UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

INGENIERÍA CIVIL

Seminario de Graduación 2010, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil

TEMA:

"LAS CARGAS SÍSMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DEL SUB CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA", CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DEL TUNGURAHUA".

AUTOR: Angel Abel López Rivera

TUTOR: Ing. Jorge W. Cevallos Cabrera

AMBATO-ECUADOR

2011

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente proyecto de investigación; **"LAS CARGAS SÍSMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DEL SUB CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA", CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DEL TUNGURAHUA"** realizado por el Señor Angel Abel López Rivera es un trabajo inédito y personal de su autor que estuvo bajo mi dirección.

Ing. Jorge W. Cevallos Cabrera

TUTOR DE TESIS

AUTORÍA:

Yo, Angel Abel López Rivera, C.I: 180416630-2, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el trabajo con el tema: "LAS CARGAS SÍSMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DEL SUB CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA", CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DEL TUNGURAHUA", es de mi completa autoría.

Angel Abel López Rivera

DEDICATORIA:

La culminación de este trabajo representa el fin de una etapa importante de mi vida en la que mucha gente se constituyó como pilar fundamental para la consecución de este logro, este trabajo va dedicado a mi madre quien con su apoyo incondicional me supo guiar en mis estudios, a mi amada Angélica y a todos mis familiares y amigos que en algún momento durante este tiempo supieron prestar su apoyo que sin duda fue de mucha ayuda cuando lo necesité.

AGRADECIMIENTO:

El más sincero agradecimiento al culminar el presente trabajo y por ende mi carrera universitaria, para mi madre por el apoyo recibido de su parte, que permitió superar pruebas difíciles durante estos años. De la misma forma a mi amada Angélica y al resto de mis familiares y amigos que han estado conmigo sin pedir nada a cambio y sienten de corazón la consecución de este objetivo.

A la Facultad de Ingeniería Civil; al Ing. Ramiro Valle, Coordinador del seminario, al Ing. Jorge Cevallos, quien de una u otra forma me colaboró en el desarrollo del presente trabajo.

ÍNDICE

CONTENIDO Págs.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 TEMA 1

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 1

1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN DEL PROBLEMA 1

1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO 4

1.2.3 PROGNOSIS 4

1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA 4

1.2.5 INTERROGANTES (SUBPROBLEMAS) 4

1.2.6 DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE INVESTIGACIÓN 4

1.3 JUSTIFICACIÓN 6

1.4 OBJETIVOS 6

1.4.1 OBJETIVO GENERAL 6

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 6

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS 8

2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA 11

2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL 11

2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES 12

2.4.1 SUPRAORDINACIÓN DE LAS VARIABLES 12

2.4.2 INFRAORDINACIÓN DE LAS VARIABLES:

VARIABLE INDEPENDIENTE 13

2.4.2 INFRAORDINACIÓN DE LAS VARIABLES:

VARIABLE DEPENDIENTE 14

2.4.4 CARGAS SÍSMICAS 15

2.4.5 ANÁLISIS MODAL 15

2.4.5.1 MODOS DE VIBRACIÓN 15

2.4.6 DATOS NECESARIOS PREVIOS AL ANÁLISIS ESTRUCTURAL 16

2.4.6.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS 16

2.4.6.2 ACCIONES CRÍTICAS QUE CONTROLAN EL DISEÑO 17

2.4.6.3 ESTADOS LÍMITES DEL DISEÑO 17

2.4.7 DEFINICIÓN DE SISMOS DE DISEÑO 19

2.4.7.1 PERÍODOS DE RETORNO Y PROBABILIDAD DE OCURRENCIA 19

2.4.7.2 CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS SEGÚN EL DESTINO 20

2.4.8 PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL 21

2.4.8.1 ACCIÓN vs. DEFORMACIÓN. CURVA DE RESPUESTA 21

2.4.8.2 PARÁMETROS ESTRUCTURALES GLOBALES 21

2.4.9 DEFINICIÓN DE ACCIONES DE DISEÑO 23

2.4.9 CARGAS Y FUERZAS DE DISEÑO 22

2.4.10 ESTRUCTURA 24

2.4.10.1 TIPOS DE CIMENTACIÓN 25

2.4.10.2 FUNCIONALIDAD 26

2.4.10.3 SEGURIDAD 26

2.4.10.3 ECONOMÍA 26

2.5 HIPÓTESIS 27

2.6 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES 27

2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE 27

2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE 28

CAPÍTULO III

METODOLOGIA

3.1. MODALIDAD BÁSICA DE INVESTIGACIÓN 29

3.1.1 ENFOQUE 29

3.1.2 MODALIDAD 29

3.2 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN 30

3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA 30

3.3.1 LA POBLACIÓN O UNIVERSO 30

3.3.2 MUESTRA 31

3.4 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES 31

3.5 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN 34

3.6 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN 35

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS 36

4.1.1 PREGUNTA Nº1 36

4.1.2 PREGUNTA Nº2 37

4.1.3 PREGUNTA Nº3 38

4.1.4 PREGUNTA Nº4 39

4.1.4 PREGUNTA Nº5 40

4.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS 41

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES 43

5.2 RECOMENDACIONES 44

CAPÍTULO VI

PROPUESTA

6.1 DATOS INFORMATIVOS 45

6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA 46

6.4 OBJETIVOS 47

6.4.1 GENERAL 47

6.4.2 ESPECÍFICOS 47

6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD 47

6.6 FUNDAMENTACIÓN 48

6.6.1 CRITERIOS SÍSMICOS DE AMBATO (SECTOR LA VICENTINA) 48

6.6.2 DISEÑO DE CIMENTACIONES DE HORMIGÓN ARMADO 49

6.6.2.1 EL SUELO DE CIMENTACIÓN 49

6.6.2.2 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE PLINTOS 50

6.6.3 DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN 51

6.6.3.1 DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN CON ARMADURA DE COMPRESIÓN 51

6.6.3.2 DISEÑO DE VIGAS A QUE NO PUEDEN INCREMENTAR SUS DIMENSIONES EXTERIORES 51

6.6.4 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO CON ESTRIBOS TRANSVERSALES 52

6.6.5 DISEÑO DE LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO 54

6.6.6 PROCESO DE CÁLCULO 58

6.6.6.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA 58

6.6.6.2 CARGAS ESTÁTICAS 61

6.6.6.3 PREDISEÑO DE LA LOSA 61

6.6.6.4 PREDISEÑO DE VIGAS 66

6.6.6.5 PREDISEÑO DE COLUMNAS 76

6.6.6.6 DISEÑO SÍSMICO SEGÚN CEC 2002 80

6.6.6.7 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN EL
PROGRAMA ETABS v 9.6.0 95
6.6.6.8 MODELACIÓN DE LA LOSA EN EL
PROGRAMA SAFE v 12.1.1 119
6.6.6.9 MODELACIÓN DE LAS GRADAS EN EL
PROGRAMA CYPECAD 2011 121
6.6.6.10 MODELACIÓN DE LOS PLINTOS EN EL
PROGRAMA CYPECAD 2011 123
6.6.6.11 DISEÑO DE LA LOSA 127
6.6.6.12 DISEÑO DE COLUMNAS Y VIGAS 142
6.6.6.12.1 DISEÑO DE COLUMNAS 152
6.6.6.12.2 DISEÑO DE VIGAS 156
6.6.6.12.3 DISEÑO DE VIGAS A TORSIÓN 162
6.6.6.13 DISEÑO DE GRADAS 170
6.6.6.14 DISEÑO DE PLINTOS 175
6.7 METODOLOGÍA.MODELO OPERATIVO 190
6.8 ADMINISTRACIÓN 191
6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN 185
C. MATERIALES DE REFERENCIA
1. BIBLIOGRAFÍA
2. ANEXOS

ANEXO A. CUESTIONARIO DE ENCUESTA.

ANEXO B. ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS.

ANEXO C. PLANO ARQUITECTÓNICO Y PLANOS ESTRUCTURALES

RESUMEN EJECUTIVO

El presente trabajo de Diseño Sismo-Resistente de la estructura del Sub Centro de Salud “La Vicentina”, Cantón Ambato, Provincia del Tungurahua, ha sido realizado en dos etapas que consistieron en el estudio de suelos, la cual incluye el ensayo de penetración estándar SPT y el trabajo de oficina que consistió en el cálculo y dibujo de planos estructurales, el diseño estructural propiamente dicho.

En la fase de estudio de suelos se utilizaron equipos del Ilustre Municipio de Ambato (IMA), los cuales fueron de gran ayuda en la obtención de datos.

Los cálculos y trabajo de oficina fueron realizados en las instalaciones del IMA y en la oficina particular, en este proyecto se manejaron programas de dibujo como AUTOCAD 2011 y en el diseño estructural: ETABS v 9.6.0, SAFE v 12.1.1, CYPECAD 2011.

La realización del presente proyecto siguió las normativas del CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN C.E.C 2002 Y EL CÓDIGO ACI 318S – 05 para el diseño estructural.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.1 Tema:

LAS CARGAS SÍSMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DEL SUB CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA", CANTÓN AMBATO, PROVINCIA DEL TUNGURAHUA.

1.2 Planteamiento del Problema.

1.2.1 Contextualización del Problema.

Macro.

"En el Ecuador, según datos del Geofísico, existen unas 120 fallas activas, unas muy peligrosas como la de Pisayambo, constante de los sismos de Ambato de 1949 y 1698".

"El 5 de agosto de 1949, un sismo de 6,6 grados en la escala de Richter asotó la ciudad de Ambato. El 31 de enero de 1906, un sismo de 8,8 grados se registró en la zona costera de Esmeraldas, este último es considerado como uno de los más grandes registrados en la historia sísmica del mundo, por eso está dentro de la categoría de los megasismos, que es como se define a los que superan los 8 grados".

"Estos dos movimientos acabaron con las zonas habitables, sin embargo, no son

los únicos sismos de gran magnitud que han afectado al país, la lista de los grandes movimientos alcanza el medio centenar, según los registros".

"Según el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, los sismos en la historia del país superan 80.000 víctimas, según Hugo Yepes, Director del Instituto, en el país confluyen tres condiciones: peligro, vulnerabilidad y exposición al riesgo. "El Ecuador se encuentra asentado sobre fallas geológicas muy activas y peligrosas, la amenaza real está en el tipo de construcción que tenemos a escala nacional".

"Por más de una vez se ha dicho que Ecuador es un país expuesto a las catástrofes naturales y no se prepara a la población".

"http://www.elmercurio.com.ec/233258-ecuador-es-vulnerable-a-los-terremotos.html"

Meso

"La población de Tungurahua, a través de su historia, ha soportado periódicamente los embates de la naturaleza. El 20 de junio de 1698, por el hundimiento del Carihuairazo, se produjo un violento sismo que destruyó Ambato, Riobamba y Latacunga, causando la muerte de 1756 personas. En agosto del mismo año, se refundó la ciudad de Ambato en las alturas de Quisapincha, lugar que no fue conservado. En 1756, por petición de los habitantes, el Rey de España concedió a Ambato el título de Villa".

"Un siglo después, el 4 de febrero de 1797, otro sismo tan fuerte que se sintió hasta Popayán y Piura, volvió a destruir a Ambato, perdiendo el título de Villa. Al terminar la época colonial, el territorio de Tungurahua constituía una unidad poblacional compuesta de familias blancas y de grupos indígenas, dedicados a la agricultura y a la artesanía".

"Poco a poco la ciudad fue creciendo hasta adquirir gran importancia comercial y turística, actualmente su adelanto material y económico es evidente, Ambato cuenta con casi todos los servicios como una ciudad moderna".

“El sismo dejó cincuenta poblaciones arrasadas, seis mil muertos y millones de pérdidas, quedando detrás de la devastadora hecatombe una secuela de destrucción en las provincias de Cotopaxi, Tungurahua y Chimborazo”.

“La floreciente y progresista ciudad de Ambato fue convertida en un montón de ruinas y el rescate de las víctimas tuvo un trabajo duro y doloroso que conmovió al país y al mundo”.

“http://www.elmercurio.com.ec/ecuador/volcan-tungurahua/page/2”

Micro

“En la ciudad de Ambato La Iglesia Matriz sepultó a varios feligreses, entre los que se encontraban un grupo de niños que se preparaban para recibir su Primera Comunión, un aspecto triste presentaba el parque Montalvo, en donde desapareció árboles y flores; en sus jardines se habían cavado fosas para sepultar cadáveres debido a la falta de espacio en el cementerio general, los templos de Santo Domingo, La Merced también se fueron al suelo”.

“Más de la mitad de los edificios quedaron destruidos, los demás habrían quedado cuarteados e inhabitables, una visión terrorífica presentaba la ciudad tres horas después de la tragedia, sus calles cubiertas de escombros, a cada paso había cuerpos humanos, lamento y lágrimas se observaba por todo sitio, las plazas ofrecían alguna seguridad en prevención de nuevas réplicas, servían de refugio para miles de personas de toda condición social, la desgracia los había unido fraternalmente. El domingo 7 de agosto Ambato se convirtió en un cementerio, no había agua, ni luz”.

“Quizá lo más importante del desastre se registró en la Iglesia Matriz, lugar en el cual murieron muchas personas, solo quedó las torres principales, el resto del edificio se desplomó, luego las torres fueron derrocadas por constituir un peligro”.

“http:// www.elmercurio.com.ec/233032-sismo-en-ambato.html”

1.2.2 Análisis Crítico

En vista de que Ambato está ubicada en una zona de riesgo, es necesario una investigación de cargas sísmicas, originadas por el movimiento de la tierra a causa de las placas tectónicas, que afectan directamente a la estabilidad de una estructura, tal el caso la del Sub centro de salud en el cantón Ambato, sector La Vicentina, donde desarrollamos una estructura que sea sísmicamente resistente, económica y brinde seguridad a sus usuarios.

1.2.3 Prognosis

¿Qué podría pasar en el futuro si no se realiza la investigación de las cargas sísmicas?

Los problemas que se susciten en el futuro serían graves debido a que la estructura del Sub centro de Salud "La Vicentina", no dispondría de datos reales sobre las cargas sísmicas que le afectan, ocasionando que el sub-centro de salud sea inseguro para las personas que se atiendan en dicho lugar.

1.2.4 Formulación del problema

¿De qué manera las cargas sísmicas inciden en la resistencia estructural del Sub-centro de Salud "La Vicentina"?

1.2.5 Interrogantes (subproblemas)

¿Debido a qué se producen las cargas sísmicas?

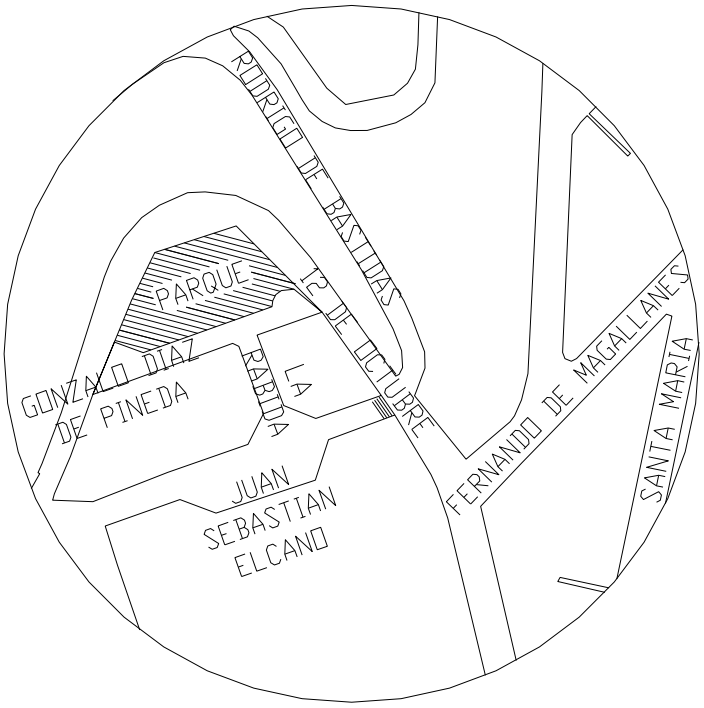
¿Cómo perjudica la estabilidad estructural del Sub-centro de Salud "La Vicentina"?

¿Cómo se puede alcanzar una estructura sismo-resistente?

1.2.6 Delimitación del objeto de Investigación

Delimitación Espacial

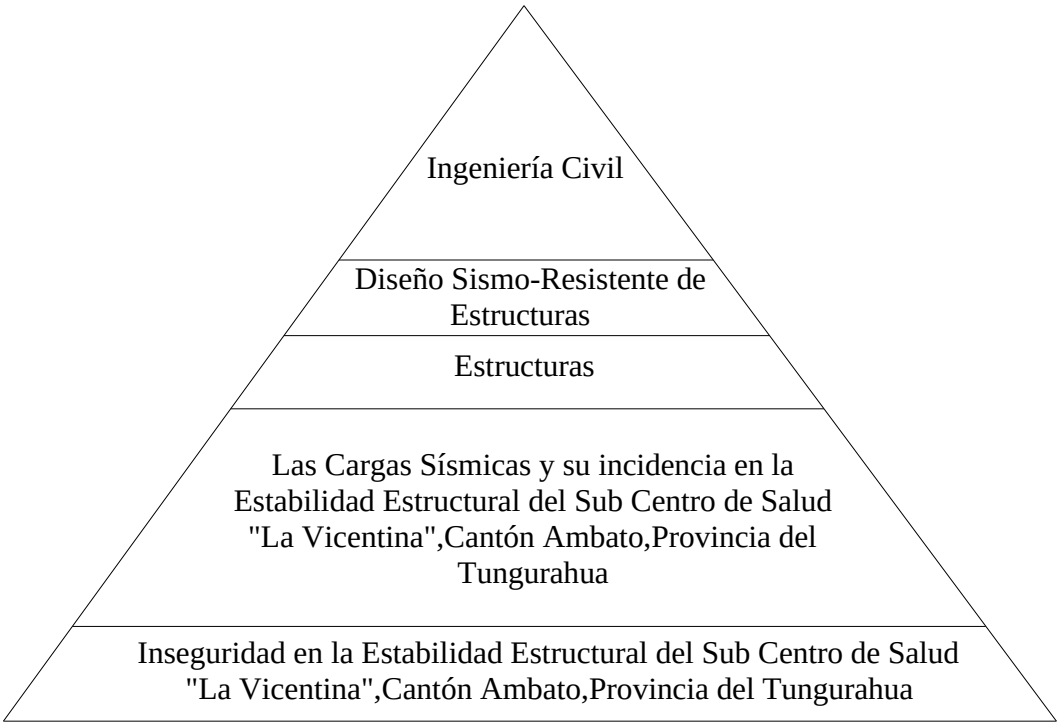
Para el trabajo de Investigación se realizarán ensayos de suelo (SPT) en el parque La Vicentina del cantón Ambato ciudad de la provincia de Tungurahua, calles 12 de Octubre y Gonzalo Díaz de Pineda, los ensayos se complementarán en los laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.



Delimitación Temporal

El estudio se efectuará entre Febrero de 2011 a Julio de 2011.

Delimitación de Contenido



1.3 Justificación

La investigación tiene como finalidad determinar las cargas sísmicas y el efecto que produce en la estabilidad estructural del Sub-centro de Salud “La Vicentina”, este estudio satisfacerá los requerimientos de las normas de construcción para alcanzar una estructura sismo-resistente. Así mismo, tiene por objeto preservar la vida de los usuarios, con una estructura sísmicamente más estable.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Analizar las Cargas Sísmicas y su incidencia en la Estabilidad Estructural del Sub-centro de Salud “La Vicentina”, Cantón Ambato, Provincia del Tungurahua.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Determinar las fuerzas sísmicas que pueden afectar a la estructura.

- Determinar la incidencia de las cargas sísmicas dentro de la estabilidad de la estructura.
- Determinar los elementos estructurales más expuestos.
- Buscar las posibles soluciones al problema.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

Variable Independiente: Las Cargas Sísmicas.

Variable Dependiente: Estabilidad Estructural del Sub Centro de Salud “La Vicentina".

2.1 Antecedentes investigativos

Síntesis #1

1) Fuente de Información

Tesis de Grado # 469

2) Autor, Apellidos y Nombres:

Angel Fernando Yancha Quinapanta

3) Año de realización: 2005

4) Lugar Específico de Investigación:

Ciudad de Ambato

5) Tema: Análisis y Diseño Dinámico de un Edificio Aplicando el Programa ETABS.

6) Conclusiones

-Por lo general los edificios altos responden con mayor fuerza a los movimientos del sismo de largo período (baja frecuencia) y los edificios pequeños responden más fuertemente a movimientos de terreno de períodos cortos (alta frecuencia)

-Mientras más alto es el edificio, más susceptible será a los efectos de los modos de vibración superiores, lo cual es aditivo a los efectos de los modos inferiores de vibración.

Síntesis #2

1) Fuente de Información

Tesis de Grado # 349

2) Autor, Apellidos y Nombres:

Leonel Enrique Bonilla Andrade

3) Año de realización: 1998

4) Lugar Específico de Investigación:

Predios de la Universidad Técnica de Ambato

5) Tema: La Configuración y Estructuración en el Diseño Sísmico de Edificios

6) Conclusiones

-El aspecto más importante de la Ingeniería sísmica, es que se está tratando con fuerzas desconocidas, ya que las fuerzas de diseño que emplea el Ingeniero para su cálculo son solo una pequeña fracción de las fuerzas que se espera que actúen en caso de un terremoto.

-Para que no se produzcan concentraciones de esfuerzos en vigas, columnas y en caso de torsión es conveniente distribuir los diafragmas adecuadamente tanto en el plano vertical como en el plano horizontal.

Síntesis #3

1) Fuente de Información

Tesis de Grado # 183

2) Autor, Apellidos y Nombres:

Tito Oswaldo Castillo Campoverde

Angel Salomón Gavilanes Paredes

3) Año de realización: 1992

4) Lugar Específico de Investigación:

En el centro del Cantón Alausí, Provincia de Chimborazo.

5) Tema: Cálculo, diseño estructural y elaboración del Presupuesto para el Centro de Salud Hospital de Alausí.

7) Conclusiones

-Por otra parte, al efectuar el análisis de torsión en planta, se encuentra que la rigidez de los pórticos aumenta con el número de columnas, lo que contribuye a darle a la estructura una mayor resistencia a los empujes laterales. Una vez más, los pórticos que combinan tramos cortos con tramos largos se presentan como una buena conformación de diseño.

-Dentro del diseño de columnas, es predominante la sección y armadura que determina el diseño de la unión viga columna, ya que se pretende, que las rotulas plásticas aparezcan en las vigas, ésta condición obliga a una mayor capacidad de

resistencia a flexión en la columna que en la que se obtiene al diseñarla para las solicitaciones obtenidas en el cálculo de los pórticos.

2.2 Fundamentación filosófica

Paradigma Crítico Propositivo

La ausencia de investigaciones sobre cargas sísmicas que afectan a estructuras en el sector "La Vicentina", cantón Ambato, representa una gran molestia ya que al no disponer de los estudios adecuados, se está poniendo en riesgo la vida de los ocupantes.

El estudio tiene como finalidad, que la estructura del Sub-Centro de Salud "La Vicentina" sea segura, con un diseño estructural sismo-resistente, satisfaciendo los requerimientos de códigos y normas establecidas para un acontecimiento de tipo sísmico.

Para que ésta investigación tenga éxito se requiere la colaboración de la Dirección Provincial de Salud de Tungurahua, con el aporte de planos arquitectónicos, ensayos de suelos, software que permitan encontrar la mejor alternativa de solución al problema.

2.3 Fundamentación Legal

Se fundamentará en el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002), American Concrete Institute (ACI 318S-05), Plan de Ordenamiento Territorial (POT) y bases de diseño establecidos para software especializado.

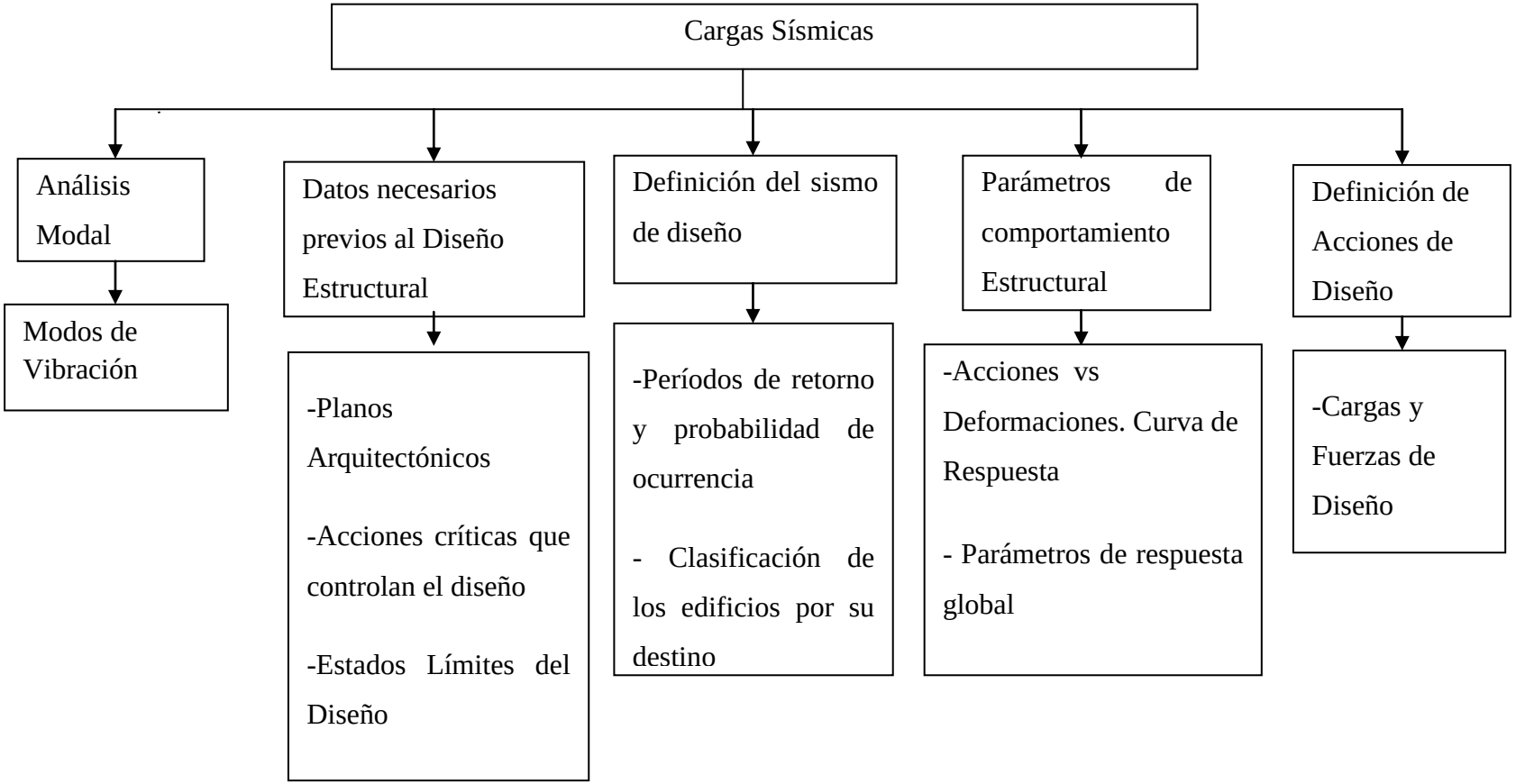
2.4 Categorías Fundamentales

2.4.1 Supraordinación de las Variables

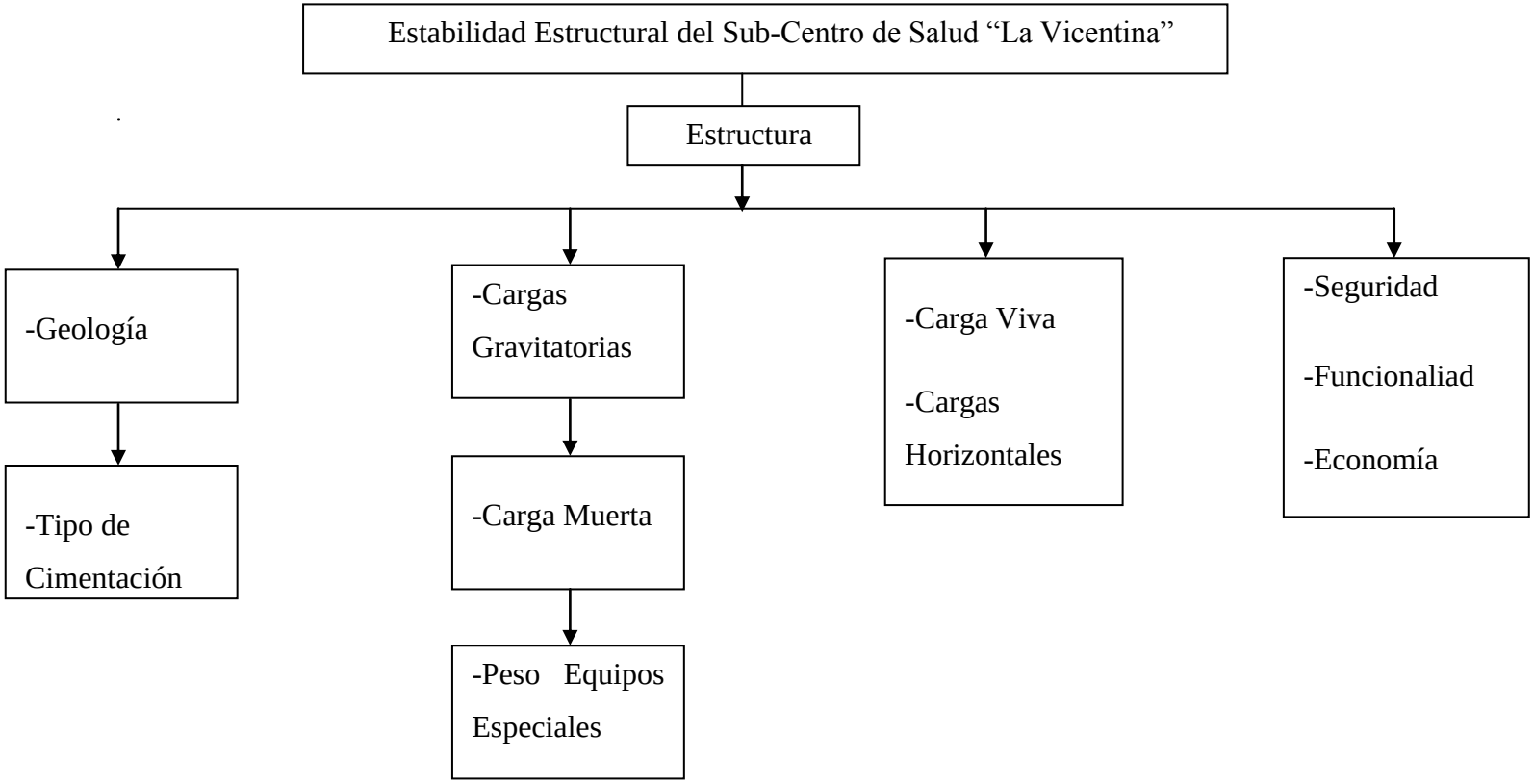
Variable Independiente

Variable Dependiente

2.4.2 Infraordinación de las Variables: Variable Independiente



2.4.3 Infraordinación de las Variables: Variable Dependiente



2.4.4 CARGAS SÍSMICAS

"Son fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura".

"Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002)"

2.4.5 ANÁLISIS MODAL

"El movimiento de un edificio ante la acción de un sismo es semejante al movimiento de un péndulo invertido, en este movimiento la masa no tiene una velocidad uniforme, al pasar por el centro, es más rápida y va disminuyendo hasta llegar a uno de los extremos del recorrido, donde la masa se detiene totalmente para iniciar su retorno, la proyección horizontal del movimiento de un punto se puede representar como la que tendría en el diámetro de un círculo un punto que lo recorriera con velocidad uniforme, en ese diámetro la velocidad es mayor al pasar por el centro y se anula al llegar a los extremos".

"Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, Carlos Ricardo Llopiz, 2001"

2.4.5.1 MODOS DE VIBRACIÓN

"El periodo de vibración con que se mueve la estructura tiene que corresponder al del terreno donde se encuentra, que deberá tener la misma duración.

Cuando la estructura se mueve de modo que todas sus masas pasan totalmente de un lado a otro de la posición de reposo, se llama primer modo o modo fundamental de vibración".

"Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, Carlos Ricardo Llopiz, 2001"

2.4.6 DATOS NECESARIOS PREVIOS AL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

"Para poder comenzar con el análisis estructural de cualquier proyecto arquitectónico se debe tener una clara información de dicho proyecto. En particular si el diseño va a estar controlado por acciones sísmicas, lo ideal es que el arquitecto y el ingeniero trabajen juntos desde la concepción misma del proyecto. Esto a efecto que de esa interacción, los conflictos a resolver puedan ser suavizados y compatibilizados para que la ecuación función – seguridad – economía sea la mejor posible. Se va a suponer que esta etapa en este caso existió y han sido superados dando como resultado un diseño "global" (es decir de la estructura en su conjunto) simple, claro y predecible".

La información que se necesita la podríamos agrupar en:

2.4.6.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS

Esta información debe ser suministrada por la Arquitecta responsable del proyecto arquitectónico, la documentación tendrá planos definitivos, se entregarán en forma de archivos magnéticos (AUTOCAD), esto permitirá:

a) Agilidad en la información.

b) La impresión en escalas adecuadas según normas técnicas.

c) Uniformidad en las dimensiones.

d) Rapidez para adaptar cambios durante el proceso de diseño.

e) Verificar interferencias entre el proyecto arquitectónico y el estructural; por ejemplo: ubicación de vanos en losas, vigas y/o tabiques para el paso de servicios.

f) Mantener la información segura en el tiempo.

"Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, Carlos Ricardo Llopiz, 2001"

2.4.6.2 ACCIONES CRÍTICAS QUE CONTROLAN EL DISEÑO

"La solución estructural a un proyecto arquitectónico determinado, estará controlada por las acciones críticas o dominantes y por la respuesta o nivel de comportamiento que se espera del edificio".

"Las acciones críticas son aquellas que determinan, el sistema estructural global del edificio (por ejemplo, tabiques acoplados de hormigón armado) y por otro el diseño de cada uno de los elementos estructurales que lo componen (tabiques y vigas de acople)".

Lo importante en esta etapa del diseño es identificar las acciones críticas con sus posibles combinaciones.

"Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, Carlos Ricardo Llopiz, 2001"

2.4.6.3 ESTADOS LÍMITES DEL DISEÑO

"Para cargas gravitatorias y de viento, las acciones pueden evaluarse con aproximación confiable y en consecuencia, la ecuación frecuencia de la excitación versus daño esperado, puede acotarse en forma confiable. Para estos casos, la aplicación de factores de seguridad (sobre las resistencias de los materiales) y del diseño por tensiones admisibles, de factores de amplificación de las acciones y uso de método de resistencia, aseguran un comportamiento elástico del material, prácticamente sin daño ante las solicitaciones de servicio".

a) Estado Límite de Servicio.-El hecho de que ocurran sismos frecuentes que inducen solicitaciones relativamente pequeñas, no tendría que interferir con el normal funcionamiento del proyecto, esto significa que no deberían ocurrir daños ni a los elementos estructurales, ni a los componentes no estructurales. Es un requerimiento básicamente de rigidez, el objetivo es que los desplazamientos y deformaciones resultantes se mantengan dentro de límites de ductilidad, de manera que el daño sea mínimo y los niveles de demandas de resistencia se

mantengan dentro de parámetros aceptables comparados con las capacidades. En general está de acuerdo que para cada estado límite, el sismo definido está asociado a la importancia de la construcción, el período de retorno podría estar comprendido entre 30 a 50 años, para un hospital, estación de bomberos, centro de comunicaciones o una planta nuclear, donde se necesita mayor grado de protección, el período de retorno a adoptar debería ser mayor.

b) Estado Límite de Control de Daño.-Para el caso de sismos menos frecuentes (a veces llamados ocasionales), podrá aceptar cierto nivel de daño, se admitirá que la estructura alcance o esté muy cerca del límite de su resistencia. Después de este sismo, si el edificio sufrió daños, económicamente es viable su reparación y se volverá a restablecer su funcionamiento completo, el período de retorno para los sismos que colocan a la estructura en este estado límite se puede definir entre 50 a 100 años.

c) Estado Límite Último.-Para el caso de sismos muy severos, cuyos períodos de retorno pueden ser grandes (entre 100 a 500 años), se admitirá que el edificio sufra daños generalizados, no se admite que colapse, esto quiere decir, se alcanzó el nivel máximo de resistencia, la estructura cuenta con suficiente ductilidad como para disipar la energía del sismo, a través de daño de comportamiento no lineal.

“Se debe reconocer que los límites entre estos estados de comportamiento asociados a diferentes intensidades de agitación sísmica, son muy difusos , es por ello que existen distintas filosofías y criterios en las normas sismo-resistentes de los países y aún regiones que están sometidas a sismos”.

“Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, Carlos Ricardo Llopiz, 2001”

2.4.7 DEFINICIÓN DE SISMOS DE DISEÑO

2.4.7.1 PERÍODOS DE RETORNO Y PROBABILIDAD DE OCURRENCIA

"La importancia de la aplicación de un diseño racional y construcción adecuada, se vuelve fundamental cuando el estado de solicitaciones provocado por el sismo, es el que controla el análisis estructural, los reglamentos modernos en su mayoría especifican sismos de diseño, para el estado límite último que corresponden a períodos de retorno entre 100 a 500 años, para edificios de uso común, como viviendas y oficinas".

"Las fuerzas de diseño son demasiado elevadas para ser resistidas dentro del rango de comportamiento elástico del material y en consecuencia es común diseñar para resistencias que son fracciones del orden de 15 a 25 %, de las que corresponden con respuesta elástica, se espera que ante dichos eventos, las construcciones no sufran daños sin colapsar, sobrellevando grandes deformaciones inelásticas que disipen la energía del sismo."

Los niveles de daños aceptables son los siguientes:

a) Completamente Operacional.- Cuando esencialmente no ha ocurrido daño, el edificio sigue funcionando, por lo cual su ocupación continúa.

b) Operacional.- Hay daño moderado en elementos no estructurales y muy leves en elementos estructurales, que no compromete en absoluto la seguridad del edificio, entonces podrá seguir en funcionamiento.

c) Seguridad de Vida.- Ha ocurrido daño moderado en elementos no estructurales y estructurales, se ha afligido su rigidez para soportar acciones laterales, sin embargo no alcanza el colapso. Los ascensores y algunos otros elementos eléctricos y mecánicos no funcionarían normalmente, por lo cual su uso NO está disponible inmediatamente después del sismo, el edificio podrá ser reparado.

d) Cercano al Colapso.-Si se ha producido daño de tal magnitud que la

capacidad de la estructura para resistir cargas verticales y horizontales, está seriamente delicada, réplicas del sismo conducirán al colapso del edificio, partes podrán desprenderse, la salida del mismo se dificulta, es importante que todos los elementos que deban soportar cargas verticales (vigas, columnas, losas) se mantengan funcionando, de modo que el colapso durante el sismo NO ocurre.

"Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, Carlos Ricardo Llopiz, 2001"

2.4.7.2 CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS SEGÚN EL DESTINO

"Para establecer las condiciones de diseño para los edificios, es necesario relacionar los sismos con los estados límites y los distintos tipos de edificios, básicamente son tres tipos":

A. Edificios de Seguridad Crítica: Aquellos que contienen gran cantidad de materiales peligrosos, que si son liberados resultan de gran peligro para la población, los materiales podrían ser tóxicos, explosivos o radioactivos.

B. Edificios Esenciales y Edificios Peligrosos: Los edificios esenciales son aquellos que se necesita que funcionen después del sismo, hospitales, centrales de policía, bomberos y comunicaciones. Edificios peligrosos son aquellos que contienen substancias peligrosas, si se liberan serán confinadas dentro del edificio y el impacto sobre la población es mínimo, refinerías de petróleo, edificios de fabricación de microprocesadores, etc.

C. Edificios Básicos: Son todo el resto, incluyendo por supuesto los de viviendas, oficinas, comercio, industria, etc. que excluyan las condiciones anteriores.

"Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, Carlos Ricardo Llopiz, 2001"

2.4.8 PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

2.4.8.1 ACCIÓN vs. DEFORMACIÓN. CURVA DE RESPUESTA

"Para hacer el modelo de respuesta, las cargas verticales provenientes de peso propio y sobrecargas de uso, permanecen constantes y las horizontales, debidas a la acción sísmica, se incrementan desde cero hasta provocar la falla completa del edificio."

Para tipos de respuesta, global y local, se utiliza una representación en ordenadas de la variable estática (asociada a equilibrio, fuerza, momento) y en abscisa de la variable cinemática (asociada a compatibilidad, por ejemplo desplazamientos, deformaciones, rotaciones, etc.).

"Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, Carlos Ricardo Llopiz, 2001"

2.4.8.2 PARÁMETROS ESTRUCTURALES GLOBALES

"Los tres parámetros que son necesarios para comprender los estados límites del diseño son la rigidez, la resistencia y la ductilidad".

a) Rigidez

Este parámetro relaciona directamente las fuerzas con los desplazamientos y sirve principalmente para verificar el estado límite de servicio. En la rigidez global intervienen los módulos de elasticidad de los materiales, las características geométricas de los elementos estructurales y la topología (distribución y conexiones de los elementos) de la estructura en su conjunto.

b) Resistencia

La resistencia de una estructura está dada por la máxima carga, generalmente expresada a través del esfuerzo de corte en la base, que ésta puede soportar

bajo la combinación de cargas verticales y horizontales. En el rango de comportamiento inelástico, los elementos estructurales deben poseer la resistencia suficiente como para soportar las acciones internas (momentos, cortes), que se generan durante la respuesta dinámica del edificio.

c) Ductilidad

Para asegurar que el edificio no colapse después de un sismo, su estructura debe ser capaz de sobrellevar grandes deformaciones, sin que su resistencia se afecte. Los desplazamientos que se someterá el edificio corresponden a la fluencia y el límite de comportamiento elástico.

"La habilidad de la estructura para ofrecer resistencia en el rango no lineal de la respuesta se denomina ductilidad, esta implica resistir grandes deformaciones y capacidad para absorber y disipar energía ante reversión de cargas, desplazamientos (comportamiento histerético), siendo la propiedad más importante que el diseñador, debe proveer al edificio que se construirá en una zona de alto riesgo sísmico".

"Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, Carlos Ricardo Llopiz, 2001"

"Los procedimientos y requisitos descritos en este código se determinarán considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, las características del suelo del sitio de emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. Las estructuras deberán diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia y sobre-resistencia estructural inherente, y la ductilidad de la estructura. La resistencia mínima de diseño deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en este código".

"Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002), BASES DEL DISEÑO"

2.4.9 DEFINICIÓN DE ACCIONES DE DISEÑO

2.4.9 CARGAS Y FUERZAS DE DISEÑO

"Los efectos de los análisis de cargas y fuerzas que actúan sobre los edificios son los siguientes":

I. Cargas Permanentes.- Resultan del peso propio de la estructura y de otros elementos componentes de la construcción adheridos en forma permanente, como son: contrapisos, pisos, paneles divisorios de ambientes, cielorrasos, etc. La cuantificación del peso propio de la estructura se realiza a partir del predimensionado individual de los elementos estructurales, el cual se verifica y ajusta una vez adoptado el diseño final, esto produce mayor seguridad al diseño contra acciones verticales, a veces podría no tener el mismo efecto al diseñar contra el sismo.

II. Cargas de Uso o Sobrecargas.- Son las que resultan del mismo uso o función de la construcción, podrán ser móviles y variar en intensidad. Los máximos valores que dan los códigos están basados en estimaciones probabilísticas, en la mayoría de los casos estas cargas son simuladas como uniformemente distribuidas sobre el área total de piso, en varias ocasiones es necesaria la consideración de cargas puntuales, en edificios industriales ésta suele ser una situación muy común.

"Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, Carlos Ricardo Llopiz, 2001"

"Si bien es recomendable diseñar las losas para que soporten la carga accidental total, las columnas y vigas que reciban cargas de una gran área tributaria asociada podrían ser diseñadas suponiendo una reducción de aquellas".

"Código Ecuatoriano de la Construcción (C.E.C 2002), Requisitos Generales de Diseño, Capítulo 6-Reducción de las Cargas Vivas".

III. Fuerzas sísmicas.- El método más empleado para evaluar el efecto sísmico

sobre los edificios, es conocido como método de las fuerzas horizontales estáticas equivalentes, su aplicación está limitado a cumplir ciertas condiciones, se prefiere el mismo por su simplicidad, genera buenos resultados en particular para edificios simples y simétricos.

IV. Fuerzas de Viento.- Se expresó anteriormente que las fuerzas de diseño sísmico ajustadas (reducidas), por la capacidad de disipación de energía (ductilidad) potencial que posee el edificio, será menor que las que corresponden a las fuerzas para respuesta elástica, si el edificio es de gran altura, bastante flexible y ubicado en una zona muy expuesta al viento, las fuerzas especificadas por el código para diseño contra el viento, combinadas con las acciones gravitatorias, controlarán el diseño.

Otras Fuerzas.- Otras fuerzas que solicitan a la estructura son: la posibilidad de choque de vehículos contra muros, esfuerzos horizontales en barandas, sobrecargas para ascensores, montacargas y elevadores, etc.

Otros efectos que se debe considerar son los de contracción, fluencia lenta del hormigón y los originados por diferencias de temperatura.

"Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, Carlos Ricardo Llopiz, 2001"

2.4.10 ESTRUCTURA

"Conjunto de elementos ensamblados para resistir cargas verticales y sísmicas. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación".

"Código Ecuatoriano de la Construcción (C.E.C 2002), Requisitos Generales de Diseño, Capítulo 6-Reducción de las Cargas Vivas".

2.4.10.1 TIPOS DE CIMENTACIÓN

“Dependiendo de la ubicación y de las características de los estratos resistentes de suelos, las cimentaciones se clasifican en cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas”.

“Las cimentaciones superficiales son los plintos aislados, las zapatas corridas, las zapatas combinadas, las vigas de cimentación y las losas de cimentación”.

“Las cimentaciones profundas son los pilotes prefabricados hincados, los pilotes fundidos en sitio”.

a. Plintos aislados: Se los utiliza como soporte de una sola columna o de varias columnas, se utiliza una zapata de hormigón armado, un macizo de hormigón simple u hormigón ciclópeo.

b. Zapatas corridas: Se las utilizan para cimentar muros y elementos longitudinales continuos de distintos materiales como hormigón o mampostería.

c. Zapatas combinadas: Se las suele emplear para componer el funcionamiento de una zapata inestable o ineficiente por sí sola, con otra zapata estable y eficiente, mediante una viga de rigidez.

d. Vigas de cimentación: Se las emplea en suelos blandos para integrar linealmente la cimentación de varias columnas, cuando se integran las columnas superficialmente mediante vigas de cimentación en dos direcciones, se forma una malla de cimentación.

e. Losas de cimentación: También se emplean en suelos blandos para integrar superficialmente la cimentación de varias columnas, cuando al diseñar la cimentación mediante plintos aislados la superficie de cimentación supera el 25% del área total, es recomendable utilizar losas de cimentación.

f. Pilotes: Se los emplea cuando los estratos resistentes de suelo son muy profundos, el hincado de pilotes permite que se alcancen esos estratos resistentes.

Pueden ir acoplados a zapatas o losas de cimentación, se utilizan varios pilotes para sustentar a cada unidad de cimentación.

“Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador”

2.4.10.2 FUNCIONALIDAD

“El éxito de la arquitectura se mide por el grado de calidad, que se desarrollan las funciones para las cuales la construcción fue proyectada, lo importante y final es el funcionamiento. La estructura es una necesidad para la arquitectura: sin estructura no hay arquitectura.”

2.4.10.3 SEGURIDAD

“La otra condición fundamental que satisfacerá a las construcciones, es la seguridad, se aducirá con respecto a éste requisito que dado cualquier proyecto arquitectónico, siempre y cuando se satisfagan las condiciones de estabilidad, de rigidez, resistencia, se apliquen los reglamentos pertinentes, se trabaje con los coeficientes de seguridad adecuados y se ejecute la obra en forma adecuada, deberá resultar una construcción con riesgo cero o de muy baja probabilidad de falla”.

“En el caso de un edificio, las irregularidades y discontinuidades en planos verticales provocarán efectos de difícil predicción, que hagan que la construcción falle en forma parcial o total aún para movimientos sísmicos de menor intensidad que los del diseño original”.

2.4.10.3 ECONOMÍA

“Para que una construcción sea eficiente, no basta que sea solamente funcional y segura, sino que también debe tener un costo razonable, en la medida que el proyecto de arquitectura será una estructura simple y agradable a la vista que no

pongan en peligro la estabilidad del edificio, ni provoquen daños ante sucesivos movimientos sísmicos, la solución estructural será más predecible y resultará con un factor de seguridad mayor y menores costos asociados. En diseño y construcción sismo resistente no sólo interesa el costo inicial, sino el costo asociado a toda la vida útil de la construcción. Si un edificio con deficiencias de rigidez (muy flexible globalmente, con excentricidades, con deformaciones localizadas, etc.) debe ser reparado varias veces ante sismos que ocurran, digamos cada 10 años, sucederá que el costo de dichos arreglos supere ampliamente el costo inicial."

"Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado, Carlos Ricardo Llopiz, 2001"

2.5 Hipótesis

Hipótesis de Trabajo

La investigación de las cargas sísmicas garantizará una estabilidad estructural del Sub-Centro de Salud "La Vicentina".

Hipótesis Nula

La investigación de las cargas sísmicas no garantizará una estabilidad estructural del Sub-Centro de Salud "La Vicentina".

2.6 Señalamiento de variables.

2.6.1 Variable Independiente.

Cargas Símicas.

2.6.2 Variable Dependiente

Estabilidad Estructural del Sub-Centro de Salud “La Vicentina”.

CAPITULO III

METODOLOGIA

3.1 Modalidad básica de investigación

3.1.1 Enfoque

La investigación tiene un enfoque cualitativo, está orientado a brindar un aporte de un estudio sobre la incidencia de las cargas sísmicas, en la resistencia estructural del Sub-Centro de Salud “La Vicentina”.

Se realizará un estudio y análisis cuantitativo, estará en función de las características de seguridad y economía que las diferentes alternativas presenten para el diseño sismo-resistente del sub-centro de salud.

3.1.2 Modalidad

Se aplicarán los siguientes tipos de investigación:

Por el objetivo: Tiene una modalidad aplicada porque ayudará a encontrar la mejor alternativa de solución al problema planteado.

Por el lugar: Tiene una modalidad de campo porque se necesita realizar inspecciones, visitas, del sitio donde se realizará el estudio.

Por el tiempo: El tema de investigación tiene una modalidad histórica, porque se requieren datos de magnitudes de sismos, que afectaron a estructuras del cantón. Además tiene una modalidad descriptiva porque analiza la situación actual, debido a la deficiencia de estructuras construidas.

3.2 Nivel o tipo de investigación

NIVEL EXPLORATORIO

La investigación tiene un nivel exploratorio, el cual generará una hipótesis, también se analizó las variables independiente y dependiente las mismas que son: Las cargas sísmicas y su incidencia en la resistencia estructural del Sub-Centro de Salud "La Vicentina"; se identificó el siguiente problema: Inseguridad en la resistencia estructural del Sub-Centro de Salud "La Vicentina".

NIVEL DESCRIPTIVO

En cuanto se refiere al nivel descriptivo, permite determinar las variables de estudio profundizado en el conocimiento sobre las causas, que provoca el fenómeno y a quienes afecta.

NIVEL DE ASOCIACIÓN DE VARIABLES

Al nivel de asociación de variables se llegará en un futuro que se evaluará las variaciones de comportamiento de una variable en función de la otra, medir el grado de relación entre variables, además de determinar tendencias, es decir aprobar la hipótesis planteada.

3.3 Población y muestra

3.3.1 La Población o Universo

Parque en el sector La Vicentina de la ciudad de Ambato en la que se realizará los estudios estructurales y ensayos de suelo (SPT).

3.3.2 Muestra

En el Sub-Centro de Salud “La Vicentina”, se tomarán como muestra las viviendas aledañas al mismo.

Para la determinación del número de la muestra utilizaremos la siguiente expresión:

$$n = \frac{N}{E^2 (N - 1) + 1}$$

n= (Tamaño de la Muestra)

E= 5% (Error de Muestreo)

N=20 viviendas

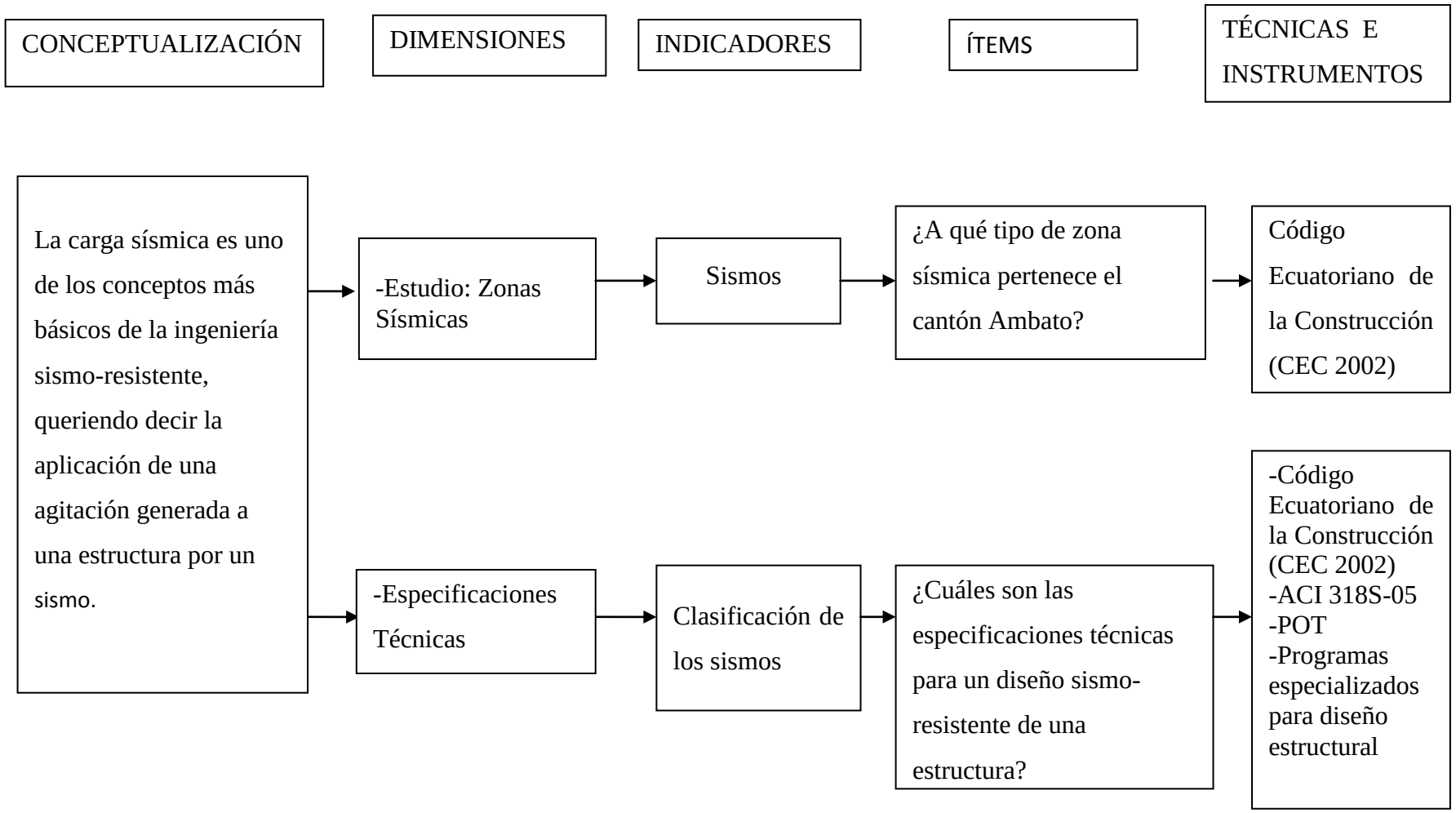
$$n = \frac{20}{0.05^2 (20 - 1) + 1}$$

n=19 viviendas

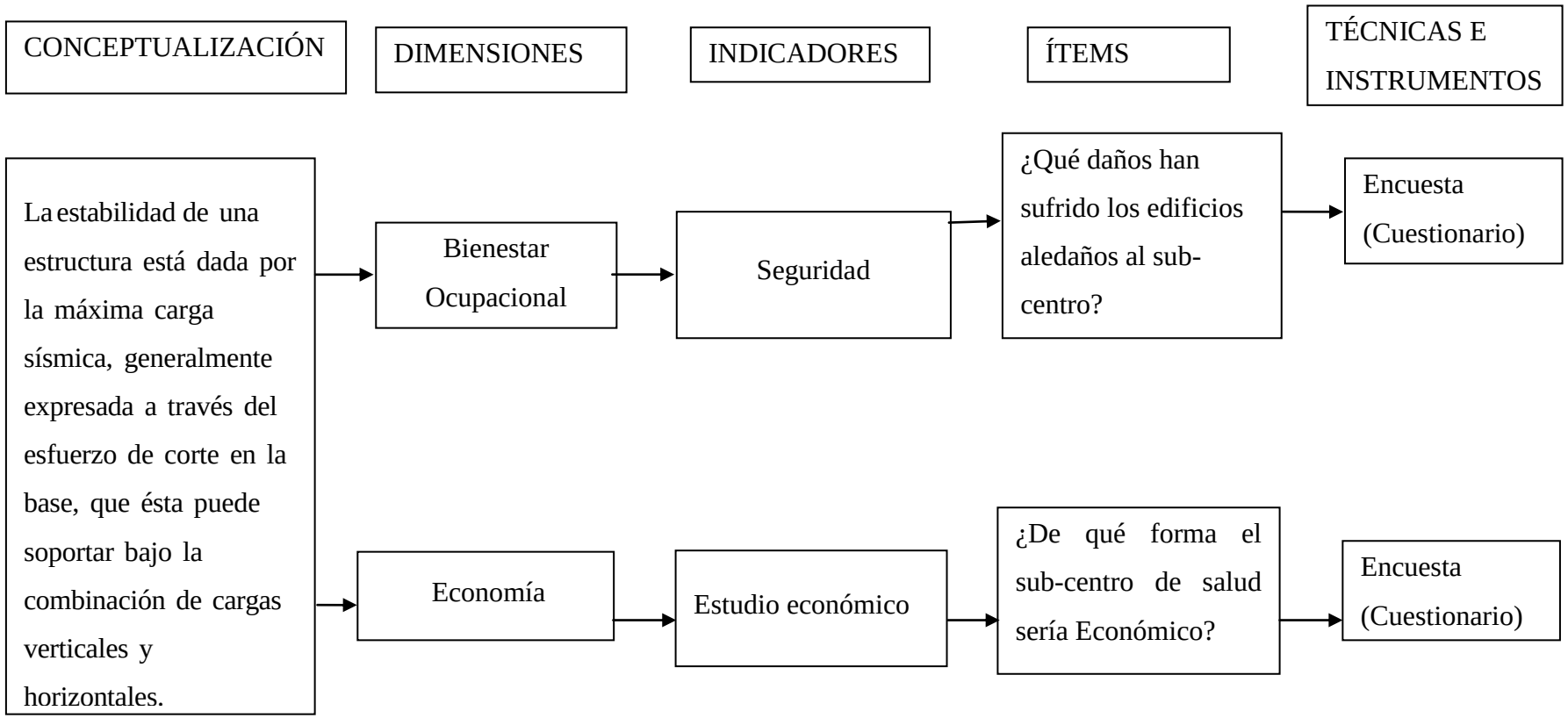
3.4 Operacionalización de variables

Tema: Las Cargas Sísmicas y su incidencia en la Estabilidad Estructural del Sub-Centro de Salud “La Vicentina”.

