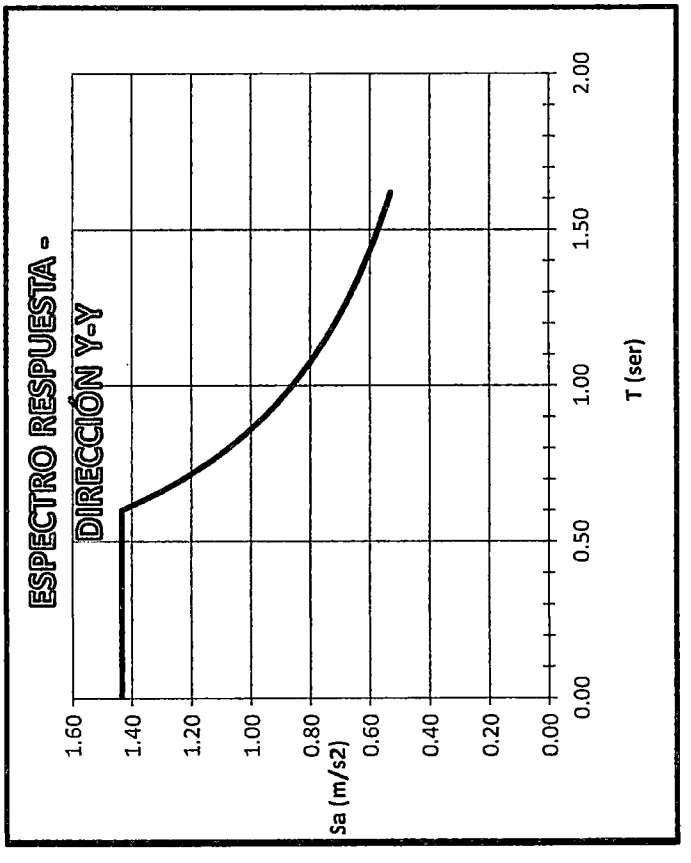
## ESPECTRO RESPUESTA - DIRECCIÓN Y-Y

| Z | U | S | Tp | Ryy |
|---|---|---|---|---|
| 0.30 | 1.30 | 1.20 | 0.60 | 8.00 |

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} g; g = 9.81 m/s^2$$

| T | Sa | C | C/R | C/R Corr. |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 1.43 | 2.50 | 0.31 | 0.31 |
| 0.60 | 1.43 | 2.50 | 0.31 | 0.31 |
| 0.62 | 1.39 | 2.42 | 0.30 | 0.30 |
| 0.64 | 1.35 | 2.34 | 0.29 | 0.29 |
| 0.66 | 1.30 | 2.27 | 0.28 | 0.28 |
| 0.68 | 1.27 | 2.21 | 0.28 | 0.28 |
| 0.70 | 1.23 | 2.14 | 0.27 | 0.27 |
| 0.72 | 1.20 | 2.08 | 0.26 | 0.26 |
| 0.74 | 1.16 | 2.03 | 0.25 | 0.25 |
| 0.76 | 1.13 | 1.97 | 0.25 | 0.25 |
| 0.78 | 1.10 | 1.92 | 0.24 | 0.24 |
| 0.80 | 1.08 | 1.88 | 0.23 | 0.23 |
| 0.82 | 1.05 | 1.83 | 0.23 | 0.23 |
| 0.84 | 1.02 | 1.79 | 0.22 | 0.22 |
| 0.86 | 1.00 | 1.74 | 0.22 | 0.22 |
| 0.88 | 0.98 | 1.70 | 0.21 | 0.21 |
| 0.90 | 0.96 | 1.67 | 0.21 | 0.21 |
| 0.92 | 0.94 | 1.63 | 0.20 | 0.20 |
| 0.94 | 0.92 | 1.60 | 0.20 | 0.20 |
| 0.96 | 0.90 | 1.56 | 0.20 | 0.20 |
| 0.98 | 0.88 | 1.53 | 0.19 | 0.19 |
| 1.00 | 0.86 | 1.50 | 0.19 | 0.19 |
| 1.02 | 0.84 | 1.47 | 0.18 | 0.18 |
| 1.04 | 0.83 | 1.44 | 0.18 | 0.18 |
| 1.06 | 0.81 | 1.42 | 0.18 | 0.18 |
| 1.08 | 0.80 | 1.39 | 0.17 | 0.17 |
| 1.10 | 0.78 | 1.36 | 0.17 | 0.17 |
| 1.12 | 0.77 | 1.34 | 0.17 | 0.17 |
| 1.14 | 0.76 | 1.32 | 0.16 | 0.16 |
| 1.16 | 0.74 | 1.29 | 0.16 | 0.16 |
| 1.18 | 0.73 | 1.27 | 0.16 | 0.16 |
| 1.20 | 0.72 | 1.25 | 0.16 | 0.16 |
| 1.22 | 0.71 | 1.23 | 0.15 | 0.15 |
| 1.24 | 0.69 | 1.21 | 0.15 | 0.15 |
| 1.26 | 0.68 | 1.19 | 0.15 | 0.15 |
| 1.28 | 0.67 | 1.17 | 0.15 | 0.15 |
| 1.30 | 0.66 | 1.15 | 0.14 | 0.14 |
| 1.32 | 0.65 | 1.14 | 0.14 | 0.14 |
| 1.34 | 0.64 | 1.12 | 0.14 | 0.14 |
| 1.36 | 0.63 | 1.10 | 0.14 | 0.14 |
| 1.38 | 0.62 | 1.09 | 0.14 | 0.14 |
| 1.40 | 0.61 | 1.07 | 0.13 | 0.13 |
| 1.42 | 0.61 | 1.06 | 0.13 | 0.13 |
| 1.44 | 0.60 | 1.04 | 0.13 | 0.13 |
| 1.46 | 0.59 | 1.03 | 0.13 | 0.13 |
| 1.48 | 0.58 | 1.01 | 0.13 | 0.13 |
| 1.50 | 0.57 | 1.00 | 0.13 | 0.13 |
| 1.52 | 0.57 | 0.99 | 0.12 | 0.12 |
| 1.54 | 0.56 | 0.97 | 0.12 | 0.12 |
| 1.56 | 0.55 | 0.96 | 0.12 | 0.12 |
| 1.58 | 0.54 | 0.95 | 0.12 | 0.12 |
| 1.60 | 0.54 | 0.94 | 0.12 | 0.12 |
| 1.62 | 0.53 | 0.93 | 0.12 | 0.12 |



## Factor de Escala

$$Fe = \frac{Z * U * g}{R}$$

Fex= 0.47824
Fey= 0.47824

## V. COMBINACIÓN DE CARGAS

La combinación de cargas se señalizara según la norma técnica de edificaciones, a la cual se le incluirá la envolvente de cargas para obtener el caso mas desfavorable

***01.-*** 1.4*DEAD+1.7*LIVE+1.7*LIVE UP
***02.-*** 1.25*(DEAD+LIVE+LIVE UP)±SISMOXX
***03.-*** 1.25*(DEAD+LIVE+LIVE UP)±SISMOYY
***04.-*** 0.9*DEAD±SISMOSXX
***05.-*** 0.9*DEAD±SISMOSYY

***DONDE:***

- DEAD : CARGA MUERTA
- LIVE : SOBRE CARGA
- LIVE UP : SOBRECARGA EN EL TECHO
- SISMOXX : SISMO EN DIRECCIÓN X-X
- SISMOYY : SISMO EN DIRECCIÓN Y-Y

## 1) Periodo de la Estructura

| FORMAS DE MODO | PERIODOS | UX | UY | UZ |
|---|---|---|---|---|
| 01 | 0.295002 | **72.7012** | 10.9499 | 0 |
| 02 | 0.242380 | 11.3189 | **76.1071** | 0 |
| 03 | 0.162733 | 3.9559 | 0.7553 | 0 |
| 04 | 0.075458 | 8.2476 | 1.1252 | 0 |
| 05 | 0.060537 | 1.5651 | 8.907 | 0 |
| 06 | 0.014675 | 0.1751 | 0.7176 | 0 |
| | | | | |

| | | |
|---|---|---|
| MAXIMOS = | 72.7012 | 76.1071 |

Se tomara el periodo que tenga mayor participacion de masa en cada sentido.

| PARÁMETROS | | VALORES |
|---|---|---|
| Tx | *(s) :* | 0.295002 |
| Ty | *(s) :* | 0.242380 |
| Tz | *(s) :* | 0.295002 |

## calculo del cortante en la base del caso estatico

Para el calculo del cortante en la base del caso estatico se emplearan masas de cada nivel que fueron optenidos mediante el modelamiento en ETABS

datos:

| PARAMETROS | | VALORES |
|---|---|---|
| Tx | *(s)* : | 0.295 |
| Ty | *(s)* : | 0.242 |
| Z | *(Adm)* : | 0.300 |
| U | *(Adm)* : | 1.300 |
| S | *(Adm)* : | 1.200 |
| Tp | *(Adm)* : | 2.000 |
| Rxx | *(Adm)* : | 8.000 |
| Ryy | *(Adm)* : | 8.000 |
| Presenta Irregularidades : | | NO |