VARIABLE INDEPENDIENTE: Cargas Sísmicas.



VARIABLE DEPENDIENTE: Estabilidad Estructural del Sub-Centro de Salud “La Vicentina”.



3.5 Plan de recolección de información

Preguntas básicas	Explicaciones
1. ¿Para qué?	OBJETIVO GENERAL Analizar las Cargas Sísmicas y su incidencia en la Resistencia Estructural del Sub-centro de Salud "La Vicentina". OBJETIVO ESPECÍFICOS -Determinar las fuerzas sísmicas que pueden afectar a la estructura del Sub-centro de Salud "La Vicentina". -Determinar la incidencia de las cargas sísmicas dentro de la estabilidad de la estructura. -Determinar los elementos estructurales más expuestos. -Buscar las posibles soluciones al problema.
2. ¿Cuáles son las poblaciones?	La población de La Vicentina.
3. ¿Sobre qué aspectos?	VARIABLE INDEPENDIENTE -Sismos -Clasificación de los sismos VARIABLE DEPENDIENTE -Seguridad -Estudio económico

4. ¿Quién?	Egresado Angel López
5. ¿Cuándo?	Febrero 2011
6. ¿Dónde?	En el parque La Vicentina del cantón Ambato, ciudad de la provincia de Tungurahua
7.Frecuencia de Aplicación	El tamaño de la muestra es 19 viviendas.
8. ¿Qué técnicas de recolección?	Encuesta, Observación
9. ¿Con qué Instrumentos?	Con cuestionarios, ficha de campo

3.6 Plan de procesamiento de la información

En el proyecto se realizará una revisión crítica de la información recogida, selección de lo más importante, análisis crítico, tabulación de cuadros, según variables de la hipótesis, estudio estadístico de datos para la presentación de resultados.

La tabulación de datos se realizará técnicamente mediante la ayuda de un software que permita una representación gráfica de tipo circular.

CAPITULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Análisis de los resultados

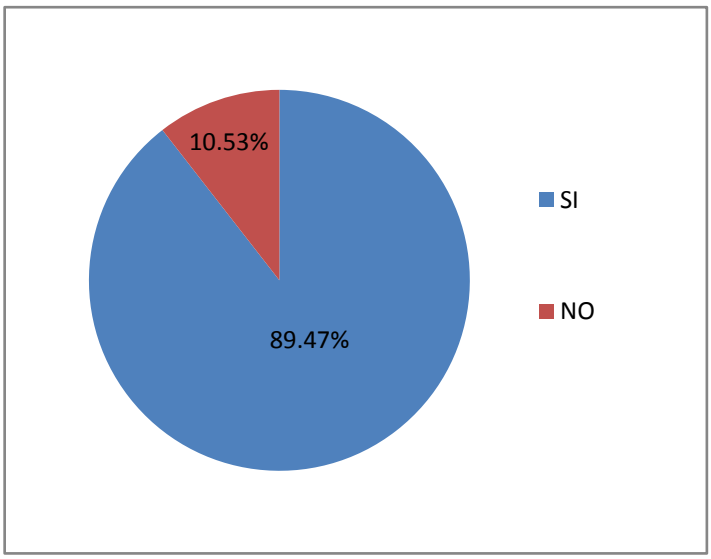
4.1.1 PREGUNTA Nº1

1.- ¿Cree usted que se necesita una estructura resistente y segura del sub-centro de salud “La Vicentina”?

TABLA IV.1. Resultados: Pregunta Nº1

ALTERNATIVA	MUESTRA (Viviendas)	PORCENTAJE (%)
SI	17	89.47
NO	2	10.53
TOTAL	19	100.00

Gráfico IV.1. Resultados: Pregunta Nº1



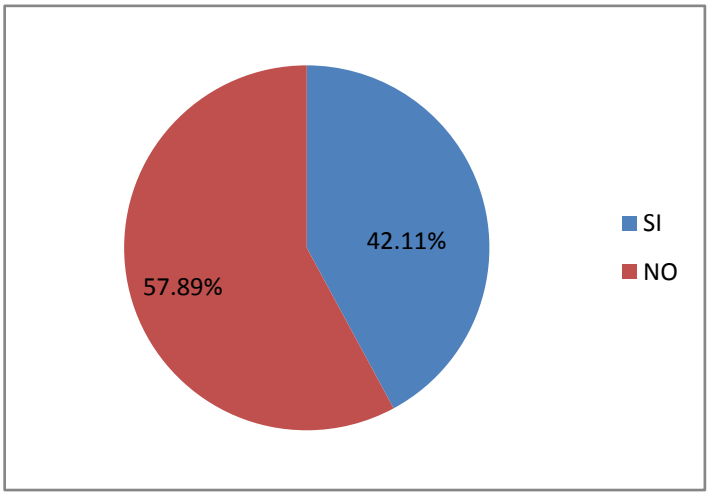
4.1.2 PREGUNTA Nº2

2.- ¿Su construcción se diseñó estructuralmente para resistir sismos?

TABLA IV.2. Resultados: Pregunta Nº2

ALTERNATIVA	MUESTRA (Viviendas)	PORCENTAJE (%)
SI	8	42.11
NO	11	57.89
TOTAL	19	100.00

Gráfico IV.2. Resultados: Pregunta Nº2



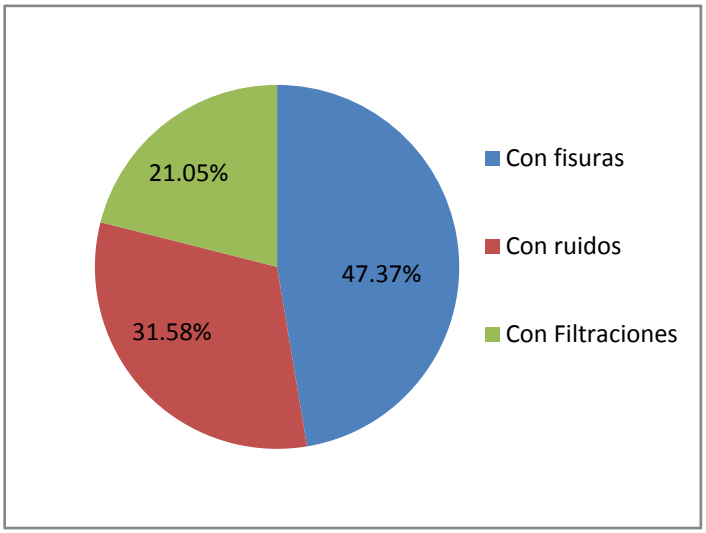
4.1.3 PREGUNTA Nº3

3.- ¿Qué problemas presenta en la actualidad la estructura de su vivienda?

TABLA IV.3. Resultados: Pregunta Nº3

ALTERNATIVA	MUESTRA (Viviendas)	PORCENTAJE (%)
Con fisuras	9	47.37
Con ruidos	6	31.58
Con Filtraciones	4	21.05
TOTAL	19	100.00

Gráfico IV.3. Resultados: Pregunta Nº3



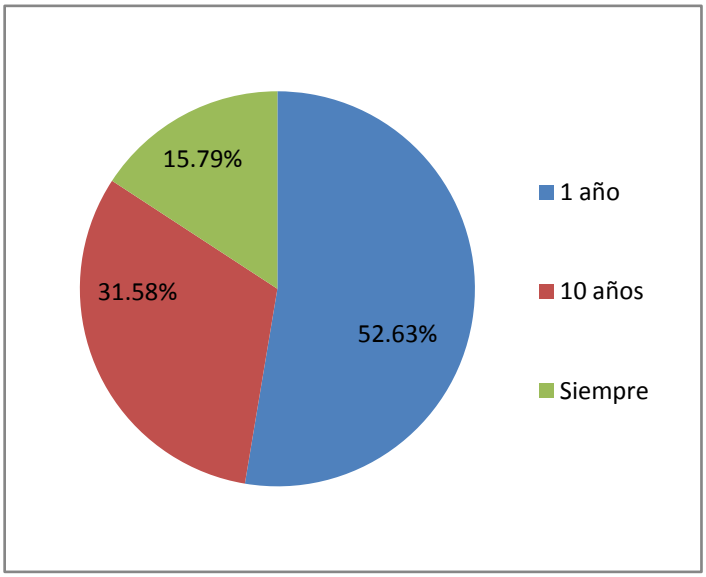
4.1.4 PREGUNTA Nº4

4.- ¿Desde cuándo aproximadamente usted tiene problemas con la estructura de su vivienda?

TABLA IV.4. Resultados: Pregunta Nº4

ALTERNATIVA	MUESTRA (Viviendas)	PORCENTAJE (%)
1 año	10	52.63
10 años	6	31.58
Siempre	3	15.79
TOTAL	19	100.00

Gráfico IV.4. Resultados: Pregunta Nº4



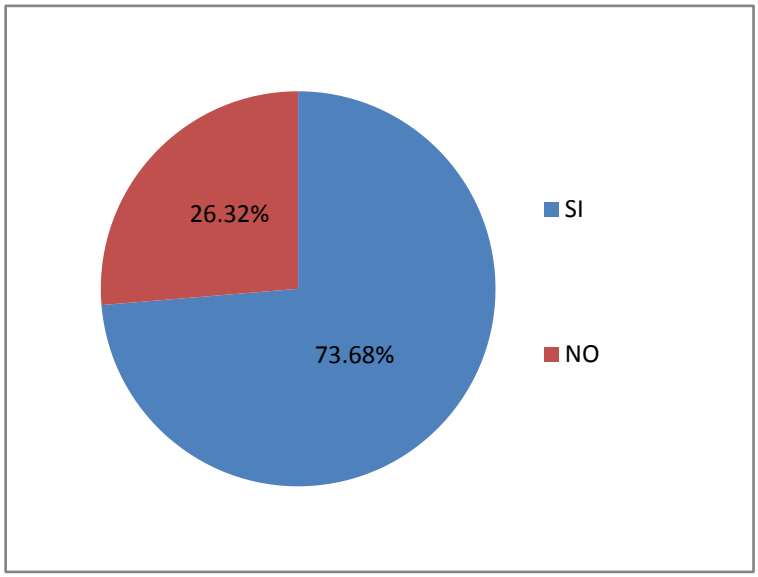
4.1.5 PREGUNTA Nº5

5.- ¿De qué forma se beneficiaría los posibles usuarios con un diseño sismo-resistente del Sub-Centro de Salud?

TABLA IV.5. Resultados: Pregunta Nº5

ALTERNATIVA	MUESTRA (Viviendas)	PORCENTAJE (%)
Seguridad	14	73.68
Comodidad	5	26.32
TOTAL	19	100.00

Gráfico IV.5. Resultados: Pregunta Nº5



4.2 Interpretación de datos

4.2.1 Los resultados de la pregunta Nº1, determina que el 89.47% de los habitantes que residen en las viviendas del sector de La Vicentina del cantón Ambato, necesitan una estructura resistente y segura del sub-centro de salud, mientras que el 10.53% piensan lo contrario.

4.2.2 Los resultados de la pregunta Nº2, determina que el 42.11% de los habitantes que residen en las viviendas del sector de La Vicentina del cantón Ambato, creen que su construcción se diseñó estructuralmente para resistir sismos, mientras el 57.89% piensan lo contrario.

4.2.3 Los resultados de la pregunta Nº3, determina que el 47.37% de los habitantes que residen en las viviendas del sector de La Vicentina del cantón Ambato, tienen problemas de fisuras en la estructura de su vivienda, el 31.58% tienen problemas de ruido y el 31.58% tienen problemas de filtraciones.

4.2.4 Los resultados de la pregunta Nº4, determina que el 52.63% de los habitantes que residen en las viviendas del sector de La Vicentina del cantón

Ambato, hace 1 año tienen problemas con la estructura de su vivienda, el 31.58% hace 10 años y el 15.79% siempre.

4.2.5 Los resultados de la pregunta Nº5, determina que el 73.68% de los habitantes que residen en las viviendas del sector de La Vicentina del cantón Ambato, creen que los usuarios del Sub-Centro de Salud "La Vicentina" tendrían seguridad con un diseño sismo-resistente y el 26.32% creen que los ocupantes de dicho lugar tendrían comodidad con el mismo diseño.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Los usuarios de las viviendas del sector “La Vicentina”, necesitan que la estructura del Sub-centro de salud debe ser sismo resistente y seguro para atenderse en dicho lugar según sus necesidades.

- Mediante las encuestas realizadas, las viviendas no se han diseñado estructuralmente para resistir sismos, esto indica que hay que ser más meticulosos en los diseños de los mismos.

- Es necesario ser precavidos al momento de diseñar estructuras sismos resistentes, para que la estructura no presente síntomas de falla ante la acción sísmica.

- Las estructuras del sector “La Vicentina”, no han presentado una respuesta óptima de diseño estructural porque han presentado problemas a corto tiempo.

- Con un buen diseño sismo resistente estructural, los posibles usuarios del Sub-centro de salud “La Vicentina”, tendrán mayor seguridad al momento de un movimiento sísmico y se salvaguardarán la vida de los mismos.

5.2 RECOMENDACIONES

- Realizar el diseño sismo-resistente estructural del sub-centro de salud “La Vicentina”.

- Manejar diseños óptimos que permitan a la estructura ser funcional, segura y económica.

- Es necesario ampliar nuestro conocimiento con respecto al comportamiento de la estructura ante sismos.

- Hay que tener un buen conocimiento del comportamiento del suelo y su influencia sobre la estructura.

CAPITULO VI

PROPUESTA

6.1 Datos informativos

Título

Diseño Sismo-Resistente de la estructura del Sub Centro de Salud “La Vicentina”, Cantón Ambato, Provincia del Tungurahua.

Institución ejecutora

El proyecto arquitectónico lo realizará la Arquitecta encargada del Sub-Centro de Salud “La Vicentina”, en el cantón Ambato, según contrato de la Dirección Provincial de Salud de Tungurahua.

Beneficiarios

Los beneficiarios con la ejecución del diseño sismo-resistente de la estructura, son los usuarios del Sub-Centro de Salud “La Vicentina”.

Ubicación

El parque La Vicentina se encuentra en la ciudad de Ambato, específicamente entre las calles 12 de Octubre y Gonzalo Díaz de Pineda, en las coordenadas

9862201N y 763397E.

6.2 Antecedentes de la propuesta

El cantón Ambato se encuentra ubicado en una zona de riesgo, el diseño estructural de las viviendas y edificaciones debe ser cuidadosamente analizada, tomándose en cuenta que la vida de los ocupantes de dichos lugares van a estar en peligro cuando ocurra un sismo.

Debido a que en la actualidad de acuerdo a las encuestas realizadas, podemos concluir que las viviendas del sector aledaño al sub-centro no han sido diseñadas sísmicamente, es necesaria la realización del diseño estructural respectivo, que permita a los ocupantes del Sub-Centro de Salud “La Vicentina”, tener seguridad ante un movimiento sísmico.

Por lo expuesto anteriormente, es necesario realizar el diseño sismo-resistente de la estructura del sub-centro de salud La Vicentina en el cantón Ambato, para esto se deben manejar las sugerencias vertidas en los códigos, especialmente en lo referido a movimiento sísmico que conllevan a diseños óptimos, que permitan a la estructura trabajar de manera funcional y segura.

6.3 Justificación

Debemos partir del criterio que después de un evento sísmico, la estructura del sub-centro debe seguir en funcionamiento, ya que en ésta se atenderán heridos y podría servir de albergue.

El contar con un diseño sismo-resistente de la estructura del Sub-Centro de Salud “La Vicentina”, en el cantón Ambato, contribuirá de una manera positiva porque la estabilidad de la estructura responderá de una manera eficiente ante cargas símicas.

6.4 Objetivos

6.4.1 General

Aportar con el diseño de una estructura que cumpla con todas las sugerencias sismo-resistentes, difundidas en los diferentes códigos de diseño y además la memoria técnica que pueda servir de guía para construcciones similares.

6.4.2 Objetivos Específicos

- Identificar todos los posibles esfuerzos, a los que va estar sometida la estructura entre cargas gravitatorias y cargas sísmicas.

- Interpretar los resultados obtenidos del cálculo estructural del Sub-Centro de Salud “La Vicentina”.

- Obtener el diseño óptimo del Sub-Centro de Salud, en base a los estudios realizados.

- Realizar memoria técnica de cálculo y planos del diseño definitivo.

6.5 Análisis de factibilidad

El proyecto es factible de realizarlo, cuenta con el apoyo de recursos provenientes de la Dirección Provincial de Salud en los que se incluye los de diseño arquitectónico.

La zona donde se va a ejecutar el proyecto tiene varios accesos en buen estado, no hay inconvenientes para la realización de los estudios de suelo (SPT) del sub-centro de salud y estudios necesarios para su análisis y construcción.

6.6 Fundamentación

6.6.1 CRITERIOS SÍSMICOS DE AMBATO (SECTOR LA VICENTINA)

Según el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002) nos indica:

Las especificaciones deben ser consideradas como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura, con el fin de resistir eventos de origen sísmico. Dichos requisitos se basan principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras de edificación. Para el caso de estructuras distintas a las de edificación, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se deberán aplicar consideraciones adicionales especiales que complementen los requisitos mínimos que constan en el código.

Es la intención del código que, al cumplir con los requisitos aquí detallados, se proporcione a la estructura de un adecuado diseño sismo-resistente que cumpla con la siguiente filosofía:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Estos objetivos se consiguen diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por el código.

- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.

- Pueda disipar energía de deformación inelástica, dado que el sismo de diseño produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes especificadas por el código.

La memoria de cálculo incluirá una descripción del sistema estructural, los parámetros utilizados para definir las fuerzas sísmicas de diseño, el espectro de diseño o cualquier otro método de definición de la acción sísmica utilizada, así como también los desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura, demostrando el cumplimiento de las especificaciones de este código, debiendo incluir una descripción de la revisión del comportamiento inelástico, acorde con la filosofía descrita.

La zona sísmica a la que pertenece el cantón Ambato es IV y el factor de zona Z es 0.4 lo que representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

6.6.2 DISEÑO DE CIMENTACIONES DE HORMIGÓN ARMADO

"La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas, que actúan hacia el suelo o hacia la roca subyacente."

"Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, se comprimen en mayor o en menor grado produciendo asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y por consiguiente de toda la estructura, durante el diseño se deben controlar tanto los asentamientos absolutos como los asentamientos diferenciales".

"Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador"

6.6.2.1 EL SUELO DE CIMENTACIÓN

"El suelo constituye el material de ingeniería más heterogéneo y más impredecible en su comportamiento, es por ello que los coeficientes de seguridad que suelen utilizarse son al menos de 3 con relación a la resistencia, la presencia de diferentes

tipos de suelos y de distintos tipos de estructuras, da lugar a la existencia de distintos tipos de cimentaciones".

"Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador"

6.6.2.2 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE PLINTOS:

"Los esfuerzos en el suelo no deben sobrepasar los esfuerzos admisibles bajo condiciones de carga sin factores de mayoración."

"Cuando las combinaciones de carga incluyan el efecto de solicitaciones eventuales como sismos y viento, los esfuerzos admisibles pueden incrementarse en un 33.3%".

"Los asentamientos de las estructuras deberán calcularse incluyendo el efecto en el tiempo de suelos compresibles o consolidables como arcillas y suelos orgánicos".

"El recubrimiento mínimo para el hierro, cuando el hormigón es fundido en obra en contacto con el terreno y queda permanentemente expuesto a él, es de 7 cm".

"Los plintos deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes en cada dirección independientemente, tomando como sección crítica a una distancia **d** desde la cara de las columnas o elementos verticales".

"Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador"

6.6.3 DISEÑO DE VIGAS A FLEXION

6.6.3.1 DISEÑO DE VIGAS A FLEXION CON ARMADURA DE COMPRESION

“Existen dos razones fundamentales por las cuales, en una viga sometida a flexión se pueden requerir un diseño que, a más de la armadura de tracción tradicional, se utilice armadura sometida a compresión”:

- Existe un limitante máximo de tipo arquitectónico, constructivo o funcional que impide que la viga aumente sus dimensiones.

- Por aspectos constructivos o de diseño, ya existe armadura de compresión y se desea aprovechar su existencia obligatoria para disminuir el armado de tracción.

Las especificaciones de los códigos imponen criterios de diseño que permiten que, a pesar de incrementar el armado de las vigas, se mantengan los niveles de ductilidad que son exigidos para las vigas que solamente requieren armadura de tracción.

“Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador”

6.6.3.2 DISEÑO DE VIGAS QUE NO PUEDEN INCREMENTAR SUS DIMENSIONES EXTERIORES:

“Existen limitantes en cuanto a las dimensiones máximas que pueden tener las vigas y en ocasiones diseñar a flexión, tales vigas se encuentran con un armado de tracción que supera los porcentajes de la cuantía balanceada especificados por los códigos (75% de la cuantía balanceada para elementos que no resisten sismos y 50 % de la cuantía balanceada para elementos que resisten sismos), o sencillamente ya no existe armadura capaz de resistir el momento flector solicitante. En este caso se puede utilizar el siguiente procedimiento”:

- Se calcula el momento flector que es capaz de resistir la sección de hormigón armado, cuando utiliza la cuantía máxima permitida por los códigos (75% o 50% de la cuantía balanceada, según el caso).

- Se calcula la parte de momento flector solicitante que no alcanza a ser resistida por la cuantía de armado definida anteriormente y que debe ser resistida con armadura de tracción adicional y con armadura de compresión.

- Se calcula una primera aproximación del acero adicional de tracción y el acero de compresión requeridos para resistir la parte del momento flector solicitante, que no puede ser resistida por la cuantía de armado máxima definida por los códigos.

- Se calcula el momento flector real que resiste el armado propuesto.

- Iterativamente se corrige el armado de tracción y compresión hasta obtener el diseño más económico.

"Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador"

6.6.4 RESISTENCIA A LA COMPRESION DE COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO CON ESTRIBOS TRANSVERSALES:

"La resistencia a la compresión de columnas de hormigón armado con estribos transversales, se obtiene añadiendo la capacidad resistente del hormigón bajo cargas que incrementan lentamente, a la capacidad resistente del acero longitudinal (armadura principal)".

"Para zonas sísmicas, el Código Ecuatoriano de la Construcción establece una cuantía mínima de armado principal en columnas de 0.01 y una cuantía máxima más restrictiva de 0.06".

"Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador"

Según el ACI 318S-05 en zonas sísmicas el diámetro mínimo de las varillas que conforman el armado longitudinal y los estribos debe ser de 10 mm.

“En zonas sísmicas, la dimensión transversal mínima de las columnas con estribos debe ser de 30 cm”.

“En zonas sísmicas, el esfuerzo de fluencia del acero fy no debe sobrepasar de 4200 Kg/cm^2, para cumplir con criterios de ductilidad en el hormigón armado”.

“A pesar de que el siguiente criterio no lo recogen los códigos de diseño, en nuestro medio no es conveniente utilizar en columnas, cuantías de armado superiores a 0.025 por aspectos de economía de construcción (nuestro país no es productor de acero sino simplemente laminador del mismo, por lo que su costo es comparativamente alto), este límite práctico puede ser excedido puntualmente por requerimientos arquitectónicos”.

“En columnas rectangulares el número mínimo de varillas longitudinales será de 4 (una en cada esquina), lo que permitirá el armado adecuado de los estribos con tramos paralelos a cada una de las caras”.

“Las varillas longitudinales y transversales deberán tener resaltes (corrugado) para favorecer su adherencia con el hormigón”.

Con el objeto de salvaguardar la integridad de la armadura de acero, ante el efecto corrosivo del medio ambiente, en hormigones fundidos en sitio, el ACI 318S-05 establece que el recubrimiento mínimo del acero longitudinal y transversal en columnas debe ser de 3.75 cm. (CEC redondea el recubrimiento mínimo a 4 cm.).

“Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador”

6.6.5 DISEÑO DE LOSAS DE HORMIGON ARMADO

“Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión”.

“Las losas alivianadas son las más populares en nuestro país, a pesar de que los códigos de diseño prácticamente no las toman en consideración, en este documento se realizará un análisis detallado de las especificaciones que son aplicables”.

“Los alivianamientos se pueden conseguir mediante mampuestos aligerados de hormigón (son los de mayor uso en nuestro medio), cerámica aligerada, formaletas plásticas recuperables o formaletas de madera”.

“Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador”

El Código Ecuatoriano de la Construcción establece que la altura de las losas no debe ser menor que los siguientes valores:

Losas sin vigas o ábacos..... 12 cm

Losas sin vigas pero con ábacos que cubran al menos un sexto de la luz centro a centro y se proyecten por debajo de la losa al menos h/4.....10 cm

Losas que tengan vigas en los cuatro bordes, con un valor de α_m por lo menos igual a 2.0..... 9 cm

El Código Ecuatoriano de la Construcción y el ACI 318S-05 también especifican un peralte mínimo de las losas armadas en una sola dirección para limitar las deflexiones a valores razonables, cuando no se calculan deflexiones. La siguiente tabla puede ser usada también para losas bidireccionales sobre vigas de mayor

peralte cuya relación lado largo / lado corto sea mayor que 2 (trabajan fundamentalmente en la dirección corta), arrojando resultados conservadores.

Altura Mínima de Vigas o Losas en una Dirección cuando no se Calculan Deflexiones

Miembros	Altura mínima h			
	Libremente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	$L_n/20$	$L_n/24$	$L_n/28$	$L_n/10$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$L_n/16$	$L_n/18.5$	$L_n/21$	$L_n/8$

Tabla 1

Donde:

Ln : claro libre en la dirección de trabajo de la losa, medido de cara interna a cara interna de los elementos que sustentan a la losa

a) ARMADURA MINIMA:

“En losas de espesor constante (losas macizas), cuando se utilice acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia fy = 2800 Kg/cm^2 o fy =3500 Kg/cm^2, la cuantía de armado mínimo para resistir la retracción de fraguado y los cambios de temperatura $\rho_{mín}$ será de 0.0020, en dos direcciones ortogonales. Esta armadura no debe colocarse con separaciones superiores a 5 veces el espesor de la losa ni 45cm”.

“En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con fy = 4200 Kg/cm^2, la cuantía mínima para resistir cambios temperatura y retracción de fraguado $\rho_{mín.}$ será de 0.0018, y los espaciamientos serán similares al punto anterior”.

“El armado en losas nervadas se calculará tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios”.

“En la loseta de compresión de las losas nervadas deberá proveerse de acero de refuerzo para resistir la retracción de fraguado y los cambios de temperatura, de un modo similar a las losas macizas de espesor constante”.

“La diferencia entre las especificaciones para losas nervadas y para losas macizas se produce por que los nervios de las losas nervadas se comportan fundamentalmente como una malla espacial de vigas, y la loseta de compresión se comporta como una combinación de placa y membrana”.

“Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador”

b) ARMADURA MAXIMA:

“Con el objeto de asegurar una ductilidad mínima, no se podrá proporcionar más armadura a una losa que el 75% de la cuantía balanceada cuando no resiste sismo, y que el 50% de la cuantía balanceada cuando resiste sismo”.

$\rho_{máx} = 0.75\ \rho_b$ (si las losas no resisten sismo)

$\rho_{máx} = 0.50\ \rho_b$ (si las losas resisten sismo)

“Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador”

c) RECUBRIMIENTO MINIMO:

“El acero de refuerzo en losas fundidas in situ debe tener un recubrimiento mínimo de 2.5 cm”.

“El acero de refuerzo en losas prefabricadas debe tener un recubrimiento mínimo de 1.5 cm”.

“Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador”

d) ABERTURAS EN LOSAS:

“Se admiten aberturas en losas si se demuestra mediante análisis que la resistencia proporcionada es apropiada, no se requerirá de análisis especial por la presencia de una abertura en la zona central siempre que se mantenga la cantidad total de refuerzo requerido en el tablero sin la abertura. El refuerzo eliminado por la presencia de la abertura deberá colocárselo alrededor de la abertura, armando nervios o vigas embebidas de borde”.

Armadura de Temperatura y Retracción de Fraguado:

“Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado y permitir un control eficiente de la fisuración, se puede utilizar una malla electrosoldada con esfuerzo de fluencia fy = 2800 Kg/cm^2, requiriéndose la siguiente armadura mínima en las dos direcciones”:

$\rho_{mín} = 0.0020$

$As_{mín} = \rho_{mín} . b . d$

$As_{mín} = (0.0020) (100 cm) (2.5 cm)$

$As_{mín} = 0.50 cm^2$ por metro de ancho

El máximo espaciamiento entre alambres de la malla electrosoldada es 5 veces el espesor de la loseta o 45 cm, el que sea menor:

$e_{máx}$ = 5 (5 cm) = 25 cm

$e_{máx}$ = 45 cm

$e_{máx}$ = 25 cm

Se puede escoger una malla con alambres de 4 mm de diámetro espaciados cada 25 cm, que debe colocarse a media altura en la loseta de compresión.

"Temas de hormigón armado, Marcelo Romo Proaño, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador"

6.6.6 Proceso de Cálculo

6.6.6.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Los datos de esta estructura han sido obtenidos de los planos arquitectónicos, en esta estructura se pueden observar pórticos ortogonales y esviajados, por lo que presenta cierta dificultad en su modelación como se indica en la figura 6.1.

La estructura está proyectada con un segundo piso, para una construcción futura.

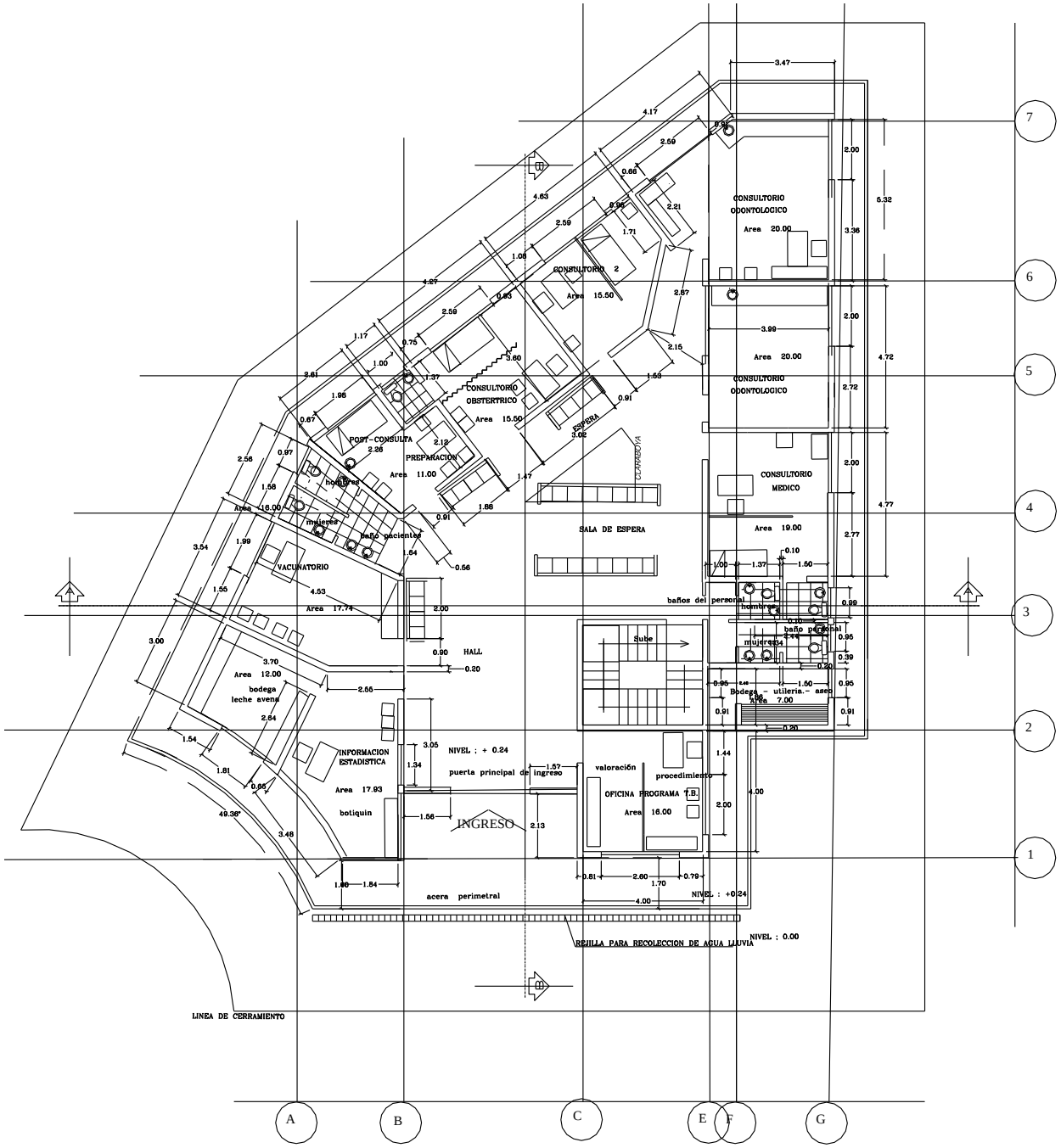


Figura (6.1) Arquitectura del Sub-Centro de Salud “La Vicentina”

Para la modelación matemática es necesario añadir las columnas en los planos arquitectónicos porque no cuenta con los mismos. Las columnas se colocan en sitios adecuados que no alteren el diseño arquitectónico para que la estructura sea funcional, como se indica en la figura (6.2)

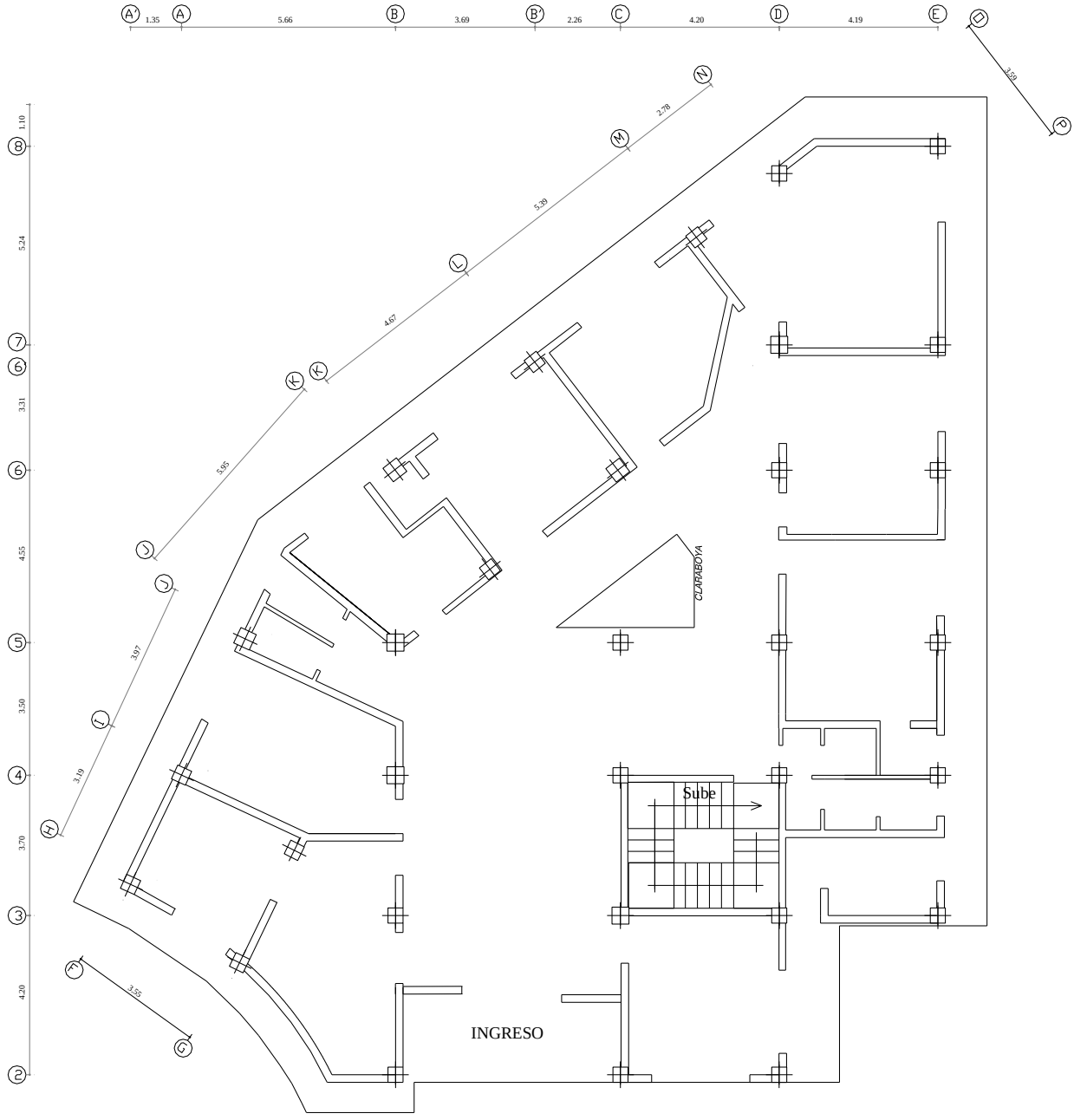


Figura (6.2) Ubicación de las columnas y ejes respectivos

6.6.6.2 CARGAS ESTÁTICAS

Para el cálculo, análisis y diseño estructural sismo-resistente, se utilizará los criterios establecidos en el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2002), lo establecido en el ACI 318S-05, para el diseño y el uso adecuado de los programas ETABS v 9.6.0 y SAFE v 12.1.1, CYPECAD 2011 para el análisis.

6.6.6.3 PREDISEÑO DE LA LOSA

El tablero que servirá para diseñar la losa, considerando las condiciones o solicitaciones más desfavorables para el mismo, es el tablero que se encuentra entre los ejes (1-2) y (B-C), es el que se analiza. Para el prediseño se tomarán las ecuaciones (9.12), (9.13) del ACI 318S-05 (sección 9.5.3.3); la ecuación (9.13) del Código Ecuatoriano de la Construcción (en su sección 9.5.3.1) y una fórmula empírica.

L mayor = 595 cm

L menor = 420 cm

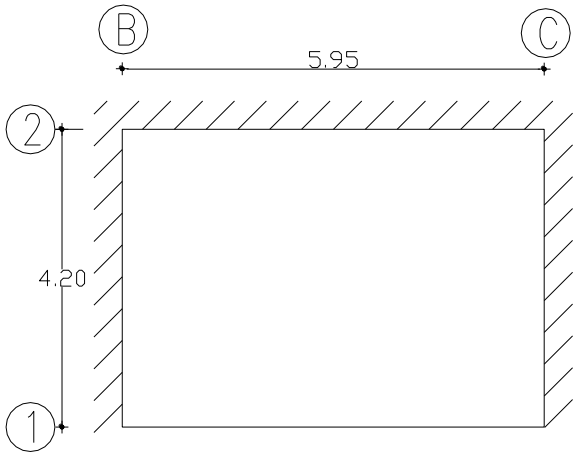


Figura (6.3) Tablero más crítico

El código ACI 318S-05 para diseño de losas nos indica:

13.6.1.2 — Los paneles de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos del panel, no mayor de 2.

R13.6.1.2 — Si la relación de los dos vanos (vano largo/vano corto) de un panel excede de 2, la losa resiste el momento en el vano más corto fundamentalmente como una losa en una dirección.

$$\beta = \frac{\text{claro largo}}{\text{claro corto}} = \frac{5.95}{4.20} = 1.42 \ < 2.00 \text{ OK.}$$

13.6.1.3 — Las longitudes de luces contiguas medidas centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir de la luz mayor en más de un tercio.

$$5.95 * \frac{2}{3} = 3.97 \ \cong 4.00 \text{ OK.}$$

$3.70 * 2/3 = 2.47 \cong 2.50 \qquad 2.00 \wedge 4.00 \text{ OK.} \quad \therefore \quad \text{Losa bidireccional}$

En el artículo 13.5.1 del ACI 318S-05 (sección 9.5.3.3) nos indica:

c) Para α_{fm} mayor que 2.0, h no debe ser menor que:

$$* \text{h} = \frac{\text{Ln}\left(0.8 + \frac{\text{fy}}{14000}\right)}{36 + 9\beta} \qquad \text{Ec. (9.13) ACI 318S} - 05$$

$$\text{h} = \frac{595\left(0.8 + \frac{4200}{14000}\right)}{36 + 9\frac{595}{420}} = 13.43 \text{ cm}$$

Ecuación Empírica Referencial

*h=3 cm x $^{c}/_{m}$ de luz

h=3 cm x 5.95=17.85 cm

De todos estos peraltes, asumo un peralte de 20 cm porque es un espesor predefinido para esta estructura.

A. CARGA MUERTA DE LOSA

La carga muerta de losa se calcula para cada metro cuadrado como se muestra en la figura (6.4), esta cuantificación contiene el peso de los materiales para construirla.

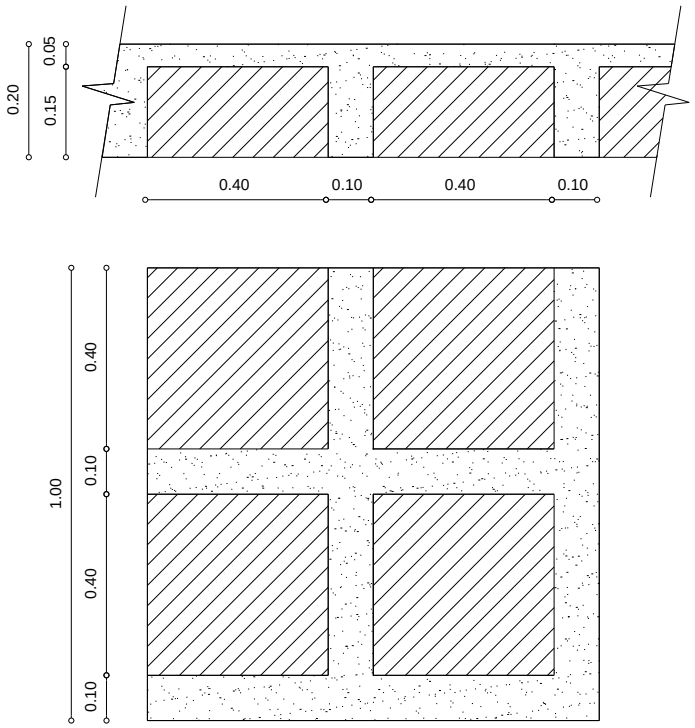


Figura (6.4) Planta y Corte de Losa

$\rho e_{\text{HORMIGÓN}} = 2400 \text{ kg/m}^3$

$\rho e_{\text{MORTERO}} = 1900 \text{ kg/m}^3$

Peso propio de la loseta	=	120 kg/m^2
Peso propio de Nervios	=	129.60 kg/m^2
Peso propio de Alivianamientos	=	80 kg/m^2
Alisado de losa y Cielo razo	=	95 kg/m^2

Acabado de piso	=	18 kg/m^2
CM	=	442.60 kg/m^2

Según indica el C.E.C.2002 (tabla 4.1 cargas uniformes y concentradas)

Hospitales CV = 200 kg/m^2 (Cuartos)

Según Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente

(NSR-98)

Hospitales CV = 400 kg/m^2 (Sala de operaciones)

B. CARGA MUERTA DE PAREDES

Considerando que el sub-centro de salud está previsto para un segundo piso, se tomará en cuenta una segunda planta para el respectivo cálculo que será similar a la planta baja, la carga muerta de paredes se calcula para cada metro lineal de pared. Ver la figura 6.5.

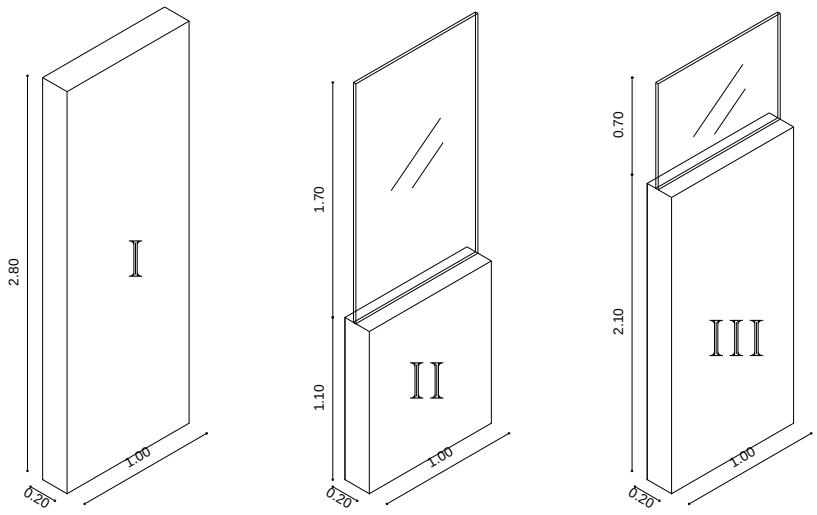


Figura (6.5) Paredes Tipo

Planta Alta Nv+3.24

Peso pared tipo I

Peso promedio entre ladrillo y el mortero cemento + arena ($\rho e = 1600$ kg/m^3)

$P_I = 2.80* 1.0*0.20*1600 = 896$ kg/ml

Peso pared tipo II

Peso pared con ventana (antepecho 1.10 m) ($\rho e_{VIDRIO} = 2500$ kg/m^3)

$P_{II} = 1.10* 1.0*0.20*1600 = 352$ kg/ml

$= 1.70* 1.0*0.004*2500 = 17$ kg/ml

$\Sigma P_{II} = 369$ kg/ml

Peso pared tipo III

$P_{III} = 2.10* 1.0*0.20*1600 = 672$ kg/ml

$= 0.70* 1.0*0.004*2500 = 7$ kg/ml

$\Sigma P_{III} = 679$ kg/ml

Longitud Pared I = 140.39 m

Longitud Pared II = 35.38 m

Longitud Pared III = 8.58 m

Área total de losa = 417.91 m^2.

Peso Pared I = 896*140.39 = 125789.44 kg

Peso Pared II = 369*35.38 = 13055.22 kg

Peso Pared III = 679*8.58 = 5825.82 kg

Peso total de paredes = 144670.48 kg

Peso de pared = 144670.48 kg/417.91 m^2 = 346.18 kg/m^2

6.6.6.4 PREDISEÑO DE VIGAS

Para el prediseño se considera que la carga que gravita sobre la losa se reparte a los pórticos a 45º, debido a esto, existen dos tipos de cargas que actúan sobre las vigas de un pórtico plano: carga triangular para luz corta y carga trapezoidal para la luz larga, como se indica en la figura 6.6

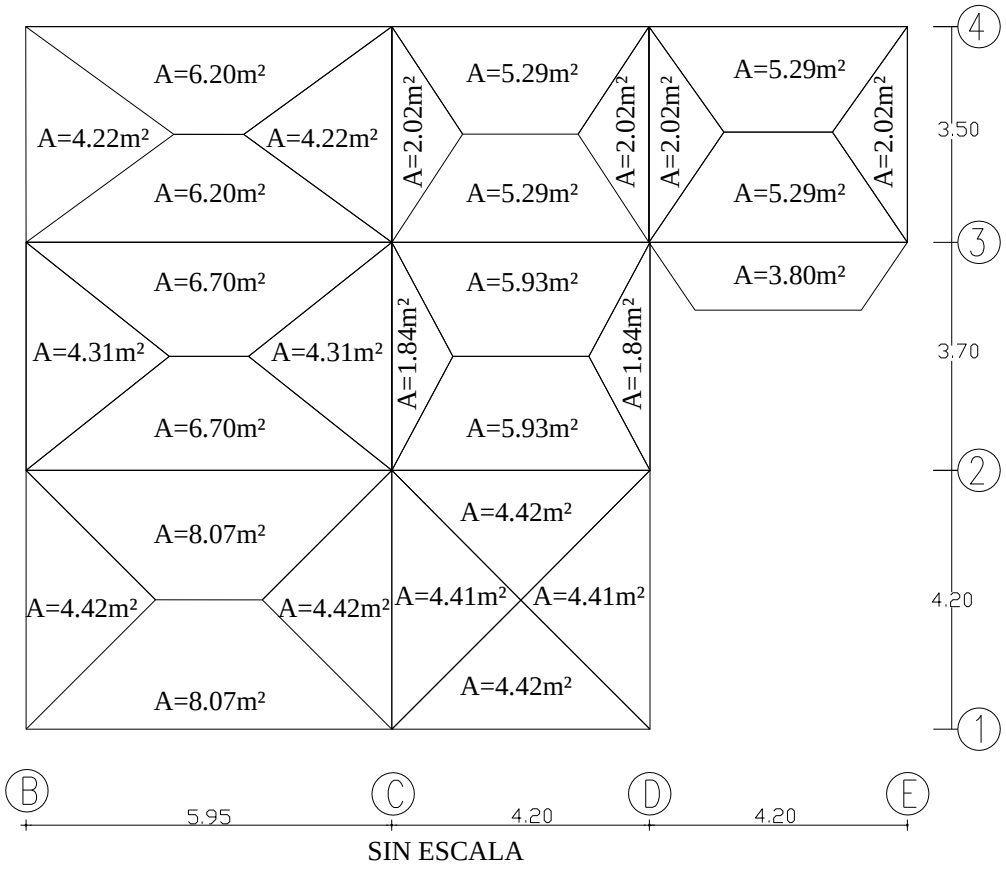


Figura (6.6) Mosaico de Cargas y Áreas

Para el prediseño se escoge la viga que soportará la mayor carga en el sentido X-X y Y-Y, con el fin de obtener la sección más crítica

EJE X

VIGA EJE 3 Nv+3.24

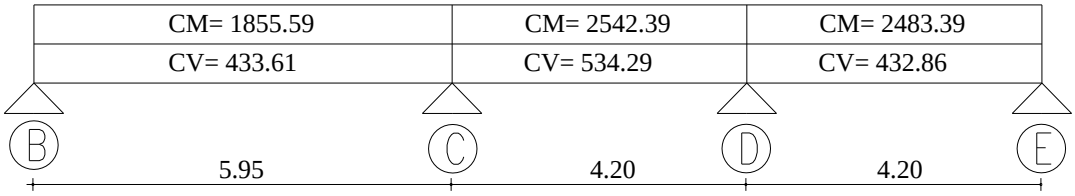


Figura 1

TRAMO Ⓑ-Ⓒ

$$\text{PCM} = \frac{\text{ÁREAS} * \text{CM}}{\text{L}}$$

$$\text{PCM} = \frac{(6.20 + 6.70) * 442.60}{5.95} = 959.59 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PP} = 896 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PCV} = \frac{(6.20 + 6.70) * 200}{5.95} = 433.61 \text{ kg/ml}$$

TRAMO Ⓒ-Ⓓ

$$\text{PCM} = \frac{(5.29 + 5.93) * 442.60}{4.20} = 1182.37 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PP} = 896 + \frac{(5.93) * 328.65}{4.20} = 1360.02 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PCV} = \frac{(5.29 + 5.93) * 200}{4.20} = 534.29 \text{ kg/ml}$$

TRAMO Ⓓ-Ⓔ

$$\text{PCM} = \frac{(5.29 + 3.80) * 442.60}{4.20} = 1025.36 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PP} = 896 + \frac{(3.80) * 174.32}{4.20} + \frac{(5.29) * 321}{4.20} = 1458.03 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PCV} = \frac{(5.29 + 3.80) * 200}{4.20} = 432.86 \text{ kg/ml}$$

Para determinar la sección de la viga, suponemos que el tramo de viga tiene un empotramiento perfecto, calculamos el momento flector con cargas últimas.

$$\text{M}_\text{F} = \frac{\text{q}_\text{u} * \text{L}^2}{10}$$

$$\text{q}_\text{u} = 1.2\text{CM} + 1.6\text{CV}$$

TRAMO Ⓑ-Ⓒ

$$\text{q}_\text{u} = 1.2 * 2542.39 + 1.6 * 234.29$$

$$\text{q}_\text{u} = 1.2 * 2542.39 + 1.6 * 234.29$$

$$\text{q}_\text{u} = 3905.73 \text{ kg}$$

$$\text{M}_\text{F} = \frac{3905.73 * 4.20^2}{10} = 6889.71 \text{ kg} - \text{m}$$

Cuantía maxima en la viga:

$$\rho\text{b} = 0.85 * \frac{f'c}{fy} * \beta_1 * \frac{6120}{6120 + fy}$$

$$\rho\text{b} = 0.85 * \frac{210}{4200} * 0.85 * \frac{6120}{6120 + 4200} = 0.02142$$

En condiciones normales por ductilidad 0.75 ρb

0.75 ρb = 0.75*0.02142 = 0.016065

Según el ACI $318S-05$, la cuantía mínima es:

$$10.5.1\ A_{S_{mín}} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} * bw * d \qquad (10-3)$$

y no menor que 14*bw* $\frac{d}{fy}$

Asumimos de las ecuaciones anteriores la cuantía mínima requerida y la máxima un valor

$$\rho b = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.8\sqrt{210}}{4200} = 0.00276$$

y no menor

$$\rho = \frac{14}{fy} = \frac{14}{4200} = 0.00333$$

$$\rho_{mín} = 0.00333$$

La cuantía máxima para condiciones normales por ductilidad proveniente de ρb cuantía balanceada es

$$\rho_{máx} = 0.016065$$

La cuantía del acero en una viga se encuentra en los siguientes parámetros

$$0.00333 \geq \rho \geq 0.016065$$

Asumimos una cuantía $\rho = 0.01$ por tanto

$$q = \rho\frac{fy}{f'c} = 0.01\frac{4200}{210} = 0.20$$

$k = q-0.59\ q^2 = 0.2-0.59*(0.2)^2$

q = 0.20 y k = 0.1764, de acuerdo al artículo 9.3.2.1 del ACI $318S-05$, Φ = 0.90

$$b_w{*}d^2 = \frac{\text{Mu}}{\Phi * f'c * \text{k}} = \frac{6889.71 * 100}{0.90 * 210 * 0.1764}$$

$$b_w{*}d^2 = 20665.24$$

Para determinar la sección del elemento el código ACI $318S - 05$ indica:

21.3.1.1 — La fuerza mayorada de compresión axial en el elemento, P_u , no debe exceder $A_g f'_c\ 10$.

21.3.1.2 — La luz libre del elemento, l_n , no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.

21.3.1.3 — El ancho del elemento, b*w*, no debe ser menor que el más pequeño de 0.3h y 250 mm

21.3.1.4 — El ancho del elemento, b*w*, no debe exceder el ancho del elemento de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión) más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que no exceda tres cuartas partes de la altura del elemento en flexión.

$$b_w = 0.30*h$$

$$h = d + \text{recubrimiento}$$

Tomando en cuenta que d = h – 2.5, asumimos que b*w* = 0.30*d con el fin de evitar una ecuación cúbica

$$b_w{*}d^2 = 20665.24$$

Reemplazando

$0.30*d*d^2 = 20665.24$

$$d^3 = \frac{20665.24}{0.30} = 68884.13$$

d = 40.99 + r = 43.49 cm

h asum. = 45 cm

$\mathrm{b}w = 0.30 * 45 = 13.50$ cm

Según la disposición 21.3.1.4 se asume un ancho de 35 cm.