Calculando Cxx y Cyy

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Cxx = | 2.50 | ⇨ | ***Cx/R =*** | **0.3125** |
| Cyy = | 2.50 | | ***Cy/R =*** | **0.3125** |

Calculando la cortante en la base del edificio:

| PISOS | DIGRAGMA | MASAx-x | MASAy-y | MMI | C.G.x | C.G.y |
|---|---|---|---|---|---|---|
| TECHO | D1 | 9.5358 | 9.5358 | 346.1054 | 9.021 | 3.605 |
| STORY1 | D1 | 14.1606 | 14.1606 | 544.3333 | 8.98 | 3.814 |
| | | | | | | |

| PISOS | DIGRAGMA | MASAx-x (tn) | MASAy-y (tn) | PESOx-x (tnf) | PESOy-y (tnf) |
|---|---|---|---|---|---|
| TECHO | D1 | 9.5358 | 9.5358 | 93.55 | 93.55 |
| STORY1 | D1 | 14.1606 | 14.1606 | 138.92 | 138.92 |
| | | | | | |
| | | | Suma = | 232.46 | 232.46 |

⇨

***Vx-x =*** **33.998 Tnf**

***Vy-y =*** **33.998 Tnf**

## II calculo del cortante en la base del caso dinamico

| PISO | SISMO | LOCALIZACION | VX | VY | T | MX | MY |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TECHO | SISMOXXE030 | Top | 15.43 | 7.37 | 98.41 | 0.00 | 0.00 |
| TECHO | SISMOXXE030 | Bottom | 16.56 | 7.89 | 105.77 | 23.70 | 49.69 |
| TECHO | SISMOYYE030 | Top | 7.49 | 16.09 | 143.10 | 0.00 | 0.00 |
| TECHO | SISMOYYE030 | Bottom | 8.03 | 17.30 | 153.39 | 51.87 | 24.12 |
| STORY1 | SISMOXXE030 | Top | 28.12 | 13.44 | 179.37 | 23.70 | 49.69 |
| STORY1 | SISMOXXE030 | Bottom | 28.75 | 13.72 | 183.86 | 79.75 | 167.39 |
| STORY1 | SISMOYYE030 | Top | 13.44 | 29.28 | 260.63 | 51.87 | 24.12 |
| STORY1 | SISMOYYE030 | Bottom | 13.70 | 29.79 | 265.24 | 174.33 | 80.28 |
| | | | | | | | |

$\Rightarrow$ ***Vx-x =*** **28.75 Tnf**

***Vy-y =*** **29.79 Tnf**

## III Cálculo de los Factores de escala

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el Artículo 17 (17.3) para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

| X-X | | | Y-Y | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Vx-x din. | = | 28.750 | Vy-y din. | = | 29.790 |
| Vx-x est. | = | 33.998 | Vy-y est. | = | 33.998 |
| Vx din./Vxest. | = | 0.85 | Vy din./Vyest. | = | 0.88 |
| Cociente min(Ø). | = | 0.80 | Cociente min(Ø) | = | 0.80 |
| Factor (fx) | = | 0.95 | Factor (fy) | = | 0.91 |
| Estado | : | **Ok!** | Estado | : | **Ok!** |

Nota: Factor (Fx, Fy) Tienen que ser menor o igual a 1

| X-X | | | Y-Y | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Vx-x din. | = | 28.750 | Vy-y din. | = | 29.790 |
| Ø*Vx-x est. | = | 27.198 | Ø*Vy-y est. | = | 27.198 |
| Estado | : | **Ok!** | Estado | : | **Ok!** |

# ANEXO B – CUADROS COMPARATIVOS

# CUADROS COMPARATIVOS

## ANALISIS ESTRUCTURAL

### NORMA E.030

| FACTORES DE ZONA ( Z ) | | | |
|---|---|---|---|
| DEPARTAMENTO | PROVINCIA | ZONA | FACTOR DE ZONA - Z (g) |
| HUÁNUCO | TODAS LAS PROVINCIAS | 2 | 0.3 |

*ESPECTRO RESPUESTA - DIRECCIÓN X-X*

| Z | U | S | Tp | Ryy |
|---|---|---|---|---|
| 0.30 | 1.30 | 1.20 | 0.60 | 8.00 |

$$Sa = \frac{zucs}{R} g; g = 9.81 m/s^2$$

| T | Sa | C | C/R | C/R Corr. |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 1.43 | 2.50 | 0.31 | 0.31 |
| 0.60 | 1.43 | 2.50 | 0.31 | 0.31 |
| 0.62 | 1.39 | 2.42 | 0.30 | 0.30 |
| 0.64 | 1.35 | 2.34 | 0.29 | 0.29 |
| 0.70 | 1.23 | 2.14 | 0.27 | 0.27 |
| 0.80 | 1.08 | 1.88 | 0.23 | 0.23 |
| 0.90 | 0.96 | 1.67 | 0.21 | 0.21 |
| 1.00 | 0.86 | 1.50 | 0.19 | 0.19 |
| 1.10 | 0.78 | 1.36 | 0.17 | 0.17 |
| 1.20 | 0.72 | 1.25 | 0.16 | 0.16 |
| 1.30 | 0.66 | 1.15 | 0.14 | 0.14 |
| 1.40 | 0.61 | 1.07 | 0.13 | 0.13 |
| 1.50 | 0.57 | 1.00 | 0.13 | 0.13 |
| 1.52 | 0.57 | 0.99 | 0.12 | 0.12 |
| 1.54 | 0.56 | 0.97 | 0.12 | 0.12 |
| 1.56 | 0.55 | 0.96 | 0.12 | 0.12 |
| 1.58 | 0.54 | 0.95 | 0.12 | 0.12 |
| 1.60 | 0.54 | 0.94 | 0.12 | 0.12 |
| 1.62 | 0.53 | 0.93 | 0.12 | 0.12 |

### PROYECTO DE NORMA E.030

| FACTORES DE ZONA ( Z ) | | | |
|---|---|---|---|
| DEPARTAMENTO | PROVINCIA | ZONA | FACTOR DE ZONA - Z (g) |
| HUÁNUCO | TODAS LAS PROVINCIAS | 2 | 0.25 |

*ESPECTRO RESPUESTA - DIRECCIÓN X-X*

| Z | U | S | Tp | Rxx |
|---|---|---|---|---|
| 0.25 | 1.30 | 1.20 | 0.60 | 8.00 |

$$Sa = \frac{zucs}{R} g; g = 9.81 m/s^2$$

| T | Sa | C | C/R | C/R Corr. |
|---|---|---|---|---|
| 0.00 | 1.20 | 2.50 | 0.31 | 0.31 |
| 0.60 | 1.20 | 2.50 | 0.31 | 0.31 |
| 0.62 | 1.16 | 2.42 | 0.30 | 0.30 |
| 0.64 | 1.12 | 2.34 | 0.29 | 0.29 |
| 0.70 | 1.02 | 2.14 | 0.27 | 0.27 |
| 0.80 | 0.90 | 1.88 | 0.23 | 0.23 |
| 0.90 | 0.80 | 1.67 | 0.21 | 0.21 |
| 1.00 | 0.72 | 1.50 | 0.19 | 0.19 |
| 1.10 | 0.65 | 1.36 | 0.17 | 0.17 |
| 1.20 | 0.60 | 1.25 | 0.16 | 0.16 |
| 1.30 | 0.55 | 1.15 | 0.14 | 0.14 |
| 1.40 | 0.51 | 1.07 | 0.13 | 0.13 |
| 1.50 | 0.48 | 1.00 | 0.13 | 0.13 |
| 1.52 | 0.47 | 0.99 | 0.12 | 0.12 |
| 1.54 | 0.47 | 0.97 | 0.12 | 0.12 |
| 1.56 | 0.46 | 0.96 | 0.12 | 0.12 |
| 1.58 | 0.45 | 0.95 | 0.12 | 0.12 |
| 1.60 | 0.45 | 0.94 | 0.12 | 0.12 |
| 1.62 | 0.44 | 0.93 | 0.12 | 0.12 |

## PERIODO DE LA ESTRUCTURA

| FORMAS DE MODO | PERIODOS | UX | UY | UZ |
|---|---|---|---|---|
| 0 1 | 0.295002 | 72.7012 | 10.9499 | 0 |
| 0 2 | 0.24238 | 11.3189 | 76.1071 | 0 |
| 0 3 | 0.162733 | 3.9559 | 0.7553 | 0 |
| 0 4 | 0.075158 | 8.2476 | 1.1252 | 0 |
| 0 5 | 0.060537 | 1.5651 | 8.907 | 0 |
| 0 6 | 0.014675 | 0.1751 | 0.7176 | 0 |

| | | |
|---|---|---|
| MAXIMOS | 72.7012 | 76.1071 |

Se tomara el periodo que tenga mayor participacion de masa en cada sentido

| PARÁMETROS | | VALORES |
|---|---|---|
| Tx | (s) : | 0.295002 |
| Ty | (s) : | 0.24238 |
| Tz | (s) : | 0.295002 |

## calculo del cortante en la base del caso estatico

| PISOS | DIAFRAGMA | MASA x-x (tn) | MASA y-y (tn) | PESOx-x (tnf) | PESOy-y (tnf) |
|---|---|---|---|---|---|
| TECHO | D1 | 9.5358 | 9.5358 | 93.55 | 93.55 |
| STORY 1 | D1 | 14.1606 | 14.1606 | 138.92 | 138.92 |

| | | |
|---|---|---|
| Suma = | 232.46 | 232.46 |

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Vx-x = **33.998 Tnf**

Vy-y = **33.998 Tnf**

## PERIODO DE LA ESTRUCTURA

| FORMAS DE MODO | PERIODOS | UX | UY | UZ |
|---|---|---|---|---|
| 0 1 | 0.294847 | 72.4374 | 11.1013 | 0 |
| 0 2 | 0.242394 | 11.5339 | 75.8356 | 0 |
| 0 3 | 0.162376 | 3.9691 | 0.8232 | 0 |
| 0 4 | 0.075062 | 8.3224 | 1.0809 | 0 |
| 0 5 | 0.060234 | 1.4888 | 9.0135 | 0 |
| 0 6 | 0.014696 | 0.3615 | 0.5782 | 0 |

| | | |
|---|---|---|
| MAXIMOS | 72.4374 | 75.8356 |

Se tomara el periodo que tenga mayor participacion de masa en cada sentido

| PARÁMETROS | | VALORES |
|---|---|---|
| Tx | (s) : | 0.294847 |
| Ty | (s) : | 0.242394 |
| Tz | (s) : | 0.294847 |

## calculo del cortante en la base del caso estatico

| PISOS | DIAFRAGMA | MASA x-x (tn) | MASA y-y (tn) | PESOx-x (tnf) | PESOy-y (tnf) |
|---|---|---|---|---|---|
| TECHO | D1 | 9.5358 | 9.5358 | 93.55 | 93.55 |
| STORY 1 | D1 | 13.9567 | 13.9567 | 136.92 | 136.92 |

| | | |
|---|---|---|
| Suma = | 230.46 | 230.46 |

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Vx-x = **28.087 Tnf**

Vy-y = **28.087Tnf**

## calculo del cortante en la base del caso dinamico

| PISO | SISMO | LOZALIZACION | VX | VY | T | MX | MY |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TECHO | SX | Top | 15.43 | 7.37 | 98.41 | 0 | 0 |
| TECHO | SX | Bottom | 16.56 | 7.89 | 105.8 | 23.7 | 49.69 |
| TECHO | SY | Top | 7.49 | 16.09 | 143.1 | 0 | 0 |
| TECHO | SY | Bottom | 8.03 | 17.3 | 153.4 | 51.87 | 24.12 |
| STORY 1 | SX | Top | 28.12 | 13.44 | 179.4 | 23.7 | 49.69 |
| STORY 1 | SX | Bottom | 28.75 | 13.72 | 183.9 | 79.75 | 167.39 |
| STORY 1 | SY | Top | 13.44 | 29.28 | 260.6 | 51.87 | 24.12 |
| STORY 1 | SY | Bottom | 13.7 | 29.79 | 265.2 | 174.33 | 80.28 |

**Vx-x = 28.75 Tnf**
**Vy-y = 29.79 Tnf**

## Cálculo de los Factores de escala

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante dinamico en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del cortante estatico para estructuras regulares

| X-X | | | Y-Y | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Vx-x din | = | 28.75 | Vx-x din | = | 28.75 |
| Vx-x est. | = | 33.998 | Vx-x est. | = | 33.998 |
| Vx din./Vx est. | = | 0.85 | Vx din./Vx est. | = | 0.85 |
| Coeficiente min (ø) | = | 0.8 | Coeficiente min (ø) | = | 0.8 |
| Factor (fx) | = | 0.95 | Factor (fx) | = | 0.95 |
| Estado | = | **ok!** | Estado | = | **ok!** |

## calculo del cortante en la base del caso dinamico

| PISO | SISMO | LOZALIZACION | VX | VY | T | MX | MY |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TECHO | SX | Top | 12.9 | 6.21 | 82.55 | 0 | 0 |
| TECHO | SX | Bottom | 13.84 | 7.21 | 88.79 | 20 | 41.55 |
| TECHO | SY | Top | 6.3 | 8.21 | 119.8 | 0 | 0 |
| TECHO | SY | Bottom | 6.76 | 9.21 | 128.4 | 43.39 | 20.29 |
| STORY 1 | SX | Top | 23.36 | 10.21 | 150.1 | 20 | 41.55 |
| STORY 1 | SX | Bottom | 23.87 | 11.21 | 154 | 66.99 | 139.31 |
| STORY 1 | SY | Top | 11.25 | 12.21 | 217.9 | 43.39 | 20.29 |
| STORY 1 | SY | Bottom | 11.46 | 13.21 | 221.8 | 145.08 | 67.35 |

**Vx-x = 23.87 Tnf**
**Vy-y = 24.75 Tnf**

## Cálculo de los Factores de escala

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante dinamico en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del cortante estatico para estructuras regulares

| X-X | | | Y-Y | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Vx-x din | = | 23.87 | Vx-x din | = | 24.75 |
| Vx-x est. | = | 28.087 | Vx-x est. | = | 28.087 |
| Vx din./Vx est. | = | 0.85 | Vx din./Vx est. | = | 0.88 |
| Coeficiente min (ø) | = | 0.80 | Coeficiente min (ø) | = | 0.80 |
| Factor (fx) | = | 0.94 | Factor (fx) | = | 0.91 |
| Estado | = | **ok!** | Estado | = | **ok!** |

## VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Distorsion Admisible en "X"= 0.007
ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO Rx= 8

Distorsion Admisible en "Y"= 0.007
ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO Ry= 8

| NIVEL | ALTURA | DESPLAZ. RELATIVO | | DISTORSIÓN | | CONCLUSIONES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | cm | X | Y | X | Y | |
| TECHO | 310 | 1.02 | 0.72 | 0.003 | 0.002 | DESPLAZ. ADM. |
| STORY 1 | 420 | 1.08 | 0.78 | 0.003 | 0.002 | DESPLAZ. ADM. |

Nota: Los desplazamientos no superan los requerimientos por la norma E.030.

## VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

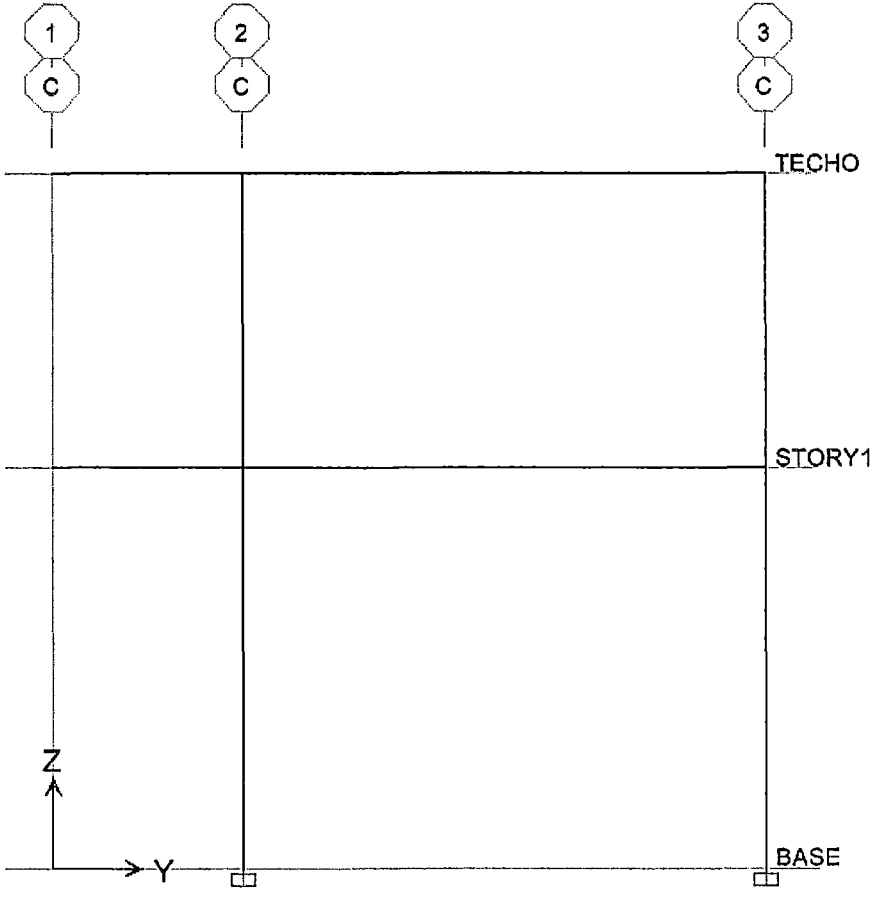
Distorsion Admisible en "X"= 0.007
ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO Rx= 8

Distorsion Admisible en "Y"= 0.007
ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO Ry= 8

| NIVEL | ALTURA | DESPLAZ. RELATIVO | | DISTORSIÓN | | CONCLUSIONES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | cm | X | Y | X | Y | |
| TECHO | 310 | 0.84 | 0.6 | 0.003 | 0.002 | DESPLAZ. ADM. |
| STORY 1 | 420 | 0.9 | 0.66 | 0.002 | 0.002 | DESPLAZ. ADM. |

Nota: Los desplazamientos no superan los requerimientos por el proyecto de norma E.030.