Eje Y

VIGA EJE C Nv+3.24

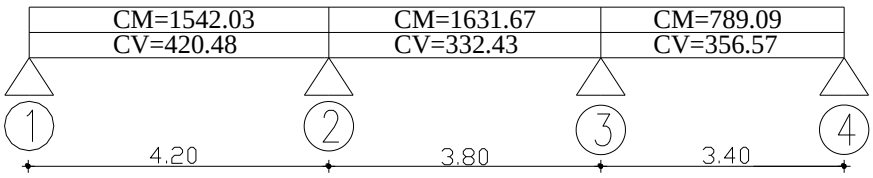


Figura 2

TRAMO ①-②

$$\mathrm{PCM} = \frac{\text{ÁREAS} * \mathrm{CM}}{\mathrm{L}}$$

$$\mathrm{PCM} = \frac{(4.41 + 4.42) * 442.60}{4.20} = 930.51 \text{ kg/ml}$$

$$\mathrm{PP} = \frac{(4.42) * 581.08}{4.20} = 611.52 \text{ kg/ml}$$

$$\mathrm{PCV} = \frac{(4.41 + 4.42) * 200}{4.20} = 420.48 \text{ kg/ml}$$

TRAMO ②-③

$$\mathrm{PCM} = \frac{(1.84 + 4.31) * 442.60}{3.70} = 735.67 \text{ kg/ml}$$

$$\mathrm{PP} = 896 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PCV} = \frac{(1.84 + 4.31) * 200}{3.70} = 332.43 \text{ kg/ml}$$

TRAMO ③-④

$$\text{PCM} = \frac{(2.02 + 4.22) * 442.60}{3.50} = 789.09 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PP} = 0$$

$$\text{PCV} = \frac{(2.02 + 4.22) * 200}{3.50} = 356.57 \text{ kg/ml}$$

$$\text{M}_\text{F} = \frac{\text{q}_\text{u} * \text{L}^2}{10}$$

$$\text{q}_\text{u} = 1.2\text{CM} + 1.6\text{CV}$$

TRAMO ①-②

$$\text{q}_\text{u} = 1.2 * 1542.03 + 1.6 * 420.48$$

$$\text{q}_\text{u} = 1.2 * 2542.39 + 1.6 * 234.29$$

$$\text{q}_\text{u} = 2523.20 \text{ kg}$$

$$\text{M}_\text{F} = \frac{2523.20 * 4.20^2}{10} = 4450.92 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\text{b}w*d^2 = \frac{\text{Mu}}{\Phi * f'c * \text{k}} = \frac{4450.92 * 100}{0.90 * 210 * 0.1764}$$

$$\text{b}w*d^2 = 13350.25$$

$0.30*d*d^2 = 13350.25$

$$d^3 = \frac{13350.25}{0.30} = 44500.83$$

d = 35.44 + = 38.44 cm

$b_w = 0.30 * 40 = 12$ cm

h asum = 40 cm b_w asum= 30 cm

EJE X

VIGA EJE 3 Nv+6.48

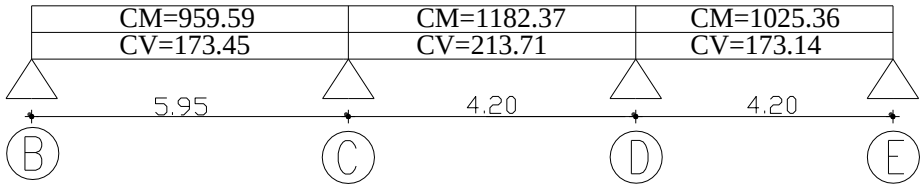


Figura 3

TRAMO Ⓑ-Ⓒ

$$\text{PCM} = \frac{(6.20 + 6.70) * 442.60}{5.95} = 959.59 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PP} = 0$$

$$\text{PCV} = \frac{(6.20 + 6.70) * 80}{5.95} = 173.45 \text{ kg/ml}$$

TRAMO Ⓒ-Ⓓ

$$\text{PCM} = \frac{(5.29 + 5.93) * 442.60}{4.20} = 1182.37 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PP} = 0$$

$$\text{PCV} = \frac{(5.29 + 5.93) * 80}{4.20} = 213.71 \text{ kg/ml}$$

TRAMO Ⓓ-Ⓔ

$$\text{PCM} = \frac{(5.29 + 3.80) * 442.60}{4.20} = 1025.36 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PP} = 0$$

$$\text{PCV} = \frac{(5.29 + 3.80) * 80}{4.20} = 173.14 \text{ kg/ml}$$

TRAMO Ⓒ-Ⓓ

$$q_u = 1.2 * 1182.37 + 1.6 * 213.71$$

$$q_u = 1760.78 \text{ kg}$$

$$M_F = 3106.02 \text{ kg} - \text{m}$$

$$b_w * d^2 = 9316.30$$

$$b_w * d^2 = 9316.30$$

$0.30 * d * d^2 = 20665.24$

d = 31.43 + r = 34.43 cm

h asum = 35 cm b_w = 25 cm

Eje Y

VIGA EJE C Nv+6.48

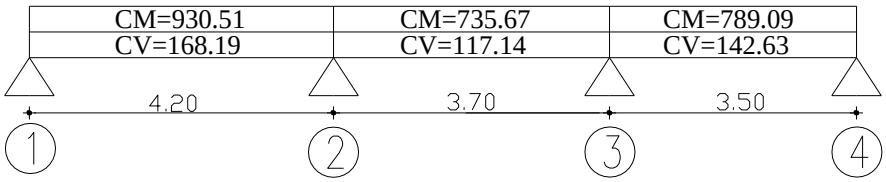


Figura 4

TRAMO ①-②

$$\text{PCM} = 930.51 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PP} = 0$$

$$\text{PCV} = \frac{(4.41 + 4.42) * 80}{4.20} = 168.19 \text{ kg/ml}$$

TRAMO ②-③

$$\text{PCM} = \frac{(1.84 + 4.31) * 442.60}{3.70} = 735.67 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PP} = 0$$

$$\text{PCV} = \frac{(1.84 + 4.31) * 80}{3.70} = 117.14 \text{ kg/ml}$$

TRAMO ③-④

$$\text{PCM} = \frac{(2.02 + 4.22) * 442.60}{3.50} = 789.09 \text{ kg/ml}$$

$$\text{PP} = 0$$

$$\text{PCV} = \frac{(2.02 + 4.22) * 80}{3.50} = 142.63 \text{ kg/ml}$$

TRAMO ①-②

$q_u = 1.2 * 930.51 + 1.6 * 168.19$

$q_u = 1385.72 \text{ kg}$

$M_F = 2444.40 \text{ kg} - \text{m}$

$b w * d^2 = 7331.83$

d = 29.02 + r = 32.02 cm

h asum = 35 cm $b w$ = 25 cm

6.6.6.5 PREDISEÑO DE COLUMNAS

Para prediseñar columnas determinamos las cargas que van actuar sobre la columna y podemos utilizar el método por coeficientes como se indica:

EJE X

VIGA EJE 3 Nv+3.24

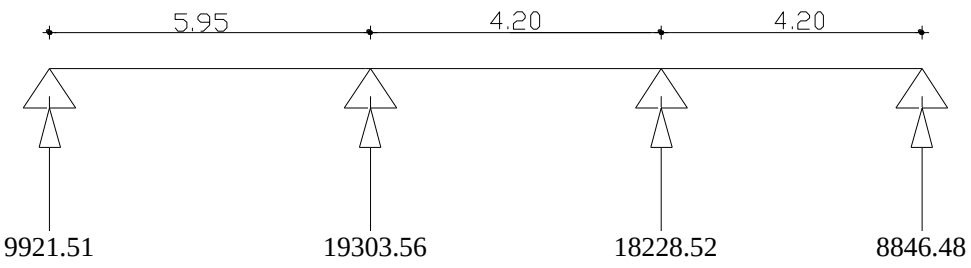


Figura 5

VIGA EJE 3 Nv+6.48

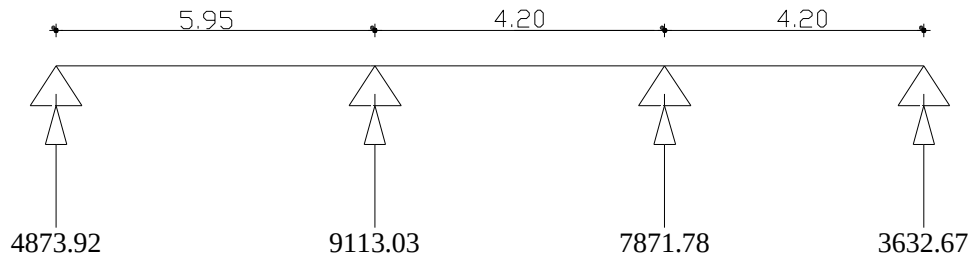


Figura 6

EJE Y

VIGA EJE C Nv+3.24

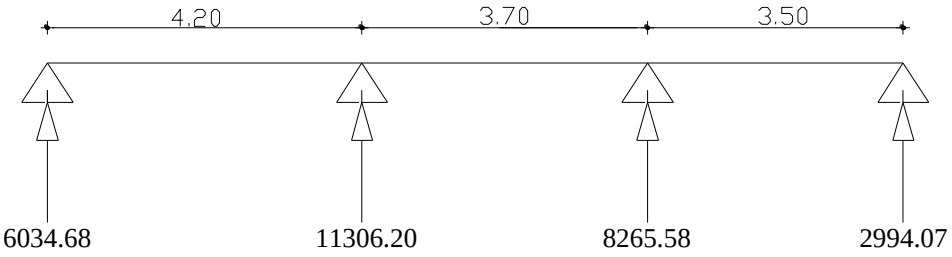


Figura 7

VIGA EJE C Nv+6.48

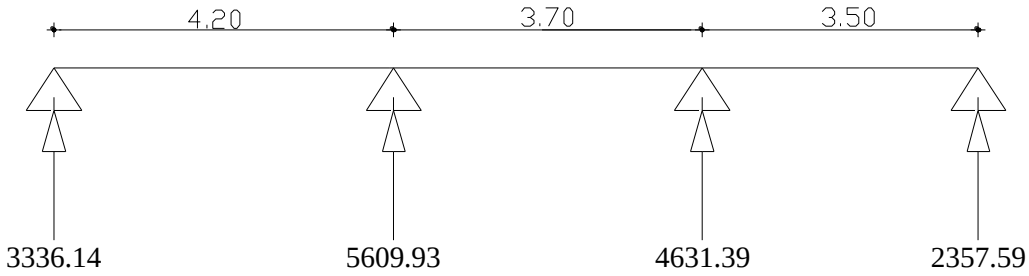


Figura 8

	XX	YY	TOTAL
Nv.+ 3.24	19303.56	11306.20	30609.76 kg
Nv.+ 6.48	9113.03	5609.93	14722.96 kg

Total en la base 45332.72 kg = 45.33 ton

Determinamos el factor de mayoración por esbeltez utilizando la ecuación para columnas cuadradas o rectangulares:

$$R = 1.07 - 0.027 * \frac{h}{t}$$

h = altura de la columna

t = dimensión de la columna que soporta la flexión en columnas de borde o esquineras; en columnas esquineras la menor dimensión.

La carga debe ser expresada en toneladas.

μ = factor de prediseño expresado (cm^2), se obtiene de la siguiente tabla:

	fy=4200 kg/m2	p=1.5 %	
f´c	COLUMNAS CON ESTRIBOS		
(kg/cm2)	Centradas	De borde	Esquineras
180	7.35	8.36	9.36
210	6.58	7.48	8.37
250	5.77	6.56	7.34
280	5.28	6	6.72
300	5	5.68	6.37
350	4.41	5.02	5.62
400	3.95	4.49	5.03

Tabla 2

Fuente: “CEVALLOS, Jorge. Manual Teórico Práctico. Compilación de Códigos para el análisis y Diseño Sismo Resistente de una Estructura”.

Asumimos una sección cualquiera de columna y comparamos con la sección calculada con la ecuación:

$$\mathrm{Ag} = \mu * f * \frac{\mathrm{P}}{\mathrm{R}}$$

De las tablas μ = 6.58; con una cuantía ρ = 1.5%

Sección asumida 30*30 = 900 cm^2 = Ag*

Factor de esbeltez

$$\mathrm{R} = 1.07 - 0.027 * \frac{324}{30} = 0.778$$

f =factor de mayoración de carga, se calcula con la ecuación

$$f = \frac{1.4 * \mathrm{CM} + 1.7 * \mathrm{CV}}{\mathrm{CM} + \mathrm{CV}} \geq 1.55$$

$$f = \frac{1.4 * 442.60 + 1.7 * 200}{442.60 + 200} \geq 1.55$$

f = 1.49 < 1.55 $\therefore$ f = 1.55

Asumimos ρ = 1.5%

$$\mathrm{Ag} = 6.58 * 1.55 * \frac{45.33}{0.778} = 594.24\ \mathrm{cm}^2$$

Como Ag* = 900 cm^2 = 30*30

Ag ≪ Ag*

Secciones asumidas de 30 cm x 30 cm

6.6.6.6 DISEÑO SÍSMICO SEGÚN CEC 2002

Para el diseño por sismo, se utiliza lo establecido en el CEC 2002, el mismo que indica y recomienda requisitos mínimos de cálculo y diseño sismo-resistente, para el cortante basal y por lo tanto el cálculo de las fuerzas horizontales.

El Código Ecuatoriano de la construcción CEC 2002, para la determinación de fuerzas sísmicas nos indica:

6.2.1 Cortante Basal de Diseño: El cortante basal total de diseño V, que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{ZIC}{R * \Phi_P * \Phi_E} * W \qquad (4)$$

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T} \qquad (5)$$

Donde:

C = No debe exceder del valor de Cm establecido en la tabla 3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura.

S = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 3

R = Factor de reducción de respuesta estructural

Φ_P , Φ_E = Coeficientes de configuración estructural en planta y en elevación, respectivamente.

También debemos considerar que:

$$C \geq 0.50 \text{ y } C \leq Cm$$

Para el período calcularemos el método señalado en el CEC 2002

6.2.4.1 Método 1: Para estructuras de edificación, el valor de T puede

determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = Ct\ (h_n)^{3/4} \qquad (8)$$

Donde:

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura

C_t = 0,09 para pórticos de acero

C_t = 0,08 para pórticos espaciales de hormigón armado

C_t = 0,06 para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales y para otras estructuras

5.2 Zonas sísmicas y factor de zona Z.- El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las cuatro zonas sísmicas del Ecuador. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Para Tungurahua Z = zona IV = 0.40

5.3 Coeficientes S y Cm.- Las condiciones geotécnicas de los sitios o perfiles de suelo se las clasifica de acuerdo con las propiedades mecánicas del sitio, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte; en sitios con propiedades de suelo poco conocidos asumimos el suelo tipo S3 (Suelos blandos y estratos profundos) los valores son tomados de la tabla 3.

S = 1.5 Cm = 2.8

5.4 Tipo de Uso, Destino e Importancia de la estructura. Coeficiente I.- De acuerdo a la tabla 4; la presente estructura tiene una clasificación de:

I = 1.5

6.2.5 Factor de reducción de resistencia sísmica R.- El valor de R podrá aplicarse en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo-resistente acordes con la filosofía de diseño del CEC 2002.

De la tabla 7 obtenemos:

Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.

$$R = 10$$

6.2.2 Coeficiente de configuración estructural en planta Φ_P .- Se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura, el valor se tomará de la tabla 5.

$$\Phi_P = 0.9$$

6.2.3 Coeficiente de configuración estructural en elevación Φ_p.- Se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 6

$$\Phi_E = 1.0$$

Con los datos obtenidos en el CEC 2002 procedemos con el cálculo:

Resumen de datos:

Altura de la cubierta Nv+ 6.48 m

Cm = 2.8 S = 1.5

Z = 0.40 I = 1.5

R = 10 Ct = 0.08

$\Phi_P = 0.9$ $\Phi_E = 1.0$

Determinamos el período de vibración de la estructura

$$T = Ct\ (h_n)^{3/4} \qquad (8)$$

$$T = 0.08\ (6.48)^{3/4} = 0.325\ \text{seg}$$

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T} \qquad (5)$$

$$C = \frac{1.25 * 1.5^{1.5}}{0.325} = 7.066$$

Como $C > Cm$ de acuerdo al artículo 6.2.1 asumimos el valor de Cm como coeficiente C

Por tanto C = 2.8

Determinamos el corte basal con los valores calculados anteriormente y tenemos:

$$V = \frac{ZIC}{R * \Phi_P * \Phi_E} * W \qquad (4)$$

$$V = \frac{0.4 * 1.5 * 2.8}{10 * 0.9 * 1.0} * W$$

V=0.187 W

Distribuimos el cortante basal, como fuerza horizontal en cada piso, según el CEC 2002 nos indica:

6.3 Distribución vertical de fuerzas laterales.

$$F = Ft + \Sigma Fi \qquad (10)$$

$$F_t = 0{,}07\ T\ V \qquad (11)$$

Donde:

F_t = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

n = Número de pisos de la estructura

T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V.

Sin embargo, Ft no necesita exceder el valor de 0,25 V, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a 0,7 seg. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n, de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V - F_t) * W_x * h_x}{\Sigma W_i * h_i} \qquad (12)$$

F_X = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

w_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

El período calculado es T = 0.325 seg, sin embargo este dato es aparente, porque al asumir el valor de C por el de Cm; el período real para el que estamos calculando la estructura según la ecuación (5) es:

T = 0.820 seg.

Por tanto es necesario realizar la corrección sugerida por el código, para las fuerzas sísmicas; con la ecuación (11)

Para determinar el cortante basal determinamos el peso total del edificio, cuantificando piso por piso, tomando en cuenta el peso total de la losa, vigas, columnas, paredes, y cualquier otra carga permanente considerada en los planos.

Peso total de la terraza

Área total de la losa (incluye vacíos) = 437.79 m^2

Área de la losa (no incluye vacíos) = 427.95 m^2

Longitud de vigas de 25x35 = 242.53m

Peso de la losa = 427.95 m^2*442.60 kg/m^2 = 189410.67 kg

Peso de vigas = 242.43 m*0.25m*0.35m*2400 kg/m^3 = 50910.30 kg

Peso de la terraza = 240320.97 kg

Peso de la terraza = 240.32 ton

Peso total del primer piso

Área total de la losa (incluye vacíos) = 437.79 m^2

Área de la losa (no incluye vacíos) = 417.91 m^2

Longitud de vigas de 40x40 = 242.53 m

Peso de la losa = 417.91 m^2*442.60 kg/m^2 = 184966.97 kg

Peso de vigas =242.43 m*0.40m*0.40m*2400 kg/m^3 = 93093.12 kg

Peso de paredes

Longitud Pared I = 140.39 m

Longitud Pared II = 35.38 m

Longitud Pared III = 8.58 m

Peso Pared I = 896*140.39 = 125789.44 kg

Peso Pared II = 369*35.38 = 13055.22 kg

Peso Pared III = 679*8.58 = 5825.82 kg

Peso total de paredes = 144670.48 kg

Peso de columnas; 24 columnas de 40X40 y 7 columnas 45X45

(24(0.40m*0.40m*3.04m) +7(0.45m*0.45m*3.04m))*2400kg/m^3 = 38358.72 kg

Peso del primer piso = 461089.29 kg

Peso del primer piso = 461.09 ton

Peso total de la estructura = 240.32 ton + 461.09 ton = 701.41 ton

Resumen de pesos:

Peso total de la terraza = 240.32 ton

Peso total del primer piso = 461.09 ton

Peso total de la estructura (W) = 701.41 ton

Reemplazando en:

V=0.187 W

V=0.187 *701.41

Entonces tenemos que el cortante basal es V = 131.16 ton

F_t = 0.07 T V

F_t = 0.07 * 0.82* 131.16 = 7.53 ton

No mayor que Ft = 0.25*V

Ft = 0.25*131.16 = 32.79 ton

Por tanto tomamos el valor Ft = 7.53 ton, y la parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura de acuerdo a la ecuación (12)

El Centro de Masas de cada piso debe ser ubicado, para así colocar en planta el punto o coordenada, donde se estará concentrada el corte sísmico que actúe en ese nivel según C.EC. 2002, para determinar el Centro de Masas se procede de la siguiente manera:

Planta Nv+6.48

Área de la losa = 427.95 m^2

Centro de Masas

$$X_{CM} = \frac{\Sigma(Ai * Xi)}{\Sigma Ai} \qquad Y_{CM} = \frac{\Sigma(Ai * Yj)}{\Sigma Ai}$$

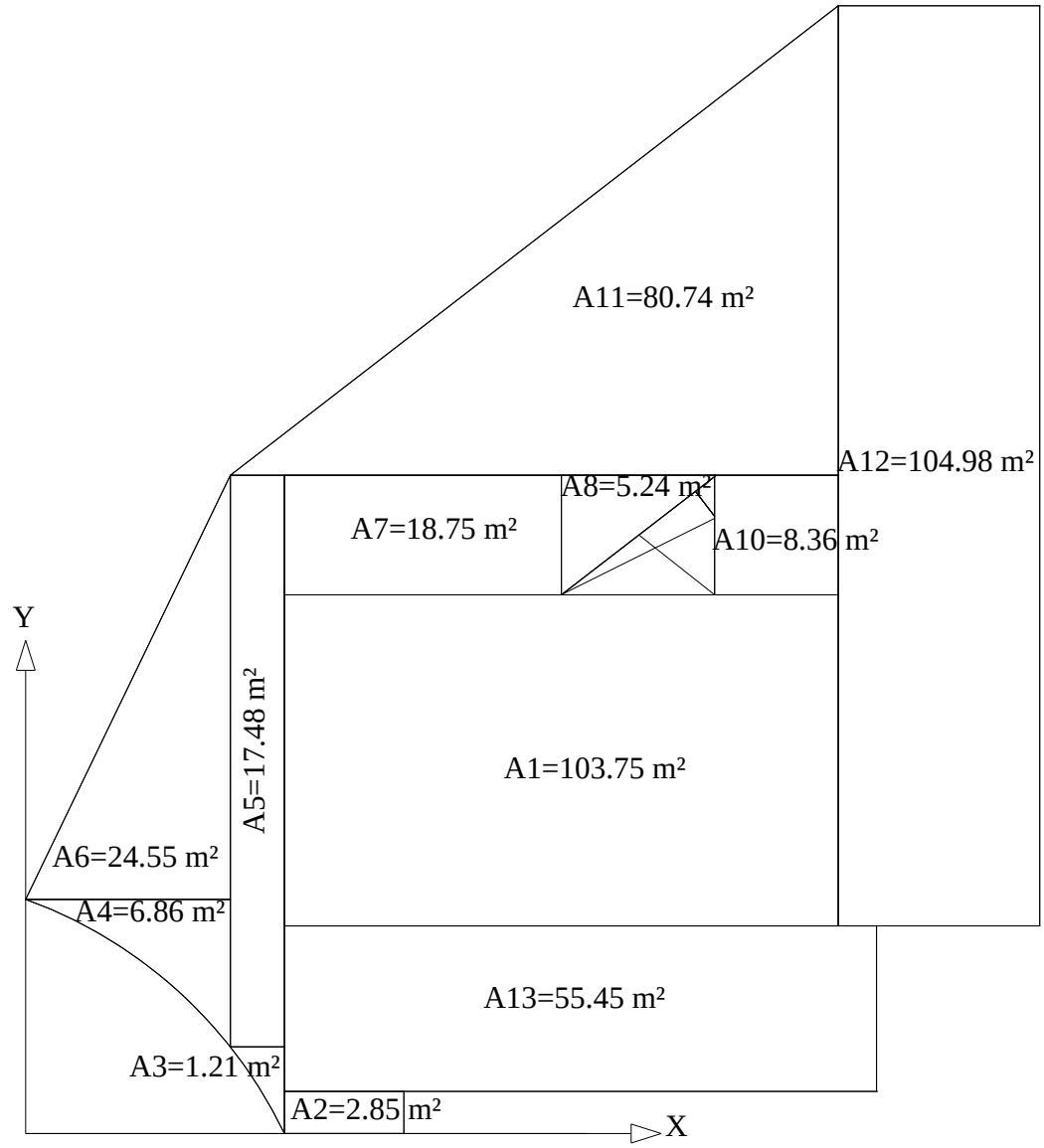


Figura 6.6.6.7. Áreas de la Planta Nv+6.48

$$X_{CM} = \frac{(103.75 * 13.21) + (2.85 * 7.58) + (1.21 * 5.84) + (6.86 * 3.65) + (17.48 * 5.52) + (24.55 * 3.25) + (18.75 * 9.46) + (5.24 * 13.98) + (8.36 * 17.88) + (80.74 * 9.76) + (104.98 * 21.75) + (55.45 * 13.21)}{430.45}$$

$$X_{CM} = 13.48 \text{ m}$$

$$Y_{CM}$$

$$= \frac{(103.75 * 8.87) + (2.85 * 0.50) + (1.21 * 1.55) + (6.86 * 4.68) + (17.48 * 10.29) + (24.55 * 8.92) + (18.75 * 14.22) + (5.24 * 14.69) + +(8.36 * 14.22) + (80.74 * 19.36) + (104.98 * 15.87) + (55.45 * 2.97)}{430.45}$$

$$Y_{CM} = 12.11 \text{ m}$$

Planta Nv+3.24

Área de la losa = 417.91 m^2

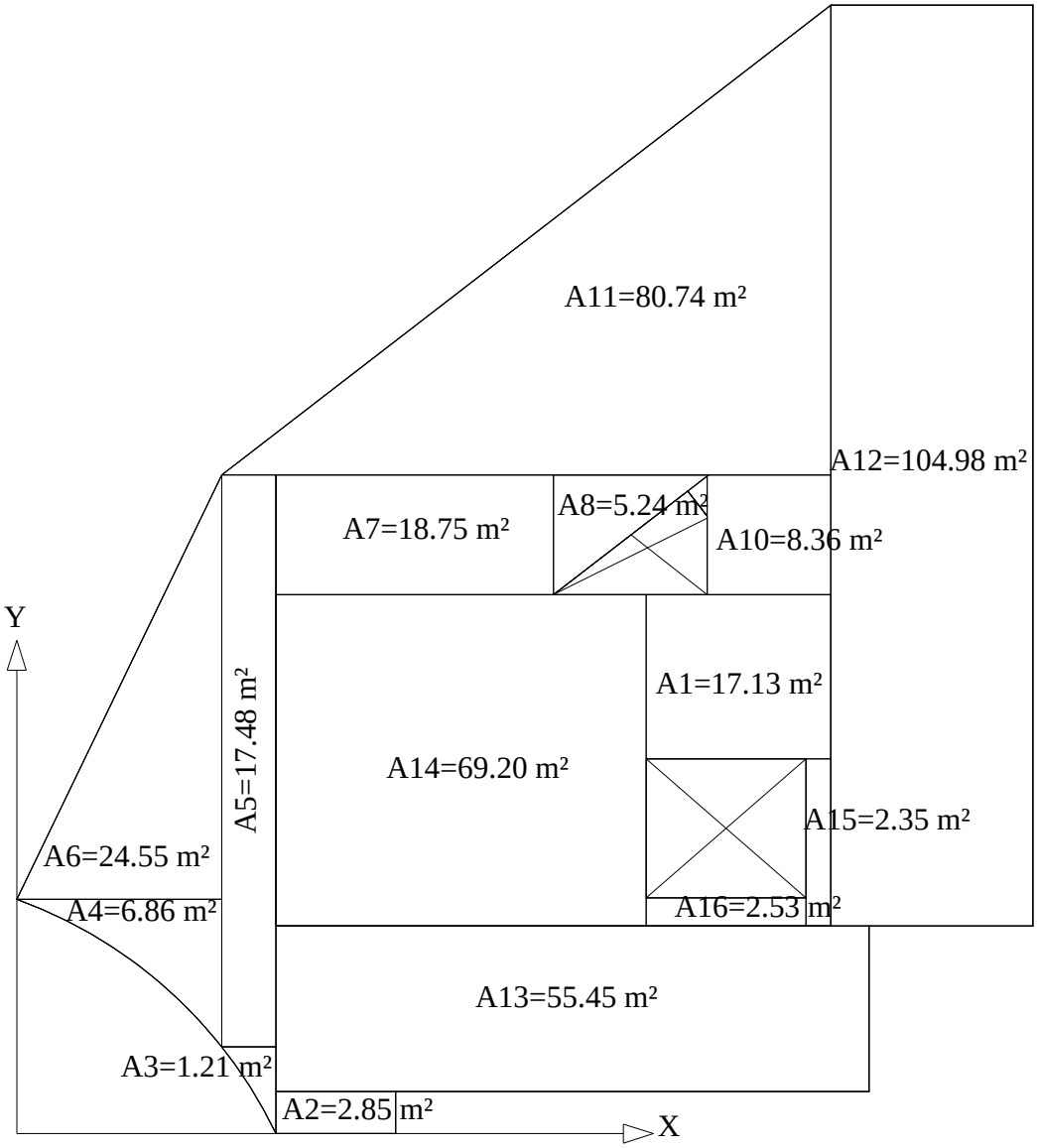


Figura 6.6.6.8. Áreas de la Planta Nv+3.24

$$X_{CM} = \frac{(17.13 * 17.15) + (69.20 * 10.56) + (2.35 * 19.05) + (2.53 * 16.86) + (2.85 * 7.58) + (1.21 * 5.84) + (6.86 * 3.65) + (17.48 * 5.52) + (24.55 * 3.25) + (18.75 * 9.46) + (5.24 * 13.98) + (8.36 * 17.88) + (80.74 * 9.76) + (104.98 * 21.75) + (55.45 * 13.21)}{417.91}$$

$$X_{CM} = 13.27 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{(17.13 * 10.85) + (69.20 * 8.87) + (2.35 * 6.92) + (2.53 * 5.27) + (2.85 * 0.50) + (1.21 * 1.55) + (6.86 * 4.68) + (17.48 * 10.29) + (24.55 * 8.92) + (18.75 * 14.22) + (5.24 * 14.69) + (8.36 * 14.22) + (80.74 * 19.36) + (104.98 * 15.87) + (55.45 * 2.97)}{417.91}$$

$$Y_{CM} = 12.25 \text{ m}$$

El Centro de Rigidez de cada nivel de un edificio, debe ser ubicado para así colocar en planta el punto, en el cual se supone gira la planta del nivel superior respeto a la planta del nivel inferior, para determinar el Centro de Rigidez se procede de la siguiente manera:

Centro de Rigidez

$$X_{CR} = \frac{\Sigma(Ki * Xi)}{\Sigma Ki} \qquad Y_{CR} = \frac{\Sigma(Kj * Yj)}{\Sigma Kj}$$

Ec = $wc^{1.5}$*0.14* $\sqrt{f'c}$ == $2400^{1.5}$*0.14* $\sqrt{210}$ = 238536 kg/cm^2

Columna 40X40

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{4 * 4^3}{12} = 21.333 \text{ dm}^4$$

K = Rigidez a cortante de la columna

$$K = \frac{12 * E * I}{L^3} = \frac{12 * 238536 * 213333.33}{324^3} = 17953.90 \text{ kg/cm}$$

Columna 45X45

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{4.5 * 4.5^3}{12} = 34.17 \text{ dm}^4$$

$$K = \frac{12 * E * I}{L^3} = \frac{12 * 238536 * 341718.75}{324^3} = 28758.68 \text{ kg/cm}$$

Planta Nv+6.48; 24 Columnas de 40X40 y 7 Columnas de 45X45

$$X_{CR} = \frac{17953.90\begin{pmatrix} 2 * 8.81 + 3 * 14.76 + 6 * 23.15 + 4.68 + 1.80 + 6.13 + 3.15 + \\ 11.30 + 12.49 + 16.76) + 28758.68(14.76 + 2 * 8.81 + 8.79 + \\ 4.83 + 14.68 + 18.96) \end{pmatrix}}{(24 * 17953.90 + 7 * 28758.68\ )}$$

$$X_{CR} = 14.41 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{17953.90\begin{pmatrix} 3 * 1.20 + 4.15 + 3 * 5.40 + 6.22 + 7.12 + 9.11 + 3 * 9.10 + \\ 3 * 12.60 + 2 * 17.15 + 20 + 20.46 + 23.29 + 24.98 + 25.70 + \\ 14.54) + 28758.68(5.40 + 9.10 + 12.70 + 12.60 + 2 * 17.16 + \\ 20.46) \end{pmatrix}}{(24 * 17953.90 + 7 * 28758.68\ )}$$

$$Y_{CR} = 12.11 \text{ m}$$

Centro de rigidez de la Planta Nv+6.48 = Centro de rigidez de la Planta Nv+3.24

Puede comprobarse la diferencia de rigideces y masas en altura para verificación de los requisitos de la Tabla 6 del C.E.C 2002 de la siguiente manera:

h = 3.24 m

$K_1 = K_2$

Chequeo:

En la Tabla 6 del C.E.C 2002 nos indica lo siguiente:

Piso blando (irregularidad en rigidez)

La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.

De acuerdo al C.E.C 2002, en el ejemplo de cálculo de rigideces laterales, la diferencia de rigideces de un piso a otro debe cumplir con la condición:

$$\frac{K_1}{K_2} \geq 70\%$$

Siendo:

K_1 = rigidez lateral del primer piso

K_2 = rigidez lateral del segundo piso

Se debe comparar la rigidez de un piso si es menor que el 70% de un piso superior.

Entonces

$$\frac{K_1}{K_2} = 100\% > 70\% \text{ ok, porque las rigideces en ambos pisos son iguales.}$$

Chequeo de diferencias de masas

Peso total de la terraza = 240.32 ton

Masa = Peso/g = 240.32/9.81 = 24.50 ton*seg^2/m

Peso total del entrepiso = 461.09 ton

Masa = Peso/g = 461.09/9.81 = 47.00 ton*seg^2/m

47.00 ton*seg^2/m > 24.50 ton*seg^2/m ok

De acuerdo al análisis tenemos que se trata de un piso rígido.

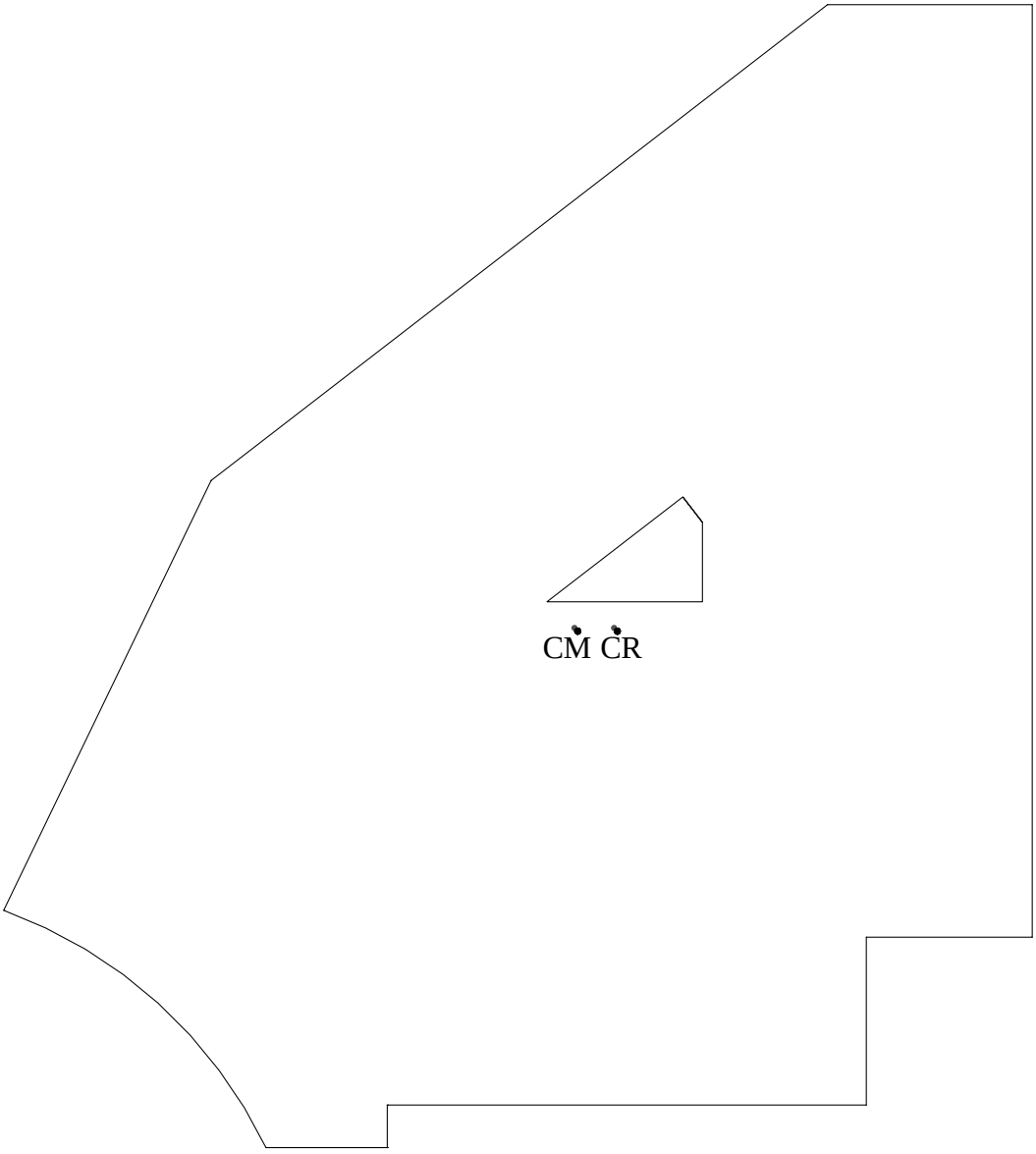


Figura 6.6.6.9. Localización de los Centros de Masas y Rigidez

PISO	Nivel hi (m)	Peso Wi (ton)	Wi x hi (ton-m)	Fi (ton)	Ft (ton)	Vx (ton)
2	6.48	240.32	1557.27	63.10	7.53	70.63
1	3.24	461.09	1493.93	60.53		131.16
	Σ	701.41	3051.20			

Tabla 3. Distribución de Fuerzas Horizontales por Piso

El CEC 2002 para la distribución del cortante de cada piso sugiere que se aplique de la siguiente manera:

6.4.1 El cortante de piso V_X, en cualquier piso x, es la suma de las fuerzas F_t y F_X sobre ese piso. V_X debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

6.4.2 La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

6.4.3 En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.

6.6.6.7 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN EL PROGRAMA ETABS v 9.6.0

Definimos el material con el que vamos a utilizar, como es una estructura de hormigón ingresamos el módulo elástico que se determina con $Ec = 16460\sqrt{f'c}$

El código ACI 318S – 05 nos indica:

8.5 Módulo de elasticidad

8.5.1 El módulo de elasticidad Ec para el concreto puede tomarse como

Ec = $wc^{1.5}$*0.14* $\sqrt{f'c}$ (en kg/cm^2), para valores de *wc* comprendidos entre 1500 y 2500 kg/m^3. Para concreto de peso normal, Ec se puede considerar como Ec $= 15100\sqrt{f'c}$.

wc es el peso unitario del concreto, kg/m^3

a) Considerando que estamos utilizando un hormigón cuyo peso unitario es 2400 kg/m^3, el Módulo Elástico a utilizar será 238536 kg/cm^2

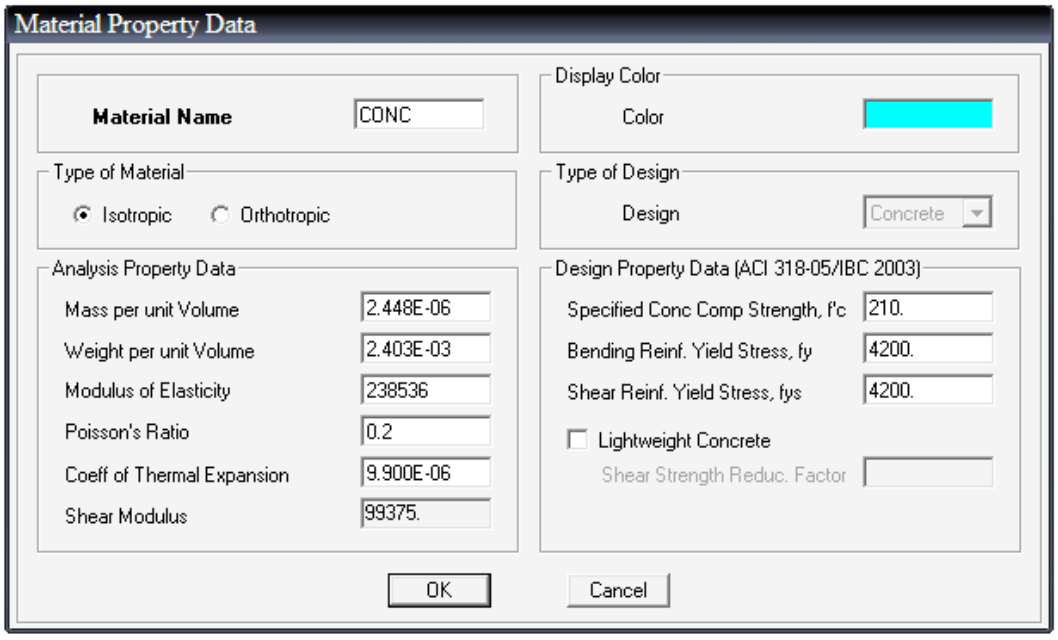


Figura 9

b) Colocamos las secciones de vigas con las que vamos a trabajar:

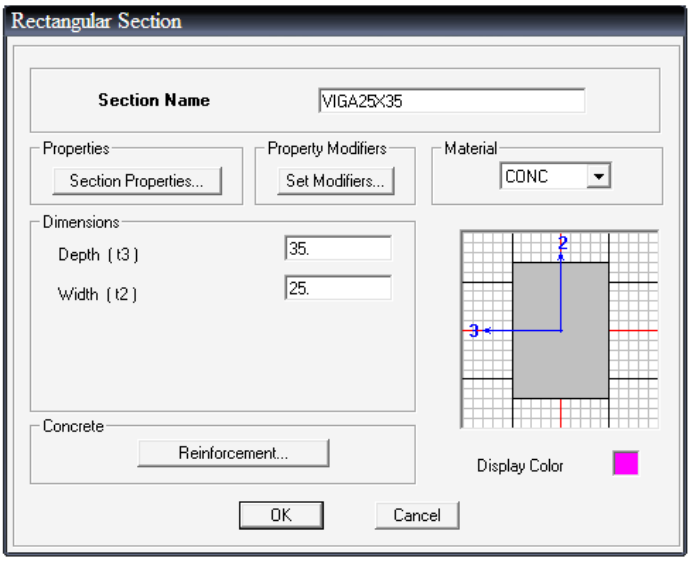


Figura 10

c) Esta sección la ubicamos en la segunda planta, con el recubrimiento de 2.5 cm:

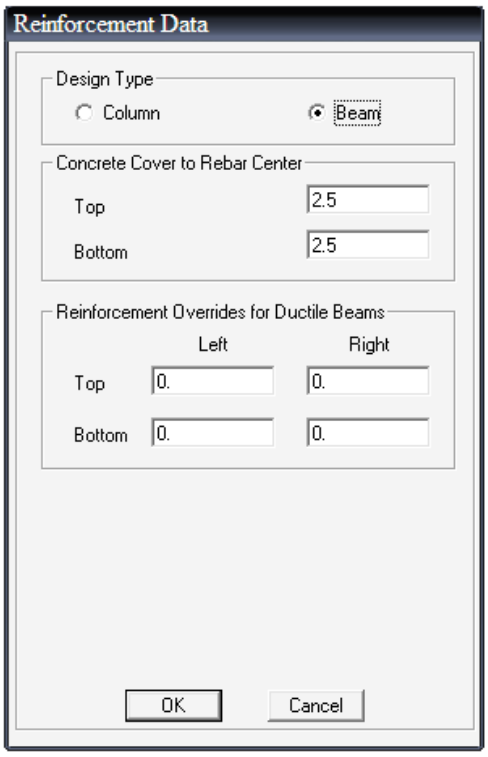


Figura 11

d) Lo mismo realizamos para la viga que será ubicada en la primera planta:

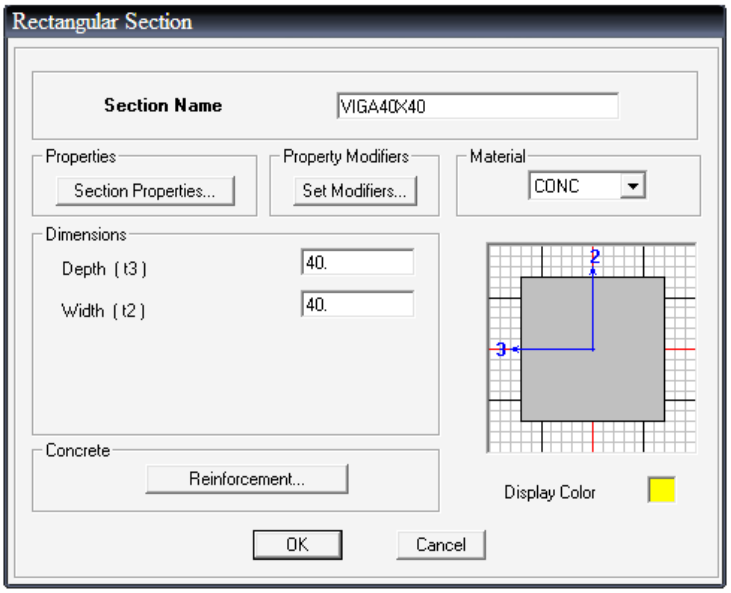


Figura 12

Para las inercias agrietadas el C.E.C. 2002 nos indica:

6.1.2.1 Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas Icr de los elementos estructurales, de la siguiente manera: 0,5 Ig para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y 0,8 Ig para columnas, siendo Ig el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento considerado. Para el caso de muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de 0,6 Ig y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos). Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

e) Cambiamos su respectiva inercia para ambas vigas:

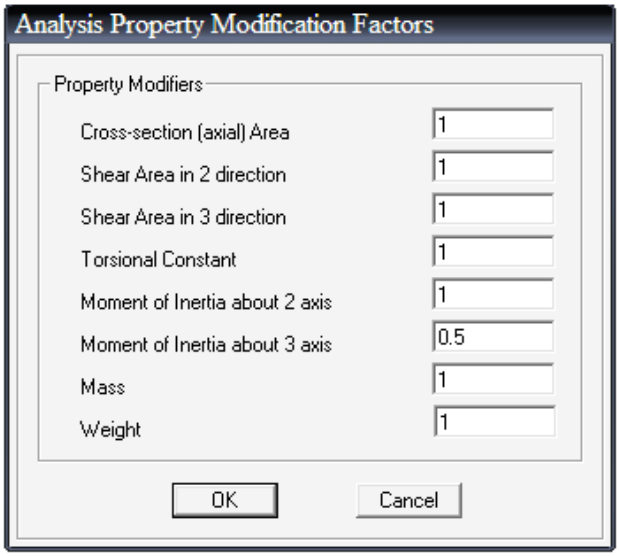


Figura 13

f) Asignamos las secciones de las columnas con las vamos a trabajar:

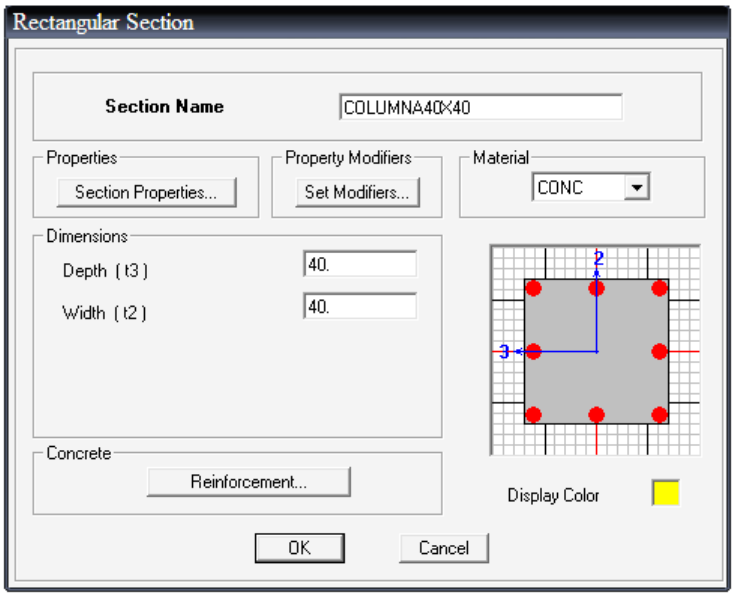


Figura 14

g) Lo mismo realizamos con la columna de sección 45X45

h) Cambiamos las inercias como se indica:

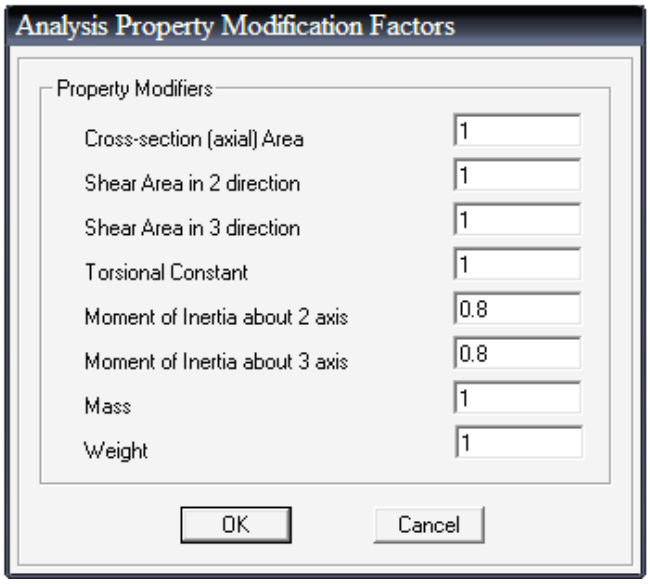


Figura 15

i) Definimos los nervios para la losa, hacemos trabajar como viga:

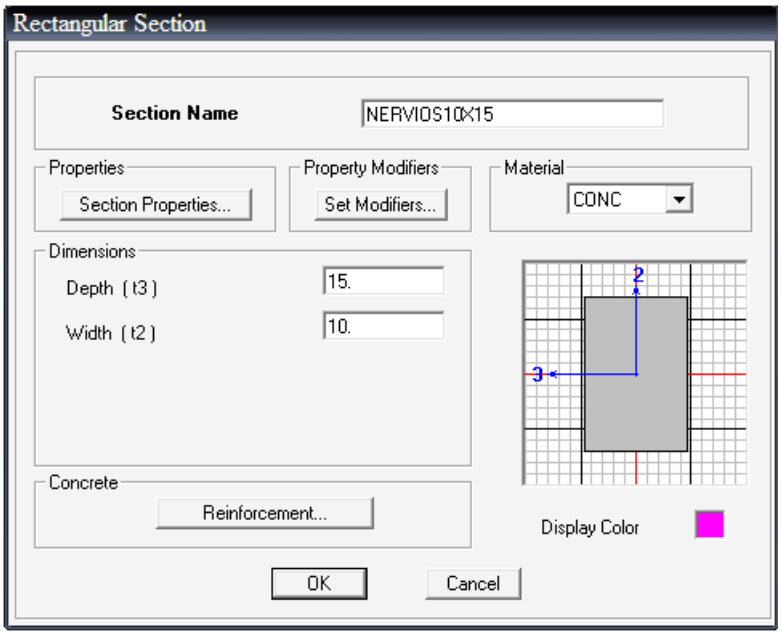


Figura 16

j) La inercia para nervios es la siguiente:

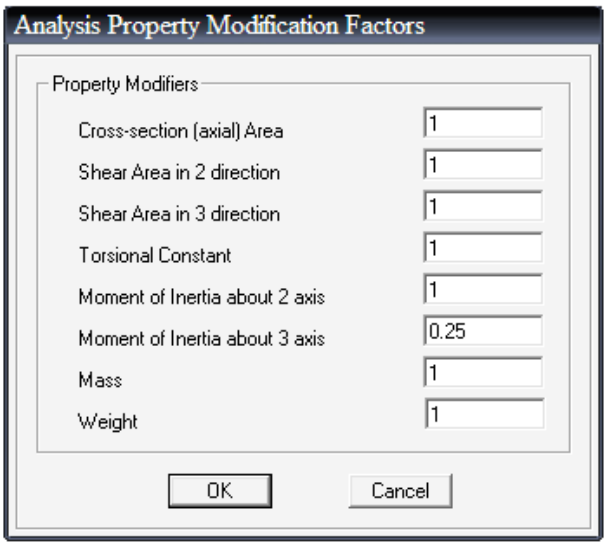


Figura 17

k) Definimos la loseta con su respectivo espesor como membrana para definir sus características a tracción y compresión dentro del plano formado por ella:

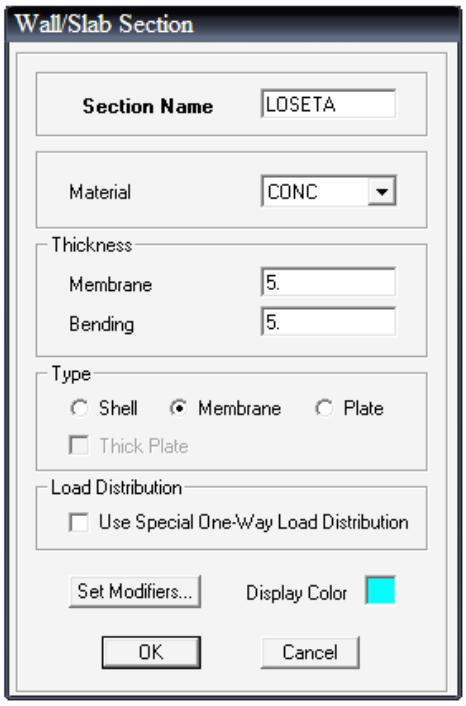


Figura 18

l) Cambiamos de datos de rigidez, como se indica para evitar que la membrana colabore con la viga de borde como un ala de longitud infinita:

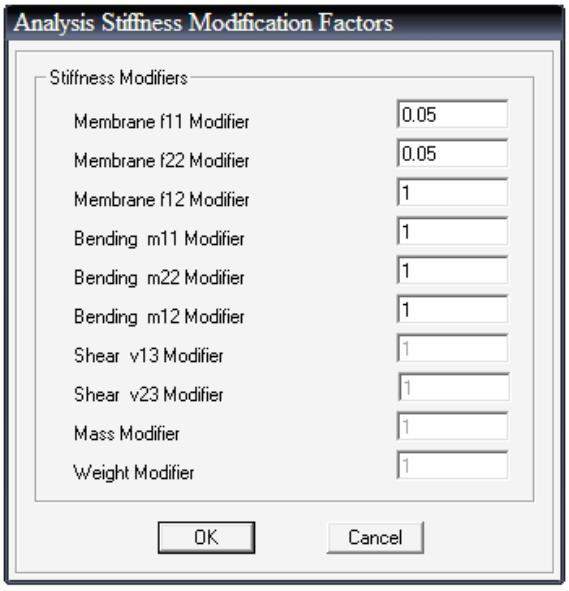


Figura 19

m) Lo mismo realizamos con las gradas cambiando el espesor:

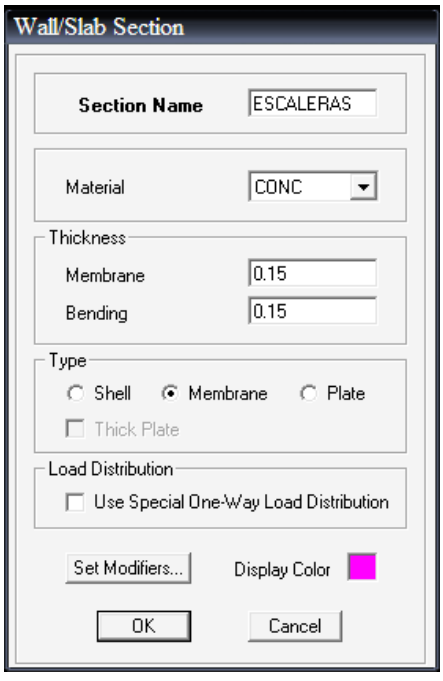


Figura 20

Una vez introducidos los datos necesarios para la modelación de la estructura comenzamos a modelarla.

n) En la unión de los nervios a las vigas perimetrales, es necesario modelarlas como rótulas con el fin de reducir la rigidez torsional de las vigas conectadas con los nervios; el objetivo fundamental es modelar el comportamiento real de deformación de la losa, marcamos todos los nervios de la losa y desactivamos las acciones del momento 33 marcando como se indica:

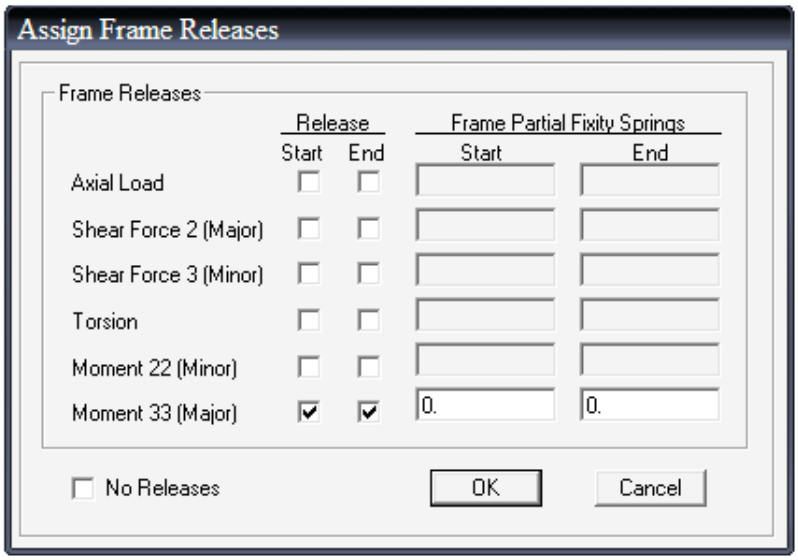


Figura 21

o) Debemos dar las características de rigidez infinita en vigas y columnas; toda vez que esta característica es propia en todas las estructuras de hormigón armado que forman pórticos espaciales, lo que a su vez permite que el cálculo de momentos para el diseño se produzca en las caras de las uniones, para lograr esto, escogemos toda la estructura y le damos una rigidez como se indica:

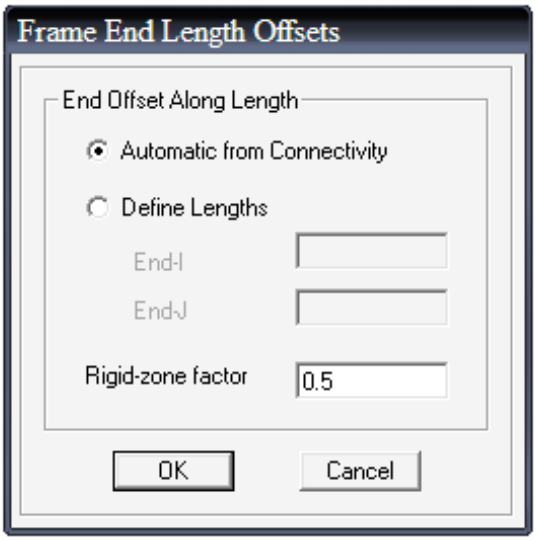


Figura 22

Asignamos el valor de 0.5 en Rigid-zone factor, esto reduce a la mitad la longitud de la zona rígida para que los resultados sean más cercanos a la realidad.

p) El tipo de apoyo que tiene la estructura es con restricciones Ux, Uy, Uz, Rx, Ry, Rz (U desplazamientos, R giros):

Figura 23

q) En cambio el tipo de apoyo que tienen las gradas son restricciones Ux, Uy, Uz, (se permite todos los giros):

Figura 24

s) Las gradas se modelan como rampas como se indica:

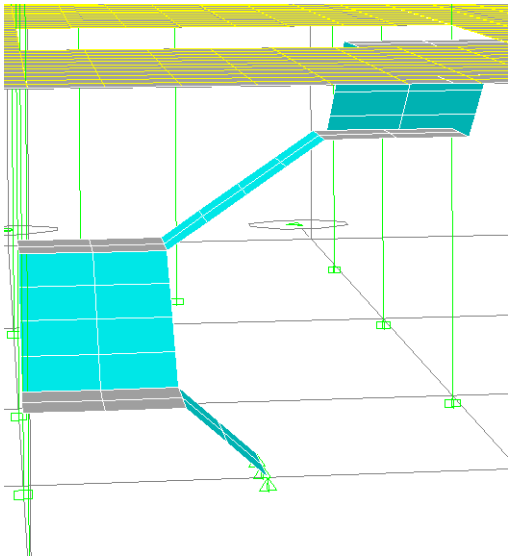


Figura 26

r) La geometría de la estructura del sub-centro de salud queda definida de la siguiente manera:

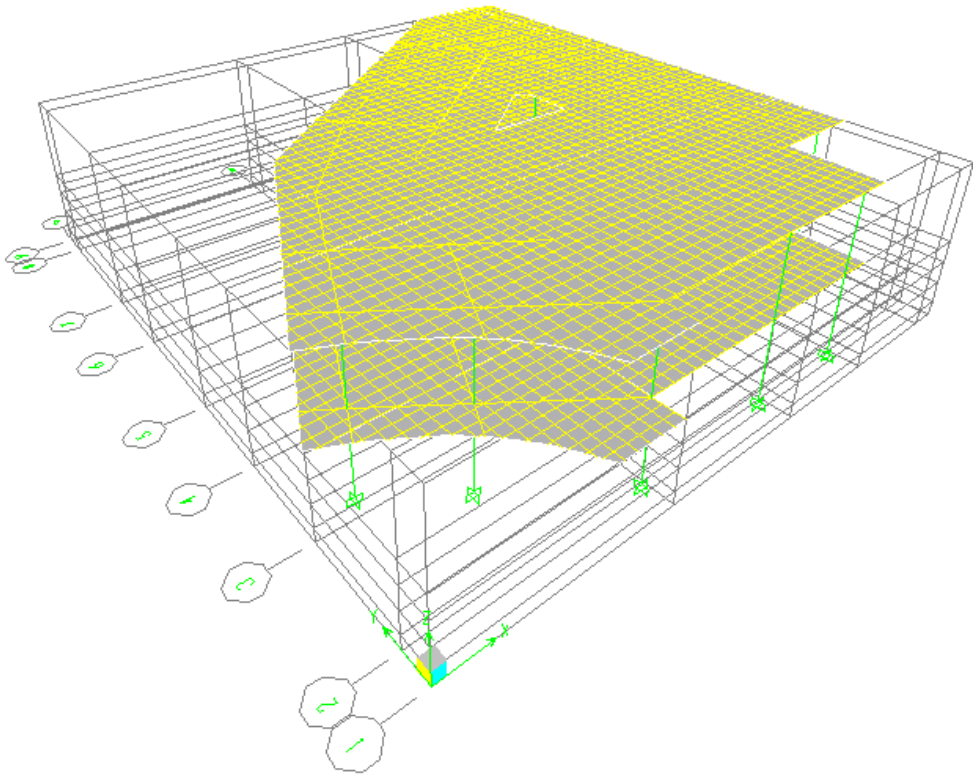


Figura 25

t) Definimos todas las posibles cargas:

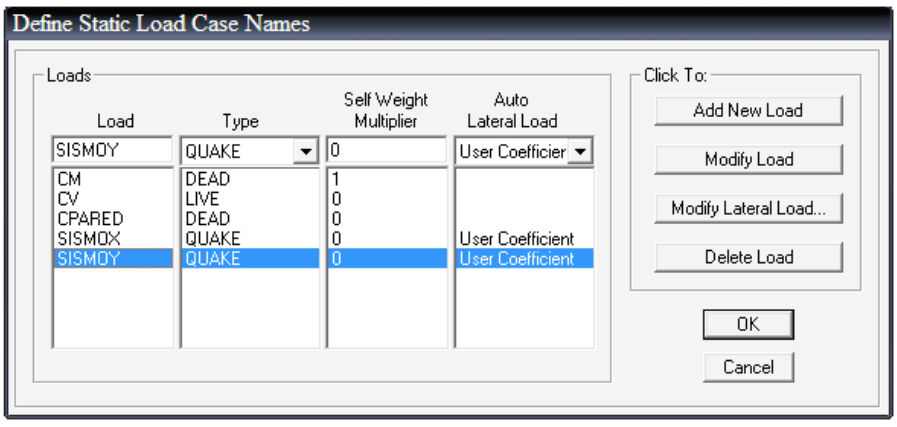


Figura 27

Las cargas dadas son:

CM : Es el peso propio de los elementos estructurales como vigas, columnas, nervios, loseta, por ello tiene el factor de 1 en Self Weight Multiplier.