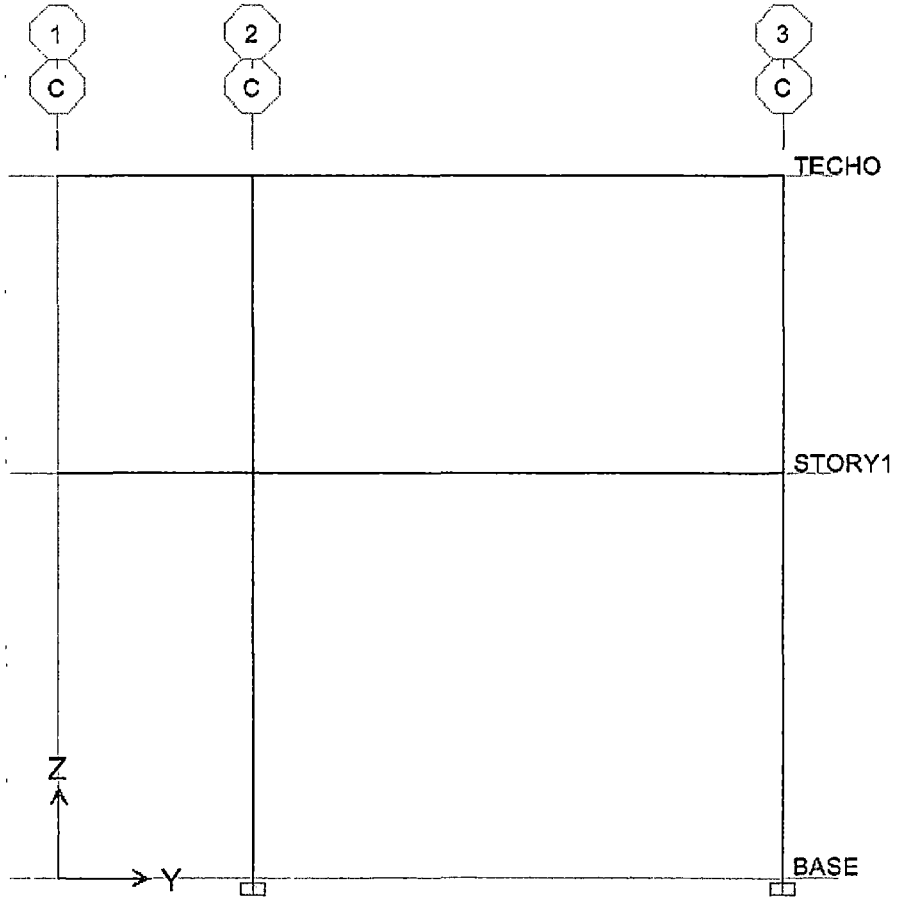
ELEVACION C (ETABS) – EJE 17-17, 4-4 (critico en esta dirección)




PÓRTICO



ELEVACION C (ETABS) – EJE 17-17, 4-4 (critico en esta dirección)