CV : Carga temporal o carga viva.

CPARED : Carga muerta tales como peso de paredes , los acabados que se le da a la losa.

SISMOX : Carga sísmica considerando que todo el efecto sísmico golpea a la estructura en el sentido XX.

SISMOY : Carga sísmica considerando que todo el efecto sísmico golpea a la estructura en el sentido YY.

Asignamos las combinaciones de cargas con su envolvente, combinaciones tomadas del ACI 318S-05 artículo 9.2.1:

1COMB	1.20*CM + 1.60*CV
2COMB	1.20*CM +1.20*CV+1.00*CPARED+1.00*SISMOX–1.00*SISMOY
3COMB	1.20*CM+1.20*CV+1.00*CPARED–1.00*SISMOX+1.00*SISMOY
4COMB	0.90*CM + 0.90*CPARED + 1.00*SISMOX – 1.00*SISMOY
5COMB	0.90*CM + 0.90*CPARED – 1.00*SISMOX + 1.00*SISMOY
ENVOLVENT	ENVE[1.000*1COMB,1.000*2COMB,1.000*3COMB,1.000*4COMB, 1.000*5COMB]

Tabla 4. Combinaciones de Carga

u) Aplicamos las combinaciones de carga en el programa:

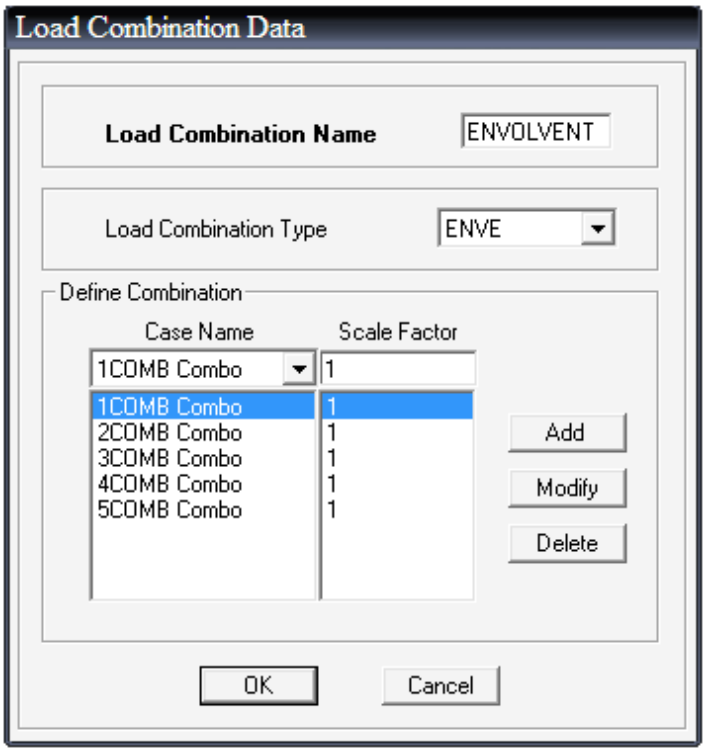


Figura 28

v) Una vez colocado los nervios y la loseta, colocamos la carga faltante de la losa que es el peso propio de los alivianamientos, enlucido, alisado de piso y el probable acabado que tendrá el piso dando un valor de 180 kg/m^2 como se indica:

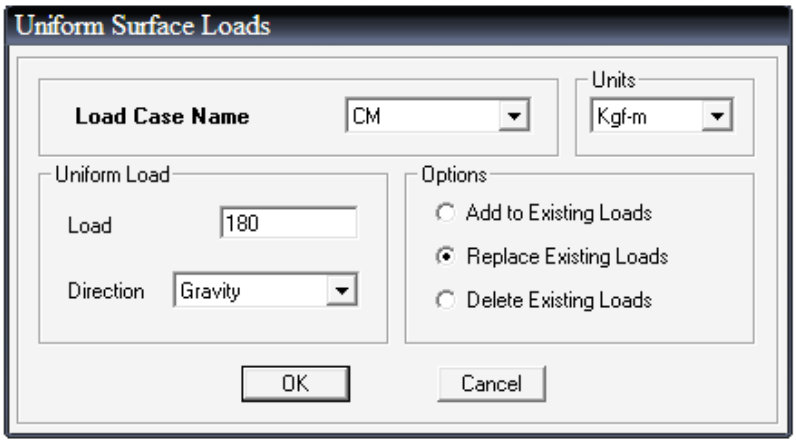


Figura 29

w) Colocamos la carga de pared anteriormente calculada:

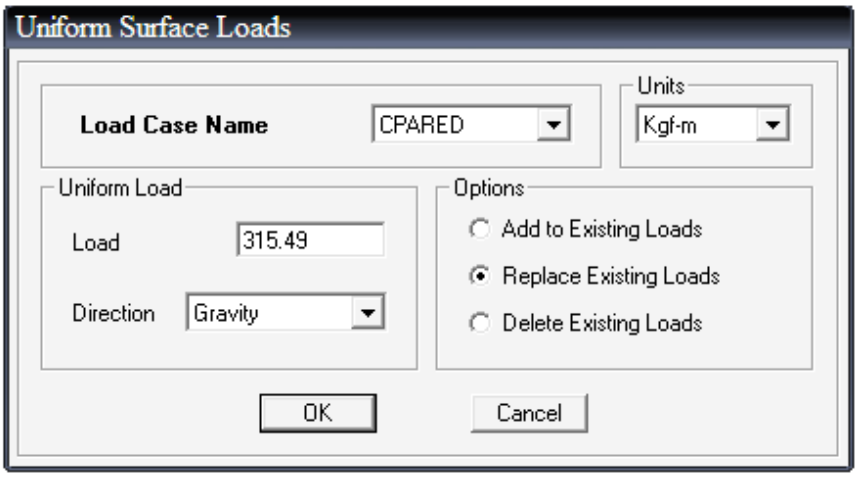


Figura 30

x) También establecemos la carga de pared en cada viga según corresponda:

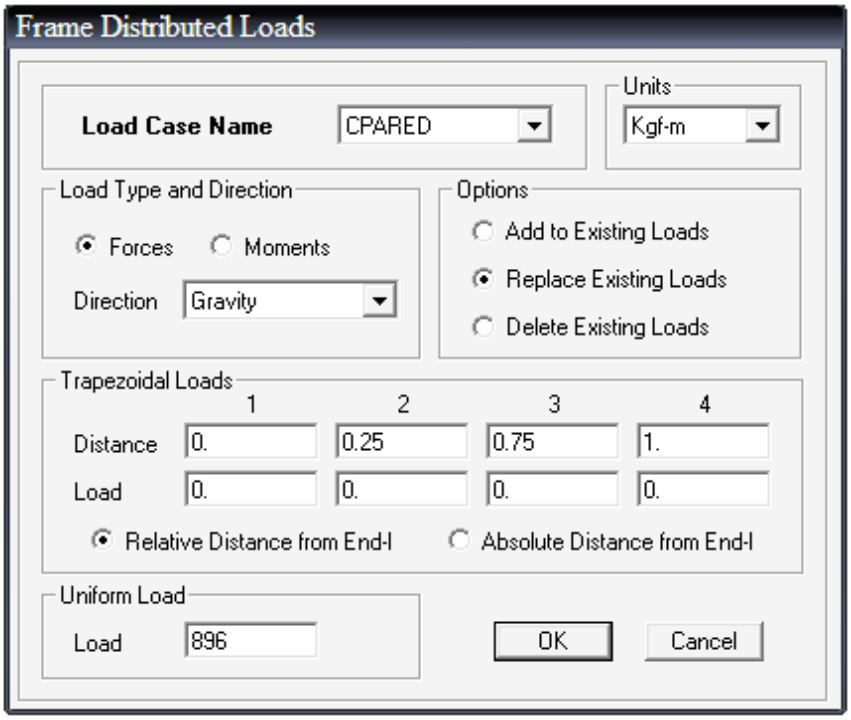


Figura 31

y) Asignamos la carga viva a la losa, para esto aplicamos en cada tablero la carga correspondiente a la misma:

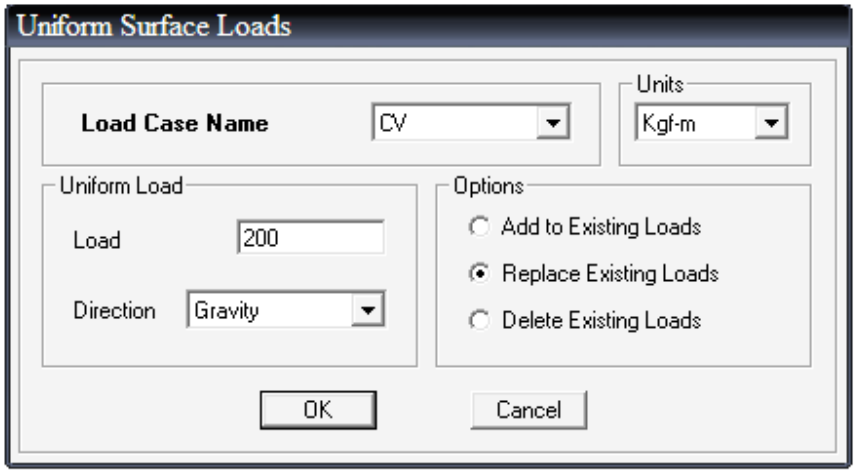


Figura 32

En el caso de la cubierta aplicamos una carga viva de 80 kg/m^2 según el C.E.C 2002 en la que especifica en la Tabla 5.1

z) Para el caso de las gradas aplicamos la carga viva según el NSR-98, que especifica que la carga viva para gradas es 300 kg/m^2, solo se aplica esta carga por la razón que el programa calcula la carga muerta a la que está sometida:

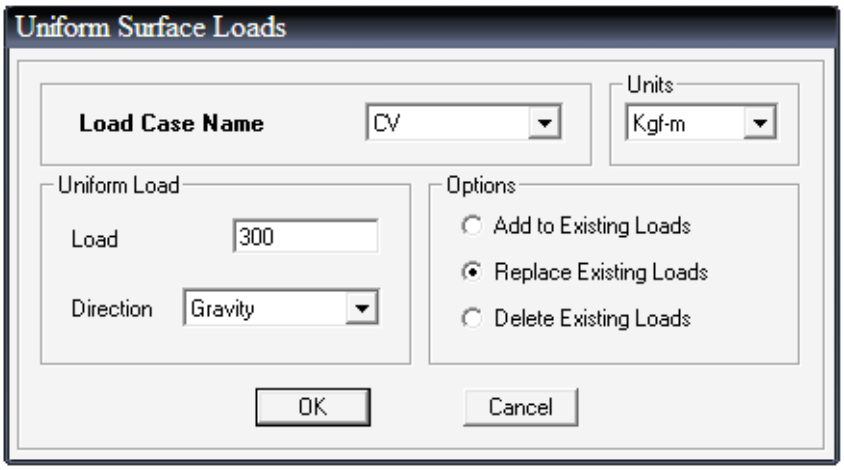


Figura 33

A) Para aplicar la carga sísmica utilizaremos el espectro de diseño dado por el CEC 2002, antes de definir dicho espectro debemos modificar la carga respectiva, como se indica:

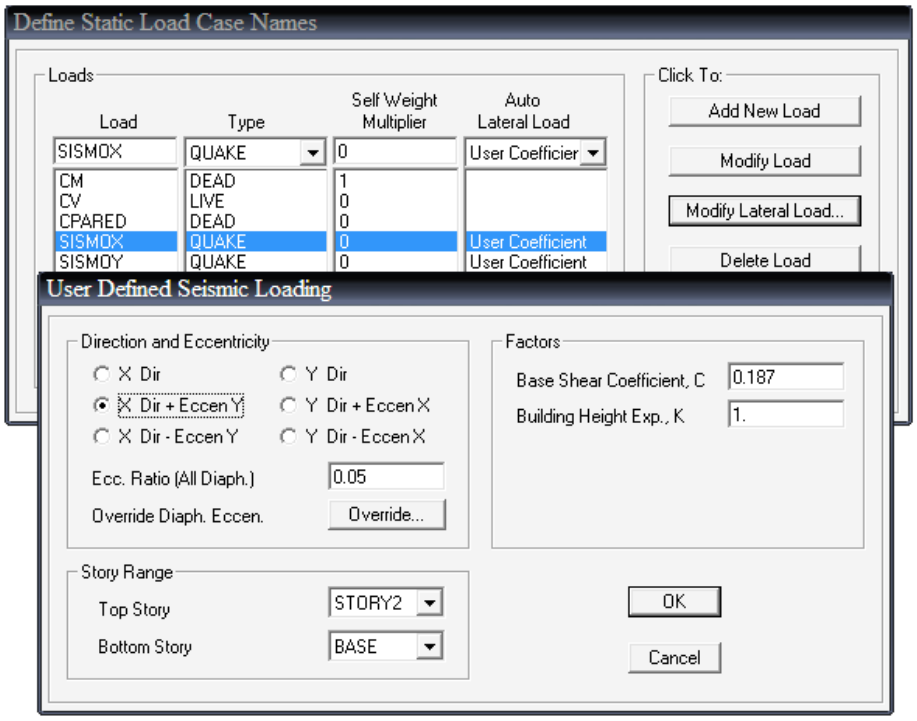


Figura 34

En el cuadro se coloca el valor del coeficiente del cortante basal antes calculado, también definimos el sentido del sismo con su respectivo porcentaje que de acuerdo al CEC 2002 es del 5% = 0.05, esto lo hacemos en el sentido X como en el sentido Y.

El CEC 2002 nos indica:

6.4.2 La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe

incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

Para el espectro de diseño damos los siguientes valores:

T(seg)	C
0.00	2.80
0.82	2.80
0.90	2.55
1.00	2.30
1.10	2.09
1.20	1.91
1.30	1.77
1.40	1.64
1.50	1.53
1.60	1.44
1.70	1.35
1.80	1.28
1.90	1.21
2.00	1.15
2.50	0.92
3.00	0.77
3.50	0.66
4.00	0.57
4.50	0.51
4.60	0.50
5.00	0.50

Tabla 5

Con los datos anteriores obtenemos la siguiente gráfica:

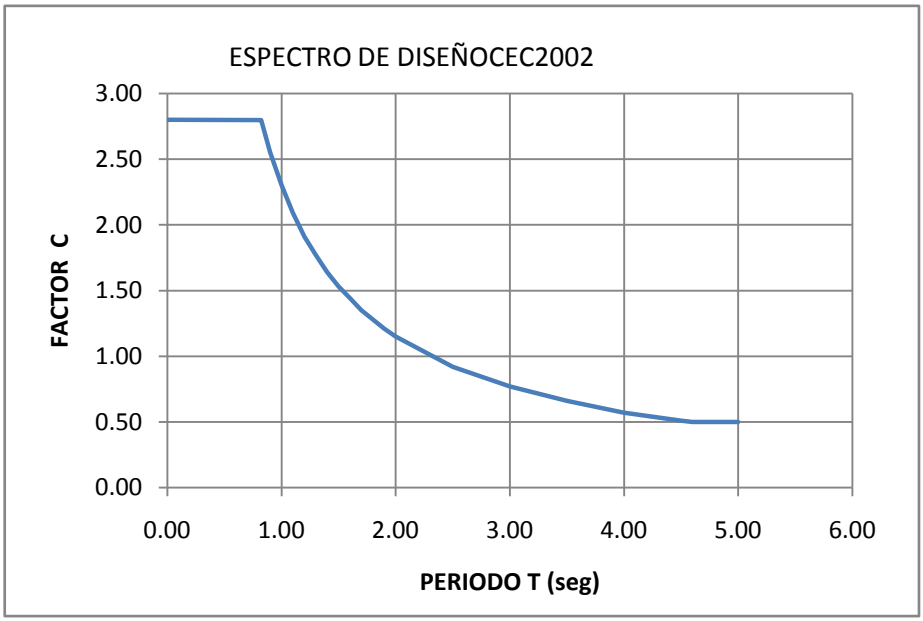


Figura 35

B) Aplicamos estos valores en el programa:

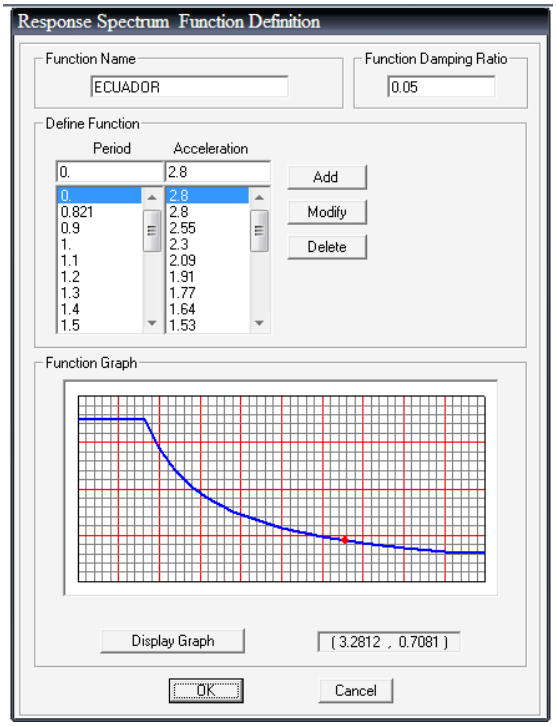


Figura 36

C) Una vez definido el espectro de diseño para el análisis modal espectral, definimos el espectro de respuesta en base al espectro asignado:

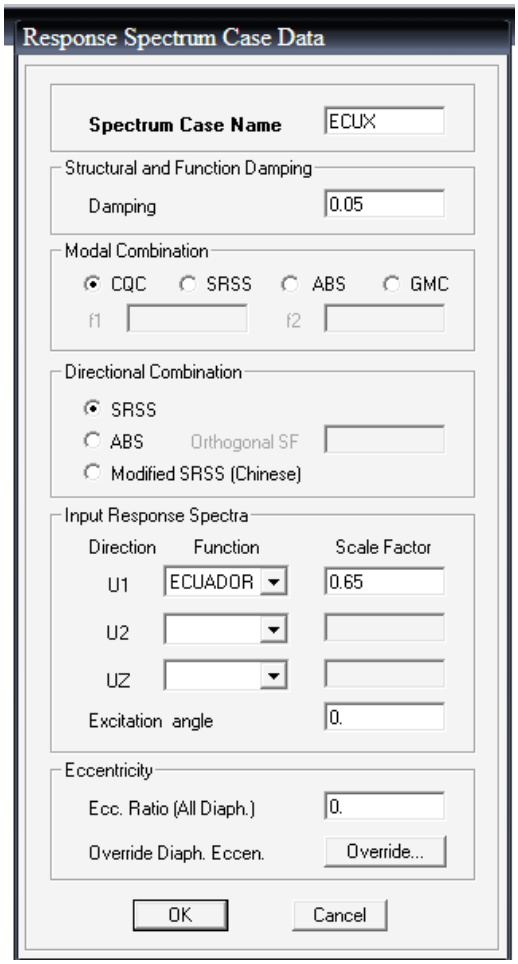


Figura 37

D) Esto lo realizamos en el sentido X = U1 como en el sentido Y = U2

El amortiguamiento según el CEC 2002 es 0.05, para lo cual el código nos señala:

6.11.2.2 Un espectro de respuesta elástico obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0,05, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.

En el cuadro anterior ubicamos lo siguiente:

CQC .- Método cuadrático completo toda vez que toma en cuenta el posible acoplamiento de los modos de vibración.

SRSS .- Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados que se aplica debido a que los sismos vienen en cualquier dirección

El valor C que será transformado a aceleración de la siguiente manera:

$$C = \frac{Z * I}{R * \Phi_P * \Phi_E} * g$$

Donde:

Z = Factor de la zona sísmica adoptada

I = Factor de importancia (tipo de uso, destino e importancia de la construcción)

C = Coeficiente que depende del tipo de suelo

R = Factor de reducción de respuesta estructural

Φ_P , Φ_E = Coeficientes de configuración estructural en planta y en elevación, respectivamente.

g = Valor de la aceleración de la gravedad

Datos:

Z = 0.40 I = 1.5

R = 10 $\Phi_P = 0.9$

g = 9.81 kg/seg^2 $\Phi_E = 1.0$

$$C = \frac{0.40 * 1.5}{10 * 0.9 * 1.0} * 9.81$$

C = 0.65

E) Para la parte sísmica es necesario incluir la masa, no solo de los elementos estructurales sino también de la carga permanente de los acabados y paredes, como se indica:

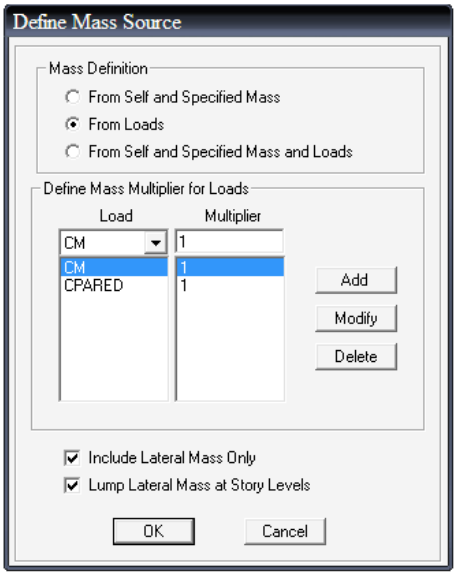


Figura 38

F) De acuerdo a la recomendación del CEC 2002, es necesario calcular la estructura como piso rígido, para esto creamos el diagrama rígido en la losa, como se indica:

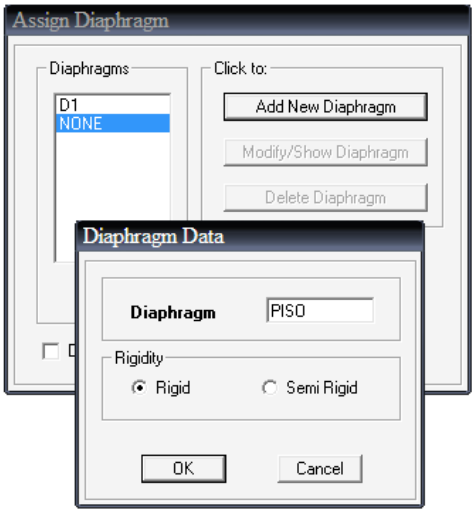


Figura 39

G) En el programa ETABS es necesario desactivar las propiedades para cargas sísmicas considerando el IBC 2000:

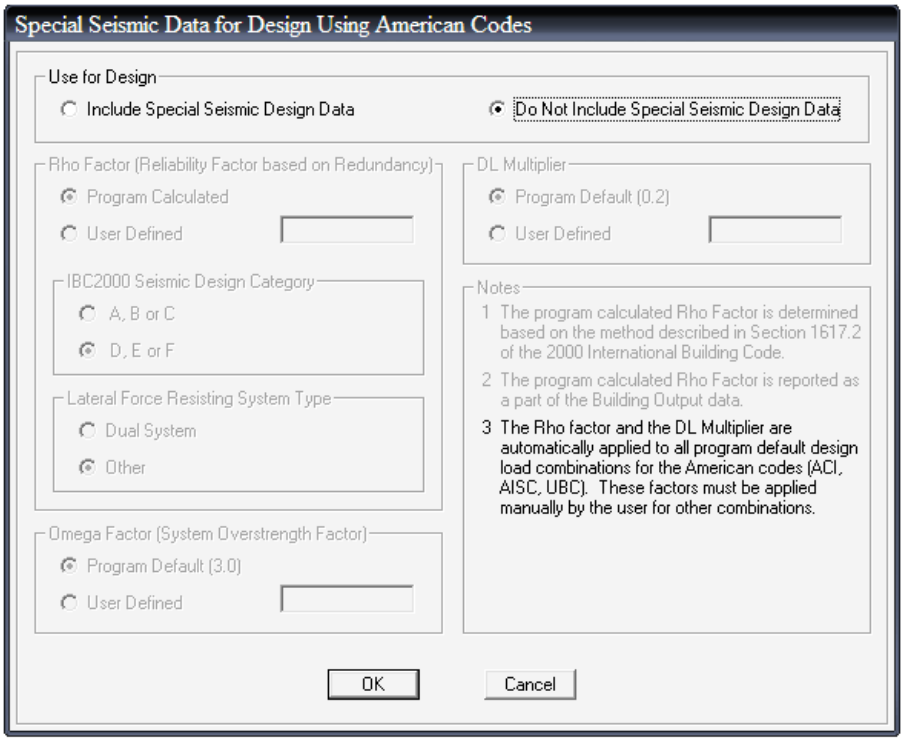


Figura 40

H) Debemos definir el código con el que trabajará el programa en este caso elegimos el ACI-05/IBC 2003:

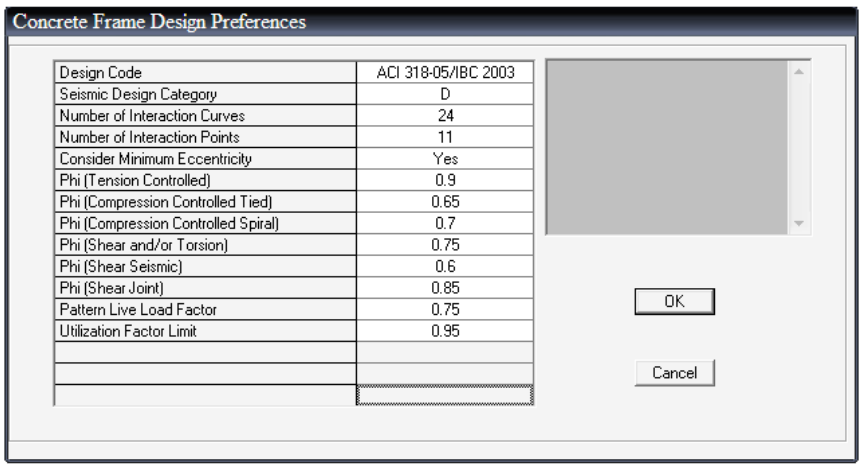


Figura 41

I) Solicitamos al programa que en el análisis incluya los efectos P-Delta, para incluir en el análisis los posibles desplazamientos que va a sufrir la estructura en el momento de una solicitación sísmica:

1) Análisis dinámico

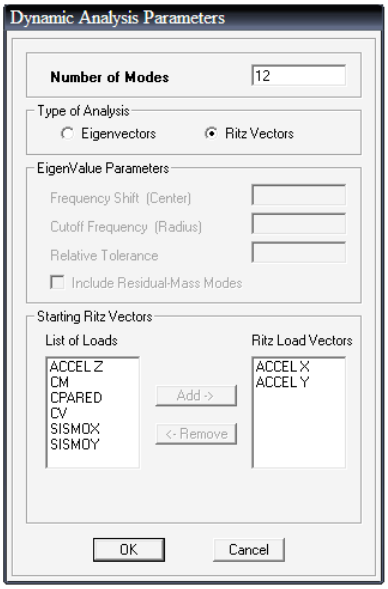


Figura 42

2) Parámetros P-Delta

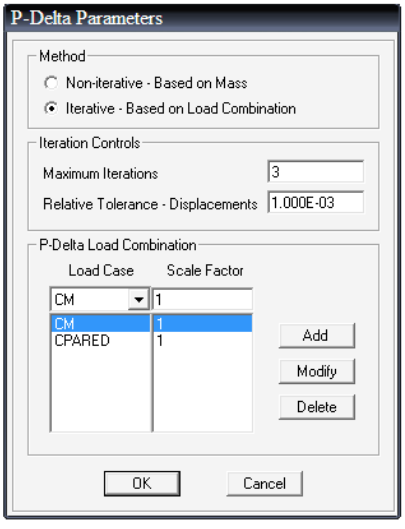


Figura 43

J) Finalmente analizamos la estructura

6.6.6.8 MODELACIÓN DE LA LOSA EN EL PROGRAMA SAFE v 12.1.1

Una vez modelada la estructura en el programa ETABS v 9.6.0, exportamos la losa más crítica en este caso la losa intermedia, al programa SAFE v 12.1.1 de la siguiente manera:

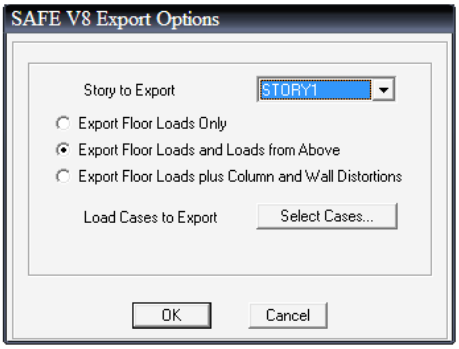


Figura 44

El programa guarda el archivo como formato F2K

K) En el programa SAFE v 12.1.1 importamos el archivo exportado del programa ETABS v 9.6.0, la losa importada es la siguiente:

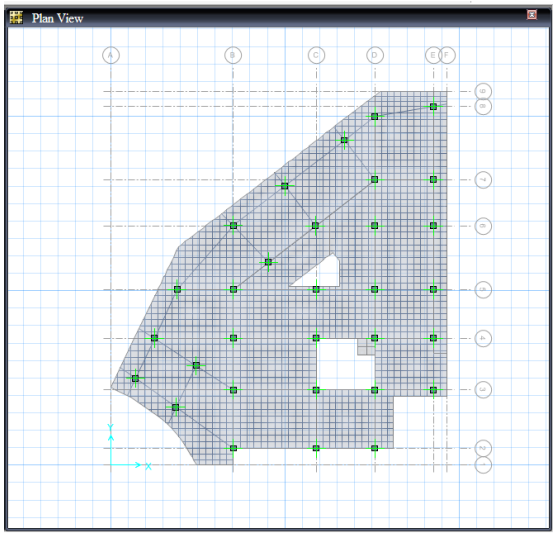


Figura 45

L) Señalamos todos los nervios, gradas y eliminamos los mismos; definimos la losa como se indica:

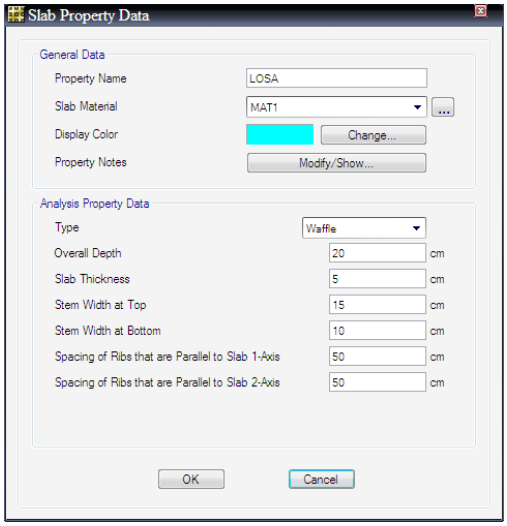


Figura 46

M) Al momento de exportar la losa del programa ETABS v 9.6.0 al programa SAFE v 12.1.1, también se exporta todas características como los materiales (MAT 1), cargas, combinaciones de carga, las secciones de los elementos; la losa una vez modificada es la siguiente forma:

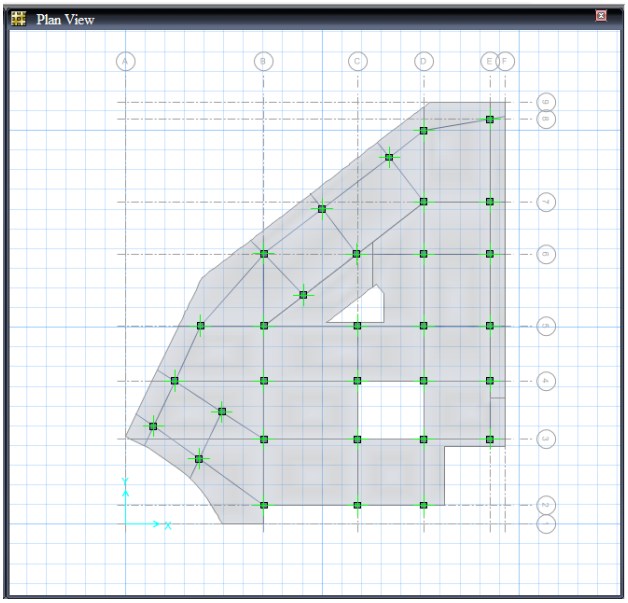


Figura 47

N) Finalmente analizamos la losa

6.6.6.9 MODELACIÓN DE GRADAS EN EL PROGRAMA CYPECAD 2011

En el programa CYPECAD 2011 elegimos la opción escaleras en elementos estructurales, con la que vamos a diseñar las gradas del sub-centro de salud y en la que ingresamos los siguientes datos de acuerdo a nuestra estructura:

O) Los siguientes valores corresponden a un tramo de las gradas del sub-centro de salud

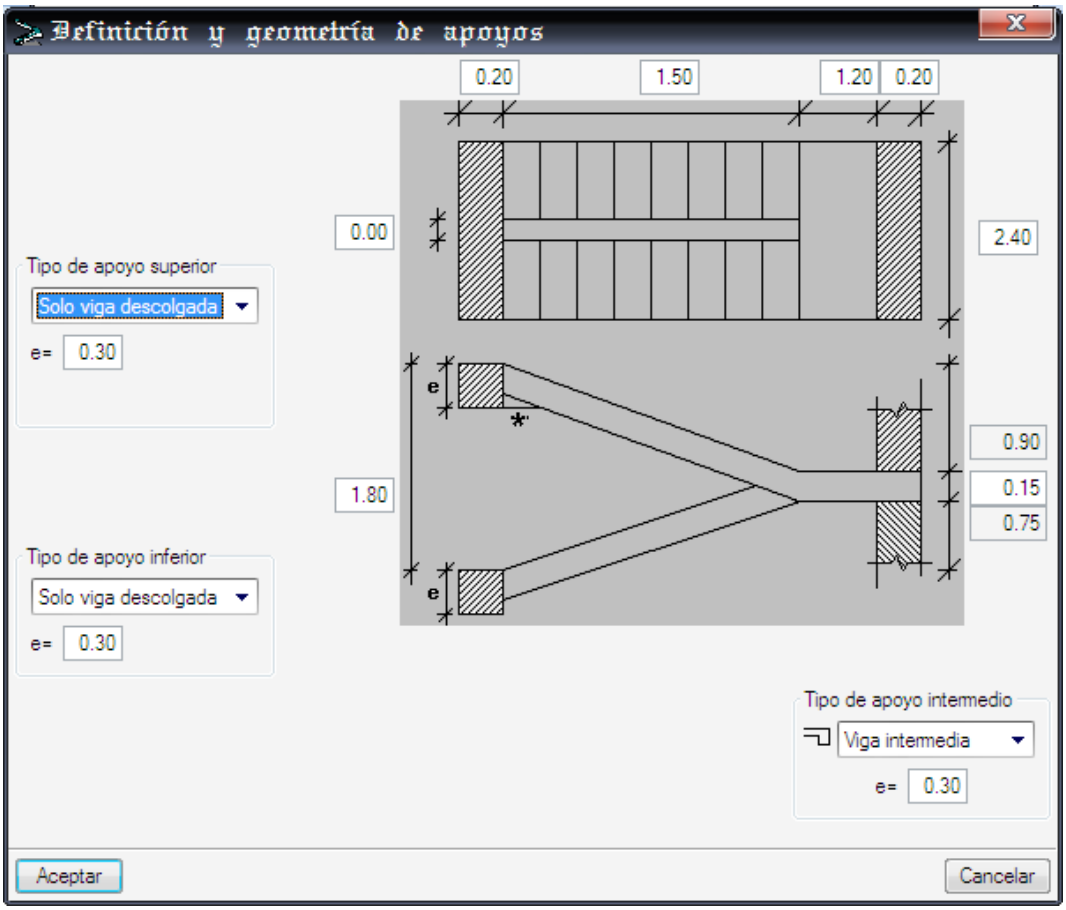


Figura 48

P) Ingresamos los valores de carga viva, barandillas y formación de peldaños:

CV = 300 kg/m^2

Carga de Peldaños = 0.12*2500 = 300 kg/m^2

Peso de Pasamanos = 50 kg/m

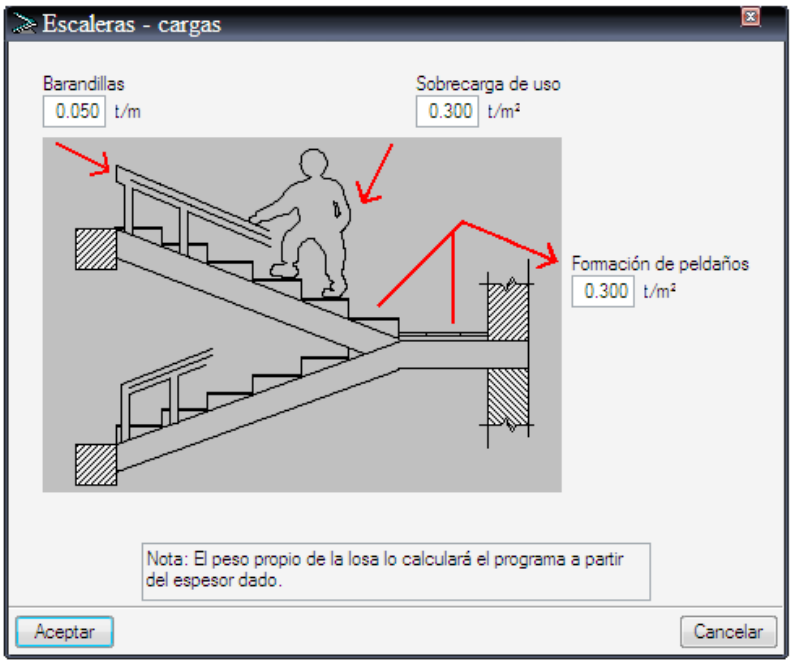


Figura 49

Q) Elegimos el código con el que se analizará las gradas en el programa:

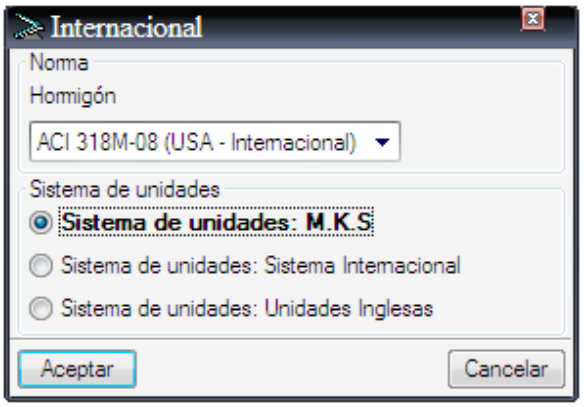


Figura 50

R) El programa analiza automáticamente las gradas

6.6.6.10 MODELACIÓN DE LOS PLINTOS EN EL PROGRAMA CYPECAD 2011

Para diseñar los plintos en el programa CYPECAD 2011, tenemos que abrir el programa que es especializado en cimentaciones y definimos el plinto, luego procedemos a ingresar los datos de los materiales a utilizarse, como se indica:

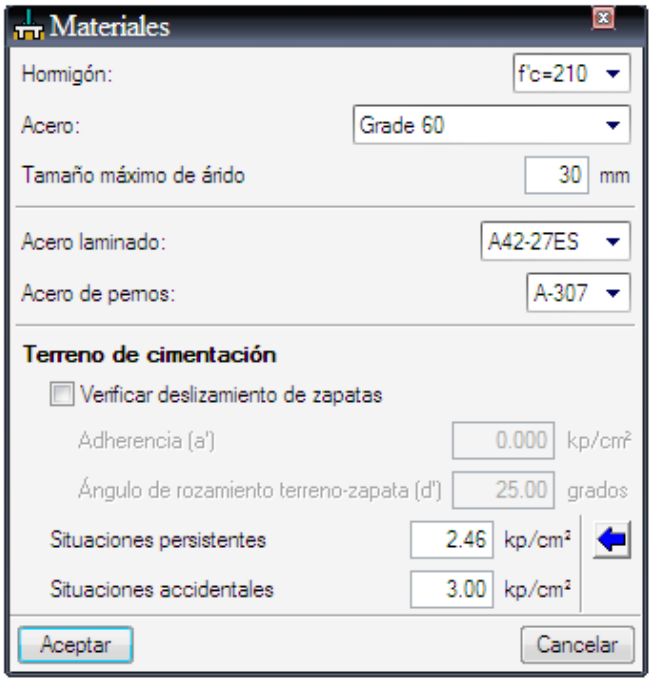


Figura 51

Las situaciones persistentes se toman del estudio de suelos, que es el esfuerzo admisible del suelo con un valor de 2.46 kg/cm^2.

En nuestro caso analizaremos un plinto central, un plinto perimetral y un plinto esquinero.

S) Al momento de definir los materiales nos aparecerá la siguiente figura 52, en la que tenemos que colocar los recubrimientos para cimentaciones, el valor es 7 cm.

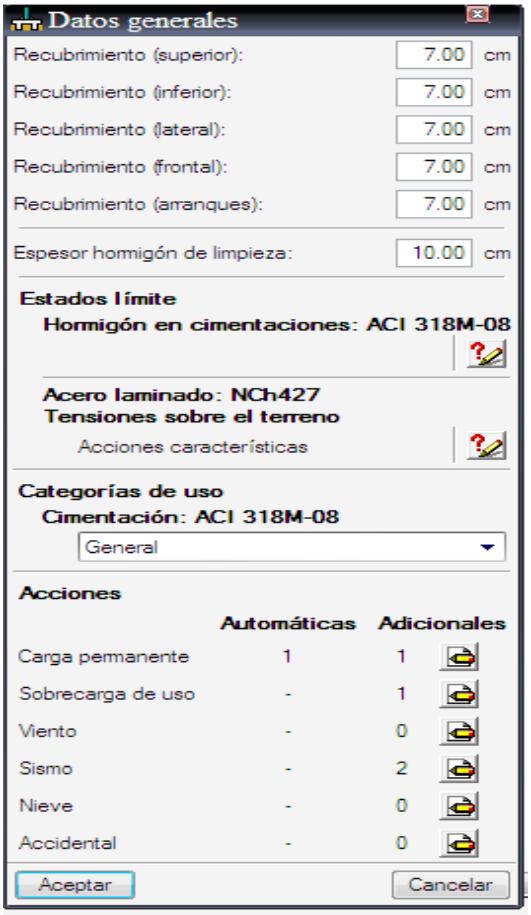


Figura 52

T) Definimos las acciones que son: Carga permanente (CM), Sobrecarga de uso (CV), Sismo (Sismo X, Sismo Y).

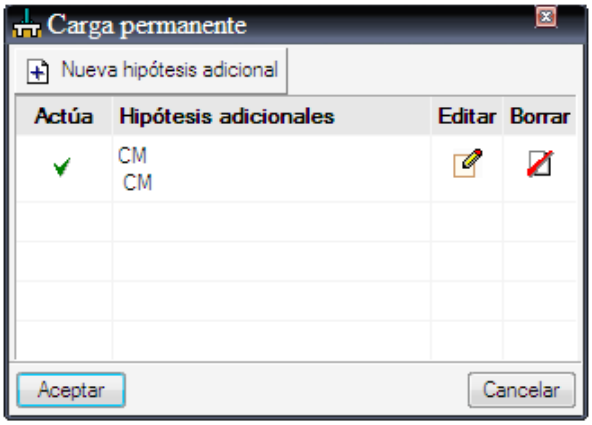


Figura 53

U) Asignamos la ubicación de la columna:

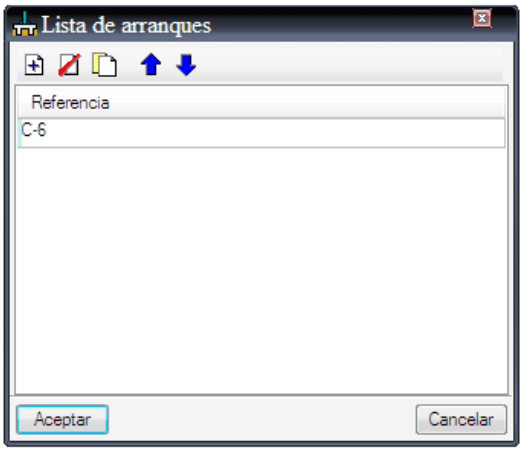


Figura 54

V) Definimos el código con el vamos a trabajar, en este caso ACI 318M-08:

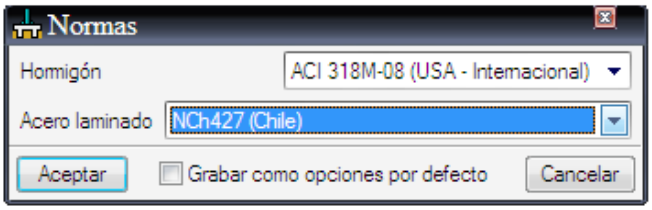


Figura 55

W) Elegimos el tipo de columna:

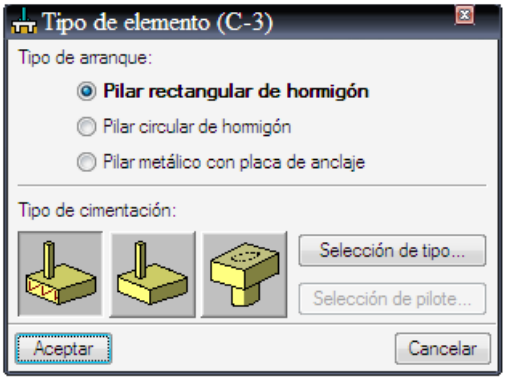


Figura 56

X) Colocamos los valores obtenidos en el programa ETABS v 9.6.0, que corresponden a la base de la estructura:

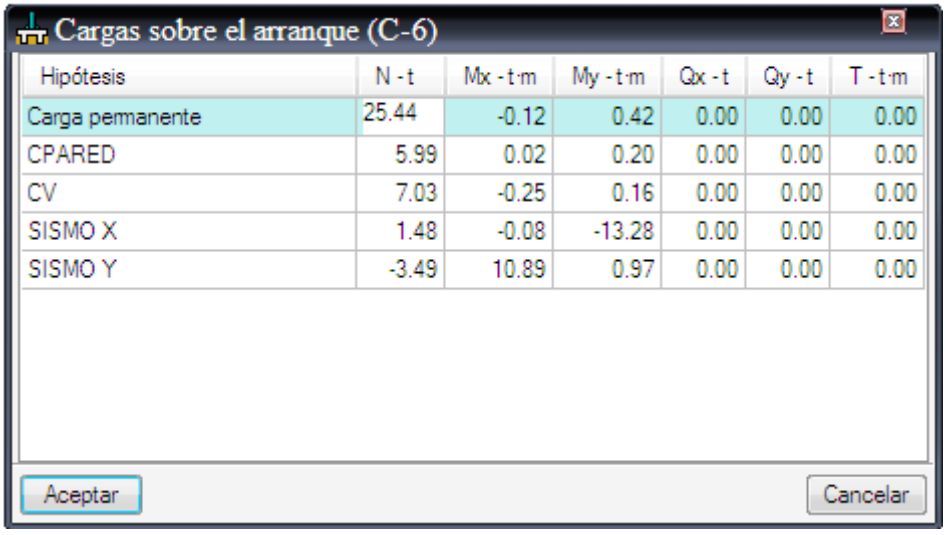


Figura 57

Y) Definimos la sección de la columna, la que soportará el plinto con el respectivo acero:

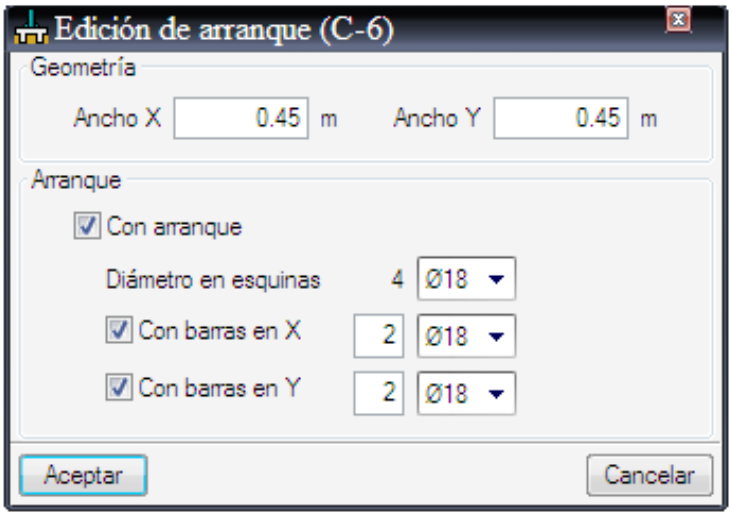


Figura 58

Z) Antes de analizar el plinto damos las dimensiones mínimas con las que se puede diseñar el plinto

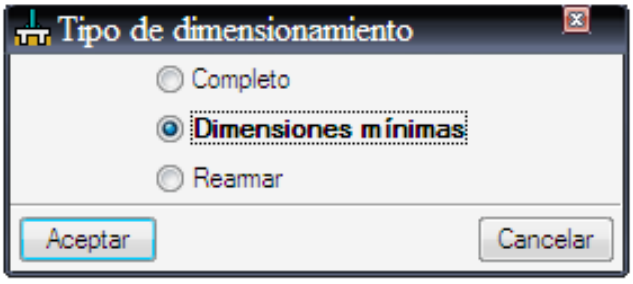


Figura 59

I) Elegimos el tipo de cimentación, en este caso de tipo central

Figura 60

II) Analizamos la cimentación

6.6.6.11 DISEÑO DE LA LOSA

Para el diseño de la losa se calculó por el Método de Marcus, para posteriormente ser verificado con los resultados obtenidos en el programa SAFE v 12.1.1.

Empezamos diseñando la losa intermedia, por la razón que ésta estará sometida a carga muerta y de pared con su respectiva carga viva, en cambio la losa superior o de cubierta solo estará sometida a carga muerta y carga viva, porque en la cubierta únicamente se tiene las paredes perimetrales por tanto no hay peso por pared en los tableros y se diseñará con el acero mínimo.

Peso de losa = 442.60 kg/m^2

Peso de pared = 315.49 kg/m^2

(CM) Total = 758.09 kg/m^2

CV = 200.00 kg/m^2

U = 1.2 CM + 1.6 CV Ec. (9.2) ACI 318S – 05

U = 1.2 (758.09) + 1.6 (200)

U = 1229.71 kg/m^2

El tablero que será analizado es el siguiente:

Tablero B – C

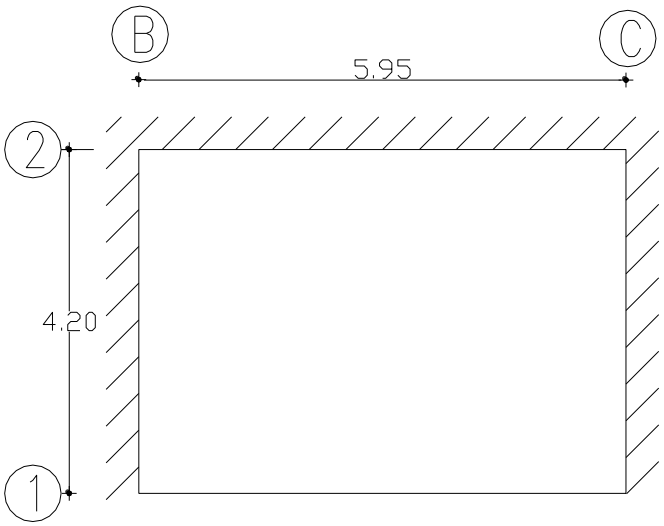


Figura 61

$$\varepsilon = \frac{Ly}{Lx} = \frac{5.95}{4.20} = 1.42 \cong 1.40$$

K = U * Ly * Lx = 1229.71 * 5.95 * 4.20 = 30730.45 kg

Momentos:

$$Mx = \frac{K}{mx} \qquad My = \frac{K}{my}$$

$$Mex = -\frac{K}{mex} \qquad Mey = -\frac{K}{mey}$$

Los siguientes valores son tomados de la Tabla 5b, de los valores numéricos según Marcus:

mx = 36.00 Mx = 853.62 kg*m

my = 61.60 My = 498.87 kg*m

mex = 17.10 Mex = -1797.10 kg*m

mey = 25.10 Mey = -1224.32 kg*m

Δx = 0.69

Δy = 0.47

El método de Marcus sugiere, que los momentos positivos Mx y My serán reajustados, determinando el máximo y el mínimo momento:

$$M_{máx} = M\,(1 + \frac{P}{2q}\Delta)$$

$$M_{mín} = M\left[1 - \frac{P}{2q}(2 + \Delta)\right]$$

$$M_{xmáx} = 853.62\,\left(1 + \frac{320}{2 * 1229.71} * 0.69\right) = 930.26\ \text{kg} * \text{m}$$

$$M_{xmín} = 853.62\left[1 - \frac{320}{2 * 1229.71}(2 + 0.69)\right] = 554.85\ kg * m$$

$$M_{ymáx} = 498.87\left(1 + \frac{320}{2 * 1229.71} * 0.47\right) = 529.38\ kg * m$$

$$M_{ymín} = 498.87\left[1 - \frac{320}{2 * 1229.71}(2 + 0.47)\right] = 338.54\ kg * m$$

Distribución de momentos:

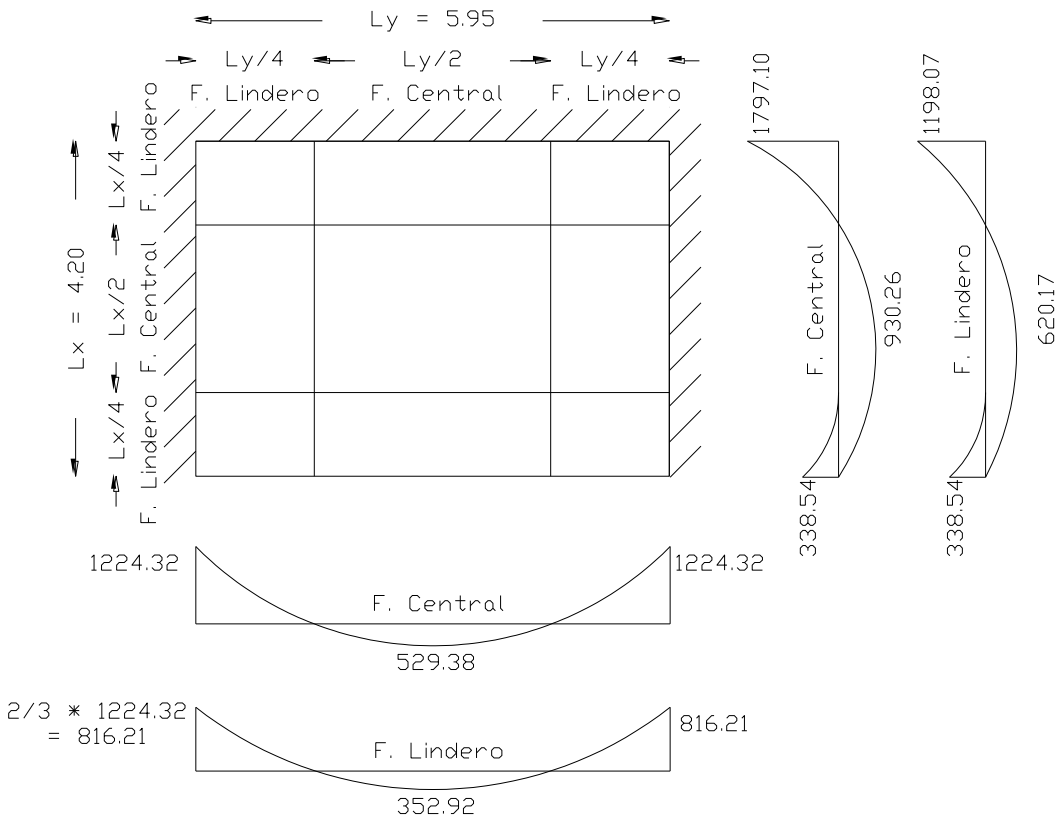


Figura 62

Determinamos la cuantía máxima de acero que se coloca en la losa, para esto el ACI 318S-05 nos indica:

21.3.2.1 — En cualquier sección de un elemento a flexión, excepto por lo dispuesto en 10.5.3, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser menor que la dada en la ecuación (10-3) ni

menor que $1.4b_w\, d/\, f_y$ y la cuantía de refuerzo, ρ , no debe exceder 0.025. Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

$$\rho b = 0.85\frac{f'c}{fy} * \beta_1 * \frac{6120}{6300 + fy}$$

$\beta_1 = 0.85$ para hormigón de 210 kg/m^2

$$\rho b = 0.85\frac{210}{4200} * 0.85 * \frac{6120}{6300 + 4200} = 0.02142$$

10.3.5 — Para elementos no preesforzados en flexión y elementos no preesforzados con carga axial mayorada de compresión menor a $0.10f'_cA_g$, ε_t en el estado de resistencia nominal no debe ser menor a 0.004

R10.3.5 — El objetivo de estas limitaciones es restringir la cuantía de refuerzo en vigas no preesforzadas a aproximadamente el mismo valor que se exigía en las ediciones anteriores al 2002 del reglamento. El límite de 0.75 ρ_b tiene como resultado una deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción para el estado de resistencia nominal de 0.00376. El límite propuesto de 0.004 es levemente más conservador. Esta limitación no se aplica a elementos preesforzados.