PÓRTICO

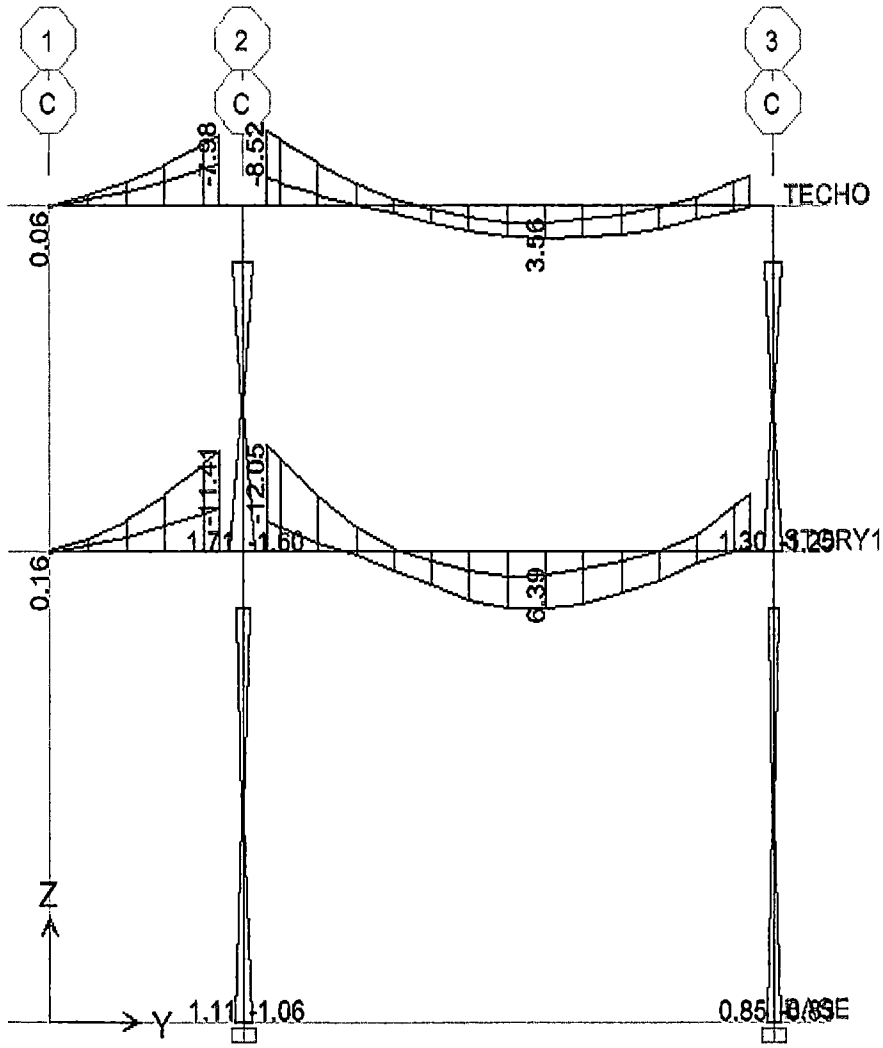



DIAGRAMA DE MOMENTOS

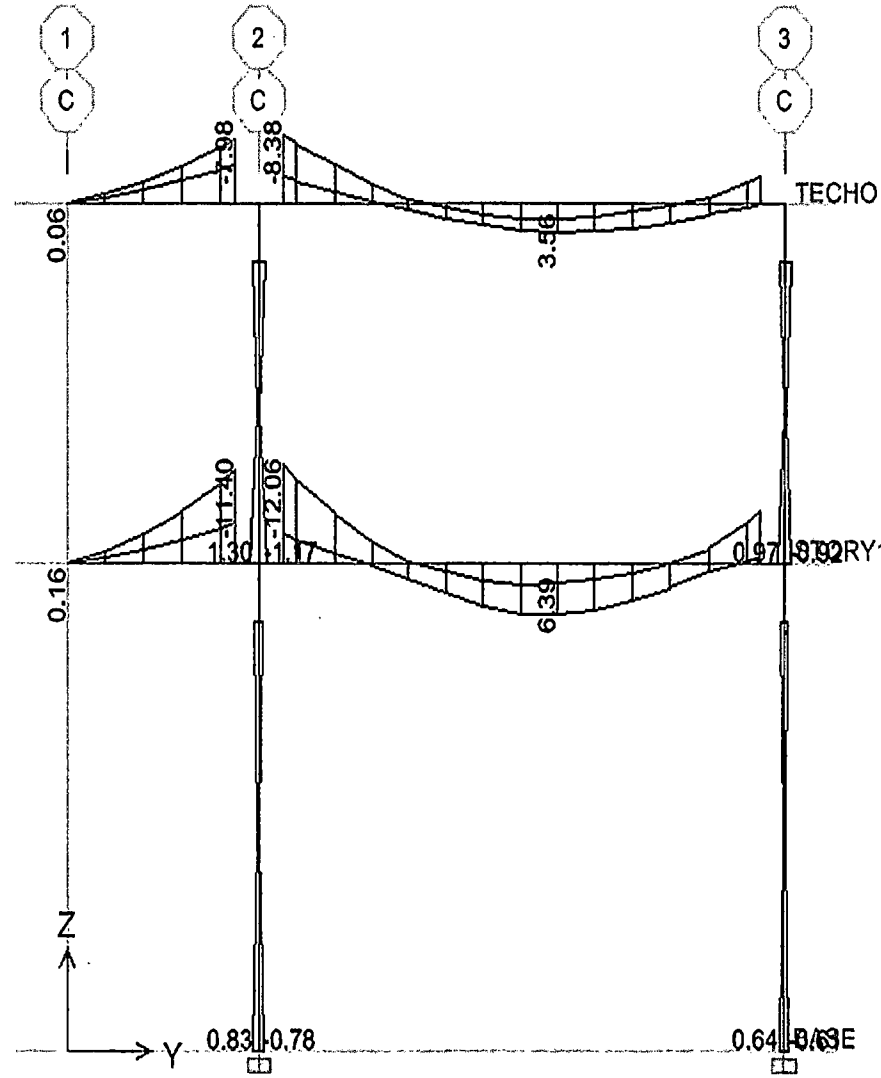
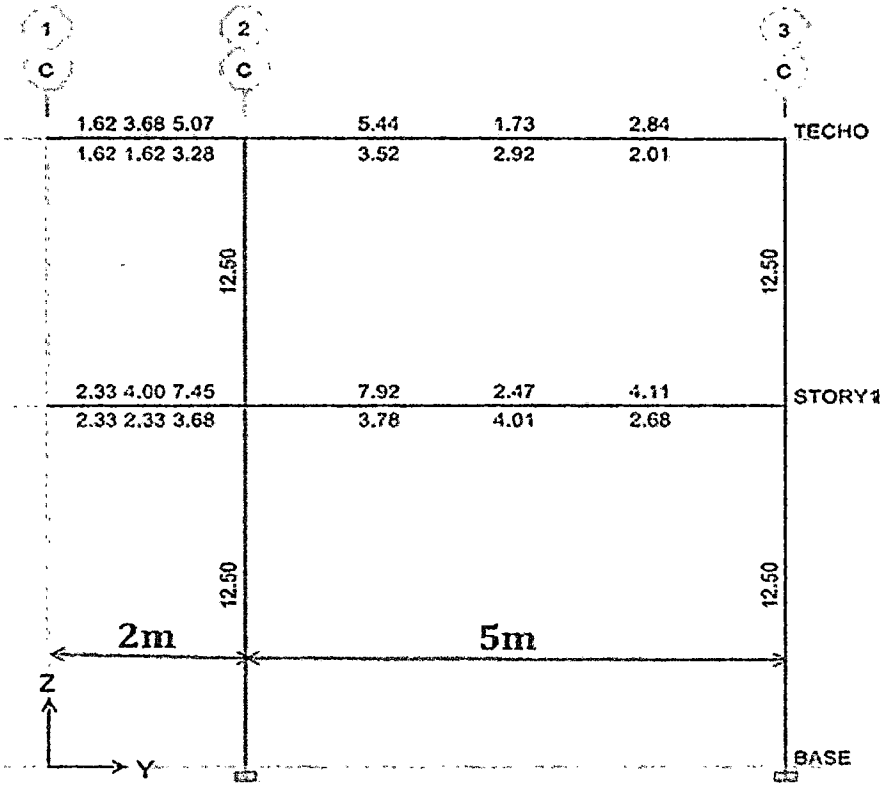
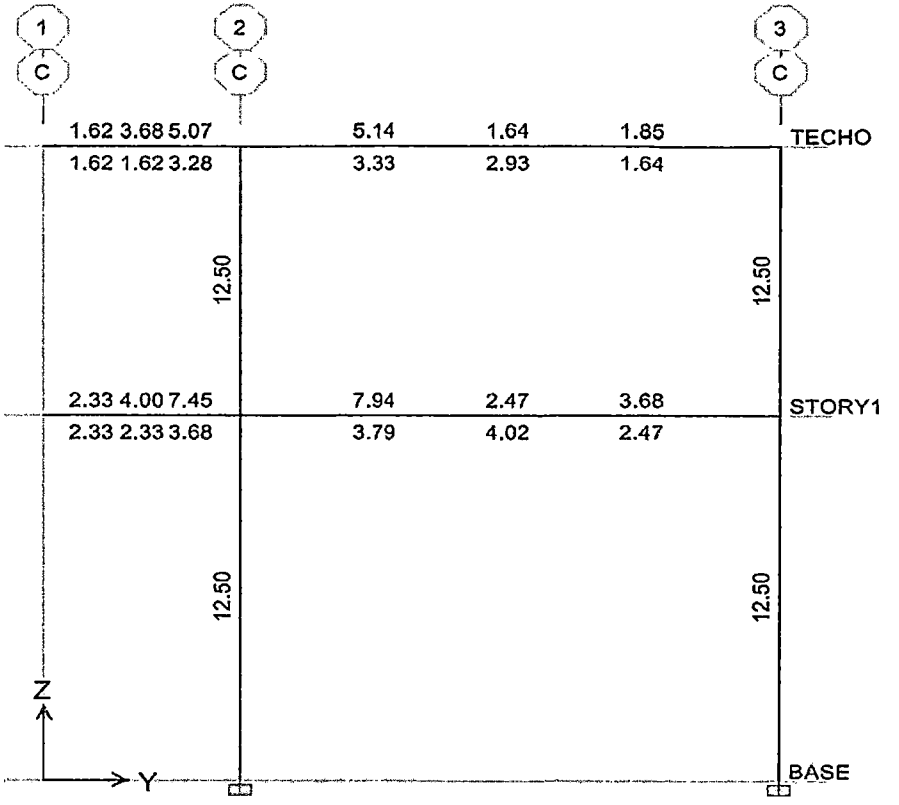



DIAGRAMA DE MOMENTOS




AREA DE ACERO REQUERIDO

NORMA E.030




AREA DE ACERO REQUERIDO

PROYECTO DE NORMA E.030

**EL diseño mas critico resulta al aplicar la norma vigente E.030 en sus diferentes etapas de la optimizacion estructural**

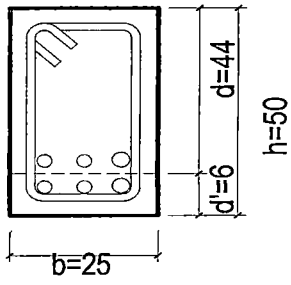
# ANEXO C – DISEÑO DE VIGAS

# I DISEÑO DE V.P.(25x50) - DISEÑO A CORTANTE

## 1.- DATOS

### 1.1.- Datos de la sección

| | | |
|---|---|---|
| Peralte de la viga | (h) : | 50 cm |
| Ancho de la viga | (b) : | 25 cm |
| Dist. a C.G. del área acero en traccion | (d') : | 6 cm |
| Peralte Efectivo | (d) : | 44.00 cm |




### 1.2.- Propiedades físicas del material

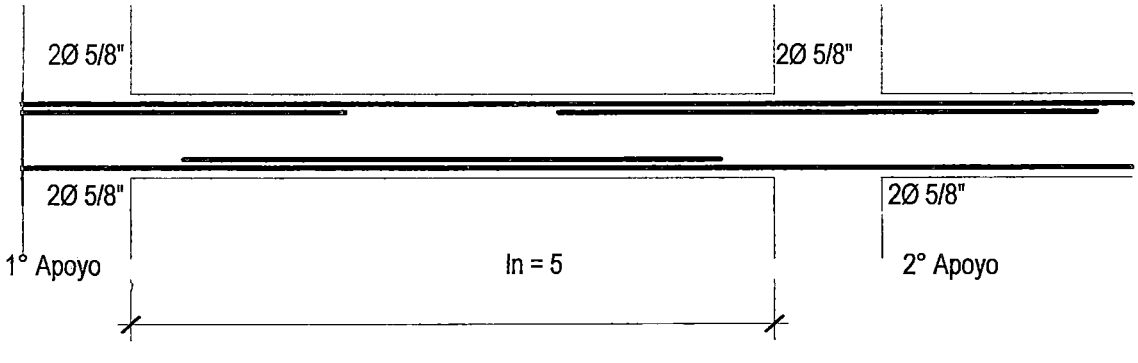
| | | |
|---|---|---|
| Esfuerzo de fluencia del acero | (fy) : | 4200 $kg/cm^2$ |
| Resistencia a la compresión C° | (f'c) : | 210 $kg/cm^2$ |

### 1.3.- Factores de Reducción de Capacidad

| | | |
|---|---|---|
| Factor de reducción por cortante | (Ø) : | 0.85 |

### 1.4.- Datos del Refuerzo longitudinal

| | | |
|---|---|---|
| **Primer Apoyo** | | |
| Area superior = 2Ø 5/8" | ($As_{sup}$) : | 3.96 cm2 |
| Area inferior = 2Ø 5/8" | ($As_{inf}$) : | 3.96 cm2 |
| **Segundo Apoyo** | | |
| Area superior = 2Ø 5/8" | ($As_{sup}$) : | 3.96 cm2 |
| Areainferior = 2Ø 5/8" | ($As_{inf}$) : | 3.96 cm2 |
| luz libre | (ln) : | 5.00 m |
| Cada distribuida Nominal | ($Wn=W_L+W_D$) : | 3.22 tn/m |



## 2.- DETERMINANDO MOMENTOS RESISTENTES

### 2.1.- Primer Apoyo

$As_{sup}$ = 2Ø 5/8" = 3.96 cm2

$$a = \frac{(As \cdot fy)}{0.85 f'c \cdot b}$$ $a$ = 3.73 cm

$$Mu = (0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a)(d - a/2)$$ $Mu_{sup}$ = 7.01 cm

$As_{inf}$ = 2Ø 5/8" = 3.96 cm2

$$a = \frac{(As \cdot fy)}{0.85 f'c \cdot b}$$ $a$ = 3.73 cm

$$Mu = (0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a)(d - a/2)$$ $Mu_{inf}$ = 7.01 cm

### 2.2.- Segundo Apoyo

$As_{sup}$ = 2Ø 5/8" = 3.96 cm2

$$a = \frac{(As \cdot fy)}{0.85 f'c \cdot b}$$ $a$ = 3.73 cm

$$Mu = (0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a)(d - a/2)$$ $Mu_{sup}$ = 7.01 cm

$As_{inf}$ = 2Ø 5/8" = 3.96 cm2

$$a = \frac{(As \cdot fy)}{0.85 f'c \cdot b}$$ $a$ = 3.73 cm

$$Mu = (0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a)(d - a/2)$$ $Mu_{inf}$ = 7.01 cm

## 3.- DETERMINANDO CORTANTE

### 3.1.- Tramo de Análisis

$$v_{\phi} = \frac{Mni + Mnd}{\ln} \quad , \quad Vu_{ISOST} = \frac{Wu \cdot \ln}{2}$$

- Momentos anti horarios

Vø = 2.8 ton

$Vu_{ISOST}$ = 8.1 ton

Apoyo izquierdo

$Vu_{FINAL}$ = 10.9 ton

Apoyo derecho

$Vu_{FINAL}$ = 5.2 ton

- Momentos horarios

Vø = 2.8 ton

$Vu_{ISOST}$ = 8.1 ton

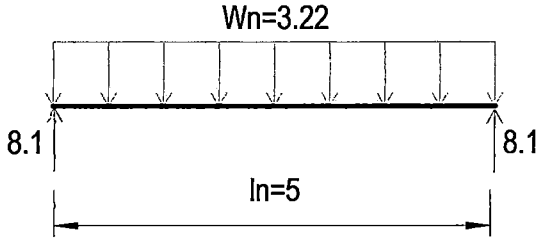
Apoyo izquierdo

$Vu_{FINAL}$ = 5.2 ton

Apoyo derecho

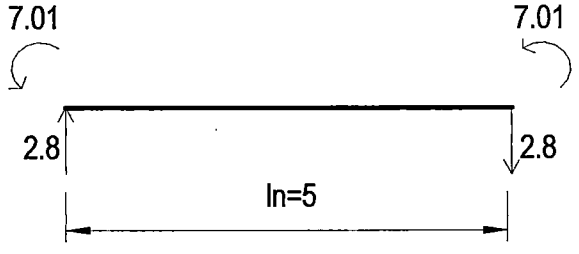
$Vu_{FINAL}$ = 10.9 ton

**Cortantes Isostáticos**

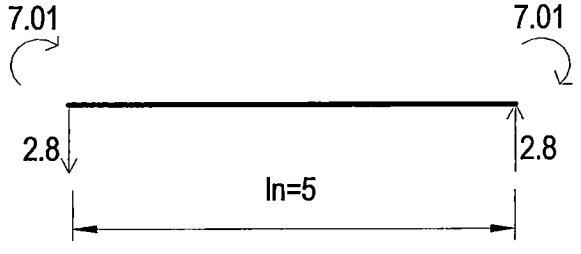



**Cortantes debido al refuerzo colocado**

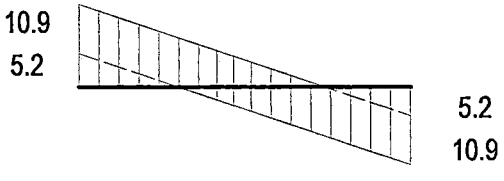
Momentos Anti horarios



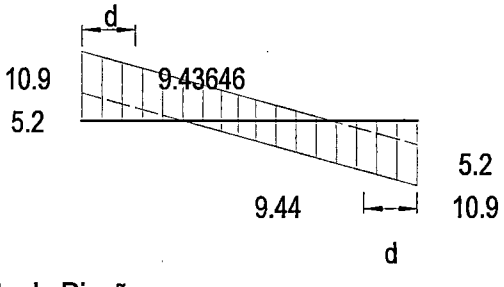

Momentos Horarios




**Envolvente de cortantes**




**Reduciendo cortantes a "d" de la cara**




Por lo tanto el cortante de Diseño es :

Vu diseño = 9.4 tn

## 4.- DETERMINANDO CORTANTE

### 4.1.- Cortante Resistido por el concreto

Vc = 8448 Kg

### 4.2.- Cortante Resistido por el refuerzo

Como Vu≤øVn donde Vn= Vc+Vs

Vu=ø( Vc+Vs)

Vs= 2610 Kg

## 5.- DETERMINANDO ESPACIAMIENTO "S"

Definiendo con diámetro de Estribo de : Ø 3/8" con un área de 2 ramas = 1.42 cm2; con una sección ubicada a una distancia "d" de las cara

$$s = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs}$$

s = 101 cm

Se requiere tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte (h) del elemento. En esta zona el espaciamiento máximo será el menor de los siguientes:

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.25h = | 12.5 | cm | espaciamiento = | 12.5 cm ≈ | 10 | cm |
| 8db = | 12.7 | cm | longitud = | 100.0 cm | | |
| 30 cm | | | Distribución : | 10 @ | 10cm | |

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será:

s= 0.5d = 22.0 cm ≈ 20 cm

Entonces se colocará los estribos de la siguiente manera

Ø 3/8" 1@5cm, 10@10cm y el resto a 20cm. ó
Estribaje Minimo no es necesario diseñar el resto

Se recomienda hacer un intermedio entre separaciones

Ø 3/8" 1@5cm, 10@10cm, 2 @15cm y el resto a 20cm.

# ANEXO D – FLEXOCOMPRESION DE COLUMNAS

# DISEÑO DE COLUMNA C1- DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN

**MODULOS I Y III**

## I MARCO TEÓRICO

Las hipótesis de cálculo para el análisis de la flexión compresión adoptadas son las siguientes:

- Bernoulli – Navier, manteniendo las secciones planas hasta su estado límite de deformación.
- Máxima deformación específica para el concreto en la fibra más alejada del eje neutro del 3 por mil.
- No se considera la resistencia a tracción del concreto.
- La zona comprimida del concreto se reemplaza por un bloque rectangular equivalente.
- Si bien no se establecen límites de deformación para el acero en tracción se ha fijado un valor máximo del 12 por ciento, con el fin de trazar los diagramas cuando la línea neutra se ubica en posición muy cercana al borde más comprimido del concreto.
- Los factores de reducción de resistencia son definidos, tal cual lo establece el nuevo Reglamento según la deformación específica del acero.

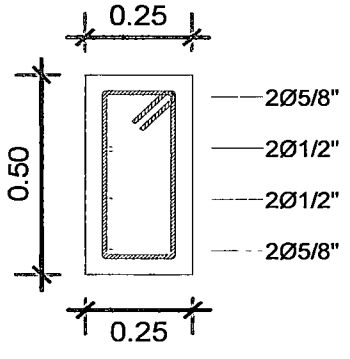
## II DATOS

### 1.- Propiedades físicas de la columna

| | | |
|---|---|---|
| Nombre de columna | : | C1 |
| Ancho de la columna | (b) : | 25 cm |
| Peralte de la columna | (t) : | 50 cm |
| Deformación unitaria máxima del Concreto | (Єcu) : | 0.003 m/m |
| Deformación unitaria máxima del Acero | (Єy) : | 0.0021 m/m |
| Modulo de elasticidad del Acero | (E) : | 2000000 $kg/cm^2$ |
| Esfuerzo de fluencia del acero | (fy) : | 4200 $kg/cm^2$ |
| Resistencia a la compresión C° | (f'c) | 210 $kg/cm^2$ |
| Factor de reducción de Carga en Compresión | (Ø) : | 0.7 |
| Factor de reducción de carga en Tracción | (Ø) : | 0.90 |

### 2.- Geometría

De la geometría planteada en el análisis sismo resistente y asumiendo una distribución de acero tal como se muestra.




As = 4Ø5/8" + 4Ø1/2"

# III GENERANDO EL DIAGRAMA DE ITERACIONES

## 1.- Cargas Actuantes en la columna

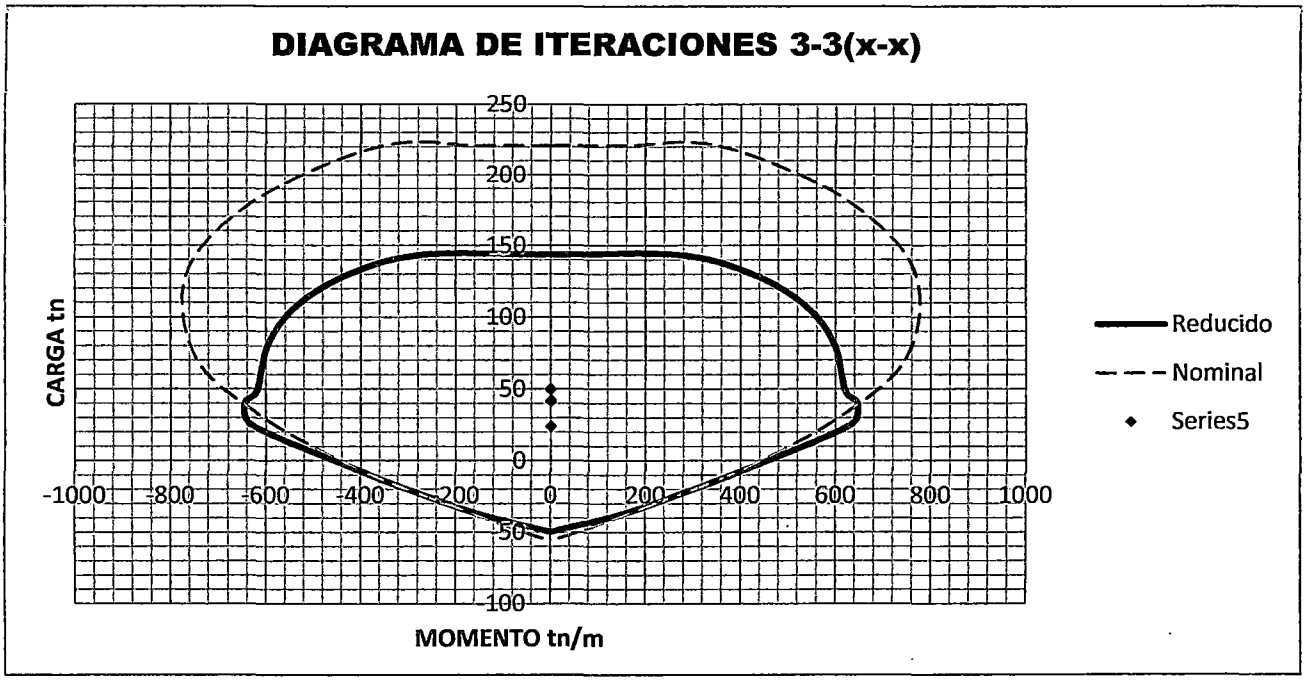
Las cargas fueron obtenidas del modelado que se realizo a la estructura donde aquí se muestra las cargas obtenidas del modelamiento