Por tanto:

$$\rho_{máx} = 0.75 * 0.02142 = 0.0160672$$

La cuantía de acero para losas se encuentra en el siguiente rango:

$$0.0018 \leq \rho \leq 0.0160672$$

CHEQUEO A FLEXIÓN

Asumimos una cuantía de acero de $\rho = 0.01$ y calculamos el peralte requerido:

$$q = \rho \frac{fy}{f'c} = 0.01 * \frac{4200}{210} = 0.20$$

$$k = q - 0.59\, q^2 = 0.20 - 0.59 * (0.20^2)$$

$$bd^2 = \frac{Mu}{\emptyset * f'c * k} = \frac{1797.10 * 100}{0.9 * 210 * 0.1764} = 5390.29$$

$$d^2 = \frac{5390.29}{20} = 269.51$$

$$d = 16.42 \text{ cm} < 17.50 \text{ cm}\ OK$$

CHEQUEO A CORTE

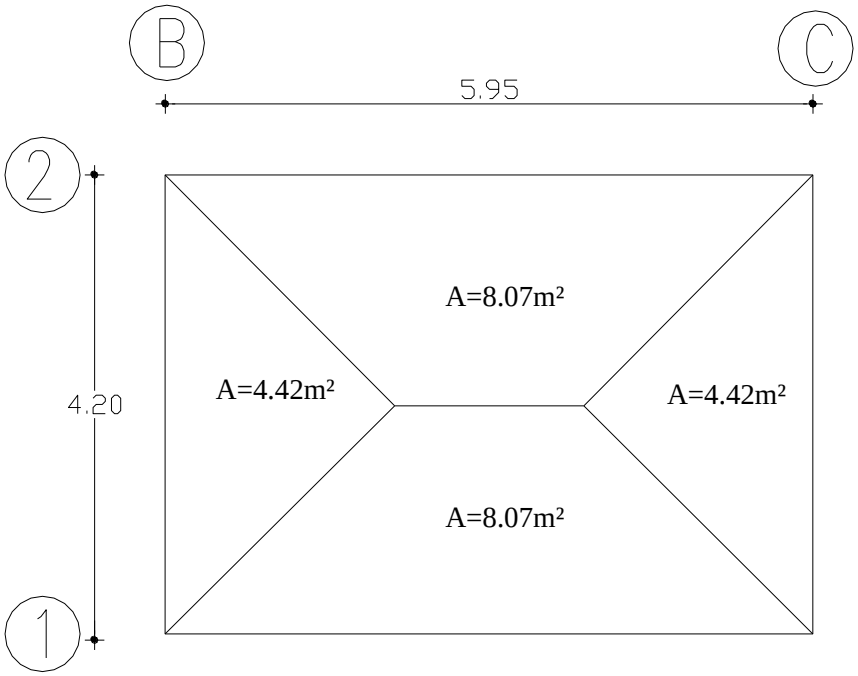


Figura 63

Para chequear a corte el tablero, utilizaremos las siguientes ecuaciones:

Luz corta

$$\text{Vu} = \frac{\text{W} * \text{S}}{3}$$

Luz larga

$$\text{Vu} = \frac{\text{W} * \text{S}}{3}\left(\frac{3 - \text{m}^2}{2}\right)$$

Donde:

W = carga total factorizada apoyada en el tablero.

m = relación luz corta a luz larga del tablero.

S = longitude de luz corta del tablero.

$$\text{Vu} = \frac{1229.71 * 4.20}{3} = 1721.59 \text{ kg}$$

$$\text{m} = \frac{4.20}{5.95} = 0.848$$

$$\text{Vu} = \frac{1229.71 * 4.20}{3}\left(\frac{3 - 0.848^2}{2}\right) = 1963.39 \text{ kg}$$

$$\text{Vc} = 0.53\sqrt{f'c} * \text{b}w * \text{d}$$

$$\text{Vc} = 0.53\sqrt{210} * 20 * 17.5 = 2688.15 \text{ kg}$$

$$\text{Vn} = \text{Vn} + \text{Vs}$$

Vs = dentro de la losa analizada no ponemos estribos ∴ Vs = 0

$$\emptyset\text{Vn} = 0.85 * 2688.15 = 2284.93 \text{ kg}$$

$$\emptyset\text{Vn} \gg \text{Vu OK}$$

El tablero al cumplir con los dos chequeos, determinamos el acero de refuerzo requerido tomando el momento mayor Mex = 1797.10 kg*m

$$\mathrm{As_{mín}} = \frac{14}{fy} * \mathrm{b}w * \mathrm{d}$$

$$\mathrm{As_{mín}} = \frac{14}{4200} * 20 * 17.5 = 1.16\ \mathrm{cm^2}$$

$$\mathrm{k} = \frac{\mathrm{Mu}}{\emptyset * f'c * \mathrm{b} * \mathrm{d}^2}$$

$$\mathrm{k} = \frac{1797.10 * 100}{0.9 * 210 * 20 * 17.5^2} = 0.155$$

$$\mathrm{q} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36\mathrm{k}}}{1.18}$$

$$\mathrm{q} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.155}}{1.18} = 0.173$$

$$\rho = \frac{\mathrm{q} * f'c}{fy} = \frac{0.173 * 210}{4200} = 0.0087\ \mathrm{OK}$$

La cuantía admisible en losas es:

$$0.0018 \leq \rho \leq 0.0160672$$

$$\mathrm{As} = \rho * bw * \mathrm{d} = 0.0087 * 20 * 17.5 = 3.05\ \mathrm{cm^2}$$

Como la cuantía de acero está comprobada con el momento mayor, podemos calcular las áreas de acero con la siguiente ecuación:

$$\mathrm{As} = \frac{\mathrm{Mu}}{\emptyset * fy * \mathrm{ju} * \mathrm{d}}$$

ju = 0.9

$$\mathrm{As} = \frac{\mathrm{Mu} * 100}{0.9 * 4200 * 0.9 * 17.5}$$

$As = 1.680 \times 10^{-3} * Mu$

Áreas de acero según los momentos:

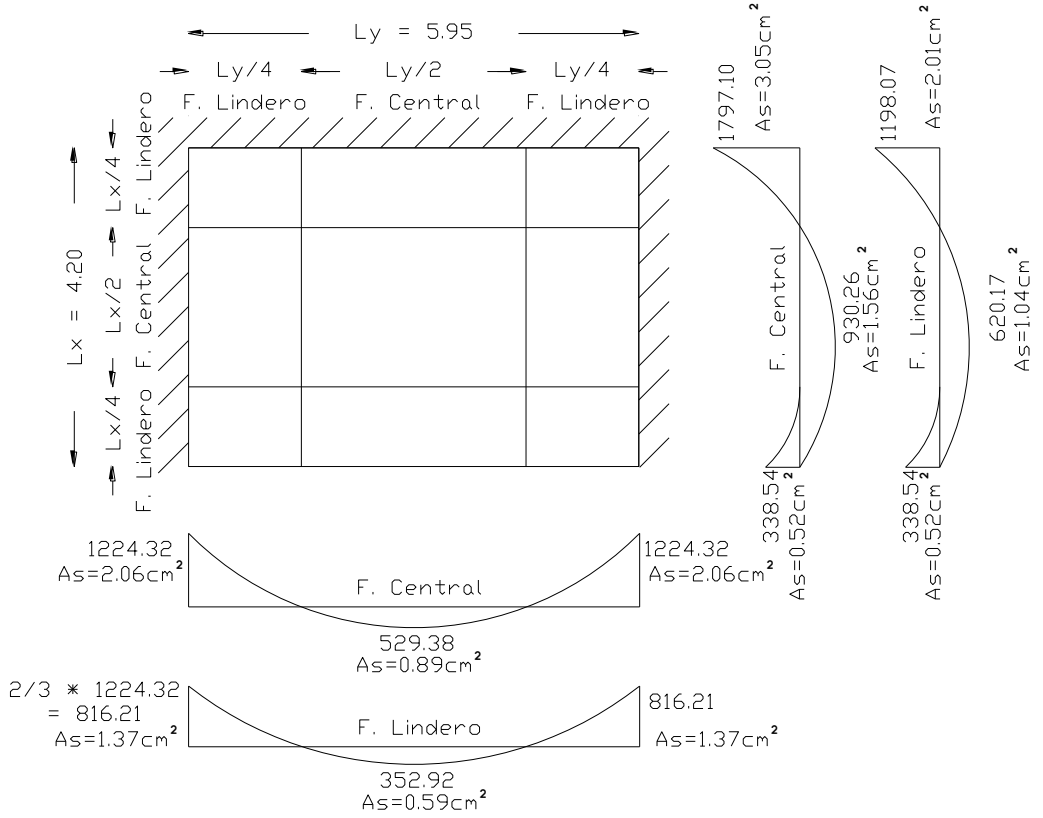


Figura 64

Al respecto el código ACI 318S-05 para refuerzos en la losa, nos indica lo siguiente:

13.3.1 — El área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losas en dos direcciones debe determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida en 7.12.

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

13.3.4 — El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en las vigas, muros o columnas perimetrales, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo, de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 12.

13.3.5 — Cuando la losa no esté apoyada en una viga perimetral o muro en un borde discontinuo, o cuando la losa se proyecte en voladizo más allá del apoyo, se permite el anclaje del refuerzo dentro de la losa.

ARMADO DEL TABLERO

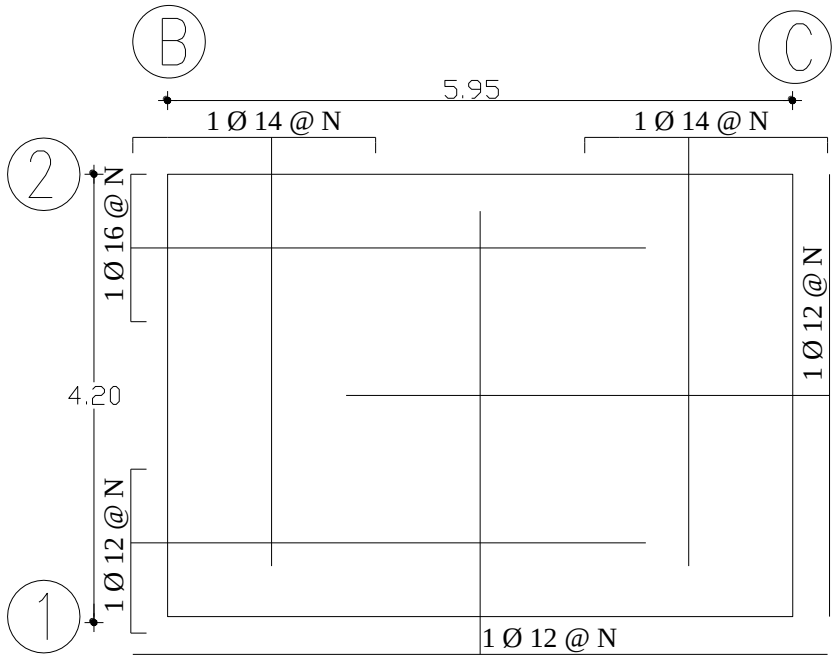


Figura 65

Datos obtenidos en el programa SAFE v 12.1.1 con la combinación de carga DCON2 = 1.2 CM + 1.6CV + 1.2 CPARED

Strip	FTopCombo	FTopMoment	FTopArea	FBotCombo	FBotMoment	FBotArea
Text	Text	kgf-m	cm2	Text	kgf-m	cm2
MSY2	DCON2	-2218.34	3.8911	DCON2	467.17	0.84
CSY2	DCON2	-2148.91	3.7322	DCON2	978.79	1.69
CSY3	DCON2	-1975.91	3.4538	DCON2	794.23	1.39
MSY1	DCON2	-1764.32	3.1436	DCON2	854.75	1.56
CSY2	DCON2	-1771.49	3.1275	DCON2	323.14	0.61
CSY2	DCON2	-1724.12	3.0133	DCON2	395.31	0.69
MSX1	DCON2	-1870.19	2.9914	DCON2	308.10	0.48
MSY1	DCON2	-1658.08	2.938	DCON2	357.27	0.70
CSX2	DCON2	-1502.94	2.3528	DCON2	300.47	0.47
MSY2	DCON2	-1353.47	2.3469	DCON2	272.46	0.47
CSY3	DCON2	-1307.44	2.2688	DCON2	281.47	0.49
MSX5	DCON2	-1438.07	2.2401	DCON2	338.58	0.52
MSY1	DCON2	-1183.45	2.0993	DCON2	518.99	0.97
CSY3	DCON2	-1089.01	1.8883	DCON2	436.47	0.75
MSX5	DCON2	-1212.78	1.8873	DCON2	344.58	0.53
CSX6	DCON2	-1039.23	1.6339	DCON2	243.48	0.39
MSX5	DCON2	-1033.4	1.6148	DCON2	758.72	1.19
CSY2	DCON2	-929.5	1.6076	DCON2	1074.85	1.86
MSY1	DCON2	-825.55	1.4436	DCON2	149.27	0.27
CSY3	DCON2	-769.22	1.3315	DCON2	1215.26	2.11
CSY2	DCON2	-637.6	1.1017	DCON2	926.82	1.60

MSX1	DCON2	-686.72	1.0754	DCON2	100.95	0.16
CSY2	DCON2	-609.45	1.0627	DCON2	1223.75	2.13
CSX5	DCON2	-565.87	0.8783	DCON2	931.46	1.45
MSX6	DCON2	-537.2	0.8347	DCON2	299.00	0.46
MSY1	DCON2	-434.38	0.7903	DCON2	946.34	1.68
MSX8	DCON2	-485.28	0.7579	DCON2	153.00	0.24
MSX6	DCON2	-461.51	0.7473	DCON2	300.21	0.50
MSX5	DCON2	-460.04	0.7135	DCON2	417.98	0.65
MSX2	DCON2	-422.02	0.6685	DCON2	901.81	1.42
MSX2	DCON2	-416.75	0.6615	DCON2	787.27	1.24
CSY3	DCON2	-362.62	0.6263	DCON2	1159.21	2.01
CSX6	DCON2	-362.94	0.5638	DCON2	210.06	0.33
CSX2	DCON2	-351.5	0.5455	DCON2	840.97	1.31
CSX3	DCON2	-326.4	0.5095	DCON2	343.92	0.54
MSX6	DCON2	-311.61	0.5031	DCON2	386.58	0.62
MSY4	DCON2	-290.16	0.5011	DCON2	825.54	1.43
CSX1	DCON2	-315.43	0.4962	DCON2	43.27	0.07
MSY3	DCON2	-284.11	0.4907	DCON2	579.09	1.00
CSX7	DCON2	-312.99	0.4852	DCON2	795.22	1.24
CSX5	DCON2	-248.56	0.3852	DCON2	1319.53	2.06
CSY3	DCON2	-192.99	0.3371	DCON2	279.71	0.49
MSY1	DCON2	-172.19	0.3011	DCON2	372.87	0.65
MSX4	DCON2	-124.94	0.1937	DCON2	117.05	0.18
MSX1	DCON2	-81.44	0.1262	DCON2	407.39	0.63

Tabla 6

Losa del Sub-Centro de Salud “La Vicentina” de acuerdo al programaSAFE v 12.1.1:

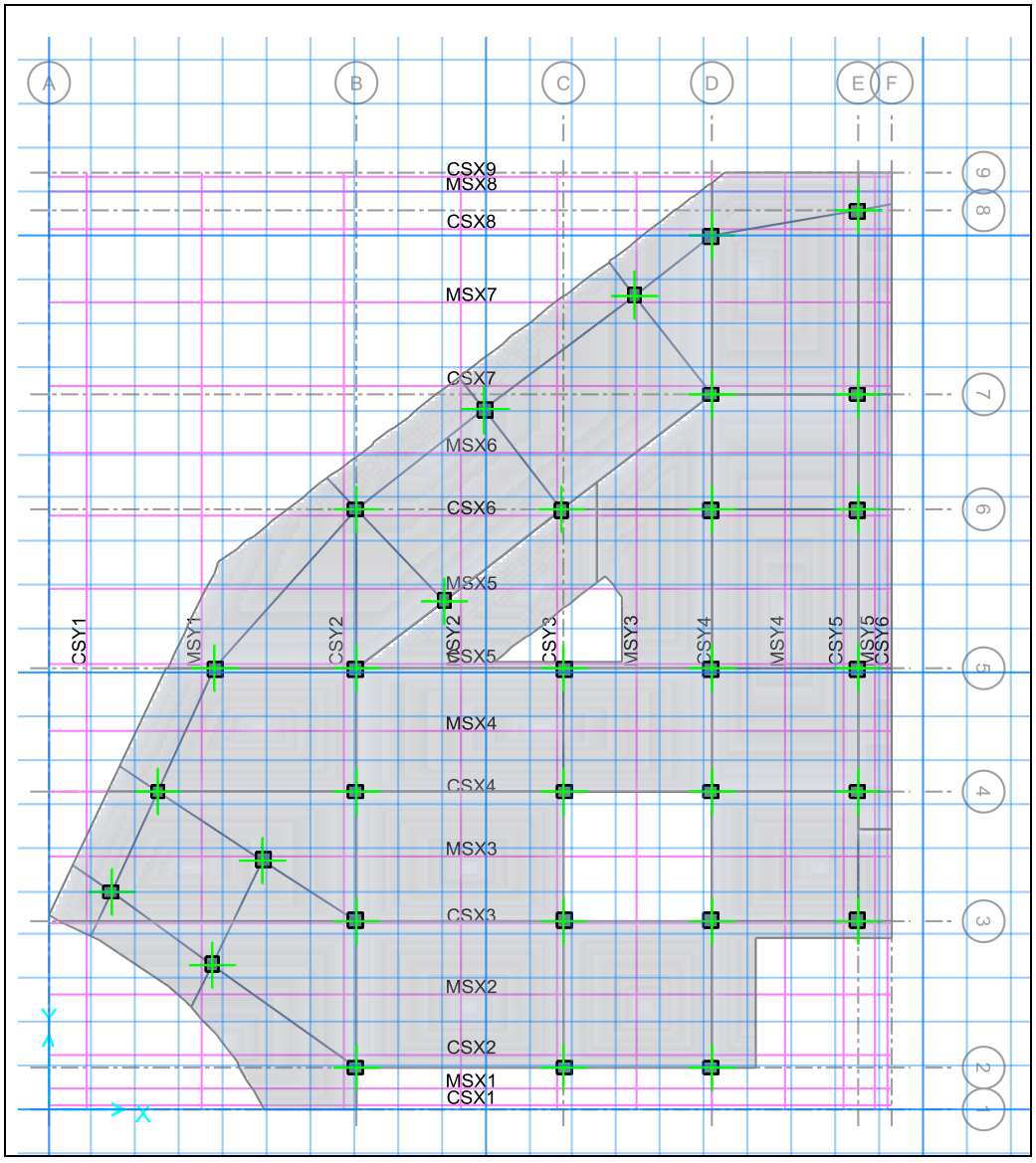


Figura 66 (Losa con sus respectivas ubicaciones)

INTERPRETACIÓN DE DATOS

Sentido Y

MÉTODO DE MARCUS

Mex = 1797.10 kg*m As = 3.05 cm^2

PROGRAMA SAFE v 12.1.1

MSY2 = 2218.34 kg*m As = 3.89cm^2

Sentido X

MÉTODO DE MARCUS

Mex = 1224.32 kg*m As 2.06 cm^2

PROGRAMA SAFE v 12.1.1

CSX2 = 1502.94 kg*m As = 2.35 cm^2

Los resultados obtenidos por el Método de Marcus y el programa SAFE v 12.1.1 son muy semejantes, entonces la armadura de acuerdo al análisis es la siguiente:

ARMADURA MOMENTO NEGATIVO = 1 ∅ 14 @ N

ARMADURA MOMENTO POSITIVO = 1 ∅ 12 @ N

En la distribución del acero en la losa, debemos tener en cuenta, lo que nos sugiere el ACI 318S-05:

7.12.1 — En losas estructurales donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.

7.12.2.1 — La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

(a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 280 o 350..... 0.0020

(b) En losas donde se empleen barras corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre Grado 420..... 0.0018

c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35%.....

7.12.2.2 — En ningún caso debe colocarse el refuerzo de retracción y temperatura con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.

7.7.1 — Concreto construido en sitio (no preesforzado)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo siempre que no sea inferior al exigido por 7.7.5 y 7.7.7:

Recubrimiento Mínimo, mm

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él..... 75

(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:

Barras No. 19 a No. 57..... 50

Barras No. 16, alambre MW200 ó

MD200 y menores…… 40

(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:

Losas, muros, viguetas:

Barras No. 43 y No. 57…… 40

Barras No. 36 y menores..... 20

Vigas, columnas:

Armadura principal, estribos, espirales..... 40

Cáscaras y placas plegadas:

Barra No. 19 y mayores..... 20

Barras No. 16, alambres MW200 ó MD200 y menores..... 13

6.6.6.12 DISEÑO DE COLUMNAS Y VIGAS

Resultados obtenidos en el programa ETABS v 9.6.0:

ETABS v9.6.0 DISEÑO SISMO-RESISTENTE DEL SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA" Units: Ton-m

S T O R Y D A T A

STORY	SIMILAR TO	HEIGHT	ELEVATION
STORY2	STORY1	3.240	6.480
STORY1	None	3.240	3.240
BASE	None	0.000	

ETABS v9.6.0 DISEÑO SISMO-RESISTENTE DEL SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA" Units: Ton-m

R E S P O N S E S P E C T R U M C A S E S

RESP SPEC CASE: ECUX

BASIC RESPONSE SPECTRUM DATA

MODAL COMBO	DIRECTION COMBO	MODAL DAMPING	SPECTRUM ANGLE	TYPICAL ECCEN
CQC	SRSS	0.0500	0.0000	0.0000

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION ASSIGNMENT DATA

DIRECTION	FUNCTION	SCALE FACT
U1	ECUADOR	0.6500
U2	----	N/A
UZ	----	N/A

RESP SPEC CASE: ECUY

BASIC RESPONSE SPECTRUM DATA

MODAL COMBO	DIRECTION COMBO	MODAL DAMPING	SPECTRUM ANGLE	TYPICAL ECCEN
CQC	SRSS	0.0500	0.0000	0.0000

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION ASSIGNMENT DATA

DIRECTION	FUNCTION	SCALE FACT
U1	----	N/A
U2	ECUADOR	0.6500
UZ	----	N/A

ETABS v9.6.0 DISEÑO SISMO-RESISTENTE DEL SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA" Units: Ton-m

A U T O S E I S M I C U S E R C O E F F I C I E N T

Case: SISMOX

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X + EccY

Typical Eccentricity = 5%

Eccentricity Overrides: No

Period Calculation: Program Calculated

Ct = 0.035 (in feet units)

Top Story: STORY2

Bottom Story: BASE

C = 0.187

K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

V = C W

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

W Used = 707.87

V Used = 0.1870W = 132.37

AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY2	70.06	0.00	0.00	0.000	0.000	-93.884
STORY1	62.31	0.00	0.00	0.000	-0.726	-80.439

ETABS v9.6.0 DISEÑO SISMO-RESISTENTE DEL SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA" Units: Ton-m

A U T O S E I S M I C U S E R C O E F F I C I E N T

Case: SISMOY

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: Y + EccX

Typical Eccentricity = 5%

Eccentricity Overrides: No

Period Calculation: Program Calculated

Ct = 0.035 (in feet units)

Top Story: STORY2

Bottom Story: BASE

C = 0.187

K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

V = C W

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

W Used = 707.87

V Used = 0.1870W = 132.37

AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY2	0.00	70.06	0.00	0.000	0.000	84.594
STORY1	0.00	62.31	0.00	0.726	0.000	75.799

ETABS v9.6.0 DISEÑO SISMO-RESISTENTE DEL SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA" Units: Ton-m

D I A P H R A G M M A S S D A T A

STORY	DIAPHRAGM	MASS-X	MASS-Y	MMI	X-M	Y-M
STORY2	PISO	2.598E+01	2.598E+01	2.145E+03	14.210	12.119
STORY1	PISO	4.585E+01	4.585E+01	3.872E+03	14.266	12.166

ETABS v9.6.0 File:DISEÑO SISMO-RESISTENTE - SUB-CENTRO DE SALUD Units:Ton-m

C E N T E R S O F C U M U L A T I V E M A S S & C E N T E R S O F R I G I D I T Y

STORY LEVEL	DIAPHRAGM	MASS	/CENTER OF MASS ORDINATE-X	ORDINATE-Y	---CENTER OF RIGIDITY ORDINATE-X	ORDINATE-Y
STORY2		2.598E+01	14.210	12.119	13.996	12.050
STORY1		7.183E+01	14.245	12.149	14.083	12.071

ETABS v9.6.0 DISEÑO SISMO-RESISTENTE DEL SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA" Units: Ton-m

STORY DRIFTS

STORY	DIRECTION	LOAD	MAX DRIFT
STORY2	X	SISMOX	1/470
STORY1	X	SISMOX	1/581
STORY2	Y	SISMOY	1/541
STORY1	Y	SISMOY	1/651

ETABS v9.6.0 File:DISEÑO SISMO-RESISTENTE - SUB-CENTRO DE SALUD Units:Ton-m

DISPLACEMENTS AT DIAPHRAGM CENTER OF MASS

STORY	DIAPHRAGM	LOAD	UX	UY	RZ
STORY2	PISO	SISMOX	0.0103	-0.0003	-0.00015
STORY1	PISO	SISMOX	0.0046	-0.0001	-0.00007
STORY2	PISO	SISMOY	-0.0003	0.0095	0.00015
STORY1	PISO	SISMOY	-0.0001	0.0044	0.00007
STORY2	PISO	ECUX	0.0000	0.0000	0.00000
STORY1	PISO	ECUX	0.0000	0.0000	0.00000
STORY2	PISO	ECUY	0.0000	0.0000	0.00000

STORY1	PISO	ECUY	0.0000	0.0000	0.00000

ETABS v9.6.0 File:DISEÑO SISMO-RESISTENTE - SUB-CENTRO DE SALUD Units:Ton-m

STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS

STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
STORY2	SISMOX	X	0.0124	0.0105	1.179
STORY1	SISMOX	X	0.0056	0.0047	1.182
STORY2	SISMOY	Y	0.0109	0.0092	1.179
STORY1	SISMOY	Y	0.0050	0.0042	1.174

Para el diseño de columnas y vigas tomamos los resultados del pórtico más crítico del modelamiento, que realizamos en el programa ETABS v9.6.0, correspondiente al eje 4:

III) Estructura del Sub-Centro de Salud “La Vicentina”:

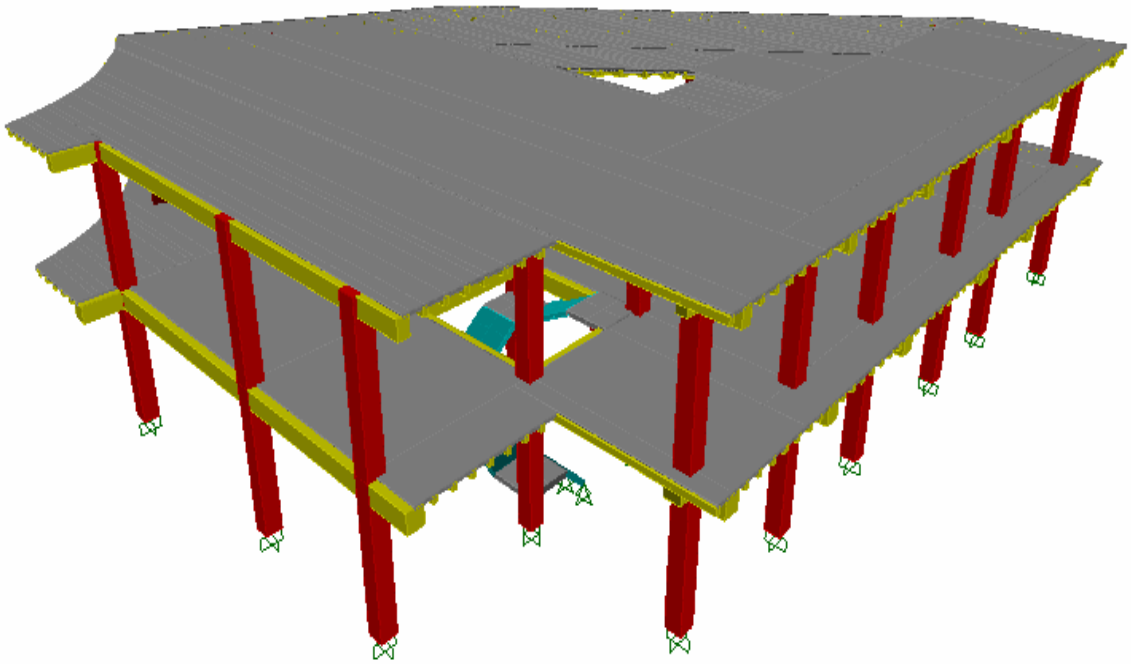


Figura 67

IV) Secciones de los elementos estructurales:

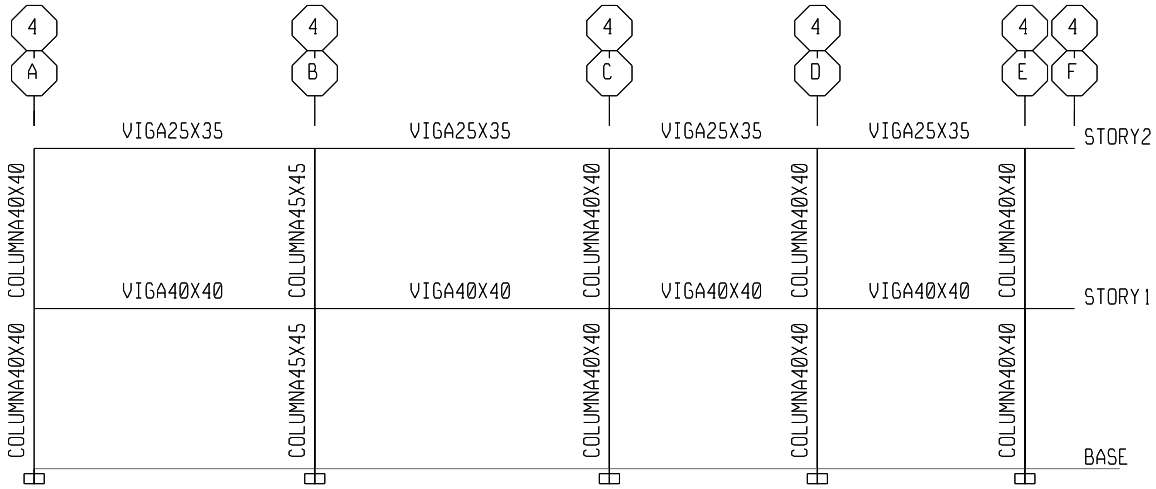


Figura 68

V) Diagramas de Cortes (ton):

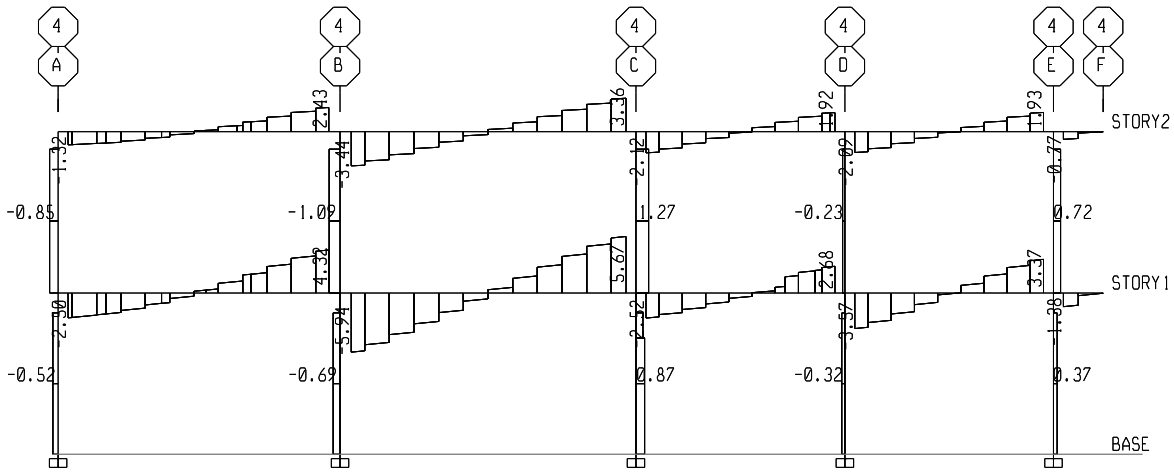


Figura 69

V) Diagramas de Momentos (ton-m):

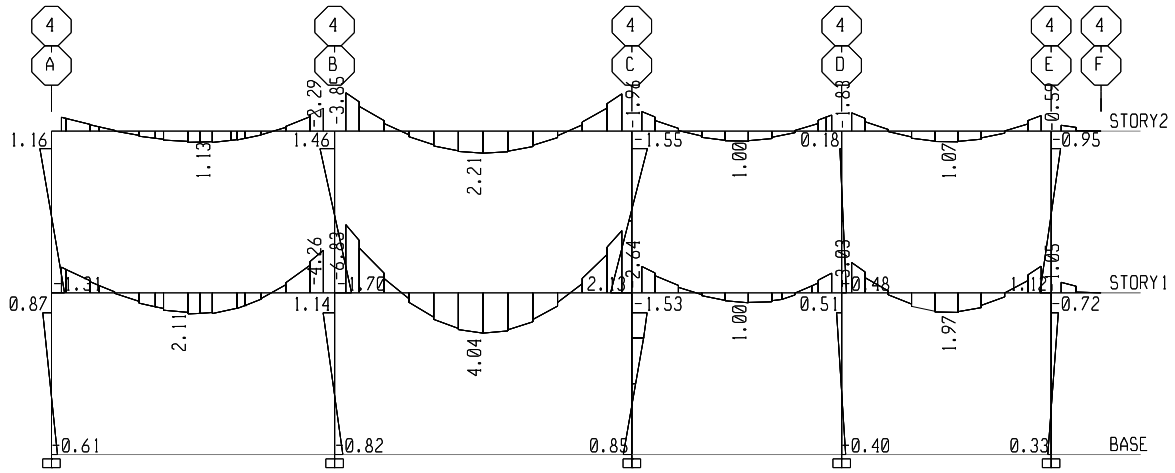


Figura 70

VII) Áreas de Acero (cm^2):

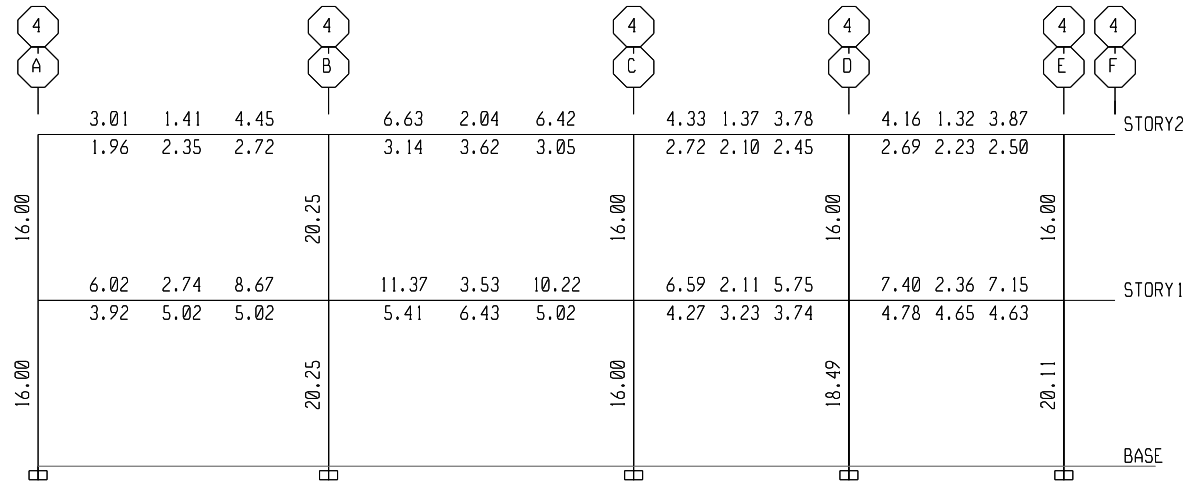


Figura 71

VIII) Porcentajes de acero (%):

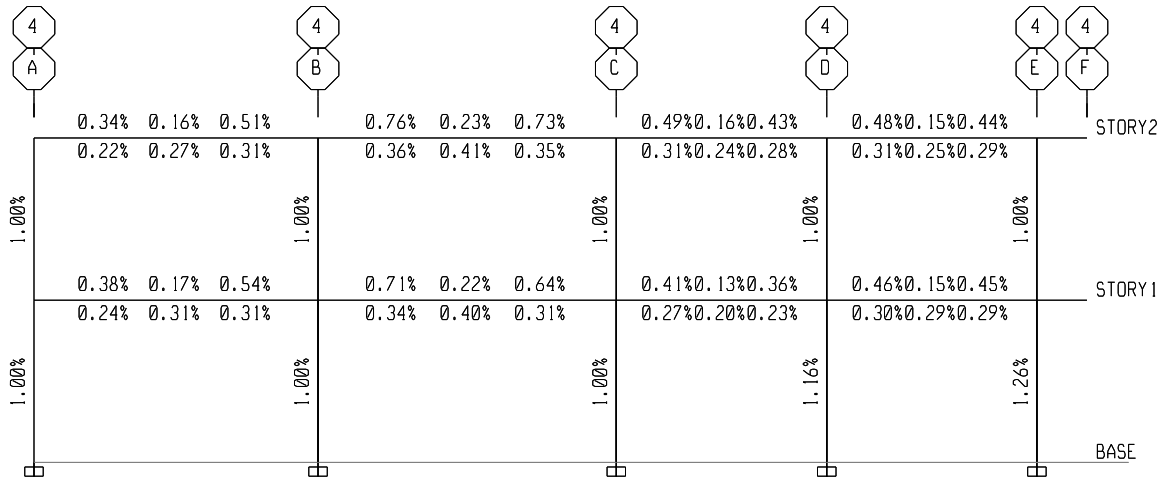


Figura 72

6.6.6.12.1 DISEÑO DE COLUMNAS

Tomamos los valores correspondientes a una columna con una sección de 45X45 y una columna con una sección de 40X40 para el diseño respectivo:

IX) Los siguientes resultados corresponden a la columna 45X45 del eje 4-B:

Concrete Design Information ACI 318-05/IBC 2003

File

Units Kgf-m

ACI 318-05/IBC 2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kgf-m (Summary)

Level	: STORY1	L=3.240			
Element	: C50	B=0.450	D=0.450	dc=0.025	
Section ID	: COLUMNA45X45	E=2.385E+09	fc=2100000.000	Lt.Wt. Fac.=1.000	
Combo ID	: DCON18	fy=42000000.0	fys=42000000.0		
Station Loc	: 2.840	RLLF=0.800			

Phi(Compression-Spiral): 0.700 Overstrength Factor: 1.25
Phi(Compression-Tied): 0.650
Phi(Tension Controlled): 0.900
Phi(Shear): 0.750
Phi(Seismic Shear): 0.600
Phi(Joint Shear): 0.850

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.002	26534.463	56.811	1144.938	762.600	762.600

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	0.400	1.000	1.000	1.000	2.840
Minor Bending(M2)	0.407	1.000	1.000	1.000	2.840

10 Eta8

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear(V2)	3.766E-04	9041.678	12050.252	5042.327	9041.678
Minor Shear(V3)	0.000	5878.883	12050.252	0.000	5878.883

SION DESIGN FOR TP

	Joint Shear Ratio	Shear VuTop	Rebar Shear VuTot	Rebar Shear phi*Vc	Torsion Shear	Crit Joint Area
Major Shear(V2)	0.582	9041.678	77034.624	132276.521		0.203
Minor Shear(V3)	0.361	5878.883	47789.304	132276.521		0.203

(6/5) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS

Major Ratio	Minor Ratio
0.705	0.454

Figura 73

En donde:

Pu = 26534.46 kg = 26.53 ton

Mux = 56.81 kg-m = 0.0568 ton-m

Muy = 1144.94 kg-m = 1.144 ton-m

Porcentaje de Acero = 1%

As = 20.25 cm^2 = 8 ∅ 18 mm

Para espaciamientos del refuerzo el ACI 318S-05 nos sugiere:

7.6.3 — En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $1.5d_b$, ni de 40 mm.

El ACI 318S-05 para elementos sometidos a compresión los estribos deben cumplir con lo siguiente:

7.1.3 — Para estribos y ganchos de estribo

(a) Barra No.16 y menor, doblez de 90º más $6d_b$ de extensión en el extremo libre de la barra, o

(b) Barra No. 19, No. 22, y No. 25, doblez de 90º más extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra, o

(c) Barra No. 25 y menor, doblez de 135º más extensión de $6d_b$ en el extremo libre de la barra.

7.10.5.1 — Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos No. 10, para barras longitudinales No. 32 o menores; y No. 13 como mínimo, para barras longitudinales No.36, No.43 y No.57 y paquetes de barras. Se permite el uso de alambre corrugado o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

7.10.5.2 — El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión.

7.10.5.3 — Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135º, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada

lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo, como se muestra:

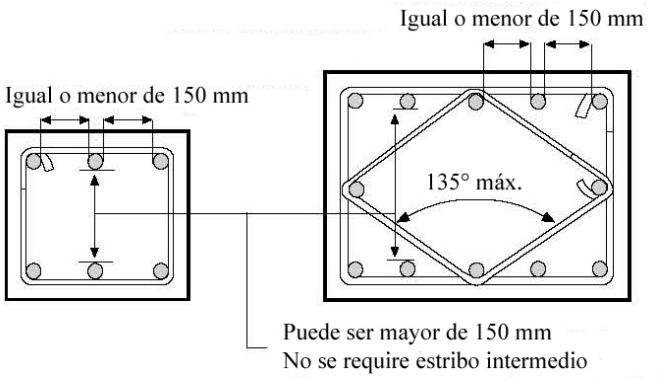


Fig. R7.10.5 — Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente

7.10.5.4 — La distancia vertical entre los estribos de los extremos del elemento y la parte superior de la zapata o losa de entrepiso, o el refuerzo horizontal más bajo de la losa o ábaco superior, debe ser menor a la mitad del espaciamiento entre estribos.

X) ARMADURA DE LA COLUMNA 45X45 cm

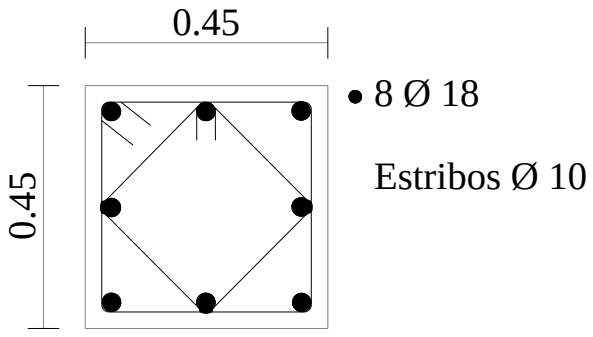
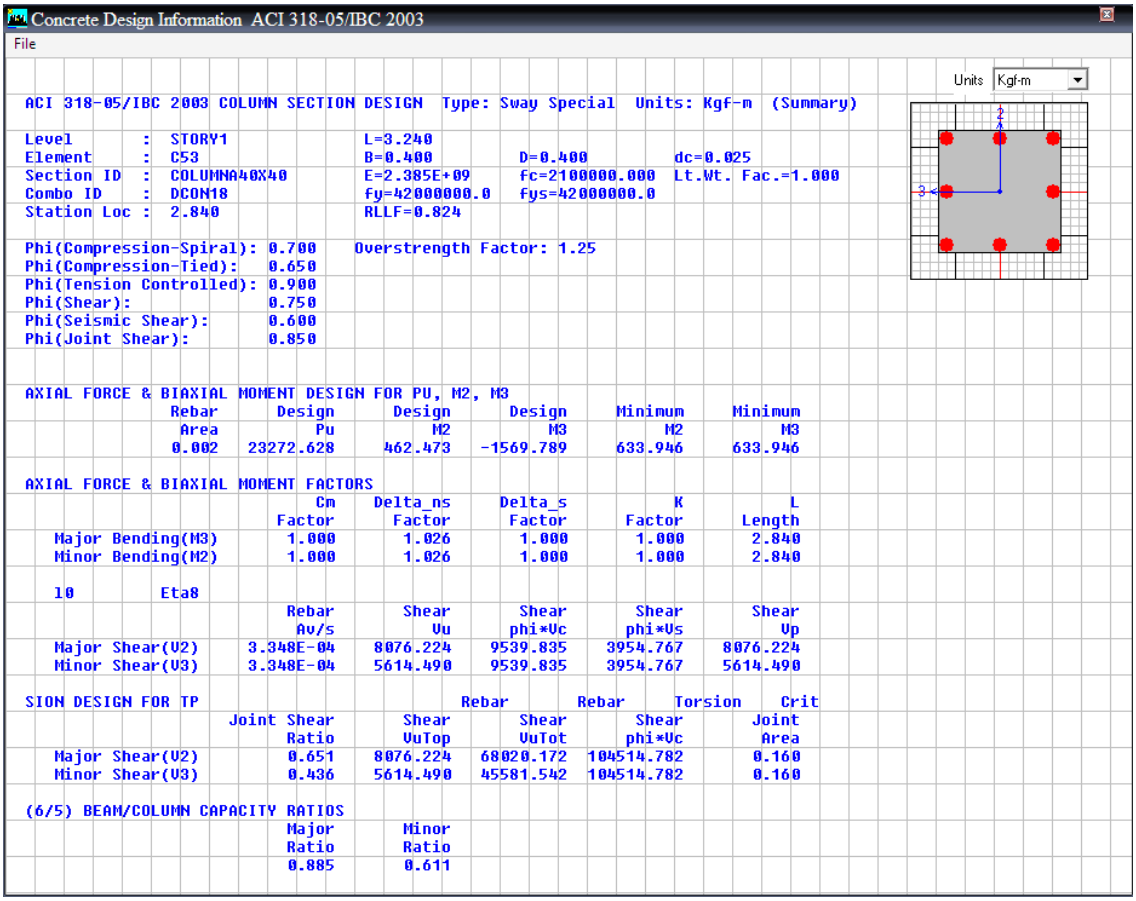


Figura 74

XI) Los siguientes resultados corresponden a la columna 40X40 cm del eje 4-C



Concrete Design Information ACI 318-05/IBC 2003

File

Units Kgf-m

ACI 318-05/IBC 2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kgf-m (Summary)

Level	: STORY1	L=3.240			
Element	: C53	B=0.400	D=0.400	dc=0.025	
Section ID	: COLUMNA40X40	E=2.385E+09	fc=2100000.000	Lt.Wt. Fac.=1.000	
Combo ID	: DCON18	fy=42000000.0	fys=42000000.0		
Station Loc	: 2.840	RLLF=0.824			

Phi(Compression-Spiral):	0.700	Overstrength Factor: 1.25	
Phi(Compression-Tied):	0.650		
Phi(Tension Controlled):	0.900		
Phi(Shear):	0.750		
Phi(Seismic Shear):	0.600		
Phi(Joint Shear):	0.850		

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.002	23272.628	462.473	-1569.789	633.946	633.946

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	1.000	1.026	1.000	1.000	2.840
Minor Bending(M2)	1.000	1.026	1.000	1.000	2.840

10 Eta8

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear(V2)	3.348E-04	8076.224	9539.835	3954.767	8076.224
Minor Shear(V3)	3.348E-04	5614.490	9539.835	3954.767	5614.490

SION DESIGN FOR TP

	Joint Shear Ratio	Shear VuTop	Rebar Shear VuTot	Rebar Shear phi*Vc	Torsion Crit Joint Area
Major Shear(V2)	0.651	8076.224	68020.172	104514.782	0.160
Minor Shear(V3)	0.436	5614.490	45581.542	104514.782	0.160

(6/5) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS

Major Ratio	Minor Ratio
0.885	0.611

Figura 75

En donde:

Pu = 23272.63 kg = 23.27 ton

Mux = 462.47 kg-m = 0.462 ton-m

Muy = -1569.79 kg-m = -1.569 ton-m

Porcentaje de Acero = 1%

As = 16 cm^2 = 8 Ø 16 mm

XII) ARMADURA DE LA COLUMNA 40X40 cm

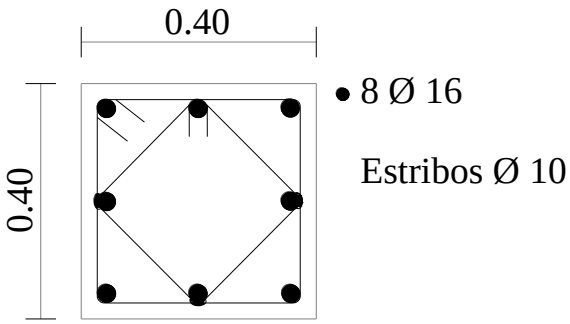


Figura 76

6.6.6.12.2 DISEÑO DE VIGAS

Para el diseño de vigas tomamos los resultados de la viga más crítica, está ubicada en los ejes B-C del piso intermedio que corresponde a la viga de 40X40 cm:

Concrete Design Information ACI 318-05/IBC 2003

File

Units Kgf-cm

ACI 318-05/IBC 2003 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Kgf-cm (Summary)

Level :	STORY1	L=595.000		
Element :	B5928	D=40.000	B=40.000	bf=40.000
Section ID :	VIGA40X40	ds=0.000	dct=2.500	dcb=2.500
Combo ID :	DCON4	E=238500.000	fc=210.000	Lt.Wt. Fac.=1.000
Station Loc :	22.500	fy=4200.000	fys=4200.000	

Phi(Bending): 0.900
Phi(Shear): 0.750
Phi(Seis Shear): 0.600
Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	734193.331	-1468386.662	734193.331	-1468386.662

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	11.374	0.000	11.374	5.022
Bottom (-2 Axis)	5.409	5.409	0.000	5.022

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Up
0.052	14731.240	8645.524	6085.716	5302.269

Reinforcement for Torsion, T

Rebar At/s	Rebar Al	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
0.000	0.000	8450.412	46109.463	822.657	124.440

Figura 77

En donde:

Mu (+) = 7341.93 kg-m = 7.34 ton-m

Mu (-) = -14683.87 kg-m = -14.68 ton-m

ARMADURA MOMENTO NEGATIVO

$11.37\ cm^2 = 2\ \emptyset\ 16\ mm + 3\ \emptyset\ 18\ mm$

ARMADURA MOMENTO POSITIVO

$5.41\ cm^2 = 3\ \emptyset\ 16\ mm$

No necesita refuerzo por torsión

XII) Lo mismo realizamos con la viga del piso superior, por la razón que esta viga tiene secciones de 25X35 de los ejes B-C:

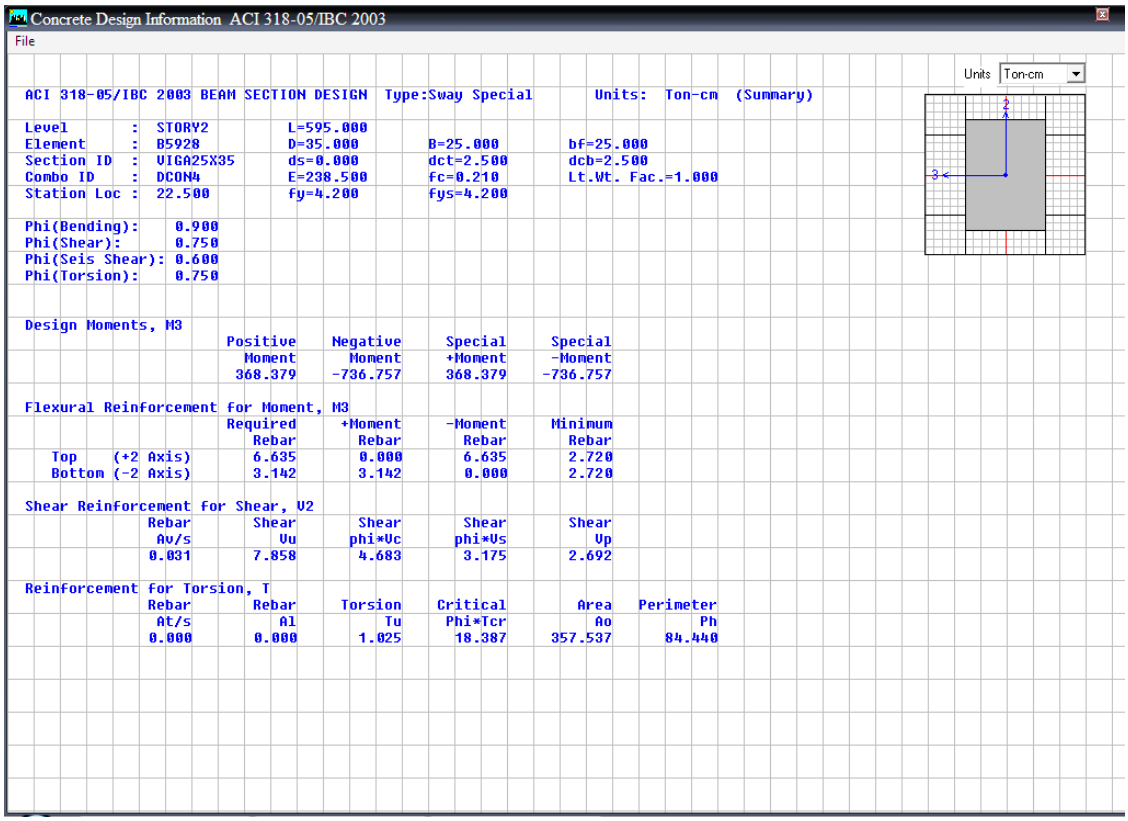


Figura 78

En donde:

Mu (+) = 3683.79 kg-m = 3.68 ton-m

Mu (-) = -7367.57 kg-m = -7.367 ton-m

ARMADURA MOMENTO NEGATIVO

6.64 $cm^2 = 2\ \emptyset\ 12\ mm + 3\ \emptyset\ 14\ mm$

ARMADURA MOMENTO POSITIVO

3.14 $cm^2 = 3\ \emptyset\ 12\ mm$

No necesita refuerzo por torsión

El ACI 318S-05 para elementos sometidos a tracción nos indica:

7.1.2 — Doblez de 90º más una extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra.

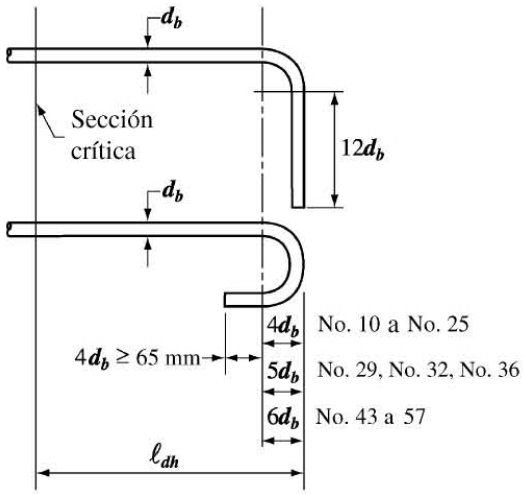


Fig. R12.5 — Detalles de barras dobladas para desarrollar el gancho estándar

7.11.1 — El refuerzo a compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de 7.10.5, o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Tales estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo a compresión.