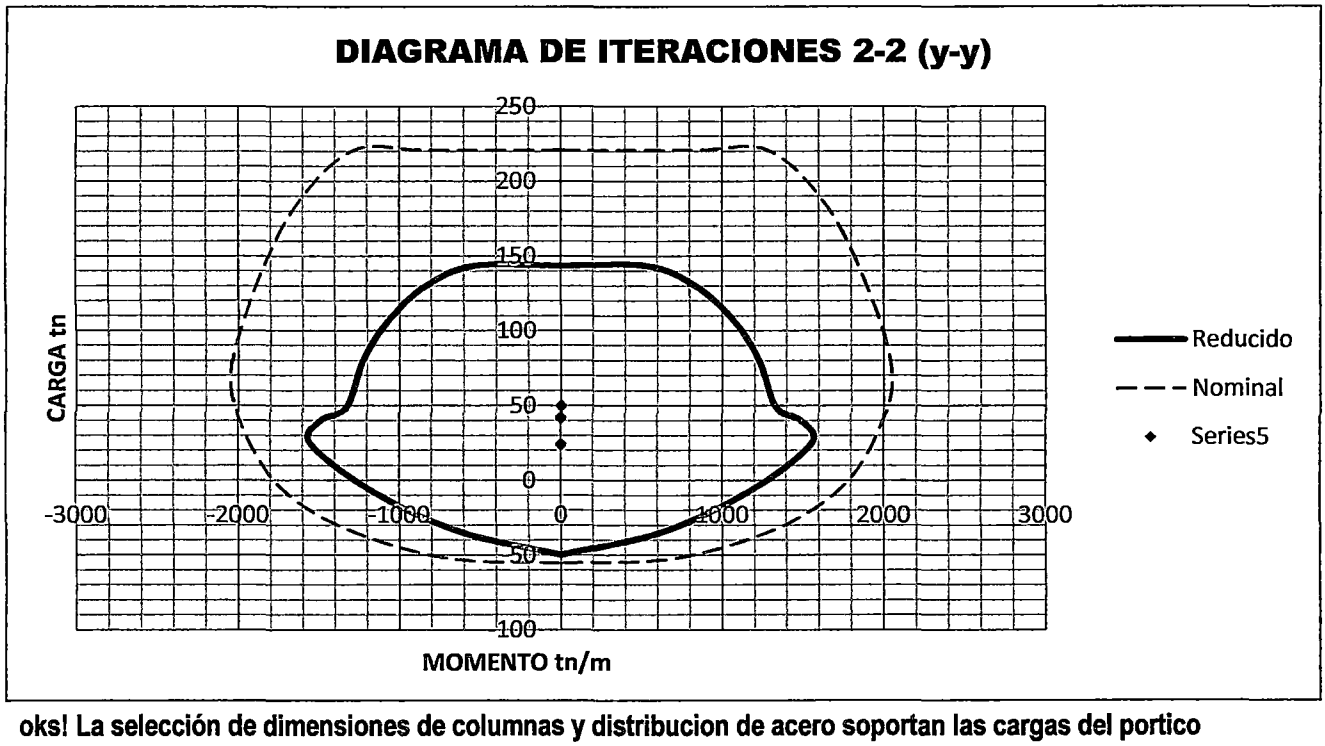
| COMBINACIÓN | LOC | PU | VU | Mu2 | Mu3 |
|---|---|---|---|---|---|
| COMB1 | 0 | 50.65 | 0.02 | -0.92 | 0.038 |
| COMB1 | 1.85 | 49.88 | 0.02 | -0.426 | 0.004 |
| COMB1 | 3.7 | 49.1 | 0.02 | 0.068 | -0.029 |
| COMB2 MAX | 0 | 42.72 | 0.54 | 0.556 | 1.104 |
| COMB2 MAX | 1.85 | 42.02 | 0.54 | 0.037 | 0.114 |
| COMB2 MAX | 3.7 | 41.33 | 0.54 | 0.64 | 0.826 |
| COMB3 MAX | 0 | 42.72 | 0.54 | 0.556 | 1.104 |
| COMB3 MAX | 1.85 | 42.02 | 0.54 | 0.037 | 0.114 |
| COMB3 MAX | 3.7 | 41.33 | 0.54 | 0.64 | 0.826 |
| COMB4 MAX | 0 | 42.25 | 0.2 | 0.89 | 0.417 |
| COMB4 MAX | 1.85 | 41.55 | 0.2 | 0.158 | 0.043 |
| COMB4 MAX | 3.7 | 40.86 | 0.2 | 0.733 | 0.281 |
| COMB5 MAX | 0 | 42.25 | 0.2 | 0.89 | 0.417 |
| COMB5 MAX | 1.85 | 41.55 | 0.2 | 0.158 | 0.043 |
| COMB5 MAX | 3.7 | 40.86 | 0.2 | 0.733 | 0.281 |
| COMB6 MAX | 0 | 24.69 | 0.53 | 0.869 | 1.09 |
| COMB6 MAX | 1.85 | 24.19 | 0.53 | 0.21 | 0.112 |
| COMB6 MAX | 3.7 | 23.69 | 0.53 | 0.673 | 0.836 |
| COMB7 MAX | 0 | 24.69 | 0.53 | 0.869 | 1.09 |
| COMB7 MAX | 1.85 | 24.19 | 0.53 | 0.21 | 0.112 |
| COMB7 MAX | 3.7 | 23.69 | 0.53 | 0.673 | 0.836 |
| COMB8 MAX | 0 | 24.22 | 0.2 | 1.202 | 0.403 |
| COMB8 MAX | 1.85 | 23.72 | 0.2 | 0.33 | 0.041 |
| COMB8 MAX | 3.7 | 23.22 | 0.2 | 0.766 | 0.291 |
| COMB9 MAX | 0 | 24.22 | 0.2 | 1.202 | 0.403 |
| COMB9 MAX | 1.85 | 23.72 | 0.2 | 0.33 | 0.041 |
| COMB9 MAX | 3.7 | 23.22 | 0.2 | 0.766 | 0.291 |

## 2.- Diagrama de Iteraciones Tridimensional

Para estructuras donde existan losas en dos direcciones o fuerzas horizontales producidos por sismos se recomienda el uso del diseño biaxial, para lo cual hacemos uso de software para modelar la columna y obtener los **diagramas de iteraciones**

Se obtuvieron los siguientes diagramas de iteraciones en ambos sentidos de la columna




**oks! La selección de dimensiones de columnas y distribucion de acero soportan las cargas del portico**

## 3.- Diseño por corte

Primero calculamos la resistencia que proporciona el concreto mediante la siguiente expresión:

| | | |
|---|---|---|
| Cortante Ultimo | (Vu) : | 0.54 Tm/m |
| Fluencia del Acero | (fy) : | 4200 $kg/cm^2$ |
| Resistencia ultima del concreto | (f'c) : | 210 $kg/cm^2$ |
| Ancho de la columna | (b) : | 25 cm |
| Peralte de la columna efectivo | (d) : | 44.0 cm |

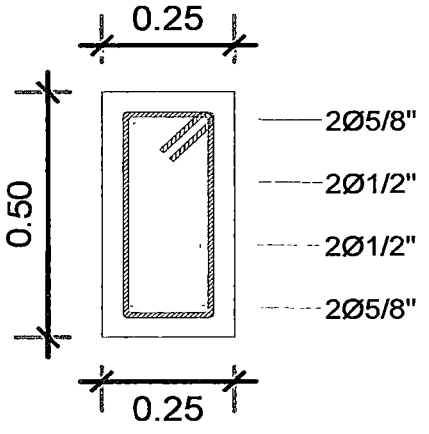
$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * t * d$$