7.13.2.3 — Cuando se requieran empalmes por traslapo para proporcionar la continuidad necesaria, el refuerzo superior debe ser empalmado por traslapo cerca de o en la mitad del vano y el refuerzo inferior debe ser empalmado por traslapo cerca del apoyo o en él. Los empalmes por traslapo deben ser empalmes de tracción Clase A, o empalmes mecánicos o soldados que satisfagan los requisitos de 12.14.3. El refuerzo continuo exigida en 7.13.2.2(a) y 7.13.2.2(b) debe estar rodeada en las esquinas por estribos con forma de U con ganchos con doblez mínimo de 135º alrededor de las barras continuas superiores, o con estribos cerrados de una pieza con ganchos con doblez mínimo de 135º alrededor del extremo de una de las barras superiores. No es necesario continuar los estribos a través del nudo.

11.5.5.1 — El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de d/2 en elementos de concreto no preesforzado, de 0.75h en elementos preesforzados, ni de 600 mm.

11.5.5.2 — Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado deben estar espaciados de manera tal que cada línea a 45º, que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento, d/2 , hasta el refuerzo longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una línea de refuerzo de cortante.

XIII) ARMADO DE LA VIGA 40X40 cm DE LOS EJE B-C Nv + 3.24

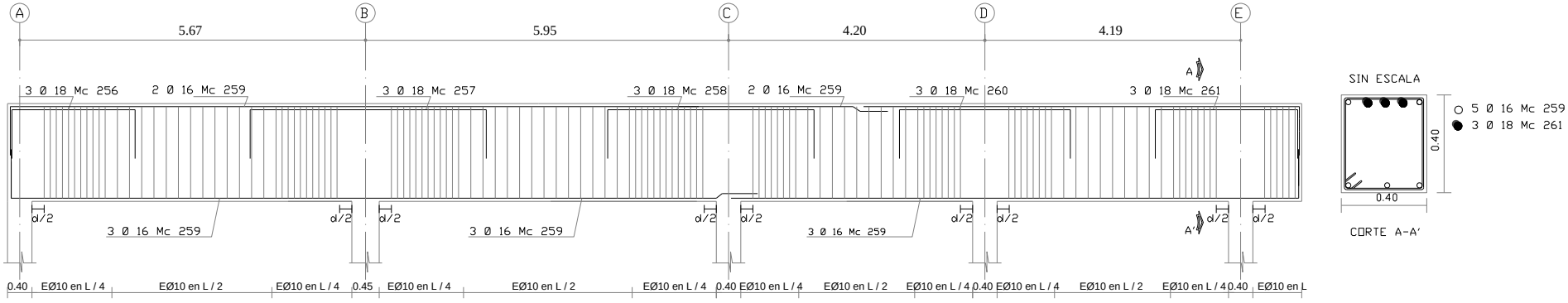


Figura 79

XIV) ARMADO DE LA VIGA 25X35 cm DE LOS EJE B-C Nv + 6.48

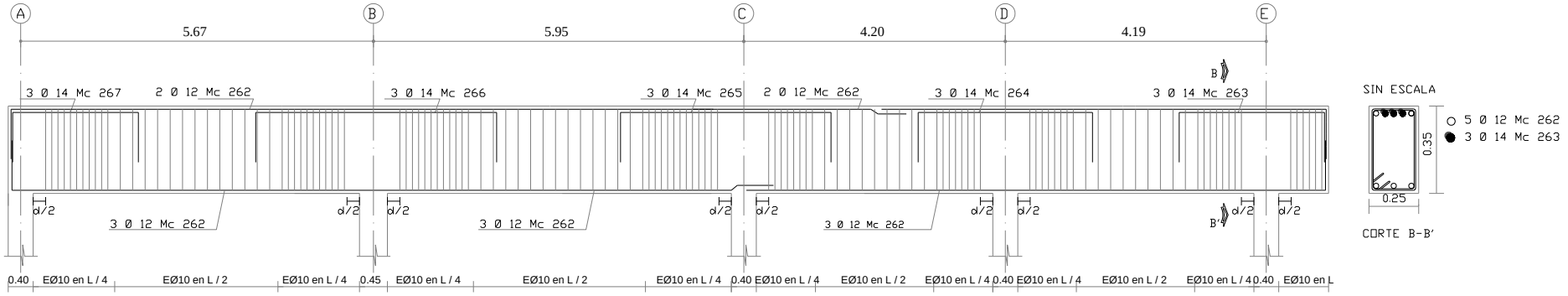


Figura 80

6.6.6.12.3 DISEÑO DE VIGAS A TORSIÓN

En nuestra estructura tenemos vigas que fallan a torsión, para esto tomamos el momento último (Mu) del programa ETABS v 9.6.0, de la viga más crítica con la que vamos a diseñar:

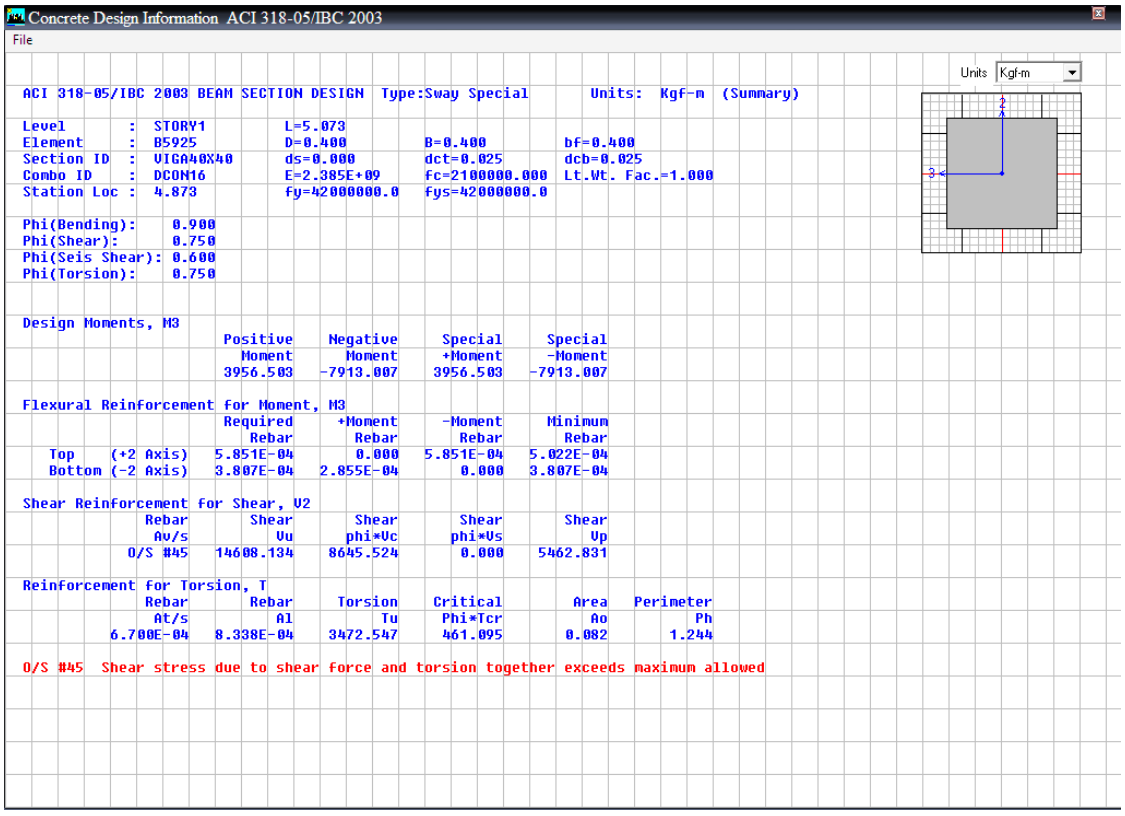


Figura 81

Datos:

Mu (+) = 3956.50 kg-m

Mu (-) = -7913.01 kg-m

Vu = 14608.13 kg

Tu = 3472.55 kg-m

$\emptyset Tcr = 461.10 \text{ kg} - \text{m}$

$\emptyset = 0.75 \ \therefore \text{Tcr} = 614.80 \text{ kg} - \text{m}$

X1 = 35 cm

Y1 = 35 cm

Tu = Momento torsionante de diseño.

Tcr = Momento con que contribuye el concreto en un miembro reforzado por torsión.

Vu = Fuerza cortante de diseño.

"Cuando $\text{Tu} > \text{Tcr}$, se requiere refuerzo por torsión".

"Refuerzo Transversal"

"Los estribos cerrados se calcularán con la expresión":

$$\frac{\text{As}_\text{v}}{\text{S}} = \frac{(\text{Tu} - \text{Tcr})}{\text{Fr} * \Omega * \text{X1} * \text{Y1} * \text{fy}_\text{v}}$$

As_v = Área transversal de una sola rama de estribo

Fr = Factor de resistencia que corresponde el 80% del diámetro

X1 = Lado menor medido de centro a centro del estribo

Y1 = Lado mayor medido de centro a centro del estribo

S = Separación de estribos

$\text{fy}_\text{v} = \text{Esfuerzo de fluencia, en donde } \text{fy}_\text{v} \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\Omega = \text{Constante obtenida experimentalmente en donde:}$

$$\Omega = 0.67 + 0.33 \text{ Y1/X1} \leq 1.5$$

"Apuntes de Hormigón III, Ing. Wilson Medina"

“Refuerzo Longitudinal”

“El área de refuerzo longitudinal As_t (Acero por torsión) es el siguiente":

$$As_t = \frac{2As_v}{S}(X1 + Y1)\frac{fy_v}{fy}$$

$fy_v =$ Límite de fluencia de acero del estribo.

“Apuntes de Hormigón III, Ing. Wilson Medina”

Reemplazando valores tenemos:

$Tu > Tcr$

$3472.55 > 614.80$ Requiere refuerzo por torsión

Acero Transversal

$$\frac{As_v}{S} = \frac{(Tu - Tcr)}{Fr * \Omega * X1 * Y1 * fy_v}$$

$$\Omega = 0.67 + 0.33\ Y1/X1 \leq 1.5$$

$$\Omega = 0.67 + 0.33\ (35)/(35) \leq 1.5$$

$$\Omega = 1.00 \leq 1.5$$

$$\frac{As_v}{S} = \frac{(3472.55 - 614.80) * 100}{0.8 * 1 * 35 * 35 * 4200}$$

$$\frac{As_v}{S} = 0.069\ cm^2/cm$$

$$\frac{As_v}{S} = 2(0.069) = 0.138\ cm^2/cm$$

Entonces colocamos la barra de acero #4 correspondiente a 1.27 cm^2

$$S = \frac{As_v}{0.138} = \frac{1.27}{0.138}$$

S = 9.20 cm

E Ø 12 @ 10 cm

Acero Longitudinal

Flexión

$$As = \frac{Mu}{fy * ju * d} = \frac{7913.01 * 100}{4200(0.9)(37.5)}$$

As = 5.58 cm^2 (Apoyos)

As = 2.79 cm^2 (Centro)

Torsión

$$As_t = \frac{2As_v}{S}(X1 + Y1)\frac{fy_v}{fy}$$

$$As_t = 2(0.069)(35 + 35)\frac{4200}{4200}$$

$$As_t = 9.66\ cm^2$$

$As_t = 4.83\ cm^2$ en cada apoyo

$$As_{mín} = \frac{14}{fy} * bw * d$$

$$As_{mín} = \frac{14}{4200} * 40 * 37.5$$

$$As_{mín} = 5.00\ cm^2$$

	Apoyos	Centro
Flexión	5.58 cm^2	2.79 cm^2
Torsión	4.83 cm^2	4.83 cm^2
Σ	10.41 cm^2	7.62 cm^2

Tabla 7 (Áreas de acero para torsión)

XV) Lo mismo realizamos con la viga de 25X35:

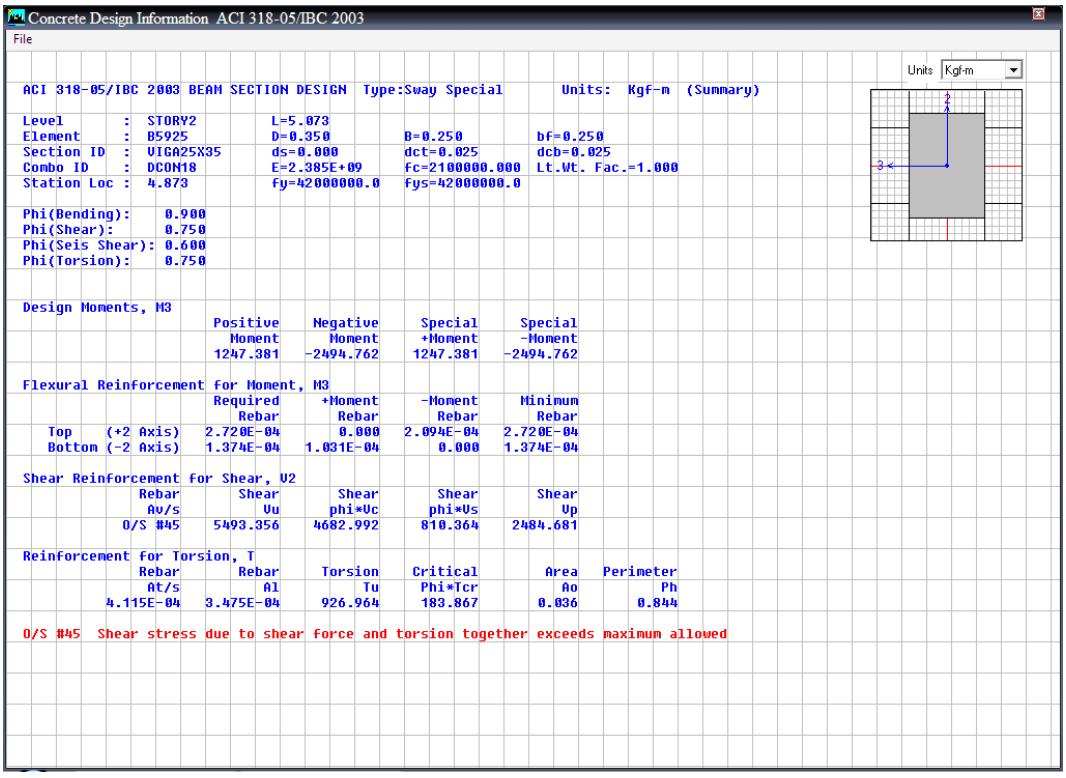


Figura 82

Datos:

Mu (+) = 1247.38 kg-m

Mu (-) = -2494.76 kg-m

Vu = 5493.36 kg

Tu = 926.96 kg-m

$\emptyset \mathrm{Tcr} = 183.87 \text{ kg} - \mathrm{m}$

$\emptyset = 0.75 \ \therefore \mathrm{Tcr} = 245.16 \text{ kg} - \mathrm{m}$

X1 = 20 cm

Y1 = 30 cm

$\mathrm{Tu} > \mathrm{Tcr}$

$926.96 > 245.16$ Requiere refuerzo por torsión

Acero Transversal

$$\frac{\mathrm{As_v}}{\mathrm{S}} = \frac{(\mathrm{Tu} - \mathrm{Tcr})}{\mathrm{Fr} * \Omega * \mathrm{X1} * \mathrm{Y1} * \mathrm{fy_v}}$$

$$\Omega = 0.67 + 0.33 \ \mathrm{Y1/X1} \leq 1.5$$

$$\Omega = 0.67 + 0.33 \ (30)/(20) \leq 1.5$$

$$\Omega = 1.17 \leq 1.5$$

$$\frac{\mathrm{As_v}}{\mathrm{S}} = \frac{(926.96 - 245.16) * 100}{0.8 * 1.17 * 20 * 30 * 4200}$$

$$\frac{\mathrm{As_v}}{\mathrm{S}} = 0.029 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{\mathrm{As_v}}{\mathrm{S}} = 2(0.029) = 0.058 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Entonces colocamos la barra de acero #3 correspondiente a 0.95 cm^2

$$\mathrm{S} = \frac{\mathrm{As_v}}{0.058} = \frac{0.95}{0.058}$$

S = 16.38 cm

E Ø 10 @ 15 cm

Acero Longitudinal

Flexión

$$As = \frac{Mu}{fy * ju * d} = \frac{2494.76 * 100}{4200(0.9)(32.5)}$$

As = 2.03 cm^2 (Apoyos)

As = 1.02 cm^2 (Centro)

Torsión

$$As_t = \frac{2As_v}{S}(X1 + Y1)\frac{fy_v}{fy}$$

$$As_t = 2(0.029)(20 + 30)\frac{4200}{4200}$$

$$As_t = 2.90\ cm^2$$

$As_t = 1.45\ cm^2$ en cada apoyo

$$As_{mín} = \frac{14}{fy} * bw * d$$

$$As_{mín} = \frac{14}{4200} * 25 * 32.5$$

$$As_{mín} = 2.71\ cm^2$$

	Apoyos	Centro
Flexión	2.03 cm^2	1.02 cm^2
Torsión	1.45 cm^2	1.45 cm^2
Σ	3.48 cm^2	2.47 cm^2

Tabla 8 (Áreas de acero para torsión)

XVI) ARMADO DE LA VIGA A TORSIÓN Nv+3.24

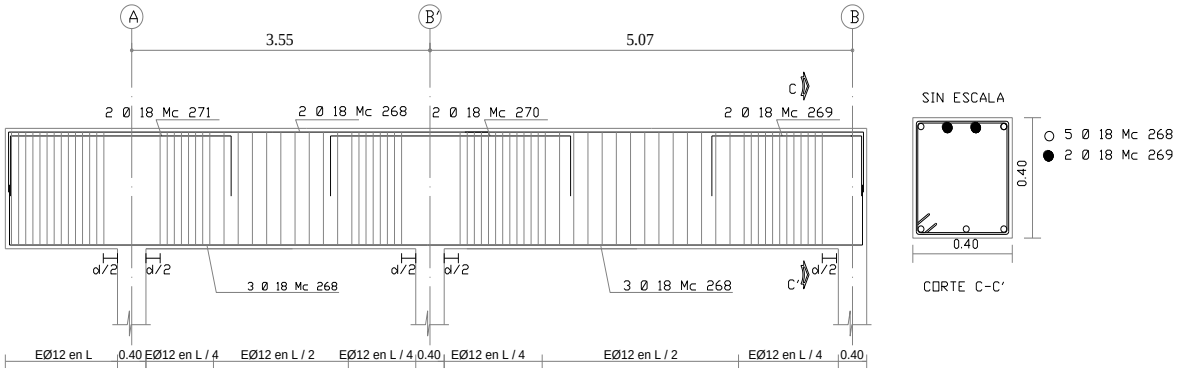


Figura 83

XVII) ARMADO DE LA VIGA A TORSIÓN Nv+6.48

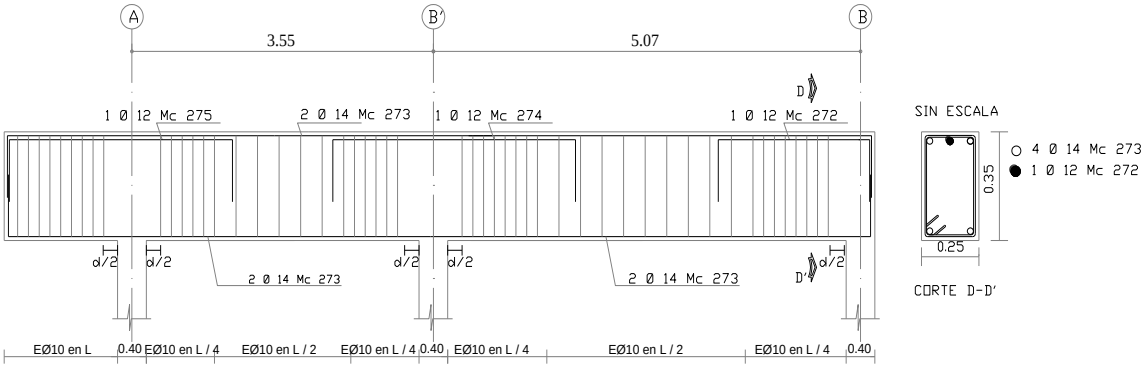


Figura 84

6.6.6.13 DISEÑO DE GRADAS

Para este diseño, tomamos los resultados obtenidos del modelamiento de gradas del programa CYPECAD 2011:

1. Geometría

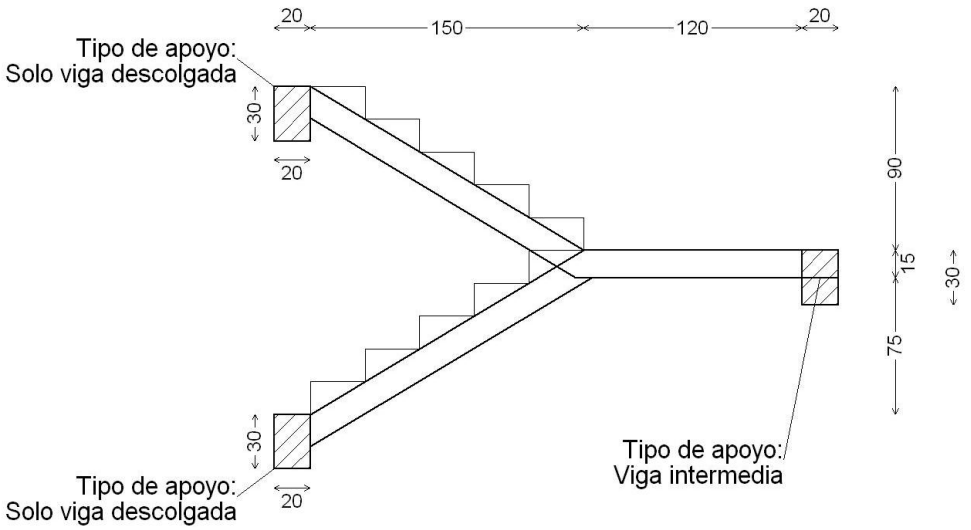


Figura 85

Espesor de la viga del apoyo superior: 0.20 m

Espesor de la viga del apoyo inferior: 0.20 m

2. Materiales

Hormigón = f'c = 210 kg/cm²

Acero = Grade 60 = 4200 kg/m²

Código: ACI 318M-08

3. Cargas

Peso propio losa (espesor x 2.5 t/m^3)	= 0.375 t/m²
Peldaños	= 0.300 t/m²
Barandillas	= 0.050 t/m
Sobrecarga de uso (CV)	= 0.300 t/m²

4. Resultado del cálculo y armaduras

4.1. Armadura longitudinal

Momento de cálculo inferior	= 1.44 t·m
Momento de cálculo superior (negativos)	= 0.90 t·m

- Tramo superior

Armadura inferior	Ø10 c/ 0.250 m.
Armadura superior	Ø10 c/ 0.250 m.

- Tramo inferior

Armadura inferior	Ø10 c/ 0.250 m.
Armadura superior	Ø10 c/ 0.250 m.
Arranque inferior en	Ø10 c/ 0.250 m.

- Descanso

Armadura inferior en	Ø10 c/ 0.250 m.
Armadura superior en	Ø10 c/ 0.250 m.

4.2. Armadura transversal

Armadura positiva en descansos: varillas rectas con ganchos en los extremos

- Tramo superior

Armadura superior	Ø10 c/ 0.250 m.
Armadura inferior	Ø10 c/ 0.250 m.

- Tramo inferior

Armadura superior	Ø10 c/ 0.250 m.
	Ø10 c/ 0.250 m.

Armadura positiva en descansos: varillas rectas con ganchos en los extremos

Momento de cálculo de armadura transversal superior = 1.31 t-m

Armadura superior	Ø10 c/ 0.250 m.
Armadura inferior	Ø10 c/ 0.250 m.

5. Cuantías mínimas en losas

Cuantías de acero

Cara inferior	= 0.0018
Cara superior	= 0.0000
Cara tracción	= 0.0018
Total	= 0.0018

5.1. Recubrimiento en losas

Recubrimiento superior (cm)	= 3.5
Recubrimiento inferior (cm)	= 2.5

Recubrimiento lateral (cm) = 2.5

6. Cálculo

Tramo	Armaduras	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	Grade 60 (Kg)
- Tramo inferior	Longitudinal inferior	Ø10	5	271	1355	8.35
- Tramo superior	Longitudinal inferior	Ø10	5	379	1895	11.68
- Tramo inferior	Longitudinal superior	Ø10	5	391	1955	12.05
- Tramo inferior	Longitudinal arranque	Ø10	5	92	460	2.83
- Descanso	Transversal inferior	Ø10	6	261	1566	9.65
- Descanso	Transversal superior	Ø10	6	261	1566	9.65
- Tramo inferior	Transversal inferior	Ø10	8	141	1128	6.95
- Tramo inferior	Transversal superior	Ø10	7	141	987	6.08
- Tramo superior	Transversal inferior	Ø10	7	141	987	6.08
- Tramo superior	Transversal superior	Ø10	7	141	987	6.08
- Tramo superior	Longitudinal superior	Ø10	5	279	1395	8.60
- Descanso	Longitudinal inferior	Ø10	5	191	955	5.88
- Descanso	Longitudinal superior	Ø10	5	195	975	6.01
					Total	99.90

Tabla 9

7. PELDAÑOS

Huella = 0.300 m

Contrahuella = 0.180 m

Número de peldaños = 5

XVIII) ARMADO DE GRADAS

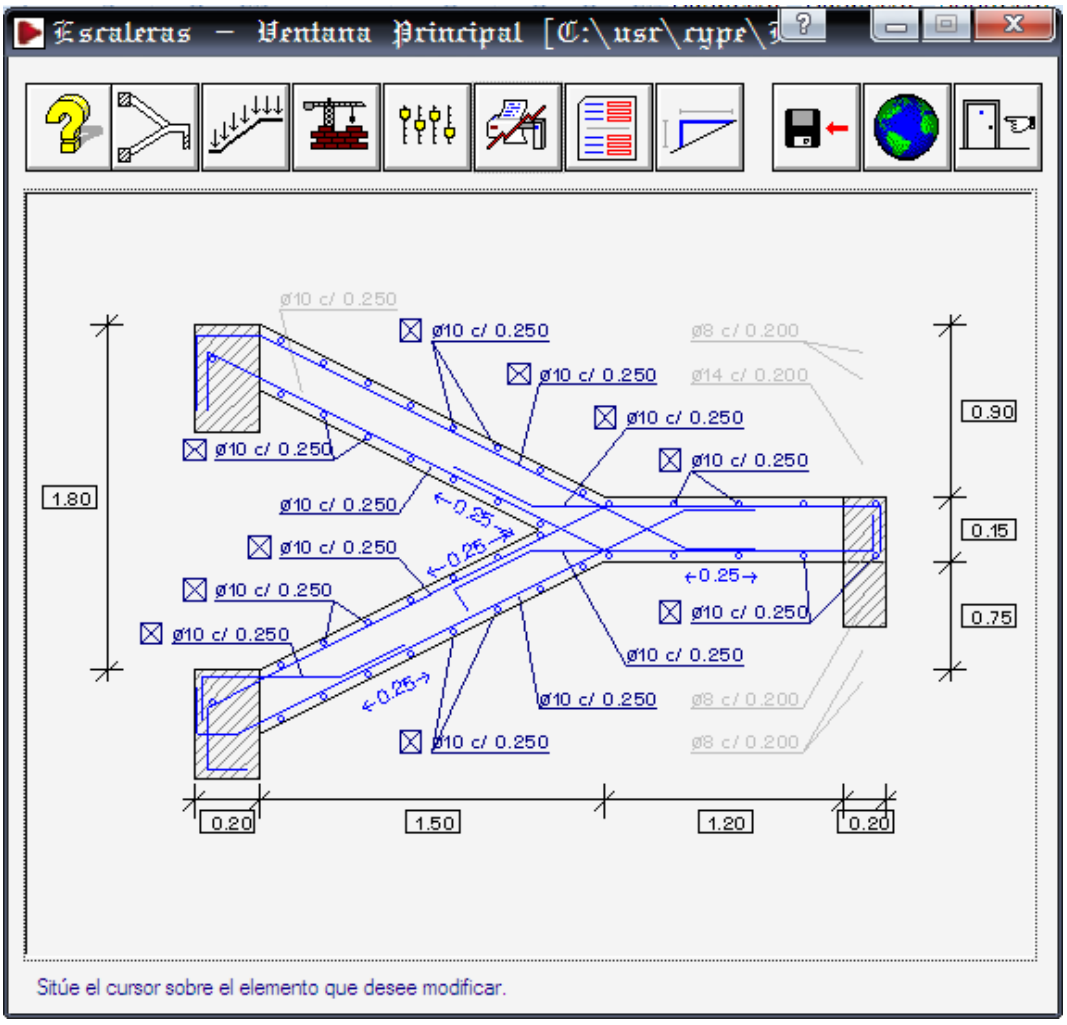


Figura 86

6.6.6.14 DISEÑO DE PLINTOS

Para el diseño de plintos tomamos los resultados obtenidos del modelamiento de plintos del programa CYPECAD 2011:

PLINTO CENTRAL

1.- DATOS OBRA

Hormigón: f'c = 210 kg/cm^2

Acero: Grade 60 = 4200 kg/cm^2

Recubrimiento (superior): 7.00 cm

Recubrimiento (inferior): 7.00 cm

Recubrimiento (lateral): 7.00 cm

Recubrimiento (frontal): 7.00 cm

Recubrimiento (columnas): 5.00 cm

Tamaño máximo del árido: 30.0 mm

Espesor hormigón de replantillo: 10.0 cm

Esfuerzo admisible del suelo: 2.46 kg/cm²

2.- DESCRIPCIÓN

Referencias	Geometría	Armado
C-6	Zapata rectangular Ancho inicial X: 125.0 cm Ancho inicial Y: 125.0 cm Ancho final X: 125.0 cm Ancho final Y: 125.0 cm Ancho zapata X: 250.0 cm Ancho zapata Y: 250.0 cm Espesor: 50.0 cm	X: 10Ø18c/25 Y: 10Ø18c/25

Tabla 10

3.- DESCRIPCIÓN DE CARGAS

Tabla de cargas

Referencias	Carga permanente	CPARED	CV	SISMO X	SISMO Y
C-6	Axil: 25.44 t Momento X: -0.12 t·m Momento Y: 0.42 t·m	Axil: 5.99 t Momento X: 0.02 t·m Momento Y: 0.20 t·m	Axil: 7.03 t Momento X: -0.25 t·m Momento Y: 0.16 t·m	Axil: 1.48 t Momento X: -0.08 t·m Momento Y: -13.28 t·m	Axil: -3.49 t Momento X: 10.89 t·m Momento Y: 0.97 t·m

Tabla 11

4.- CÁLCULO

Referencia: C-6		Grado 60		Total
Nombre de armado		Ø10	Ø18	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)		10x2.36	23.6
	Peso (kg)		10x4.71	47.15
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)		10x2.36	23.6
	Peso (kg)		10x4.71	47.15
Columna - Armado longitudinal	Longitud (m)		8x1.52	12.16
	Peso (kg)		8x3.04	24.29
Columna - Estribos	Longitud (m)	3x1.50		4.5
	Peso (kg)	3x0.33		1
Totales	Longitud (m)	4.5	59.36	
	Peso (kg)	1	118.59	119.59

Tabla 12

Resumen de cálculo

	Grado 60 (kg)			Hormigón (m^3)	
Elemento	Ø10	Ø18	Total	f'c=210 kg/cm^2	Replantillo
Referencia: C-6	1.10	130.45	131.55	3.13	0.63
Totales	1.10	130.45	131.55	3.13	0.63

Tabla 13

5.- COMPROBACIÓN

Referencia: C-6 Dimensiones: 250 x 250 x 50 Armados: Xi:Ø18c/25 Yi:Ø18c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Esfuerzo sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros -Esfuerzo admisible del suelo:	Máximo: 2.46 kp/cm² Calculado: 0.74 kp/cm²	Cumple
Flexión en la zapata: -En dirección X: -En dirección Y:	Momento: 13.48 t·m Momento: 13.54 t·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: -En dirección X: -En dirección Y:	Cortante: 15.92 t Cortante: 16.02 t	Cumple Cumple
Espesor mínimo: Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-08)	Mínimo: 23 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: -C-6:	Mínimo: 39 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Cuantía de acero mínima: Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-08) -Armado inferior dirección X: -Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.0021 Calculado: 0.0021	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las varillas: -Parrilla inferior:	Mínimo: 10 mm Calculado: 18 mm	Cumple

Criterio de CYPE Ingenieros		
Separación máxima entre varillas: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 30 cm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre varillas: Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 10 cm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991	Calculado: 55 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 30 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 31 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 31 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 31 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Tabla 14

XIX) ARMADO: PLINTO CENTRAL

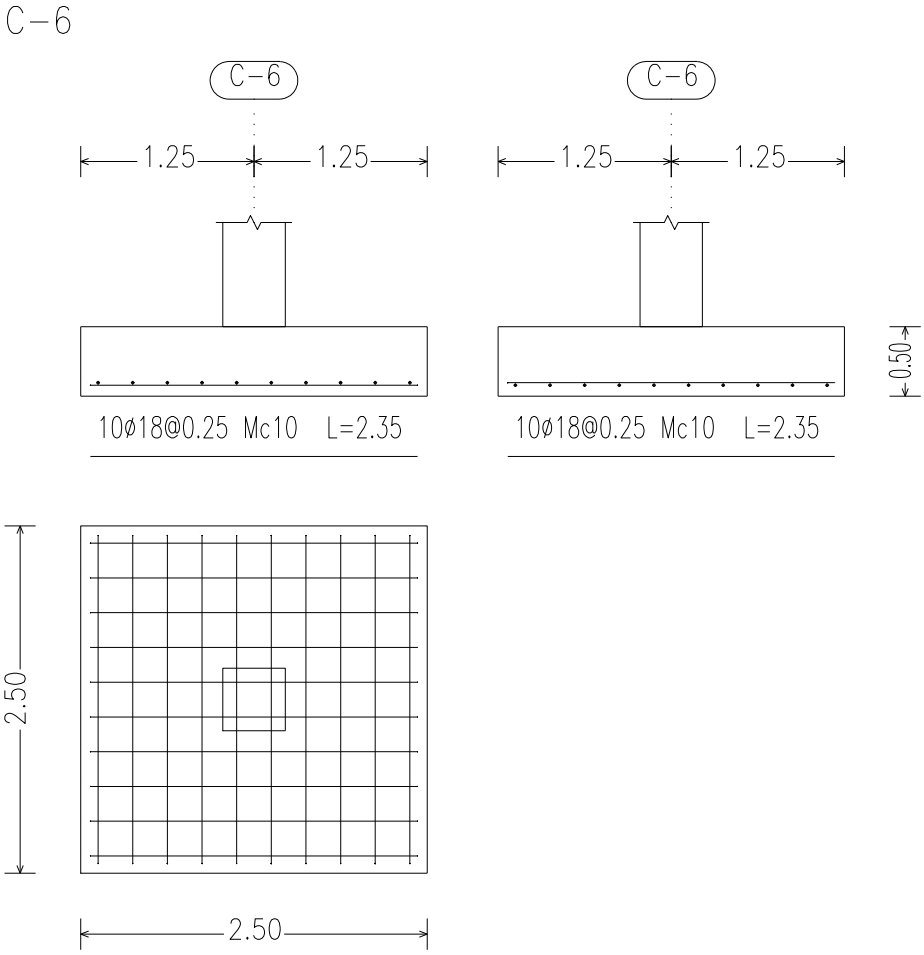


Figura 87

PLINTO PERIMETRAL

1.- DATOS OBRA

Hormigón: f'c=210 kg/cm^2

Acero: Grade 60 = f'c=4200 kg/cm^2

Recubrimiento (superior) : 7.00 cm

Recubrimiento (inferior) : 7.00 cm

Recubrimiento (lateral) : 7.00 cm

Recubrimiento (frontal) : 7.00 cm

Recubrimiento (columnas) : 5.00 cm

Tamaño máximo del árido: 30.0 mm

Espesor hormigón de replantillo: 10.0 cm

Esfuerzo admisible del suelo: 2.46 kg/cm²

2.- DESCRIPCIÓN

Referencias	Geometría	Armado
B´-6´	Zapata rectangular Ancho inicial X: 95.0 cm Ancho inicial Y: 95.0 cm Ancho final X: 95.0 cm Ancho final Y: 95.0 cm Ancho zapata X: 190.0 cm Ancho zapata Y: 190.0 cm Espesor: 45.0 cm	X: 7Ø18c/25 Y: 7Ø18c/25

Tabla 15

3.- DESCRIPCIÓN DE CARGAS

Referen-cias	Carga permanente	CPARED	CV	SISMO X	SISMO Y
B´-6´	Axil: 20.61 t Momento X: -0.04 t·m Momento Y: 0.33 t·m	Axil: 4.68 t Momento X: -0.04 t·m Momento Y: 0.21 t·m	Axil: 7.22 t Momento X: -0.02 t·m Momento Y: 0.33 t·m	Axil: -3.16 t Momento X: 0.29 t·m Momento Y: -8.65 t·m	Axil: 5.19 t Momento X: 7.01 t·m Momento Y: 0.94 t·m

Tabla 16

4.- CÁLCULO

Referencia: C-6		Grado 60		Total
Nombre de armado		Ø10	Ø18	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)		7x1.76	12.32
	Peso (kg)		7x3.52	24.61
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)		7x1.76	12.32
	Peso (kg)		7x3.52	24.61
Columna -Armado longitudinal	Longitud (m)		8x1.47	11.76
	Peso (kg)		8x2.94	23.49
Columna - Estribos	Longitud (m)	3x1.30		3.9
	Peso (kg)	3x0.29		0.87
Totales	Longitud (m)	3.9	36.4	
	Peso (kg)	0.87	72.71	73.58

Tabla 17

Resumen de cálculo

Elemento	Grado 60 (kg)			Hormigón (m³)	
	Ø6	Ø18	Total	f'c=210 kg/cm^2	Replantillo
Referencia: B´-6´	0.96	79.98	80.94	1.62	0.36
Totales	0.96	79.98	80.94	1.62	0.36

Tabla 18

5.- COMPROBACIÓN

Referencia: B´-6´

Dimensiones: 190 x 190 x 45

Armados: Xi:Ø18c/25 Yi:Ø18c/25

Comprobación	Valores	Estado
Esfuerzo sobre el terreno:		
Criterio de CYPE Ingenieros		
-Esfuerzo admisible del suelo:	Máximo: 2.46 kg/cm²	
	Calculado: 1.013 kg/cm²	Cumple
Flexión en la zapata:		
-En dirección X:	Momento: 8.17 t·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 8.75 t·m	Cumple
-Cortante en la zapata		
-En dirección X:	Cortante: 11.54 t	Cumple
-En dirección Y:	Cortante: 12.44 t	Cumple
Espesor mínimo:	Mínimo: 23 cm	
Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-08)	Calculado: 45 cm	Cumple
Espacio para anclar columna en cimentación:	Mínimo: 31 cm	
-B´-6´:	Calculado: 35 cm	Cumple

Cuantía de acero mínima:		
Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-08)	Mínimo: 0.0018	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0023	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0023	Cumple
Diámetro mínimo de las varillas:		
-Parrilla inferior:	Mínimo: 10 mm	
Criterio de CYPE Ingenieros	Calculado: 18 mm	Cumple
Separación máxima entre varillas:		
Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 30 cm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre varillas:		
Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 10 cm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Longitud de anclaje:		
Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991	Calculado: 31 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 30 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 30 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 31 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Tabla 19

XX) ARMADO: PLINTO PERIMETRAL

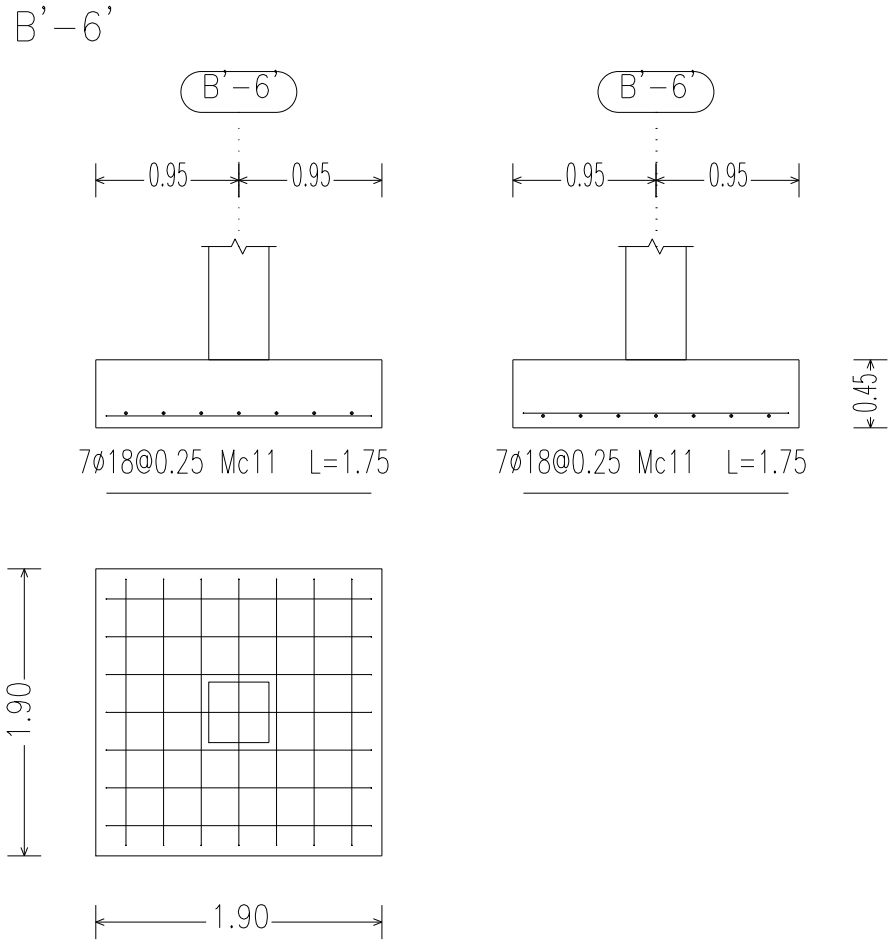


Figura 88

PLINTO ESQUINERO

1.- DATOS OBRA

Hormigón: f'c=210 kg/cm²

Acero: Grade 60 = 4200 kg/cm²

Recubrimiento (superior): 7.00 cm

Recubrimiento (inferior): 7.00 cm

Recubrimiento (lateral): 7.00 cm

Recubrimiento (frontal): 7.00 cm

Recubrimiento (columnas): 5.00 cm

Tamaño máximo del árido: 30.0 mm

Espesor hormigón de replantillo: 10.0 cm

Esfuerzo admisible del suelo: 2.46 kg/cm²

2.- DESCRIPCIÓN

Referencias	Geometría	Armado
B-6	Zapata rectangular Ancho inicial X: 125 cm Ancho inicial Y: 125 cm Ancho final X: 125 cm Ancho final Y: 125 cm Ancho zapata X: 250 cm Ancho zapata Y: 250 cm Canto: 50 cm	X: 10Ø18c/25 Y: 10Ø18c/25

Tabla 20

3.- DESCRIPCIÓN DE CARGAS

Tabla de cargas

Referencias	Carga permanente	CPARED	CV	SISMO X	SISMO Y
B-6	Axil: 24.01 t Momento X: 0.38 t·m Momento Y: 0.00	Axil: 5.13 t Momento X: 0.20 t·m Momento Y: -0.15 t·m	Axil: 7.93 t Momento X: 0.29 t·m Momento Y: -0.04 t·m	Axil: -5.11 t Momento X: 1.02 t·m Momento Y: -12.15 t·m	Axil: 5.76 t Momento X: 10.42 t·m Momento Y: 0.84 t·m

Tabla 21

4.- CÁLCULO

Referencia: C-6		Grado 60		Total
Nombre de armado		Ø10	Ø18	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)		10x2.36	23.6
	Peso (kg)		10x4.71	47.15
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)		10x2.36	23.6
	Peso (kg)		10x4.71	47.15
Columna - Armado longitudinal	Longitud (m)		8x1.52	12.16
	Peso (kg)		8x3.04	24.29
Columna - Estribos	Longitud (m)	3x1.50		4.5
	Peso (kg)	3x0.33		1
Totales	Longitud (m)	4.5	59.36	
	Peso (kg)	1	118.59	119.59

Tabla 22

Resumen de cálculo

Elemento	Grado 60 (kg)			Hormigón (m^3)	
	Ø10	Ø18	Total	f'c=210 kg/cm^2	Replantillo
Referencia: B-6	1.10	130.45	131.55	3.13	0.63
Totales	1.10	130.45	131.55	3.13	0.63

Tabla 23

5.- COMPROBACIÓN

Referencia: B-6 Dimensiones: 250 x 250 x 50 Armados: Xi:Ø18c/25 Yi:Ø18c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Esfuerzo sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros -Esfuerzo admisible del suelo:	Máximo: 2.46 kg/cm² Calculado: 0.718 kg/cm²	Cumple
Flexión en la zapata: -En dirección X: -En dirección Y:	Momento: 13.52 t·m Momento: 13.63 t·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: -En dirección X: -En dirección Y:	Cortante: 15.97 t Cortante: 16.11 t	Cumple Cumple
Espesor mínimo: Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-08)	Mínimo: 23 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Espacio para anclar columnas en cimentación:	Mínimo: 39 cm	Cumple

-B-6:	Calculado: 40 cm	
Cuantía de acero mínima: Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-08)	Mínimo: 0.0018	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Diámetro mínimo de las varillas: -Parrilla inferior: Criterio de CYPE Ingenieros	Mínimo: 10 mm Calculado: 18 mm	Cumple
Separación máxima entre varillas: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 30 cm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre varillas: Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 10 cm	
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991	Calculado: 55 cm	
-Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 31 cm	Cumple
-Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 30 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 31 cm	Cumple
-Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 30 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Tabla 24

XXI) ARMADO: PLINTO ESQUINERO

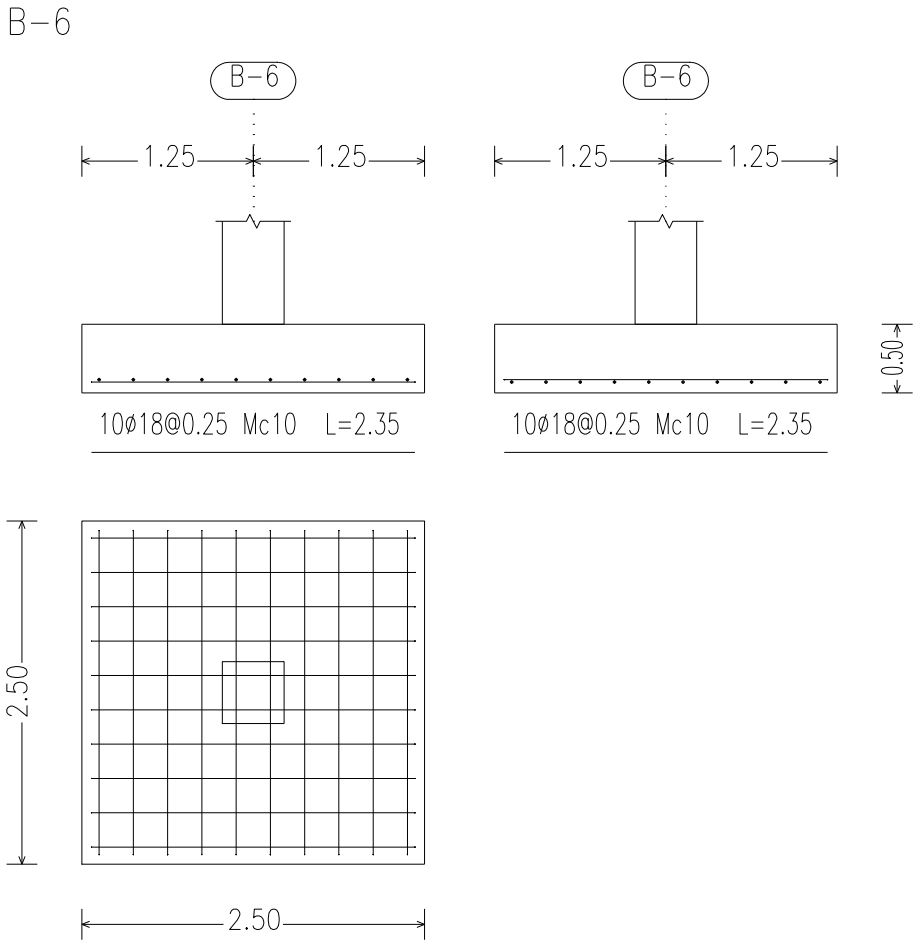


Figura 89

6.7 METODOLOGÍA.MODELO OPERATIVO

La metodología del plan está orientada al diseño sismo-resistente de la estructura del Sub-centro de Salud “La Vicentina”, que se ajusta a los objetivos de esta tesis aportando de esta manera con una memoria técnica que esta sujeta a diferentes códigos de diseño y también que puede servir de guía para construcciones similares.

La presente memoria técnica esta estructurada por programas específicos para diseño estructural, los programas utilizados en la misma son los siguientes:

ETABS v 9.6.0 Utilizado para el diseño de columnas y vigas.

SAFE v 12.1.1 Utilizado para el diseño de la losa y

CYPECAD 2011 Utilizado para el diseño de escaleras y cimentaciones.

6.8 ADMINISTRACIÓN

El control y la administración del proyecto están a cargo de la Dirección Provincial de Tungurahua, en la actualidad es la entidad encargada de obras que benefician al bienestar de la salud de los pobladores de la ciudad de Ambato.

6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN

El proyecto en su etapa inicial se procederá a la excavación de los cimientos y a la respectiva colocación del replantillo y del hormigón armado.

Una vez cumplida, la segunda fase comprende en el armado de columnas con sus respectivas cadenas de amarre.

La tercera etapa comprende el armado de vigas conjuntamente con la fundición de la losa y la fase final corresponde al armado de gradas.

C. MATERIALES DE REFERENCIA

1. Bibliografía

1.-LLOPIZ, Carlos. (2001).Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado. Tema 1.Argentina.

2.-PROAÑO, Romo. (2007).Temas de Hormigón Armado. Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador.

3.-TORRESA, Gilberto. (2010). Efecto de la Losa en las Propiedades Estructurales y el desempeño sísmico de marcos de concreto reforzado. Volumen1.Universidad Autónoma Metropolitana.

3.-FALCONI, Aguiar. (2003). Espectros Sísmicos de Riesgo Uniforme para verificar el Desempeño Estructural en Países Latinoamericanos. Capitulo 8. Argentina. CEINCI-ESPE.

4.-ALVAREZ, Marco. (2007). Obtención de Espectros para diferentes factores de amortiguamiento. Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador.

5.-MEDINA. Jorge. (2000). Predimensionado de Vigas. Facultad de Arquitectura y Diseño. Venezuela.

6.- Diario El Mercurio Cuenca - Ecuador. Matriz.

7.- Enciclopedia de Encarta

8.- CEVALLOS, Jorge. Manual Teórico Práctico. Compilación de Códigos para el análisis y Diseño Sismo Resistente de una Estructura.

9.- Norma ACI 318S-05

10.- Código Ecuatoriano de la Construcción (C.E.C. 2002)

11.- Apuntes de Hormigón III; Ing. Wilson Medina

2. Anexos

ANEXO A. Cuestionario de encuesta.

ANEXO B. Ensayos de Mecánica de Suelos.

ANEXO C. Plano Arquitectónico y Planos Estructurales

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

LAS CARGAS SÍSMICAS Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DEL SUB-CENTRO DE SALUD “LA VICENTINA”.

ANEXO A

CUESTIONARIO APLICADO A LA POBLACIÓN DEL CANTÓN AMBATO

Objetivo: Conocer la situación actual y la necesidad de una investigación de las cargas sísmicas que inciden en la estabilidad estructural del sub-centro de salud “La Vicentina”.

INFORMACIÓN GENERAL

Actividad del encuestado.....

Información específica

1.- ¿Cree usted que se necesita una estructura resistente y segura del sub-centro de salud “La Vicentina”?

Si ——— No ———

2.- ¿Su construcción se diseñó estructuralmente para resistir sismos?

Si ——— No ———

3.- ¿Qué problemas presenta en la actualidad la estructura de su vivienda?

a) Con fisuras

b) Con ruidos

c) Con Filtraciones

4.- ¿Desde cuándo aproximadamente usted tiene problemas con la estructura de su vivienda?

1 año( ) 10 años ( ) Siempre( )

5.- ¿De qué forma se beneficiaría los posibles usuarios con un diseño sismo-resistente del Sub-Centro de Salud?

a) Seguridad.

b) Comodidad.

Gracias por su colaboración

ANEXO B

ESTUDIO DE SUELOS PARA EL PROYECTO

SUB-CENTRO DE SALUD “LA VICENTINA”

1. ANTECEDENTES.

Se procedió a realizar el estudio de suelos destinado al proyecto: SUB-CENTRO DE SALUD “LA VICENTINA", tal como lo indican en detalle los anexos adjuntos; el lugar está ubicado en las calles 12 de Octubre y Gonzalo Díaz de Pineda en la ciudad de Ambato perteneciente a la provincia de Tungurahua.

Dicho estudio comprende en síntesis la determinación de la naturaleza y características físico resistente del suelo en el sitio indicado; para el efecto, se realizaron los estudios de suelos necesarios para caracterizar geotécnicamente el sitio y determinar las propiedades mecánicas existentes para poder realizar las evaluaciones de la capacidad estructural del suelo.

2. OBJETIVO

Evaluar las características geotécnicas del subsuelo del sitio, definiendo el perfil estratigráfico y determinando los parámetros de resistencia y compresibilidad a utilizar en los análisis, de las estructuras a edificarse. Adicionalmente, realizar una evaluación de la condición geotécnica actual, con la finalidad de adoptar al calculista de valores reales del subsuelo para el posterior diseño de la cimentación, del SUB-CENTRO que es motivo del presente estudio.

3. CRITERIOS TÉCNICOS PARA EL ESTUDIO.

3.1. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO.

Dentro de la programación del reconocimiento del terreno para un estudio geotécnico es conveniente tener en cuenta datos importantes como: topográficos, urbanísticos y generales del edificio.

En la tabla 3.1. Encontramos una clasificación del tipo de construcción de acuerdo al área y el número de plantas, en la tabla 3.2. En cambio encontramos la clasificación de acuerdo al tipo de terreno; estos datos nos permitirán saber en el futuro cuántos puntos de reconocimiento debo realizar.

TIPO DE CONSTRUCCIÓN

TIPO	DESCRIPCIÓN
C-O	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m^2.
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 y plantas.
C-3	Construcciones entre 11 y 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas.

Tabla 3.1

TIPO DE TERRENO

TIPO	DESCRIPCIÓN
T-1	Terrenos favorables; aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que llenen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen, los 3 m.
T-3	Terrenos desfavorables; los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se consideraran los siguientes terrenos: a) Suelos expansivos b) Suelos colapsables c) Suelos blandos o sueltos d) Terrenos kársticos en yesos o calizas e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado f) Rellenos antrópicos con rellenos superiores a 3 m g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades i) Terrenos con desnivel a 15 grados j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas

Tabla 3.2

4. DATOS DEL PROYECTO.

- Número de plantas a construirse: DOS PLANTAS.

- Área de construcción aproximada: 438 m^2 por planta aprox.

- Tipo de terreno: Terreno favorable con poca variabilidad

5. RESULTADOS.

5.1. CLASIFICACIÓN DEL PROYECTO.

- Tipo de construcción: Cl

- Tipo de terreno: T1

- Número de perforaciones: 3 PERFORACIONES COMO MÍNIMO.

5.2. ESTRATIGRAFÍA.

El subsuelo está definido por series estratigráficas prácticamente horizontales, producto de su formación geológica. No existe nivel freático en los sitios de las perforaciones 1, 2 y 3.

Manto Arena limosa: capa de subsuelo en cuya composición interior predomina el contenido de arena con bajo contenido de limo; los finos no son plásticos, de color negro; corresponden a arenas limosas; su clasificación según el sistema SUCS es SP, tiene un espesor de 0.00 a 6.00 m detectado en la toda la superficie donde se levantará EL EDIFICIO a construirse.

5.3. CARACTERÍSTICAS DE RESISTENCIA

Para calcular el trabajo admisible del suelo (qa) se ha considerado los ensayos de penetración estándar (SPT) tomando los mínimos valores promedio N (número de golpes) a los diferentes niveles en cada una de las perforaciones realizadas; basado en los criterios de Terzaghi y Meyerhoff, se ha previsto además un asentamiento máximo de 2.50 cm. Y un factor de seguridad Fs = 3.

5.4. TABULACIÓN DE RESULTADOS.

En el cuadro que sigue se indica cada 50cm. de profundidad el trabajo admisible del suelo (q_a).

NIVEL CIMENTACIÓN	PROFUNDIDAD	N spt (golpes)	TRABAJO ADMISIBLE SUELO qa (kg/crn^2)	ÁNGULO FRICCIÓN
0.50-1.00	-1.00	4	0.45	28
1.00-1.50	-1.50	7	0.84	29
1.50-1.50	-2.00	16	2.46	32
2.00-2.50	-2.50	20	2.68	33
2.50-3.00	-3.00	23	3.08	34
3.00-3.50	-3.50	27	3.61	36
3.50-4.00	-4.00	31	4.15	36
4.00-4.50	-4.50	36	4.82	37
4.50-5.00	-5.00	37	4.95	37
5.00-5.50	-5.50	39	5.22	38
5.50-6.00	-6.00	49	6.55	40

NOTA: Las profundidades indicadas en los cuadros están referidas al nivel actual del terreno.

6. CONCLUSIONES.

6.1 Nivel freático: NO DETECTADO

6.2 Profundidad de cimentación:

-2.00 m medidos a partir del nivel actual del terreno

6.3 Trabajo admisible del suelo:

$qa = 2.46\ kg/cm^2$.

6.4 Tipo de cimentación:

Se recomienda utilizar zapatas aisladas de hormigón armado.

6.5. Ángulo de fricción interna del suelo: $\Phi' = 32°$.

6.6. Se puede optar por otros coeficientes siempre y cuando se remita a los de las tablas y gráficos descritos anteriormente, tomando en consideración que la resistencia admisible del suelo está en función, de la profundidad y del ancho de la zapata (ver gráficos qa vs B).

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

ENSAYO DE PENETRACION ESTÁNDAR
SPT

PROYECTO Sub-Centro de Salud "La Vicentina"

Ubicación Calles 12 de Octubre y Gonzalo Diaz de Pineda

Ciudad Ambato

Realizador Egdo.Angel López R.

H (m)	Nº GOLPES P1	N GOLPES P2	Nº GOLPES P3	Nº GOLPES MEDIA	Nº GOLPES CORR.	ys (T/m3)	w1 (%)	w 2 (%)	w 3 (%)	w (%)	yd (T/m3)	e (%)	n (%)	ysat (T/m3)	ysum (T/m3)	w sat (%)	S (%)
1.00	3.00	8.00	5.00	5.00	4.00	2.70	10.00	11.00	8.00	9.67	0.13	19.07	0,95	1.08	0.08	7.06	1.37
1.50	9.00	10.00	8.00	9.00	7.00	2.70	10.00	11.00	8.00	9,67	0.14	18.12	0.95	1.09	0.09	6.71	1.44
2.00	11.00	18.00	18.00	16.00	16.00	2.70	10.00	11.00	8.00	9.67.	0.16	15.73	0.94	1.10	0.10	5.82	1.66
2.50	16.00	25.00	23.00	21.00	20.00	2.70	10.00	11.00	8.00	9.67	0.16	16.16	0.94	1.10	0.10	5.98	1,62
3.00	18.00	28.00	25.00	24.00	23.00	2.70	10.00	11.00	8.00	9.67	0.1.5	17.33	0.95	1.09	0.09	6.42	1,51
3.50	25.00	30.00	31.00	29,00	27.00	2.70	10.00	11.00	7.00	9.33	0.13	19.18	0.95	1,08	0,08	7.1	1.31
4.00	29.00	35.00	38.00	34.00	31.00	2.70	10.00	11.00	7.00	9,33	0.13	2000	0,95	1.08	0.08	7,41	1.26
4.50	34.00	36.00	40.00	37.00	36.00	2.70	10.00	2.00	7.00	6,33	0.19	13.03	0.93	1.12	0.12	4.83	1.31
5.00	36.00	38.00	45.00	40.00	37.00	2.70	10.00	2.00	7.00	6.33	0.21	11.94	0,92	1.13	0.13	4.42	1.43
5.50	40.00	40.00	46.00	42.00	39.00	2.70	10.00	2.00	7.00	6.33	0.19	12.85	0.93	1.12	0.12	4,76	1.33
6.00	48.00	49.00	50.00	49.00	49.00	2.70	1.00	2.00	7.00	3.33	0.32	7,40	0.88	1.20	0.20	2,74	1.22

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

SPT

PROYECTO	Sub-Centro de Salud "La Vicentina"	Nota:
Ubicación	Calles 12 de Octubre y Gonzalo Diaz de Pineda	No se encontró nivel freático
Ciudad	Ambato	
Contiene	Estratigrafía-Identificación	
Realizador	Egdo.Angel López R.	
PERFORACIÓN	P-1	

PROF [m]	ESTRA TIGR,	DESCRIPCION	SPT Nº	PENETRÓMETRO SPT 10	20	30	40	50	MUESTRAS ALTERADAS TAMICES 4	10	40	200	W %	CLASF SUCS
0.50-1.00		Suelo tierra.	3											
1.00-1.50		Relleno	9						70	64	30	10	10	SP
1.50-2.00		No consolidado	11											
2.00-2.50		Arena limosa	16											
2.50-3.00		Color café oscuro	18											
3.00-3.50		No plástica no orgánica	25											
3.50-4.00			29											
4.00-4.50			34											
4.50-5.00			36											
5.00-5.50			40											
5.50-6.00			48						74	46	17	3	1	SP

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

SPT

PROYECTO	Sub-Centro de Salud "La Vicentina"	Nota:
Ubicación	Calles 12 de Octubre y Gonzalo Diaz de Pineda	No se encontró nivel freático
Ciudad	Ambato	
Contiene	Estratigrafía-Identificación	
Realizador	Egdo.Angel López R.	
PERFORACIÓN	P-2	

PROF [m]	ESTRA TIGR,	DESCRIPCION	SPT Nº	PENETRÓMETRO SPT 10 20 30 40 50	MUESTRAS ALTERADAS TAMICES 4	10	40	100	W %	CLASF SUCS
0.50-1.00		Arena limosa	8		77	69	36	5	11	SP
1.00-1.50		Color café oscuro	10							
1.50-2.00		No plástica no orgánica	18							
2.00-2.50			25							
2.50-3.00			28							
3.00-3.50			30							
3.50-4.00			35							
4.00-4.50			36		61	37	12	0	2	SP
4.50-5.00			38							
5.00-5.50			40							
5.50-6.00		Arena limosa no plástica no orgánica	49							

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

SPT

PROYECTO	Sub-Centro de Salud "La Vicentina"	Nota:
Ubicación	Calles 12 de Octubre y Gonzalo Diaz de Pineda	No se encontró nivel freático
Ciudad	Ambato	
Contiene	Estratigrafía-Identificación	
Realizador	Egdo.Angel López R.	
PERFORACIÓN	P-3	

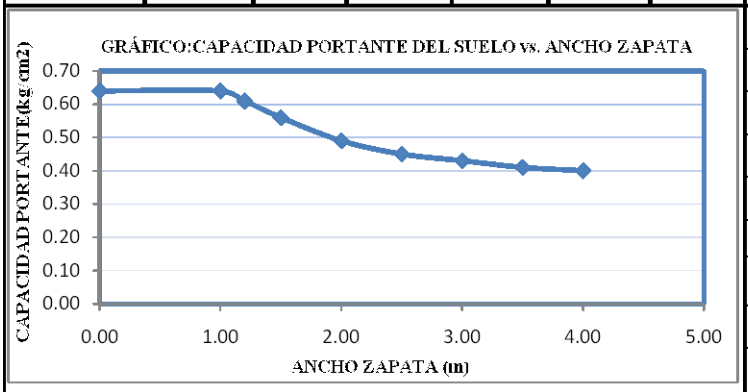
PROF [m]	ESTRA TIGR,	DESCRIPCION	SPT Nº	PENETRÓMETRO SPT 10	20	30	40	50	MUESTRAS ALTERADAS TAMICES 4	10	40	200	W %	CLASF SUCS
0.50-1.00		Arena	5											
1.00-1.50		Color café oscuro	8						100	97	49	8	8	SP
1.50-2.00		No plástica no orgánica	18											
2.00-2.50			23											
2.50-3.00			25											
3.00-3.50		Arena limosa	31						100	96	46	5	7	SP
3.50-4.00		Color gris	38											
4.00-4.50		No plástica no orgánica	40											
4.50-5.00			45											
5.00-5.50			46											
5.50-6.00			50											

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

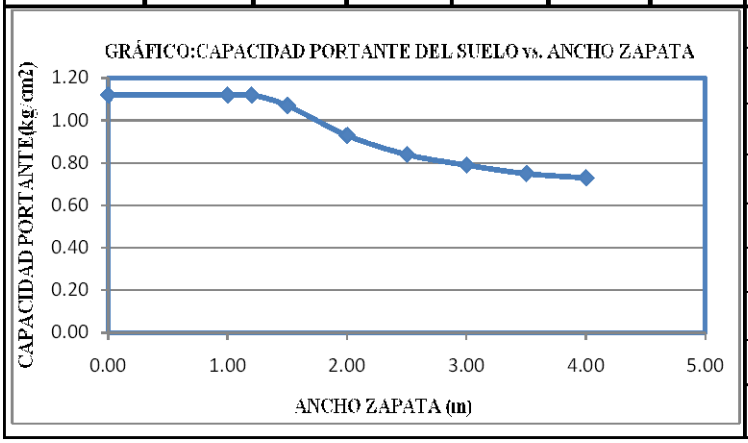
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR
SPT

PROYECTO	Sub-Centro de Salud "La Vicentina"
Ubicación	Calles 12 de Octubre y Gonzalo Diaz de Pineda
Ciudad	Ambato
Contiene	Capacidad Portante del Suelo con o sin nivel freático
Realizador	Egdo.Angel López R.

					SIN NF	CON NF			
PERF/PROF	NF	D(m)	S(cm)	N_{spt}	N spt (golpes)		B	q adm	q adm
1.1	NO	1.00	2.50	4.00	4.00		m	kg/cm^2	T/m^2
							0	0.64	6.40
							1.00	0.64	6.40
							1.20	0.61	6.13
							1.50	0.56	5.63
							2.00	0.49	4.94
							2.50	0.45	4.55
							3.00	0.43	4.30
							3.50	0.41	4.13
							4.00	0.40	4.01



					SIN NF	CON NF			
PERF/PROF	NF	D(m)	S(cm)	N_{spt}	N spt (golpes)		B	q adm	q adm
1.2	NO	1.50	2.50	7.00	7.00		m	kg/cm^2	T/m^2
							0	1.12	11.20
							1.00	1.12	11.20
							1.20	1.12	11.20
							1.50	1.07	10.75
							2.00	0.93	9.26
							2.50	0.84	8.43
							3.00	0.79	7.91
							3.50	0.75	7.54
							4.00	0.73	7.28

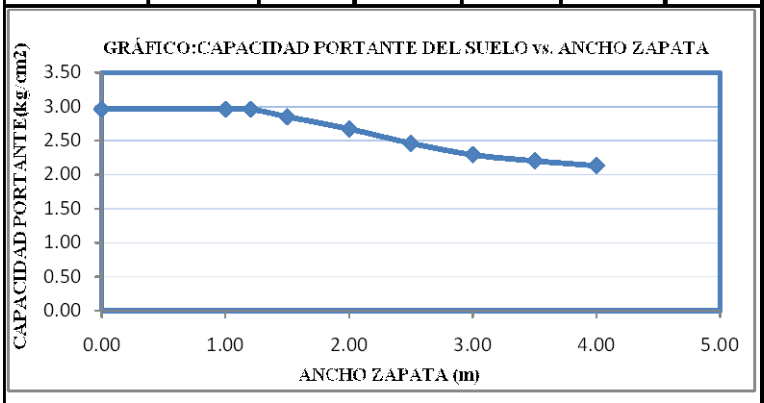


UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

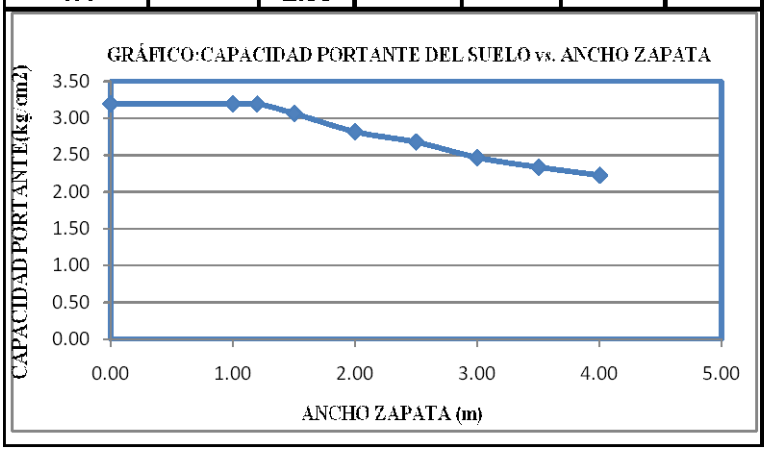
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR
SPT

PROYECTO	Sub-Centro de Salud "La Vicentina"
Ubicación	Calles 12 de Octubre y Gonzalo Diaz de Pineda
Ciudad	Ambato
Contiene	Capacidad Portante del Suelo con o sin nivel freático
Realizador	Egdo.Angel López R.

					SIN NF	CON NF			
PERF/PROF	NF	D(m)	S(cm)	N_{spt}	N spt (golpes)		B	q adm	q adm
1.3	NO	2.00	2.50	16.00	16.00		m	kg/cm^2	T/m^2
							0	2.96	29.60
							1.00	2.96	29.60
							1.20	2.96	29.60
							1.50	2.85	28.50
							2.00	2.67	26.70
							2.50	2.46	24.60
							3.00	2.29	22.90
							3.50	2.20	22.00
							4.00	2.13	21.30



					SIN NF	CON NF			
PERF/PROF	NF	D(m)	S(cm)	N_{spt}	N spt (golpes)		B	q adm	q adm
1.4	NO	2.50	2.50	20.00	20.00		m	kg/cm^2	T/m^2
							0	3.20	31.99
							1.00	3.20	31.99
							1.20	3.20	31.99
							1.50	3.07	30.71
							2.00	2.82	28.21
							2.50	2.68	26.75
							3.00	2.47	24.74
							3.50	2.34	23.35
							4.00	2.23	22.34

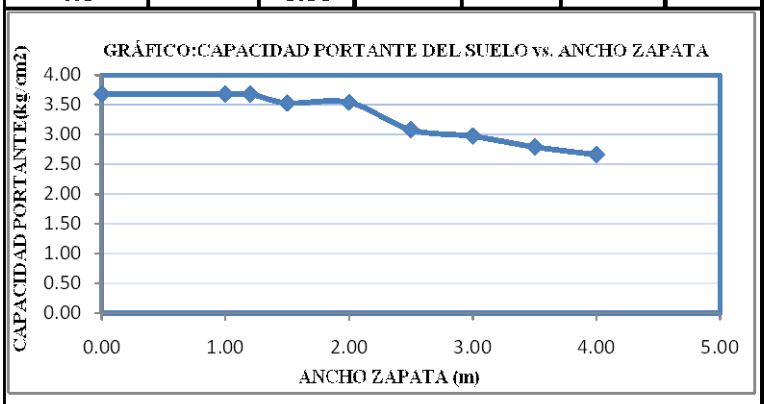


UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

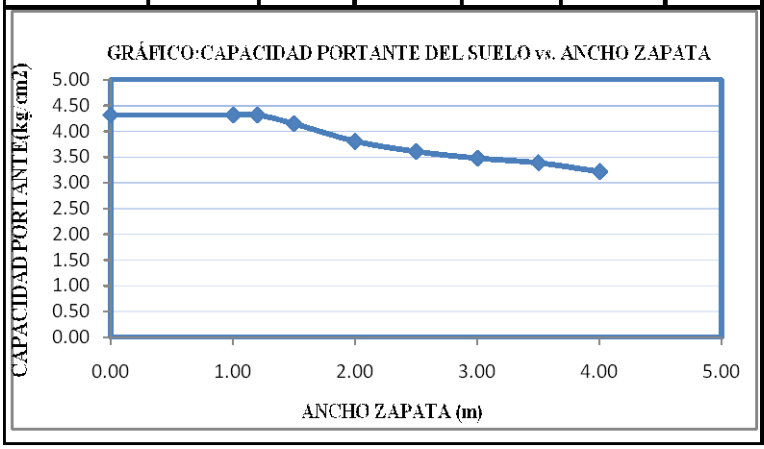
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR
SPT

PROYECTO	Sub-Centro de Salud "La Vicentina"
Ubicación	Calles 12 de Octubre y Gonzalo Diaz de Pineda
Ciudad	Ambato
Contiene	Capacidad Portante del Suelo con o sin nivel freático
Realizador	Egdo.Angel López R.

					SIN NF	CON NF			
PERF/PROF	NF	D(m)	S(cm)	N_{spt}	N spt (golpes)		B	q adm	q adm
1.5	NO	3.00	2.50	23.00	23.00		m	kg/cm^2	T/m^2
							0	3.68	36.79
							1.00	3.68	36.79
							1.20	3.68	36.79
							1.50	3.53	35.52
							2.00	3.54	32.44
							2.50	3.08	30.77
							3.00	2.97	29.68
							3.50	2.79	27.89
							4.00	2.66	26.58



					SIN NF	CON NF			
PERF/PROF	NF	D(m)	S(cm)	N_{spt}	N spt (golpes)		B	q adm	q adm
1.6	NO	3.50	2.50	27.00	27.00		m	kg/cm^2	T/m^2
							0	4.32	49.59
							1.00	4.32	49.59
							1.20	4.32	49.59
							1.50	4.15	47.60
							2.00	3.81	43.72
							2.50	3.61	41.47
							3.00	3.48	40.00
							3.50	3.39	38.97
							4.00	3.22	38.20



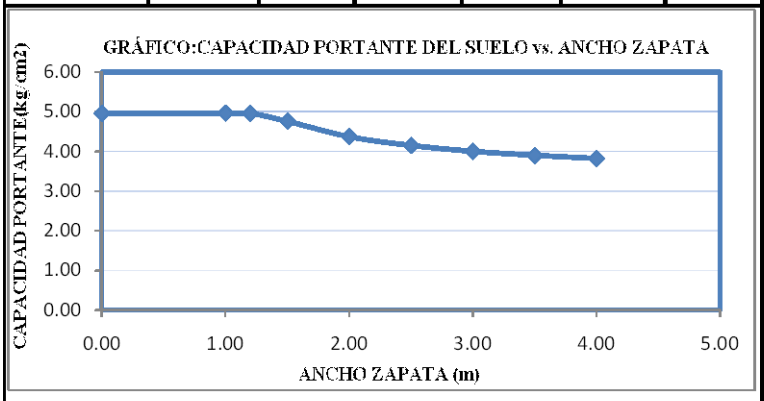
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

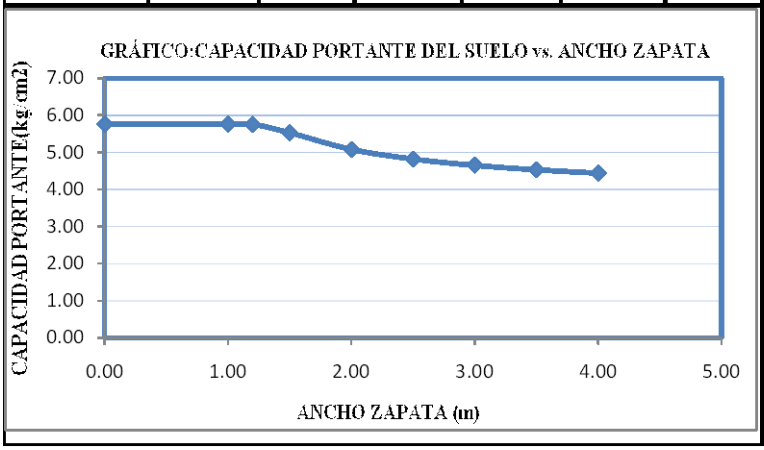
SPT

PROYECTO	Sub-Centro de Salud "La Vicentina"
Ubicación	Calles 12 de Octubre y Gonzalo Diaz de Pineda
Ciudad	Ambato
Contiene	Capacidad Portante del Suelo con o sin nivel freático
Realizador	Egdo.Angel López R.

					SIN NF	CON NF			
PERF/PROF	NF	D(m)	S(cm)	N_{spt}	N spt (golpes)		B	q adm	q adm
1.7	NO	4.00	2.50	31.00	31.00		m	kg/cm^2	T/m^2
							0	4.96	49.59
							1.00	4.96	49.59
							1.20	4.96	49.59
							1.50	4.76	47.60
							2.00	4.37	43.72
							2.50	4.15	41.47
							3.00	4.00	40.00
							3.50	3.90	38.97
							4.00	3.82	38.20



					SIN NF	CON NF			
PERF/PROF	NF	D(m)	S(cm)	N_{spt}	N spt (golpes)		B	q adm	q adm
1.8	NO	4.50	2.50	36.00	36.00		m	kg/cm^2	T/m^2
							0	5.76	57.59
							1.00	5.76	57.59
							1.20	5.76	57.59
							1.50	5.53	55.28
							2.00	5.08	50.77
							2.50	4.82	48.16
							3.00	4.65	46.45
							3.50	4.53	45.25
							4.00	4.44	44.36

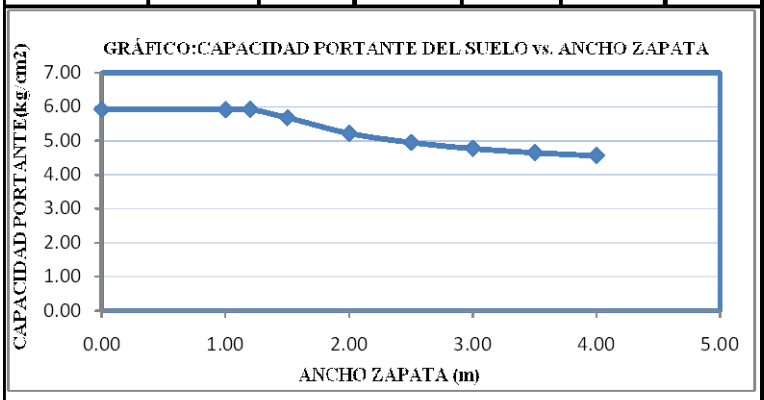


UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR
SPT

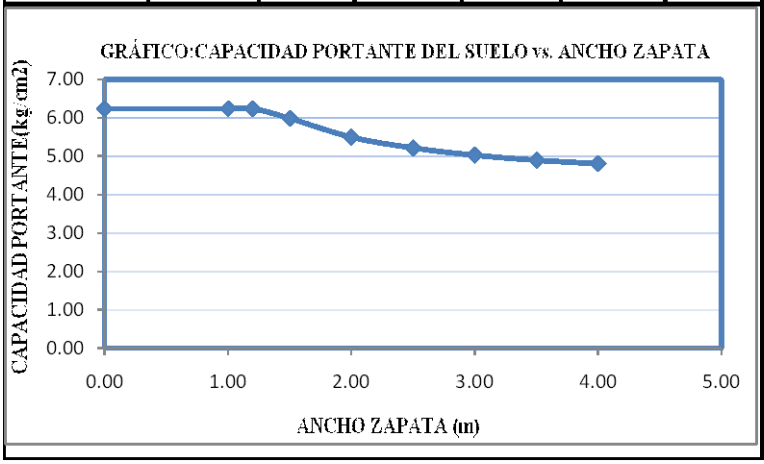
PROYECTO	Sub-Centro de Salud "La Vicentina"
Ubicación	Calles 12 de Octubre y Gonzalo Diaz de Pineda
Ciudad	Ambato
Contiene	Capacidad Portante del Suelo con o sin nivel freático
Realizador	Egdo.Angel López R.

					SIN NF	CON NF			
PERF/PROF	NF	D(m)	S(cm)	N_{spt}	N spt (golpes)		B	q adm	q adm
1.9	NO	5.00	2.50	37.00	37.00		m	kg/cm^2	T/m^2



B	q adm	q adm
m	kg/cm^2	T/m^2
0	5.92	59.19
1.00	5.92	59.19
1.20	5.92	59.19
1.50	5.68	56.82
2.00	5.22	52.18
2.50	4.95	49.49
3.00	4.77	47.74
3.50	4.65	46.51
4.00	4.56	45.60

					SIN NF	CON NF			
PERF/PROF	NF	D(m)	S(cm)	N_{spt}	N spt (golpes)		B	q adm	q adm
1.10	NO	5.50	2.50	39.00	39.00		m	kg/cm^2	T/m^2



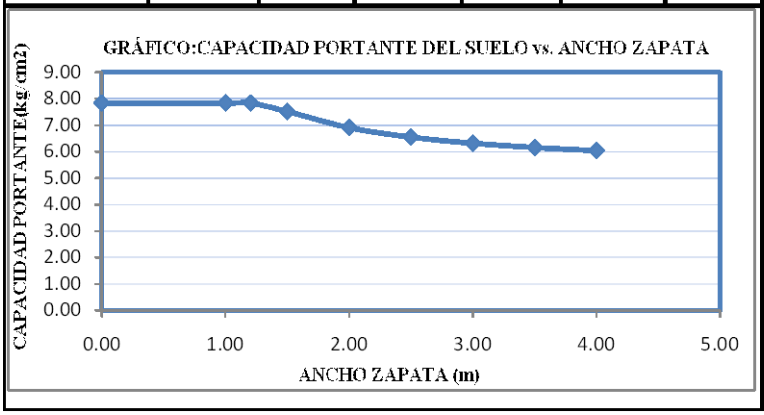
B	q adm	q adm
m	kg/cm^2	T/m^2
0	6.24	62.38
1.00	6.24	62.38
1.20	6.24	62.38
1.50	5.99	59.89
2.00	5.50	55.00
2.50	5.22	52.17
3.00	5.03	50.32
3.50	4.90	49.02
4.00	4.81	48.06

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

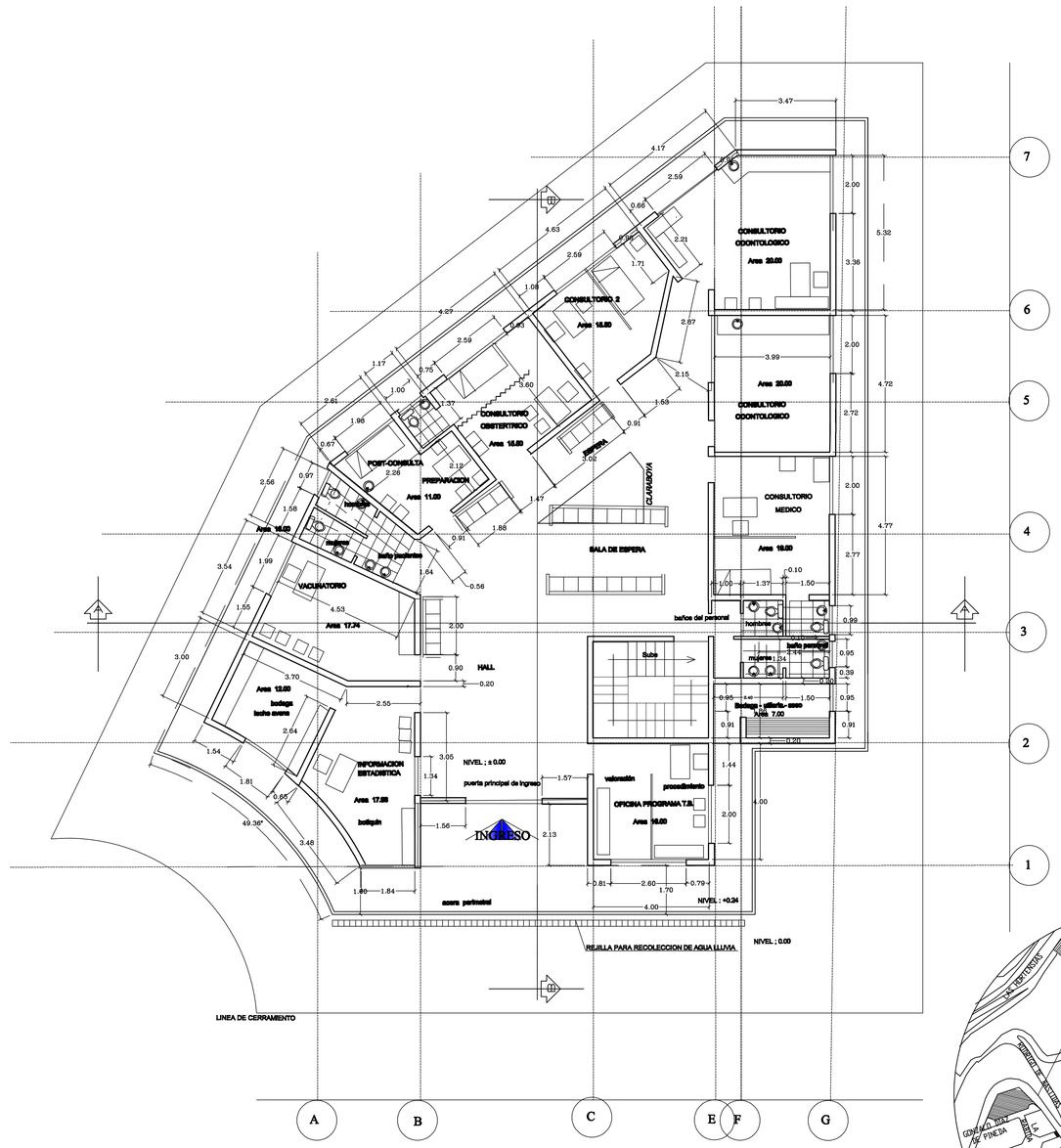
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR
SPT

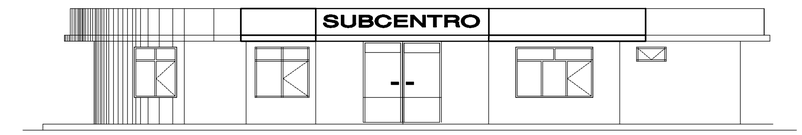
PROYECTO	Sub-Centro de Salud "La Vicentina"
Ubicación	Calles 12 de Octubre y Gonzalo Diaz de Pineda
Ciudad	Ambato
Contiene	Capacidad Portante del Suelo con o sin nivel freático
Realizador	Egdo.Angel López R.

					SIN NF	CON NF			
PERF/PROF	NF	D(m)	S(cm)	N_{spt}	N spt (golpes)		B	q adm	q adm
1.11	NO	6.00	2.50	49.00	49.00		m	kg/cm^2	T/m^2
							0	7.84	78.38
							1.00	7.84	78.38
							1.20	7.84	78.38
							1.50	7.52	75.25
							2.00	6.91	69.11
							2.50	6.55	65.55
							3.00	6.32	63.23
							3.50	6.16	61.60
							4.00	6.04	60.39



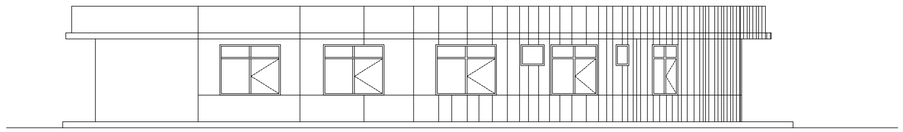
ANEXO C. Plano Arquitectónico y Planos Estructurales





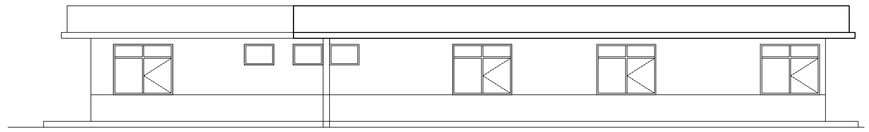
FACHADA FRONTAL

ESCALA 1:100



FACHADA POSTERIOR

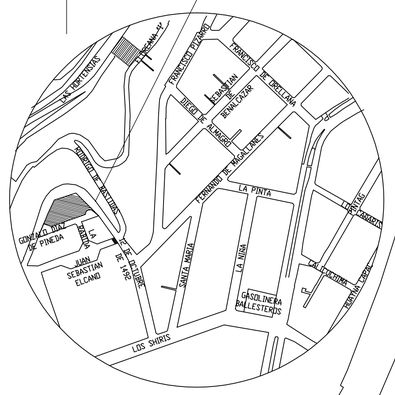
ESCALA 1:100



FACHADA LATERAL DERECHA

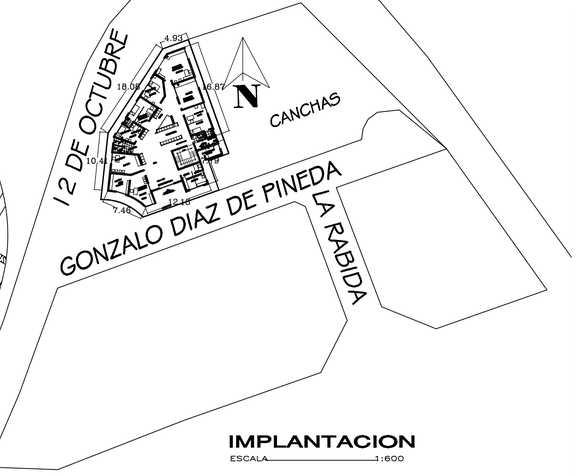
ESCALA 1:100

LOTE EN ESTUDIO



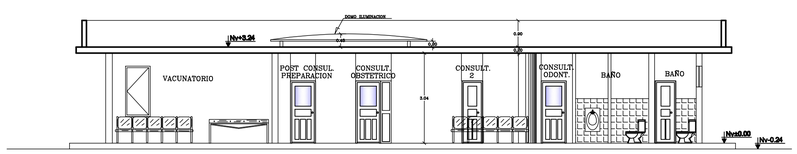
UBICACION

ESCALA S/E



IMPLANTACION

ESCALA 1:600



CORTE A - A

ESCALA 1:100

CORTE B - B

ESCALA 1:100

PROYECTO :

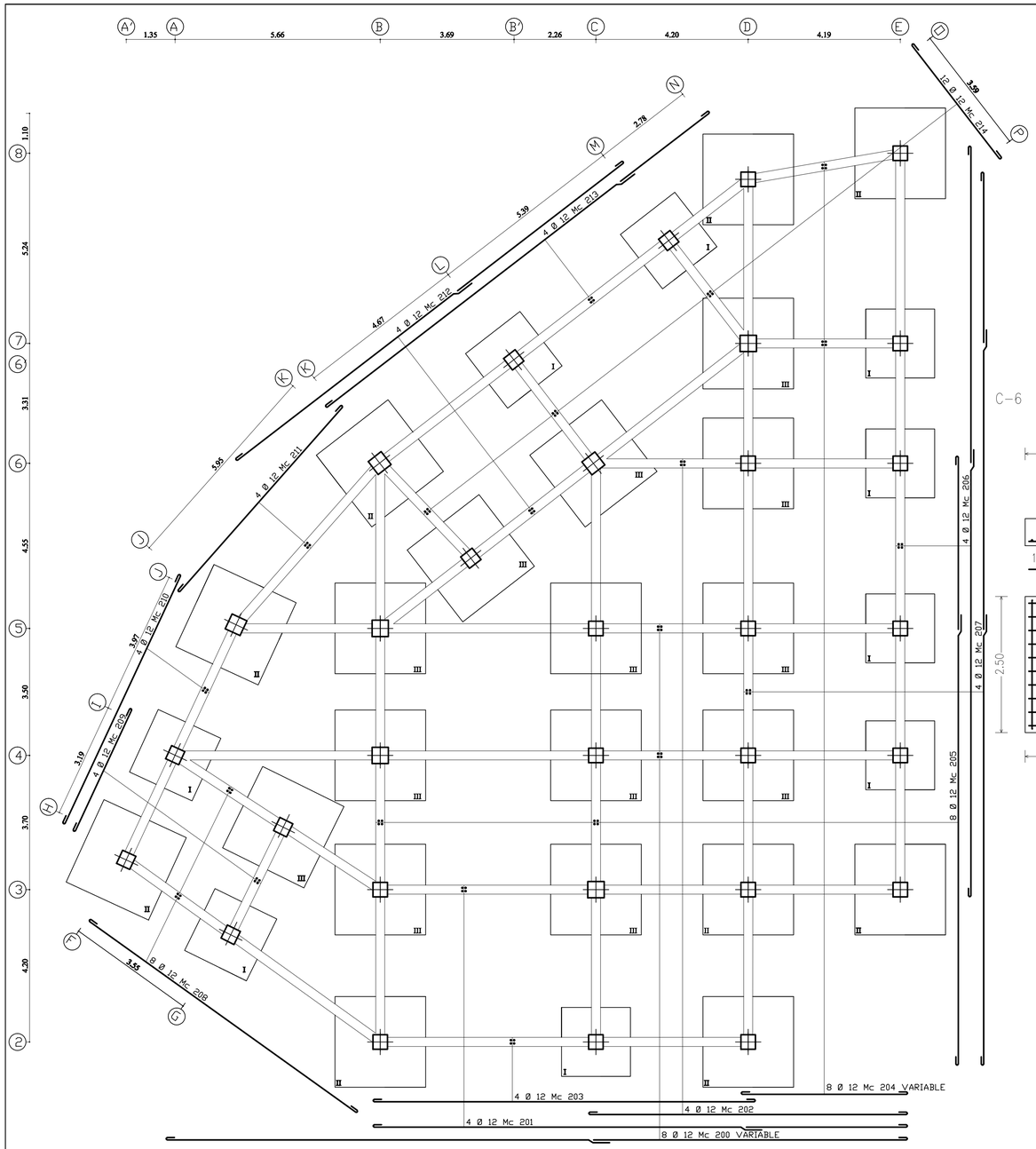
SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA"

CONTIENE:

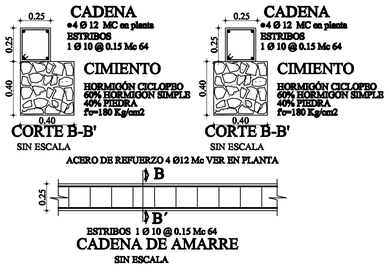
PLANTAS, FACHADAS, CORTES, UBICACION, IMPLANTACION

PROYECTO ARQUITECTONICO :	PROPIETARIO:
	DIRECCION PROVINCIAL DE SALUD DE TUNGURAHUA

ESCALA:	INDICADAS	LAMINA: 1 / 1
FECHA:	AGOSTO / 2011	
AUTOCAD:	W.P.G.D.	
UBICACION: Calles 12 de Octubre y Gonzalo Diaz de Pineda Cantón Ambato		Dib:

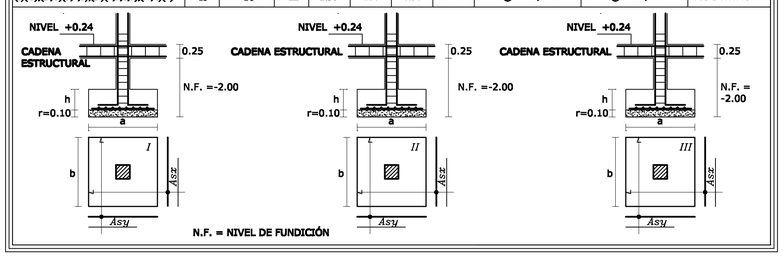


PLANTA DE CIMENTACIÓN
ESC 1: 75

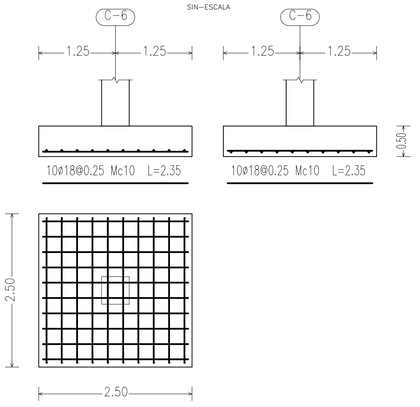


CUADRO DE PLINTOS

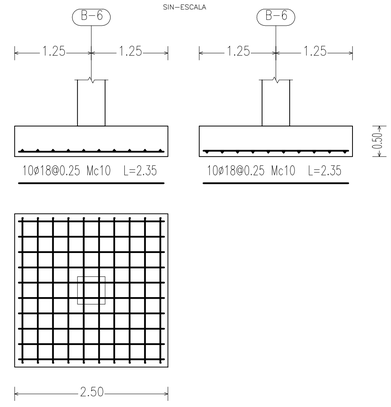
UBICACION	No.	GRUPO	TIPO	DIMENSIONES a	b	h	N.F	ARMADURA Asz.	Asy.	OBSERVACIONES
(H)(G),(I)(F),(L,M)(O),(E)(4,5,6,7),(C)(2)	9	P1	I	2.50	2.50	0.50	-2.00	1Ø18@25cm , 10 Mc10	1Ø18@25cm , 10 Mc10	P.PERIMETRAL
(E,J)(F),(K,N)(O),(E)(8,3),(D,B)(2),(D)(3)	9	P2	II	1.90	1.90	0.45	-2.00	1Ø18@25cm , 7 Mc11	1Ø18@25cm , 7 Mc11	P.ESQUINERO
(I)(G),(B,C)(3,4,5),(D)(4,5,6,7),(K,L)(F)	13	P3	III	2.50	2.50	0.50	-2.00	1Ø18@25cm , 10 Mc10	1Ø18@25cm , 10 Mc10	P.CENTRAL



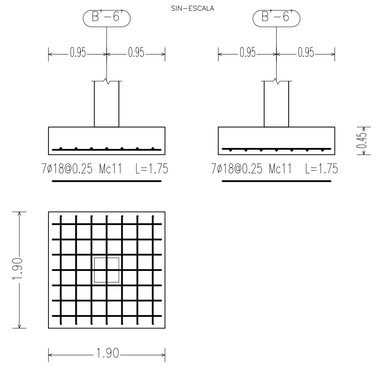
C-6 PLINTO CENTRAL
SIN-ESCALA



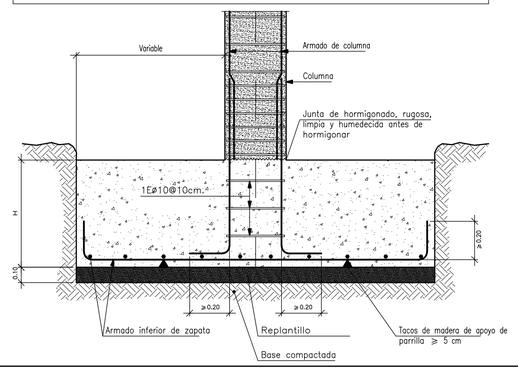
B-6 PLINTO ESQUINERO
SIN-ESCALA



B'-6' PLINTO PERIMETRAL
SIN-ESCALA



Zapata aislada.
SIN-ESCALA



PLANILLA DE REFUERZOS

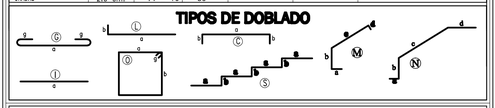
Mc.	ϕ	TIPO	LONGITUDES EN METROS (m.) a	b	c	d	g	No.	DIMENSIONES (m.) PARCIAL	TOTAL	OBSERVA.
PLINTOS											
10	18	I	2.35					440	2.35	1034.00	
11	18	I	2.35					126	2.35	296.10	
CADENA DE AMARRE											
200	12	G	20.40				2X0.10	8	20.60	164.80	TRASLAPAR
201	12	G	14.70				2X0.10	4	14.90	59.60	TRASLAPAR
202	12	G	8.75				2X0.10	4	8.95	35.80	
203	12	G	10.50				2X0.10	4	10.70	42.80	
204	12	G	4.55				2X0.10	8	4.75	38.00	VARIABLE
205	12	G	16.75				2X0.10	8	16.95	135.60	TRASLAPAR
206	12	G	20.65				2X0.10	4	20.85	83.40	TRASLAPAR
207	12	G	24.65				2X0.10	4	24.85	99.40	TRASLAPAR
208	12	G	9.05				2X0.10	8	9.25	74.00	
209	12	G	3.70				2X0.10	4	3.90	15.60	
210	12	G	7.55				2X0.10	4	7.75	31.00	
211	12	G	6.75				2X0.10	4	6.95	27.80	
212	12	G	13.40				2X0.10	4	13.60	54.40	TRASLAPAR
213	12	G	13.25				2X0.10	4	13.45	53.80	TRASLAPAR
214	12	G	3.90				2X0.10	12	4.10	49.20	
64	10	O	0.20	0.20			2X0.10	1348	1.00	1348.00	

RESUMEN DE REFUERZOS EN PESO - Kgs. ALIVIAN. REFUERZO HORM.
A ESTOS VALORES SE DEBE INCREMENTAR EL 5% POR DESPERDICIOS

DIAMETROS	10mm	12mm	14mm	16mm	18mm	U	Kgs.	m3
PLINTOS			25.50		1330.10		25.50	83.37
CAD. AMARRE	1348.00	965.20	54.90				2368.10	13.47
COLUMNAS	6322.80		45.60	904.80	1252.80		7273.20	42.06
LOSA		4558.00	1034.25	103.25		6277.00	5695.50	78.47
VIGAS	5330.00	761.85	801.00	750.00	887.35		7642.85	60.03
GRADAS	272.94						272.94	1.20
TOTAL - Kgs.	**13273.74**	**6285.05**	**1961.25**	**1758.05**	**3470.25**	6277.00	**23278.09**	**278.60**
QUINTALES	**298.80**	**147.45**	**45.08**	**38.76**	**76.50**		**530.09**	

RECUBRIMIENTOS MINIMOS		TRASLAPES MINIMOS		Alivianamientos		Observaciones
COLUMNAS	4.0 cm.	ϕ mm	(cm)	Dimensiones	Unidades	
VIGAS	4.0 cm.	6 – 8	30			
LOSAS	2.0 cm.	10 – 12	40	15X20X40	6277	
GRADAS	2.0 cm.	14 – 16	50			

TIPOS DE DOBLADO



ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.– El límite de Fluencia del acero de refuerzo será fy= 4200 Kg/cm2.
2.– El límite de fluencia de los estribos será fy= 4200 Kg/cm2.
3.– Esfuerzo admisible del suelo: 25 Ton/m2 , valor que deberá ser verificada en obra por el constructor.
4.– Carga viva CV = 200 Kg/m2; Carga Muerta CM= 463 Kg/m2;
5.– Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados.
6.– Cualquier cambio en la estructura deberá ser aprobada por el calculista, por escrito.
7.– Las dimensiones indicadas en los planos prevalecen a las medidas a escala.
8.– El esfuerzo unitario a compresión del hormigón a los 28 días en cilindros standar será f'c=210 Kg/cm2.
9.– Los traslapes se harán en la zona de compresión con los valores especificados.
10.– El diseño del hormigón armado cumple con las normas del código ACI-318-2005 y del Código Ecuatoriano de la Construcción C.E.C.2002 , los detalles que no consten deberán regirse por los mismos códigos.

PROYECTO:

SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA"

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL:
Egdo. ANGEL LÓPEZ R.

CONTIENE:
PLANTA DE CIMENTACIÓN
DETALLES DE CIMENTACIÓN
CADENAS
PLINTOS

PROPIETARIO:
DIRECCIÓN PROVINCIAL DE SALUD DE TUNGURAHUA

ESCALAS: INDICADAS

UBICACIÓN:
Calles 12 de Octubre y Gonzalo Díaz de Pineda
Cantón Ambato

FECHA: OCTUBRE/2011

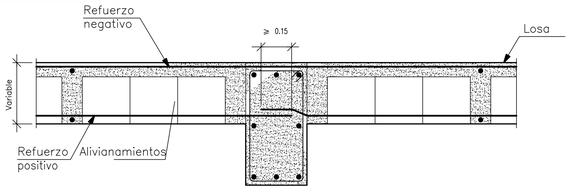
DIBUJO: A.L.R.

LÁMINA: 1/7 E

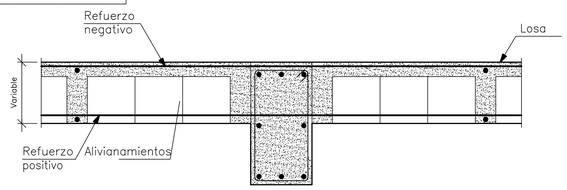
SELLOS MUNICIPALES

Viga peraltada interior.
Losa reticular.
Alivianamientos.

Armaduras positivas (con traslape)



Armaduras positivas (sin traslape)



Extremo de borde sobre viga peraltada.
Losa reticular.
Alivianamientos.

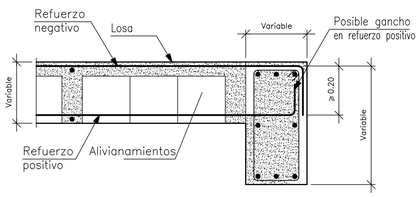
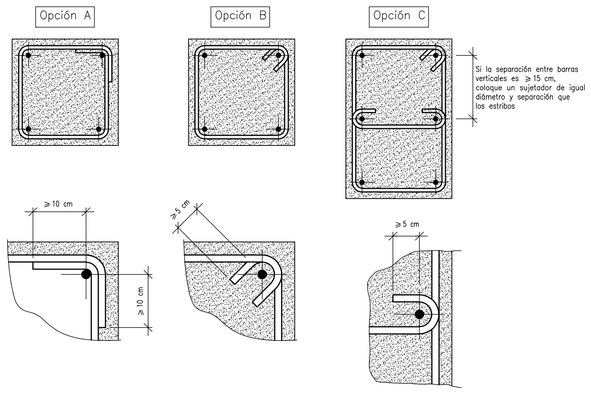
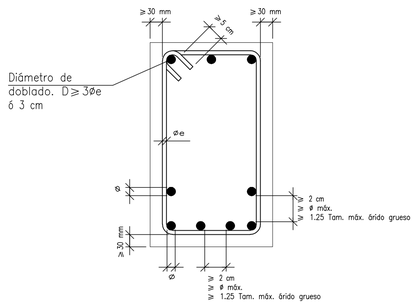


Tabla de estribos para columnas y detalles de ganchos.



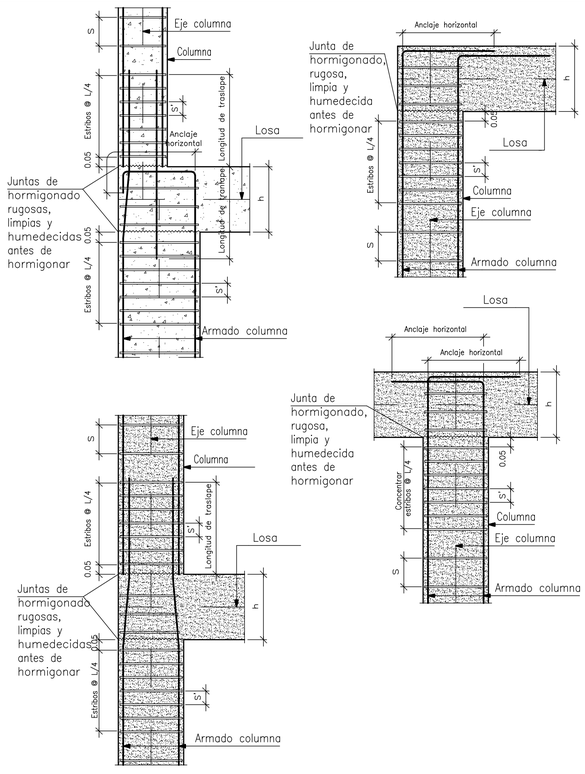
Recubrimientos y separaciones entre varillas en vigas.

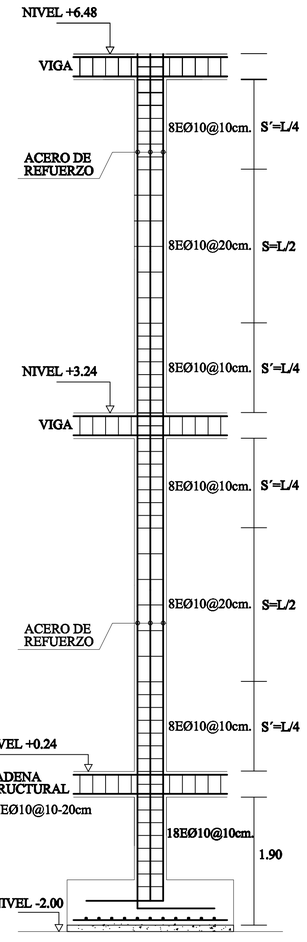


CUADRO DE COLUMNAS

NIVEL SUPERIOR	+6.48	+6.48	+6.48
NIVEL INFERIOR	+3.24	+3.24	+3.24
NIVEL SUPERIOR	+3.24	+3.24	+3.24
NIVEL INFERIOR	+0.24	+0.24	+0.24
NIVEL SUPERIOR	+0.24	+0.24	+0.24
NIVEL INFERIOR	-2.00	-2.00	-2.00
Nº	7	11	13
UBICACIÓN EJES	(D)(7),(B,C)(6),(C)(3) (D)(4,5),(J)(F)	(D)(4,5,6),(M,N)(O) (E)(3,4,5,6,7,8)	(B,C,D)(2),(H,I)(F,G) (B,D)(3),(C)(4,5), (K)(F),(L)(O)
ESTRIBOS	132 e Ø 10 L/4 : @ 0.10 L/2 : @ 0.20 L/4 : @ 0.10 Mc 600	132 e Ø 10 L/4 : @ 0.10 L/2 : @ 0.20 L/4 : @ 0.10 Mc 601	132 e Ø 10 L/4 : @ 0.10 L/2 : @ 0.20 L/4 : @ 0.10 Mc 601
ARMADURA	• 8 Ø 18 Mc 401	• 8 Ø 18 Mc 401	• 8 Ø 16 Mc 402
ARMADO DE COLUMNA	0.45 / 0.45	0.40 / 0.40	0.40 / 0.40

Esquema de armado de columnas en uniones con vigas y losas.





DETALLE DE COLUMNA TIPO
SIN ESCALA

PLANILLA DE REFUERZOS

COLUMNAS

401	18	L	8.40	0.30				144	8.70	1252.80
402	16	L	8.40	0.30				104	8.70	904.80
600	10	O	0.40	0.40			2X0.05	924	1.70	1570.80
601	10	O	0.35	0.35			2X0.05	3168	1.50	4752.00

RESUMEN DE REFUERZOS EN PESO - Kgs.

A ESTOS VALORES SE DEBE INCREMENTAR EL 5% POR DESPERDICIOS

DIAMETROS	10mm	12mm	14mm	16mm	18mm	U	Kgs.	m3	ALIVIAN.	REFUERZO	HORM.
PLINTOS			25.50		1330.10		25.50	83.37			
CAD. AMARRE	1348.00	965.20	54.90				2368.10	13.47			
COLUMNAS	6322.80		45.60	904.80	1252.80		7273.20	42.06			
LOSA		4558.00	1034.25	103.25		6277.00	5695.50	78.47			
VIGAS	5330.00	761.85	801.00	750.00	887.35		7642.85	60.03			
GRADAS	272.94						272.94	1.20			
TOTAL - Kgs.	**13273.74**	**6285.05**	**1961.25**	**1758.05**	**3470.25**	6277.00	**23278.09**	**278.60**			
QUINTALES	**298.80**	**147.45**	**45.08**	**38.76**	**76.50**		**530.09**				

RECUBRIMIENTOS MINIMOS		TRASLAPES MINIMOS		Alivianamientos		Observaciones
COLUMNAS	4.0 cm.	Ø mm	(cm)	Dimensiones	Unidades	
VIGAS	4.0 cm.	6 – 8	30			
LOSAS	2.0 cm.	10 – 12	40	15X20X40	6277	
GRADAS	2.0 cm.	14 – 16	50			

TIPOS DE DOBLADO

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.– El límite de Fluencia del acero de refuerzo será fy= 4200 Kg/cm2.
2.– El límite de fluencia de los estribos será fy= 4200 Kg/cm2.
3.– Esfuerzo admisible del suelo: 25 Ton/m2 , valor que deberá ser verificado en obra por el constructor.
4.– Carga viva CV = 200 Kg/m2; Carga Muerta CM= 463 Kg/m2;
5.– Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados.
6.– Cualquier cambio en la estructura deberá ser aprobada por el calculista, por escrito.
7.– Las dimensiones indicadas en los planos prevalecen a las medidas a escala.
8.– El esfuerzo unitario a compresión del hormigón a los 28 días en cilindros standar será f'c=210 Kg/cm2.
9.– Los traslapes se harán en la zona de compresión con los valores especificados.
10.– El diseño del hormigón armado cumple con las normas del código ACI-318-2005 y del Código Ecuatoriano de la Construcción C.E.C.2002 , los detalles que no consten deberán regirse por los mismos códigos.

PROYECTO:

SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA"

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL:

Egdo. ANGEL LÓPEZ R.

CONTIENE:
DETALLES DE VIGAS Y COLUMNAS
COLUMNAS

PROPIETARIO:
DIRECCIÓN PROVINCIAL DE SALUD DE TUNGURAHUA

ESCALAS: INDICADAS

UBICACIÓN:
Calles 12 de Octubre y Gonzalo Díaz de Pineda
Cantón Ambato

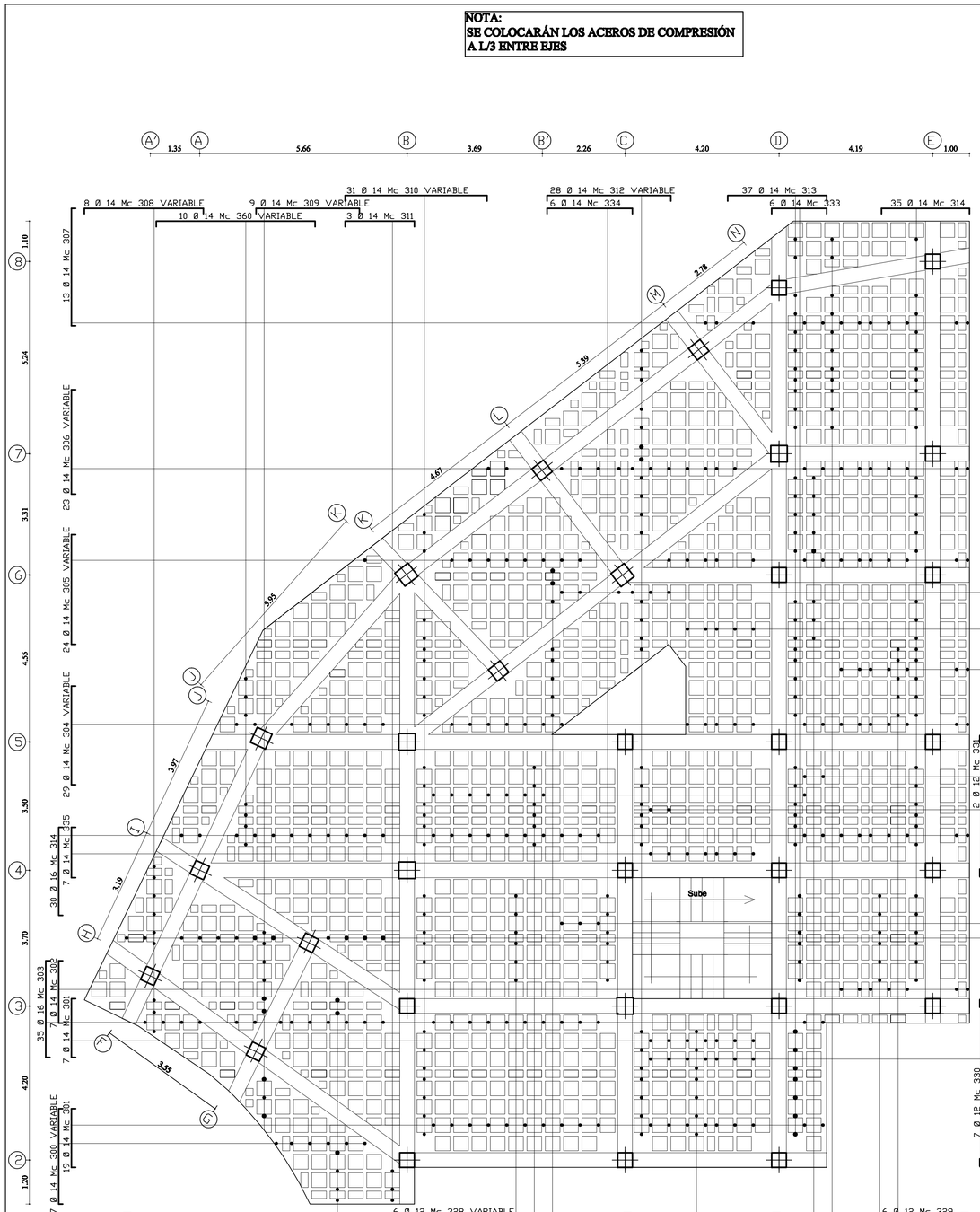
FECHA: OCTUBRE/2011

DIBUJO: A.L.R.