*Vc* = 8.45 Tn,

*ØVc* = 7.18 Tn, **Se cumple que ØVc > Vu, emplear estribaje minimos**

## III CONCLUSION

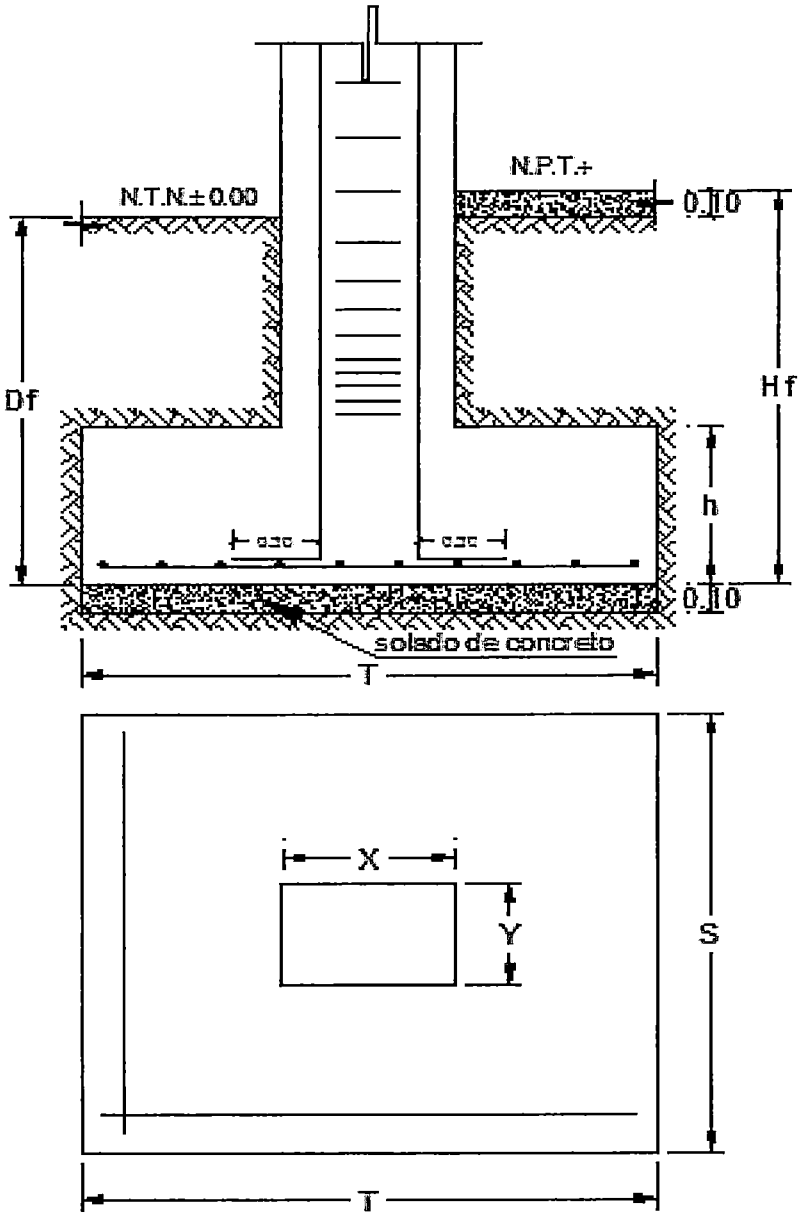
- La columna Tendrá la siguiente dimensión y distribución de acero




- La resistencia del concreto no será menor a 210 kg/cm2
- la resistencia a la fluencia del acero no será menor a 4,200 kg/cm2
- los estribos se tendrán que diseñar con parámetros sismo resistente, o emplear estribare Minino
- se incrementara un estribo intermedio en la columna

# ANEXO E – DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

# DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS




## DATOS GENERALES:

| | | | |
|---|---|---|---|
| SECCION DE COLUMNA | t1 = | 0.25 | mts. |
| | t2 = | 0.50 | mts. |
| CARGA MUERTA: | PD = | 31.42 | Tn. |
| CARGA VIVA: | PL = | 9.87 | Tn. |
| CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO: | σt = | 2.00 | kg/cm2. |
| PROFUNDIDAD DE DESPLANTE: | Df = | 1.80 | mts. |
| PESO ESPECIFICO DEL TERRENO: | γt = | 1.80 | Tn/m3. |
| RESISTENCIA DEL CONCRETO DE LA ZAPATA: | f'c = | 210.00 | kg/cm2. |
| SOBRECARGA DEL PISO: | s/c = | 250.00 | kg/m2. |
| RESISTENCIA DEL ACERO: | Fy = | 4200.00 | kg/cm2. |
| RECUBRIMIENTO | R = | 7.50 | cmt |
| DIAMETRO DE LAS VARILLAS DE REFUERZO: | Øv = | 1.5875 | cm. |

ALTURA A NIVEL DE PISO TERMINADO h f = 1.80 mts.

σn = 16.51 Tn/m2

Azap = 2.50 m2 S' x T' = 1.590 x 1.590 m2

**PARA CUMPLIR Lv1 = Lv2**

T = 1.715 mts. Utilizar T = 1.750 mt

S = 1.465 mts. Utilizar S = 1.500 mt

**USAR** S x T 1.500 x 1.750

Lv1 = Lv2 = 0.625
0.625

**REACCION NETA DEL TERRENO " Wnu ":**

**Pu =** 60.7732 Tn

**Az =** 2.625 **m2**

Wnu = 23.15 Tn/m2

**DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA " h " DE LA ZAPATA POR PUNZONAMIENTO:**
**CONDICION DE DISEÑO:**

**Vc = Vu/Ø = (Pu-Wu.m.n)/Ø.... ( I )**

TAMBIEN: Ø = 0.85

**Vc = 1.06√(f'c)xboxd ....( II )**

I = II

Formando una ecuacion de segundo Grado

Entonces d = 0.1844 mt

h = 27.53 **cm** **usar** **h =** 60.000 cm

dprom = 0.510 m

VERIFICACION DE CORTANTE:

Lv = 0.625 mts.
Vdu = 3.99 Tn.
Vn = 4.70 Tn.

Vc = 58.76 Tn > Vn **CONFORME**

## SENTIDO LONGITUDINAL:

DISEÑO POR FLEXION:

Mu = 6.78 Tn-m
b = 150.00 cm

ITERANDO:

Ød = FACTOR DE REDUCCION DE DISEÑO IGUAL A 0.9°° Ød = 0.90

**Usar As = 3.54 cm2** **a = 0.555**

VERIFICACION DE ACERO MINIMO:

Asmin = (ptemp).(b).(d)

**Asmin = 13.77 cm2.** < **3.54** cm2. **USAR Asmin**

**As = 13.77 cm2.**

CALCULO DE VARILLAS:

**AØ = AREA DE LA VARILLA A USAR EN cm2.**

AØ = 5/8 " cm2.
n = As/AØ = 6.95 VARILLAS

usar n = **7** **VARILLAS**

r = RECUBRIMIENTO EN mts. USUALMENTE 0.075m
Øv = DIAMETRO DE LA VARILLA USADA EN mts. Øv = 5/8 "

**Separacion = ( S -2r - Øv ) / (n - 1)**

Separacion = 22.170 cm

Usar Separacion = 22 cm

USAR 7 VARILLAS 5/8 " @ 22 cm

## SENTIDO TRANSVERSAL:

Asl = 13.77 cm2

**Ast = 16.07** cm2

AØ = 5/8 " cm2. 4 1.98

n = As/AØ = 8.11 VARILLAS

usar n = **8** **VARILLAS**

r = RECUBRIMIENTO EN mts. USUALMENTE 0.075m
Øv = DIAMETRO DE LA VARILLA USADA EN mts.

Øv = 5/8 "

Separacion = ( S -2r - Øv ) / (n - 1)
Separacion = 22.570 mts.

Usar Separacion = 23 mts.

USAR: 8 VARILLAS 5/8 " @ 23 cm

**LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO**

### Longitud disponible para cada barra

Ld = **55.00** cm

### Para barras en Traccion :

Ab = 1.98 cm2

Fc = 210.00 Kg/cm2

Fy = 4200.00 Kg/cm2

db = 1.588 cm

Ld1 = 34.43 cm
Ld2 = 38.01 cm
Ld3 = 30.00 cm

**Ld = 38.011** cm

**Usar Ld =** 30.409 **cm** < Ldisp = 55.000 cm **conforme**

Transferencia de fuerza en la interfase de columna y cimentacion

### a.- Transferencia al Aplastamiento sobre la columna

Pu = 60.7732 Tn

Pn = **93.5** Tn

Resistencia al Aplastamiento de la columna Pnb

Pnb = 223.125 Tn

Pn < Pnb **conforme**

b.- Resistencia al Aplastamiento en el concreto de la Cimentacion

Pn = 93.5

Xo = 0.88 mt
A2 = 1.54 mt
A1 = 0.125 mt

(A2/A1)^0,5 = 3.51 usar 2.00

Ao = 0.25

Pnb = 446.25 Tn

Pn < Pnb **conforme**

Dowells entre columna y cimentacion

si Pn < Pnb usar Asmin = 6.25 cm2
**para zonas sismicas**

# ANEXO F – PLANOS ARQUITECTONICOS