LÁMINA: 2/7 E

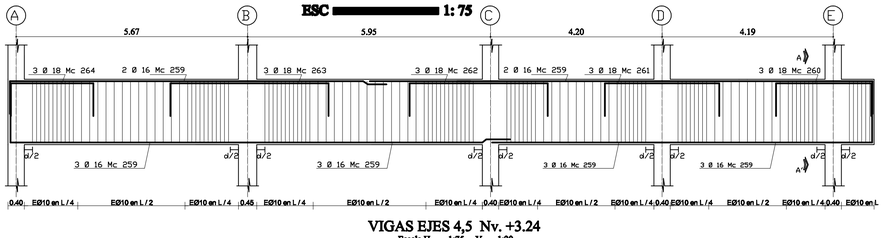
SELLOS MUNICIPALES

NOTA:
SE COLOCARÁN LOS ACEROS DE COMPRESIÓN A L/3 ENTRE EJES



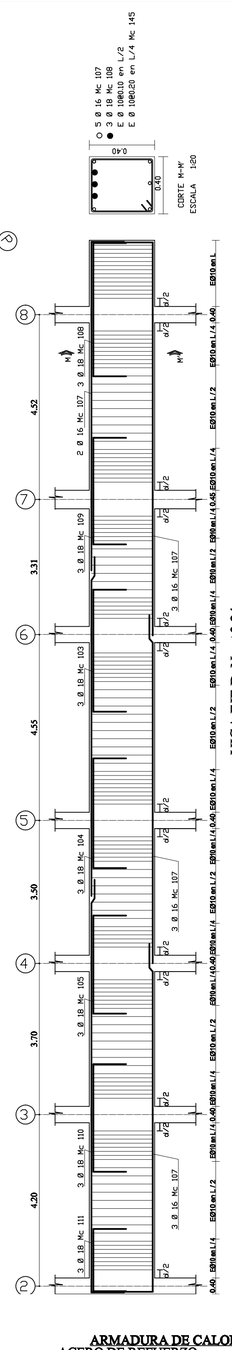
LOSA Nv.+3.24

ESC 1: 75



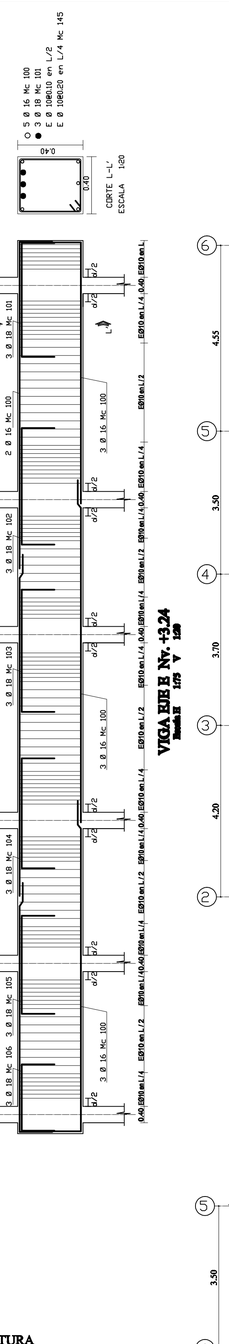
VIGAS EJES 4,5 Nv. +3.24

Escala H 1:75 V 1:20



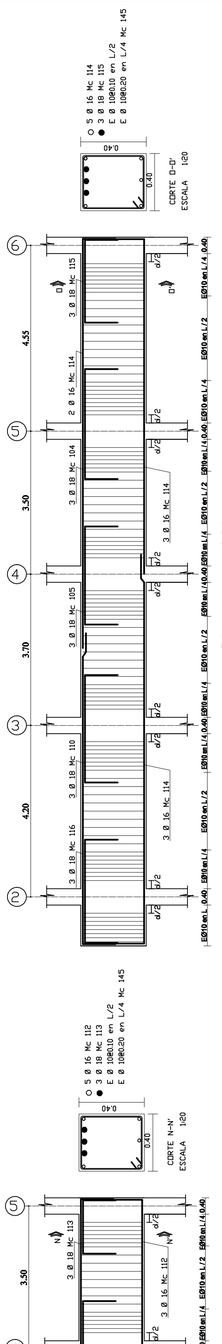
VIGA EJE D Nv. +3.24

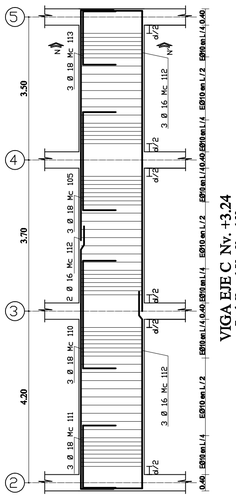
Escala H 1:75 V 1:20



VIGA EJE B Nv. +3.24

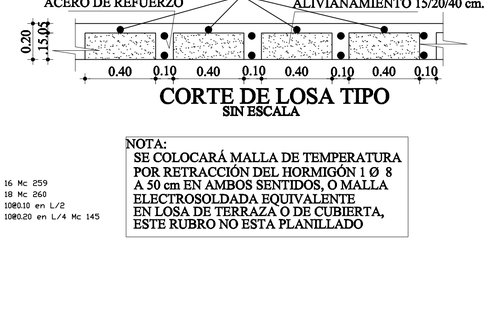
Escala H 1:75 V 1:20





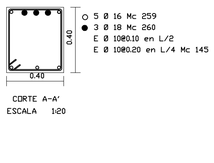
VIGA EJE C Nv. +3.24

Escala H 1:75 V 1:20



CORTE DE LOSA TIPO

SIN ESCALA



NOTA:
SE COLOCARÁ MALLA DE TEMPERATURA POR RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN 1 Ø 8 A 50 cm EN AMBOS SENTIDOS, O MALLA ELECTROSOLDADA EQUIVALENTE EN LOSA DE TERRAZA O DE CUBIERTA, ESTE RUBRO NO ESTA PLANILLADO

PLANILLA DE REFUERZOS

LOSAS Nv.+ 3.24, Nv.+6.48

300	14	C	2.60	2X0.15			7	2.90	20.30	VARIABLE
301	14	C	1.60	2X0.15			26	1.90	49.40	
302	14	C	1.70	2X0.15			7	2.00	14.00	
303	16	C	2.65	2X0.15			35	2.95	103.25	
314	14	C	2.40	2X0.15			65	2.70	175.50	
335	14	C	1.35	2X0.15			7	1.65	11.55	
304	14	C	2.70	2X0.15			29	3.00	87.00	VARIABLE
305	14	C	3.00	2X0.15			24	3.30	79.20	VARIABLE
306	14	C	2.85	2X0.15			23	3.15	72.45	VARIABLE
307	14	C	3.20	2X0.15			13	3.50	45.50	
308	14	C	3.25	2X0.15			8	3.55	28.40	VARIABLE
360	14	C	4.35	2X0.15			10	4.65	46.50	VARIABLE
309	14	C	2.80	2X0.15			9	3.10	27.90	VARIABLE
310	14	C	3.85	2X0.15			31	4.15	128.65	VARIABLE
311	14	C	1.90	2X0.15			3	2.20	6.60	
312	14	C	3.40	2X0.15			28	3.70	103.60	VARIABLE
334	14	C	2.35	2X0.15			6	2.65	15.90	
333	14	C	1.50	2X0.15			6	1.80	10.80	
313	14	C	2.70	2X0.15			37	3.00	111.00	
337	12	C	2.60	2X0.15			7	2.90	20.30	VARIABLE
338	12	C	1.60	2X0.15			19	1.90	36.10	
339	12	C	1.70	2X0.15			7	2.00	14.00	
340	12	C	2.65	2X0.15			32	2.95	94.40	
352	12	C	2.40	2X0.15			72	2.70	194.40	
342	12	C	2.70	2X0.15			29	3.00	87.00	VARIABLE
343	12	C	3.00	2X0.15			24	3.30	79.20	VARIABLE
344	12	C	2.85	2X0.15			23	3.15	72.45	VARIABLE
345	12	C	3.20	2X0.15			13	3.50	45.50	
346	12	C	3.25	2X0.15			8	3.55	28.40	VARIABLE
361	12	C	4.35	2X0.15			10	4.65	46.50	VARIABLE
347	12	C	2.80	2X0.15			9	3.10	27.90	VARIABLE
349	12	C	3.85	2X0.15			31	4.15	128.65	VARIABLE
348	12	C	1.90	2X0.15			3	2.20	6.60	
350	12	C	3.40	2X0.15			34	3.70	125.80	VARIABLE
351	12	C	2.70	2X0.15			43	3.00	129.00	
332	12	G	17.05			2X0.05	5	17.15	85.75	VARIABLE
331	12	G	3.85			2X0.05	2	3.95	7.90	
330	12	G	4.55			2X0.05	7	4.65	32.55	
315	12	G	13.75			2X0.05	12	13.85	166.20	VARIABLE
316	12	G	21.80			2X0.05	14	21.90	306.60	TRASLAPAR
317	12	G	12.75			2X0.05	8	12.85	102.80	TRASLAPAR
318	12	G	20.45			2X0.05	14	20.55	287.70	VARIABLE
319	12	G	17.40			2X0.05	26	17.50	455.00	VARIABLE
320	12	G	25.30			2X0.05	9	25.40	228.60	VARIABLE
321	12	G	7.90			2X0.05	12	8.00	96.00	VARIABLE
322	12	G	12.50			2X0.05	22	12.60	277.20	VARIABLE
323	12	G	10.90			2X0.05	16	11.00	176.00	VARIABLE
324	12	G	7.70			2X0.05	10	7.80	78.00	VARIABLE
325	12	G	19.40			2X0.05	16	19.50	312.00	VARIABLE
326	12	G	18.55			2X0.05	14	18.65	261.10	VARIABLE
327	12	G	23.90			2X0.05	18	24.00	432.00	VARIABLE
328	12	G	13.85			2X0.05	6	13.95	83.70	VARIABLE
329	12	G	5.35			2X0.05	6	5.45	32.70	

RESUMEN DE REFUERZOS EN PESO - Kgs. ALIVIAN. REFUERZO. HORM.

A ESTOS VALORES SE DEBE INCREMENTAR EL 5% POR DESPERDICIOS.

DIAMETROS	10mm	12mm	14mm	16mm	18mm	U	Kgs.	m3
PLINTOS			25.50		1330.10		25.50	83.37
CAD. AMARRE	1348.00	965.20	54.90				2368.10	13.47
COLUMNAS	6322.80		45.60	904.80	1252.80		7273.20	42.06
LOSA		4558.00	1034.25	103.25		6277.00	5695.50	78.47
VIGAS	5330.00	761.85	801.00	750.00	887.35		7642.85	60.03
GRADAS	272.94						272.94	1.20
TOTAL - Kgs.	**13273.74**	**6285.05**	**1961.25**	**1758.05**	**3470.25**	6277.00	**23278.09**	**278.60**
QUINTALES	**298.80**	**147.45**	**45.08**	**38.76**	**76.50**		**530.09**	

RECUBRIMIENTOS MINIMOS		TRASLAPES MINIMOS		Alivianamientos		Observaciones
COLUMNAS	4.0 cm.	ø mm	(cm)	Dimensiones	Unidades	
VIGAS	4.0 cm.	6 — 8	30			
LOSAS	2.0 cm.	10 — 12	40	15X20X40	6277	
GRADAS	2.0 cm.	14 — 16	50			

TIPOS DE DOBLADO

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.– El límite de Fluencia del acero de refuerzo será fy= 4200 Kg/cm2.
2.– El límite de fluencia de los estribos será fy= 4200 Kg/cm2.
3.– Esfuerzo admisible del suelo: 25 Ton/m2 , valor que deberá ser verificado en obra por el constructor.
4.– Carga viva CV = 200 Kg/m2; Carga Muerta CM= 463 Kg/m2;
5.– Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados.
6.– Cualquier cambio en la estructura deberá ser aprobada por el calculista, por escrito.
7.– Las dimensiones indicadas en los planos prevalecen a las medidas a escala.
8.– El esfuerzo unitario a compresión del hormigón a los 28 días en cilindros standar será f'c=210 Kg/cm2.
9.– Los traslapes se haran en la zona de compresión con los valores especificados.
10.– El diseño del hormigón armado cumple con los normas del código ACI–318–2005 y del CÓdigo Ecuatoriano de la Construcción C.E.C.2002 , los detalles que no consten deberán regirse por los mismos códigos.

PROYECTO:

SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA"

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL:

Egdo. ANGEL LÓPEZ R.

CONTIENE:
LOSA Nv+3.24
VIGAS Nv+3.24

PROPIETARIO:
DIRECCIÓN PROVINCIAL DE SALUD DE TUNGURAHUA

ESCALAS: INDICADAS

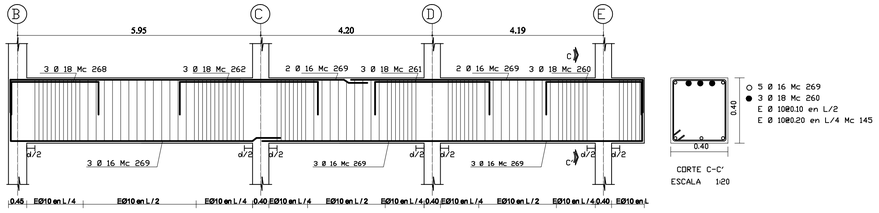
UBICACIÓN:
Calles 12 de Octubre y Gonzalo Díaz de Pineda
Cantón Ambato

FECHA: OCTUBRE/2011

DIBUJO: A.L.R.

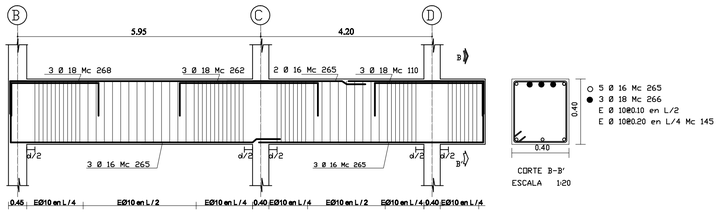
LÁMINA: 3/7 E

SELLOS MUNICIPALES



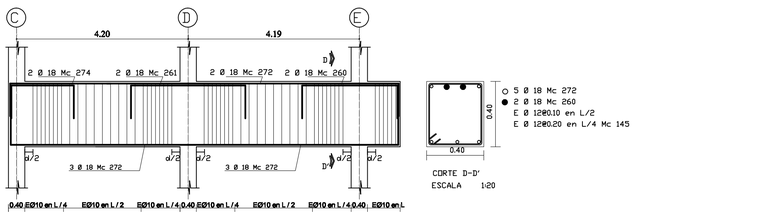
VIGA EJE 3 Nv. +3.24

Escala H 1:75 V 1:20



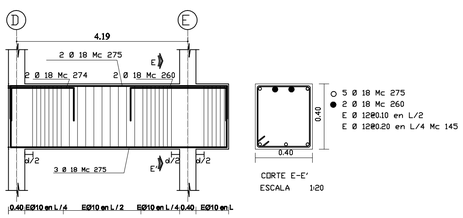
VIGA EJE 2 Nv. +3.24

Escala H 1:75 V 1:20



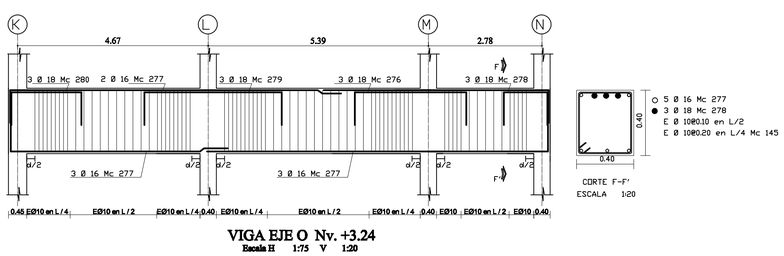
VIGA EJE 6 Nv. +3.24

Escala H 1:75 V 1:20



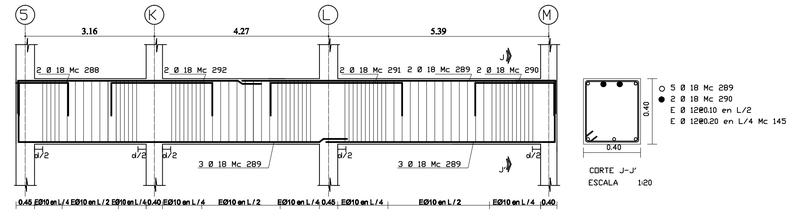
VIGAS EJES 7,8 Nv. +3.24

Escala H 1:75 V 1:20



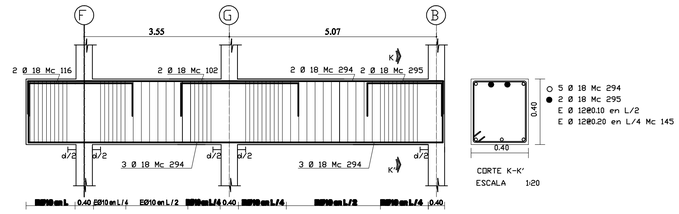
VIGA EJE O Nv. +3.24

Escala H 1:75 V 1:20



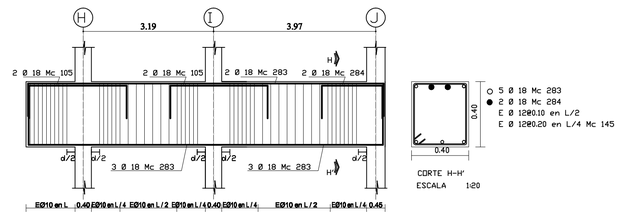
VIGA EJE P Nv. +3.24

Escala H 1:75 V 1:20



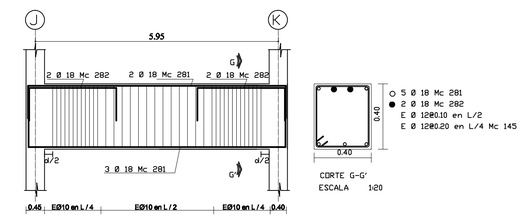
VIGA EJE H Nv. +3.24

Escala H 1:75 V 1:20



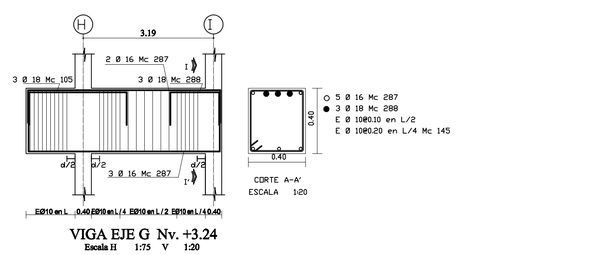
VIGA EJE F Nv. +3.24

Escala H 1:75 V 1:20



VIGA EJE O Nv. +3.24

Escala H 1:75 V 1:20



VIGA EJE G Nv. +3.24

Escala H 1:75 V 1:20

PLANILLA DE REFUERZOS

VIGAS Nv.+ 3.24, Nv.+6.48

100	16	C	21.80	2X0.20				5	22.20	111.00	TRASLAPAR
101	18	C	2.80	2X0.20				3	3.20	9.60	
102	18	C	2.85	2X0.20				5	3.25	16.25	
103	18	C	3.00	2X0.20				6	3.40	20.40	
104	18	C	2.70	2X0.20				9	3.10	27.90	
105	18	C	2.40	2X0.20				19	2.80	53.20	
106	18	C	1.60	2X0.20				3	2.00	6.00	
107	16	C	25.70	2X0.20				5	26.10	130.50	TRASLAPAR
108	18	C	3.25	2X0.20				3	3.65	10.95	
109	18	C	2.60	2X0.20				3	3.00	9.00	
110	18	C	2.65	2X0.20				12	3.05	36.60	
111	18	C	1.55	2X0.20				6	1.95	11.70	
112	16	C	11.70	2X0.20				5	12.10	60.50	TRASLAPAR
113	18	C	1.30	2X0.20				3	1.70	5.10	
114	18	C	17.25	2X0.20				5	17.65	88.25	TRASLAPAR
115	18	C	2.05	2X0.20				3	2.45	7.35	
116	18	C	2.55	2X0.20				5	2.95	14.75	
259	16	C	21.10	2X0.20				10	21.50	215.00	TRASLAPAR
260	18	C	2.35	2X0.20				15	2.75	41.25	
261	18	C	2.80	2X0.20				11	3.20	35.20	
262	18	C	3.40	2X0.20				12	3.80	45.60	
263	18	C	3.85	2X0.20				6	4.25	25.50	
264	18	C	2.00	2X0.20				6	2.40	14.40	
265	16	C	11.60	2X0.20				5	12.00	60.00	TRASLAPAR
268	18	C	2.15	2X0.20				6	2.55	15.30	
269	16	C	15.50	2X0.20				5	15.90	79.50	TRASLAPAR
272	18	C	9.50	2X0.20				5	9.90	49.50	
274	18	C	1.55	2X0.20				6	1.95	11.70	
275	18	C	5.30	2X0.20				10	5.70	57.00	
277	16	C	13.20	2X0.20				5	13.60	68.00	TRASLAPAR
278	18	C	1.05	2X0.20				3	1.45	4.35	
276	18	C	2.75	2X0.20				3	3.15	9.45	
279	18	C	3.35	2X0.20				3	3.75	11.25	
280	18	C	1.70	2X0.20				3	2.10	6.30	
281	18	C	6.30	2X0.20				5	6.70	33.50	
282	18	C	2.15	2X0.20				4	2.55	10.20	
283	18	C	8.70	2X0.20				5	9.10	45.50	
284	18	C	1.50	2X0.20				2	1.90	3.80	
287	16	C	4.70	2X0.20				5	5.10	25.50	
288	18	C	1.20	2X0.20				5	1.60	8.00	
289	18	C	13.15	2X0.20				5	13.55	67.75	TRASLAPAR
290	18	C	1.95	2X0.20				2	2.35	4.70	
291	18	C	3.20	2X0.20				2	3.60	7.20	
292	18	C	2.45	2X0.20				2	2.85	5.70	
294	18	C	10.15	2X0.20				5	10.55	52.75	TRASLAPAR
295	18	C	1.80	2X0.20				2	2.20	4.40	
162	16	C	21.80	2X0.20				5	22.20	111.00	TRASLAPAR
163	14	C	2.80	2X0.20				3	3.20	9.60	
164	14	C	2.85	2X0.20				5	3.25	16.25	
165	14	C	3.00	2X0.20				6	3.40	20.40	

RESUMEN DE REFUERZOS EN PESO - Kgs. ALIVIAN. REFUERZO HORM.

A ESTOS VALORES SE DEBE INCREMENTAR EL 5% POR DESPERDICIOS

DIAMETROS	10mm	12mm	14mm	16mm	18mm	U	Kgs.	m3
PLINTOS			25.50		1330.10		25.50	83.37
CAD. AMARRE	1348.00	965.20	54.90				2368.10	13.47
COLUMNAS	6322.80		45.60	904.80	1252.80		7273.20	42.06
LOSA		4558.00	1034.25	103.25		6277.00	5695.50	78.47
VIGAS	5330.00	761.85	801.00	750.00	887.35		7642.85	60.03
GRADAS	272.94						272.94	1.20
TOTAL - Kgs.	**13273.74**	**6285.05**	**1961.25**	**1758.05**	**3470.25**	6277.00	**23278.09**	**278.60**
QUINTALES	**298.80**	**147.45**	**45.08**	**38.76**	**76.50**		**530.09**	

RECUBRIMIENTOS MINIMOS		TRASLAPES MINIMOS		Alivianamientos		Observaciones
COLUMNAS	4.0 cm.	ø mm	(cm)	Dimensiones	Unidades	
VIGAS	4.0 cm.	6 – 8	30			
LOSAS	2.0 cm.	10 – 12	40	15X20X40	6277	
GRADAS	2.0 cm.	14 – 16	50			

TIPOS DE DOBLADO

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.– El límite de Fluencia del acero de refuerzo será fy= 4200 Kg/cm2.
2.– El límite de fluencia de los estribos será fy= 4200 Kg/cm2.
3.– Esfuerzo admisible del suelo: 25 Ton/m2 , valor que deberá ser verificado en obra por el constructor.
4.– Carga viva CV = 200 Kg/m2; Carga Muerta CM= 463 Kg/m2;
5.– Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados.
6.– Cualquier cambio en la estructura deberá ser aprobada por el calculista, por escrito.
7.– Las dimensiones indicadas en los planos prevalecen a las medidas a escala.
8.– El esfuerzo unitario a compresión del hormigón a los 28 días en cilindros standar será f'c=210 Kg/cm2.
9.– Los traslapes se harán en la zona de compresión con los valores especificados.
10.– El diseño del hormigón armado cumple con las normas del código ACI-318-2005 y del Código Ecuatoriano de la Construcción C.E.C.2002 , los detalles que no consten deberán regirse por los mismos códigos.

PROYECTO:

SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA"

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL:

Egdo. ANGEL LÓPEZ R.

CONTIENE:

VIGAS Nv+3.24

PROPIETARIO:

DIRECCIÓN PROVINCIAL DE SALUD DE TUNGURAHUA

ESCALAS: INDICADAS

UBICACIÓN:

Calles 12 de Octubre y Gonzalo Díaz de Pineda
Cantón Ambato

FECHA: OCTUBRE/2011

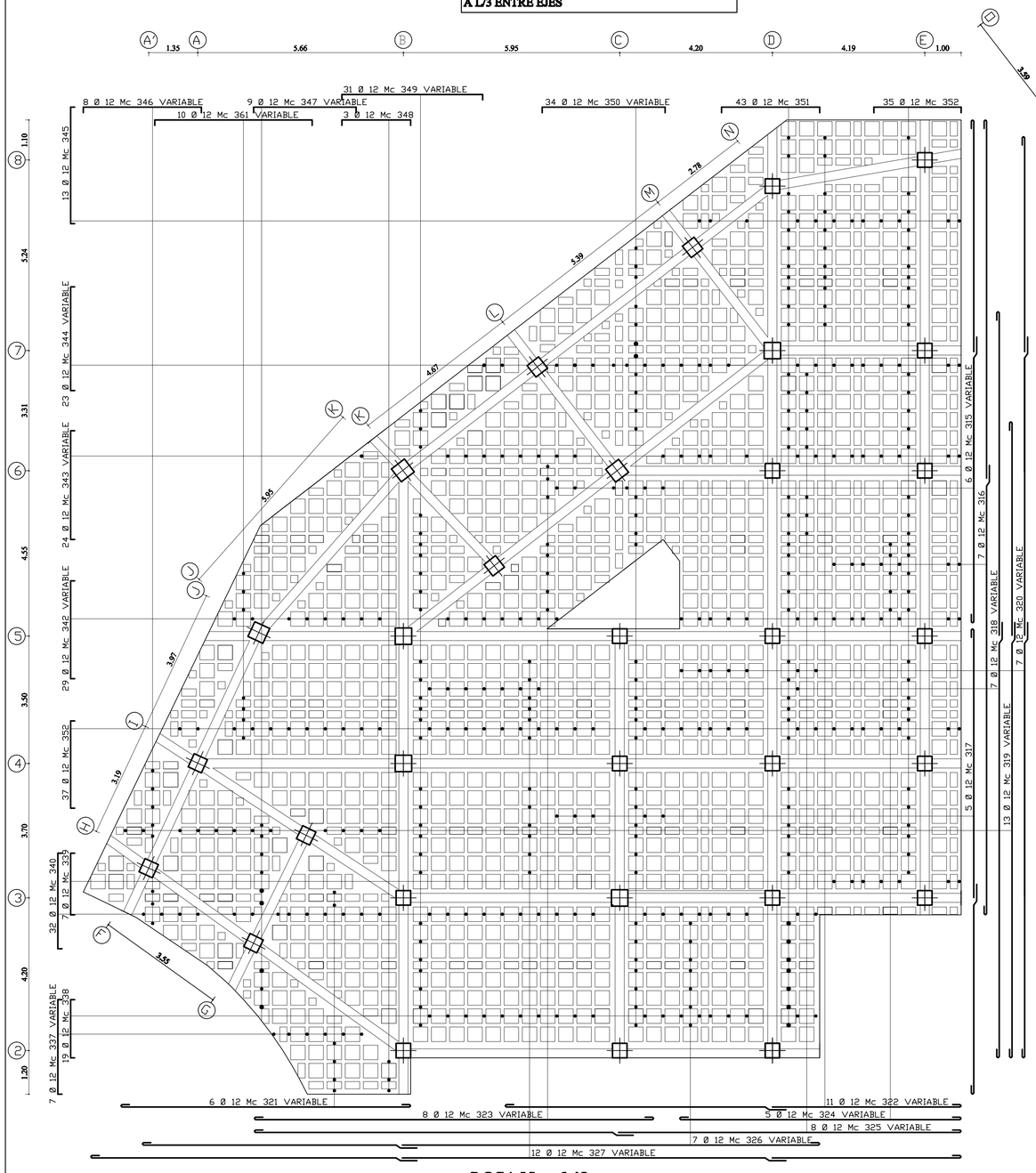
DIBUJO: A.L.R.

LÁMINA: 4/7 E

SELLOS MUNICIPALES

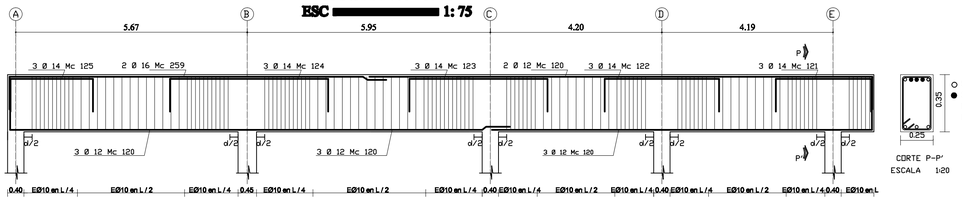
CONSTRUCCIÓN FUTURA Nv. +6.48

NOTA:
SE COLOCARÁN LOS ACEROS DE COMPRESIÓN A L/3 ENTRE EJES

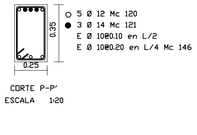


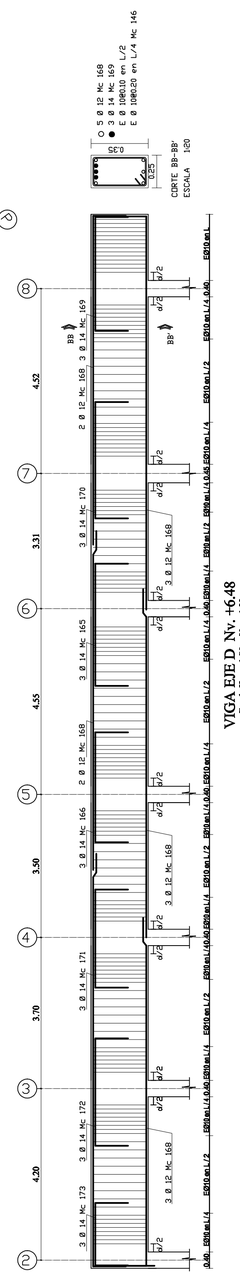
LOSA Nv.+6.48

ESC 1: 75

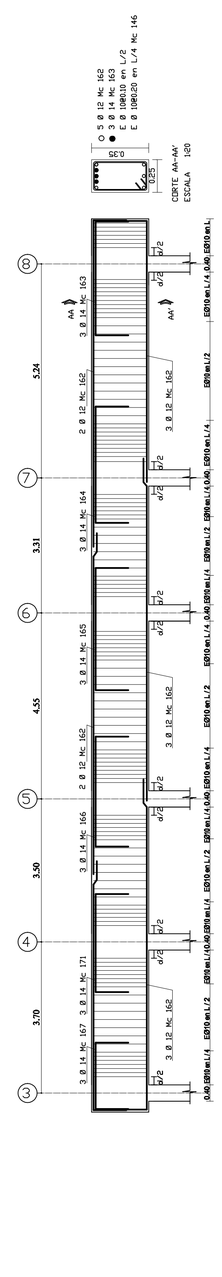


VIGAS EJES 4,5 Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20

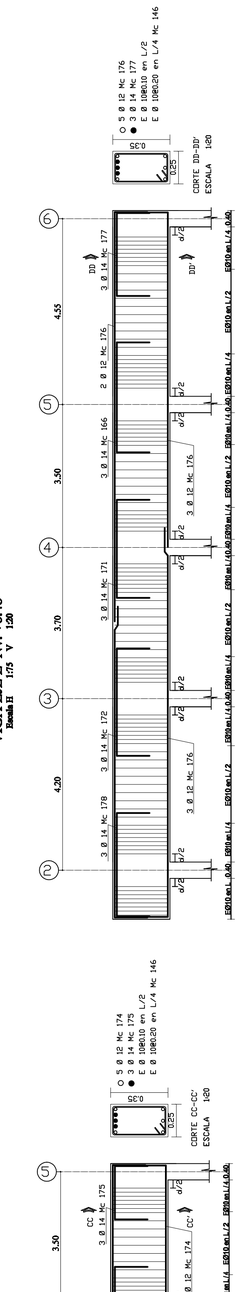




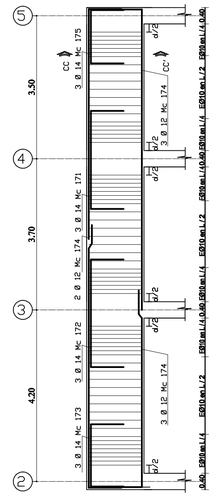
VIGA EJE D Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



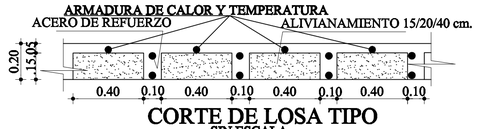
VIGA EJE E Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



VIGA EJE B Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



VIGA EJE C Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



CORTE DE LOSA TIPO
SIN ESCALA

NOTA:
SE COLOCARÁ MALLA DE TEMPERATURA POR RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN 1 Ø 8 A 50 cm EN AMBOS SENTIDOS, O MALLA ELECTROSOLDADA EQUIVALENTE EN LOSA DE TERRAZA O DE CUBIERTA, ESTE RUBRO NO ESTA PLANILLADO

PLANILLA DE REFUERZOS

LOSAS Nv.+ 3.24, Nv.+6.48

300	14	C	2.60	2X0.15				7	2.90	20.30	VARIABLE
301	14	C	1.60	2X0.15				26	1.90	49.40	
302	14	C	1.70	2X0.15				7	2.00	14.00	
303	16	C	2.65	2X0.15				35	2.95	103.25	
314	14	C	2.40	2X0.15				65	2.70	175.50	
335	14	C	1.35	2X0.15				7	1.65	11.55	
304	14	C	2.70	2X0.15				29	3.00	87.00	VARIABLE
305	14	C	3.00	2X0.15				24	3.30	79.20	VARIABLE
306	14	C	2.85	2X0.15				23	3.15	72.45	VARIABLE
307	14	C	3.20	2X0.15				13	3.50	45.50	
308	14	C	3.25	2X0.15				8	3.55	28.40	VARIABLE
360	14	C	4.35	2X0.15				10	4.65	46.50	VARIABLE
309	14	C	2.80	2X0.15				9	3.10	27.90	VARIABLE
310	14	C	3.85	2X0.15				31	4.15	128.65	VARIABLE
311	14	C	1.90	2X0.15				3	2.20	6.60	
312	14	C	3.40	2X0.15				28	3.70	103.60	VARIABLE
334	14	C	2.35	2X0.15				6	2.65	15.90	
333	14	C	1.50	2X0.15				6	1.80	10.80	
313	14	C	2.70	2X0.15				37	3.00	111.00	
337	12	C	2.60	2X0.15				7	2.90	20.30	VARIABLE
338	12	C	1.60	2X0.15				19	1.90	36.10	
339	12	C	1.70	2X0.15				7	2.00	14.00	
340	12	C	2.65	2X0.15				32	2.95	94.40	
352	12	C	2.40	2X0.15				72	2.70	194.40	
342	12	C	2.70	2X0.15				29	3.00	87.00	VARIABLE
343	12	C	3.00	2X0.15				24	3.30	79.20	VARIABLE
344	12	C	2.85	2X0.15				23	3.15	72.45	VARIABLE
345	12	C	3.20	2X0.15				13	3.50	45.50	
346	12	C	3.25	2X0.15				8	3.55	28.40	VARIABLE
361	12	C	4.35	2X0.15				10	4.65	46.50	VARIABLE
347	12	C	2.80	2X0.15				9	3.10	27.90	VARIABLE
349	12	C	3.85	2X0.15				31	4.15	128.65	VARIABLE
348	12	C	1.90	2X0.15				3	2.20	6.60	
350	12	C	3.40	2X0.15				34	3.70	125.80	VARIABLE
351	12	C	2.70	2X0.15				43	3.00	129.00	
332	12	G	17.05				2X0.05	5	17.15	85.75	VARIABLE
331	12	G	3.85				2X0.05	2	3.95	7.90	
330	12	G	4.55				2X0.05	7	4.65	32.55	
315	12	G	13.75				2X0.05	12	13.85	166.20	VARIABLE
316	12	G	21.80				2X0.05	14	21.90	306.60	TRASLAPAR
317	12	G	12.75				2X0.05	8	12.85	102.80	TRASLAPAR
318	12	G	20.45				2X0.05	14	20.55	287.70	VARIABLE
319	12	G	17.40				2X0.05	26	17.50	455.00	VARIABLE
320	12	G	25.30				2X0.05	9	25.40	228.60	VARIABLE
321	12	G	7.90				2X0.05	12	8.00	96.00	VARIABLE
322	12	G	12.50				2X0.05	22	12.60	277.20	VARIABLE
323	12	G	10.90				2X0.05	16	11.00	176.00	VARIABLE
324	12	G	7.70				2X0.05	10	7.80	78.00	VARIABLE
325	12	G	19.40				2X0.05	16	19.50	312.00	VARIABLE
326	12	G	18.55				2X0.05	14	18.65	261.10	VARIABLE
327	12	G	23.90				2X0.05	18	24.00	432.00	VARIABLE
328	12	G	13.85				2X0.05	6	13.95	83.70	VARIABLE
329	12	G	5.35				2X0.05	6	5.45	32.70	

RESUMEN DE REFUERZOS EN PESO - Kgs. ALIVIAN. REFUERZO. HORM.

A ESTOS VALORES SE DEBE INCREMENTAR EL 5% POR DESPERDICIOS

DIAMETROS	10mm	12mm	14mm	16mm	18mm	U	Kgs.	m3
PLINTOS			25.50		1330.10		25.50	83.37
CAD. AMARRE	1348.00	965.20	54.90				2368.10	13.47
COLUMNAS	6322.80		45.60	904.80	1252.80		7273.20	42.06
LOSA		4558.00	1034.25	103.25		6277.00	5695.50	78.47
VIGAS	5330.00	761.85	801.00	750.00	887.35		7642.85	60.03
GRADAS	272.94						272.94	1.20
TOTAL - Kgs.	**13273.74**	**6285.05**	**1961.25**	**1758.05**	**3470.25**	6277.00	**23278.09**	**278.60**
QUINTALES	**298.80**	**147.45**	**45.08**	**38.76**	**76.50**		**530.09**	

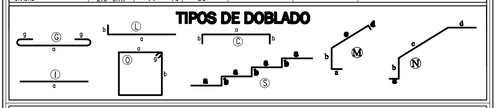
RECUBRIMIENTOS MINIMOS	
COLUMNAS	4.0 cm.
VIGAS	4.0 cm.
LOSAS	2.0 cm.
GRADAS	2.0 cm.

TRASLAPES MINIMOS		
ø mm	(cm)	
6 – 8	30	
10 – 12	40	
14 – 16	50	

Alivianamientos	
Dimensiones	Unidades
15X20X40	6277

Observaciones

TIPOS DE DOBLADO



ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.– El límite de Fluencia del acero de refuerzo será fy= 4200 Kg/cm2.
2.– El límite de fluencia de los estribos será fy= 4200 Kg/cm2.
3.– Esfuerzo admisible del suelo: 25 Ton/m2 , valor que deberá ser verificada en obra por el constructor.
4.– Carga viva CV = 200 Kg/m2; Carga Muerta CM= 463 Kg/m2;
5.– Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados.
6.– Cualquier cambio en la estructura deberá ser aprobada por el calculista, por escrito.
7.– Las dimensiones indicadas en los planos prevalecen a las medidas a escala.
8.– El esfuerzo unitario a compresión del hormigón a los 28 días en cilindros standar será f'c=210 Kg/cm2.
9.– Los traslapes se harán en la zona de compresión con los valores especificados.
10.– El diseño del hormigón armado cumple con las normas del código ACI–318–2005 y del Código Ecuatoriano de la Construcción C.E.C.2002 , los detalles que no consten deberán regirse por los mismos códigos.

PROYECTO:

SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA"

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL:

Egdo. ANGEL LÓPEZ R.

CONTIENE:
LOSA Nv+6.48
VIGAS Nv+6.48

PROPIETARIO:
DIRECCIÓN PROVINCIAL DE SALUD DE TUNGURAHUA

ESCALAS: INDICADAS

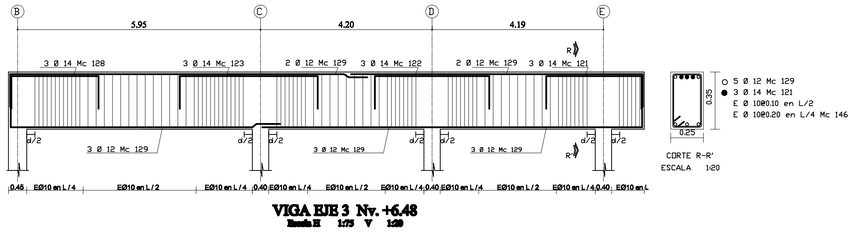
UBICACIÓN:
Calles 12 de Octubre y Gonzalo Díaz de Pineda
Cantón Ambato

FECHA: OCTUBRE/2011

DIBUJO: A.L.R.

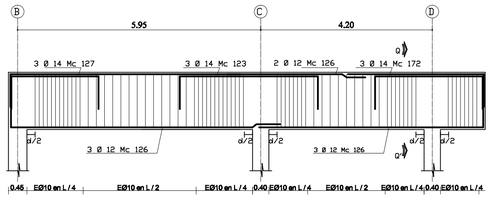
LÁMINA: 5/7 E

SELLOS MUNICIPALES



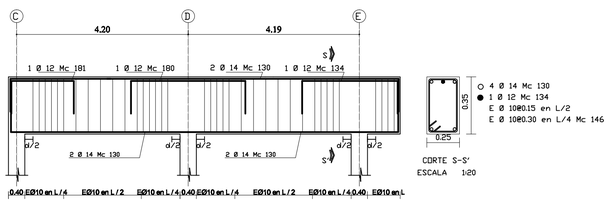
CORTE R-R'
ESCALA 1:20

VIGA EJE 3 Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



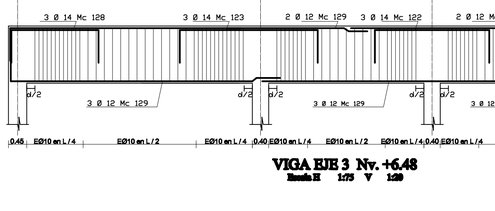
CORTE Q-Q'
ESCALA 1:20

VIGA EJE 2 Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



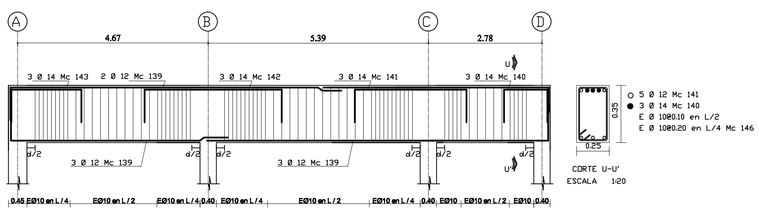
CORTE S-S'
ESCALA 1:20

VIGA EJE 6 Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



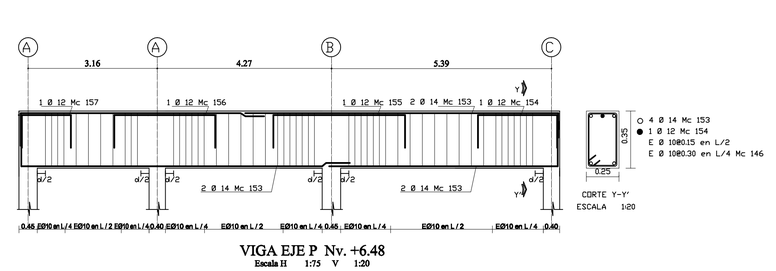
CORTE T-T'
ESCALA 1:20

VIGAS EJES 7,8 Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



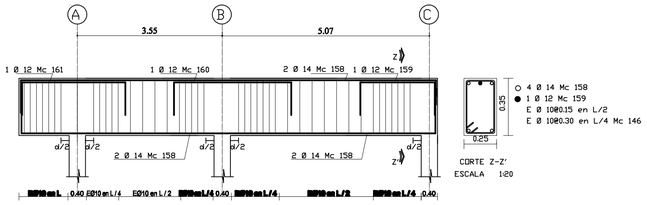
CORTE U-U'
ESCALA 1:20

VIGA EJE O Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



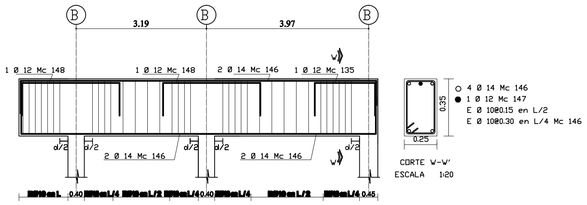
CORTE Y-Y'
ESCALA 1:20

VIGA EJE P Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



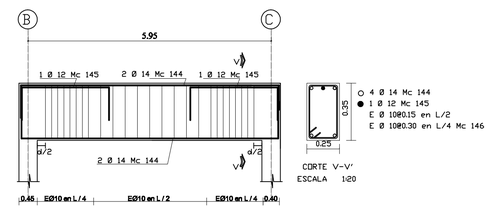
CORTE Z-Z'
ESCALA 1:20

VIGA EJE H Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



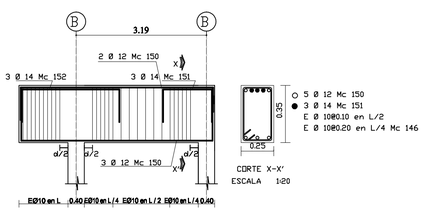
CORTE V-V'
ESCALA 1:20

VIGA EJE F Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



CORTE V-V'
ESCALA 1:20

VIGA EJE O Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20



CORTE X-X'
ESCALA 1:20

VIGA EJE G Nv. +6.48
Escala H 1:75 V 1:20

PLANILLA DE REFUERZOS

VIGAS Nv.+ 3.24, Nv.+6.48

100	16	C	21.80	2X0.20				5	22.20	111.00	TRASLAPAR
101	18	C	2.80	2X0.20				3	3.20	9.60	
102	18	C	2.85	2X0.20				5	3.25	16.25	
103	18	C	3.00	2X0.20				6	3.40	20.40	
104	18	C	2.70	2X0.20				9	3.10	27.90	
105	18	C	2.40	2X0.20				19	2.80	53.20	
106	18	C	1.60	2X0.20				3	2.00	6.00	
107	16	C	25.70	2X0.20				5	26.10	130.50	TRASLAPAR
108	18	C	3.25	2X0.20				3	3.65	10.95	
109	18	C	2.60	2X0.20				3	3.00	9.00	
110	18	C	2.65	2X0.20				12	3.05	36.60	
111	18	C	1.55	2X0.20				6	1.95	11.70	
112	16	C	11.70	2X0.20				5	12.10	60.50	TRASLAPAR
113	18	C	1.30	2X0.20				3	1.70	5.10	
114	18	C	17.25	2X0.20				5	17.65	88.25	TRASLAPAR
115	18	C	2.05	2X0.20				3	2.45	7.35	
116	18	C	2.55	2X0.20				5	2.95	14.75	
259	16	C	21.10	2X0.20				10	21.50	215.00	TRASLAPAR
260	18	C	2.35	2X0.20				15	2.75	41.25	
261	18	C	2.80	2X0.20				11	3.20	35.20	
262	18	C	3.40	2X0.20				12	3.80	45.60	
263	18	C	3.85	2X0.20				6	4.25	25.50	
264	18	C	2.00	2X0.20				6	2.40	14.40	
265	16	C	11.60	2X0.20				5	12.00	60.00	TRASLAPAR
268	18	C	2.15	2X0.20				6	2.55	15.30	
269	16	C	15.50	2X0.20				5	15.90	79.50	TRASLAPAR
272	18	C	9.50	2X0.20				5	9.90	49.50	
274	18	C	1.55	2X0.20				6	1.95	11.70	
275	18	C	5.30	2X0.20				10	5.70	57.00	
277	16	C	13.20	2X0.20				5	13.60	68.00	TRASLAPAR
278	18	C	1.05	2X0.20				3	1.45	4.35	
276	18	C	2.75	2X0.20				3	3.15	9.45	
279	18	C	3.35	2X0.20				3	3.75	11.25	
280	18	C	1.70	2X0.20				3	2.10	6.30	
281	18	C	6.30	2X0.20				5	6.70	33.50	
282	18	C	2.15	2X0.20				4	2.55	10.20	
283	18	C	8.70	2X0.20				5	9.10	45.50	
284	18	C	1.50	2X0.20				2	1.90	3.80	
287	16	C	4.70	2X0.20				5	5.10	25.50	
288	18	C	1.20	2X0.20				5	1.60	8.00	
289	18	C	13.15	2X0.20				5	13.55	67.75	TRASLAPAR
290	18	C	1.95	2X0.20				2	2.35	4.70	
291	18	C	3.20	2X0.20				2	3.60	7.20	
292	18	C	2.45	2X0.20				2	2.85	5.70	
294	18	C	10.15	2X0.20				5	10.55	52.75	TRASLAPAR
295	18	C	1.80	2X0.20				2	2.20	4.40	
162	12	C	21.80	2X0.20				5	22.20	111.00	TRASLAPAR
163	14	C	2.80	2X0.20				3	3.20	9.60	
164	14	C	2.85	2X0.20				5	3.25	16.25	
165	14	C	3.00	2X0.20				6	3.40	20.40	

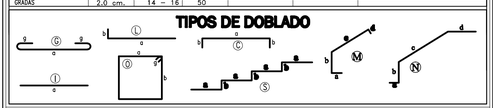
RESUMEN DE REFERZOS EN PESO - Kgs. ALIVIAN. REFUERZO HORM.

A ESTOS VALORES SE DEBE INCREMENTAR EL 5% POR DESPERDICIOS

DIAMETROS	10mm	12mm	14mm	16mm	18mm	U	Kgs.	m3
PLINTOS			25.50		1330.10		25.50	83.37
CAD. AMARRE	1348.00	965.20	54.90				2368.10	13.47
COLUMNAS	6322.80		45.60	904.80	1252.80		7273.20	42.06
LOSA		4558.00	1034.25	103.25		6277.00	5695.50	78.47
VIGAS	5330.00	761.85	801.00	750.00	887.35		7642.85	60.03
GRADAS	272.94						272.94	1.20
TOTAL - Kgs.	**13273.74**	**6285.05**	**1961.25**	**1758.05**	**3470.25**	6277.00	**23278.09**	**278.60**
QUINTALES	**298.80**	**147.45**	**45.08**	**38.76**	**76.50**		**530.09**	

RECUBRIMIENTOS MINIMOS		TRASLAPES MINIMOS		Alivianamientos		Observaciones
COLUMNAS	4.0 cm.	Ø mm	(cm)	Dimensiones	Unidades	
VIGAS	4.0 cm.	6 – 8	30			
LOSAS	2.0 cm.	10 – 12	40	15X20X40	6277	
GRADAS	2.0 cm.	14 – 16	50			

TIPOS DE DOBLADO



ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.– El límite de Fluencia del acero de refuerzo será fy= 4200 Kg/cm2.
2.– El límite de fluencia de los estribos será fy= 4200 Kg/cm2.
3.– Esfuerzo admisible del suelo: 25 Ton/m2 , valor que deberá ser verificado en obra por el constructor.
4.– Carga viva CV = 200 Kg/m2; Carga Muerta CM= 463 Kg/m2;
5.– Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados.
6.– Cualquier cambio en la estructura deberá ser aprobada por el calculista, por escrito.
7.– Las dimensiones indicadas en los planos prevalecen a las medidas a escala.
8.– El esfuerzo unitario a compresión del hormigón a los 28 días en cilindros standar será f'c=210 Kg/cm2.
9.– Los traslapes se haran en la zona de compresión con los valores especificados.
10.– El diseño del hormigón armado cumple con las normas del código ACI–318–2005 y del Código Ecuatoriano de la Construcción C.E.C.2002 , los detalles que no consten deberán regirse por los mismos códigos.

PROYECTO:

SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA"

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL:

Egdo. ANGEL LÓPEZ R.

CONTIENE:
VIGAS Nv+6.48

PROPIETARIO:
DIRECCIÓN PROVINCIAL DE SALUD DE TUNGURAHUA

ESCALAS: INDICADAS

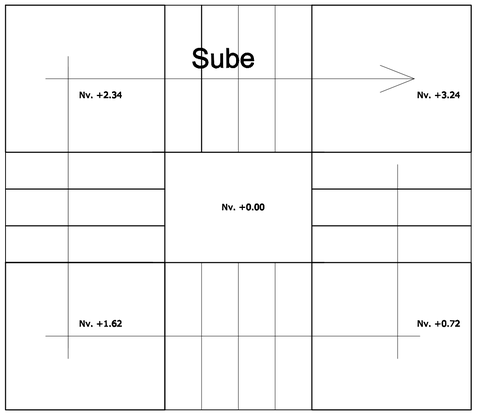
UBICACIÓN:
Calles 12 de Octubre y Gonzalo Díaz de Pineda
Cantón Ambato

FECHA: OCTUBRE/2011

DIBUJO: A.L.R.

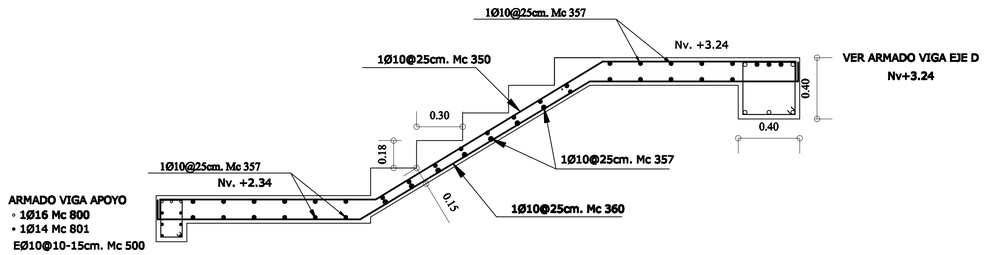
LÁMINA: 6/7 E

SELLOS MUNICIPALES

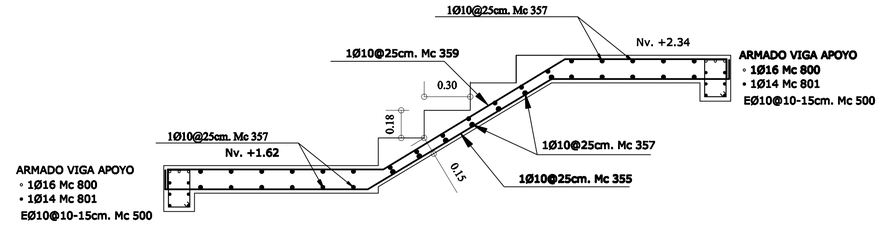


PLANTA DE GRADAS

ESC 1: 25

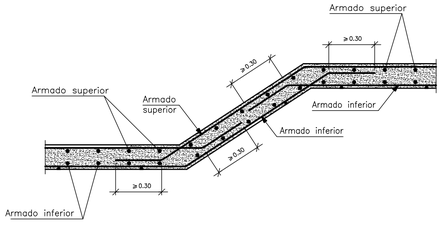


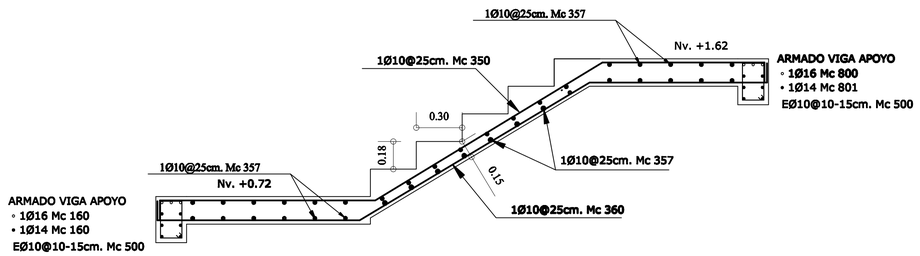
Nv. +2.34 a 3.24



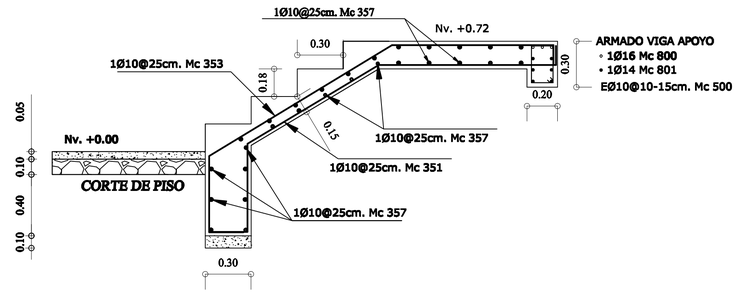
Nv. +1.62 a 2.34

DETALLES ARMADO DE GRADAS
SIN–ESCALA





Nv. +0.72 a 1.62



Nv. +0.00 a 0.72

DETALLE DE GRADAS

ESC 1: 20

PLANILLA DE REFUERZOS

GRADAS

350	10	N	0.14	0.29	1.33	0.25		4	2.01	8.04
351	10	N	0.12	0.25	1.54	0.12		9	2.03	18.27
353	10	M	0.27	0.10	1.38	1.34	0.12	4	3.21	12.84
355	10	N	0.25	1.58	0.12			9	1.95	17.55
357	10	C	0.12	1.41	0.12			64	1.65	105.60
359	10	M	0.27	0.10	2.08	1.34	0.12	9	3.91	35.19
360	10	M	0.27	0.04	1.98	1.38	0.12	5	3.79	18.95
800	16	C	0.10	1.10	0.15			9	1.35	12.15
801	14	C	0.10	1.10	0.15			18	1.35	24.30
500	10	M	0.15	0.25				36	0.40	14.40

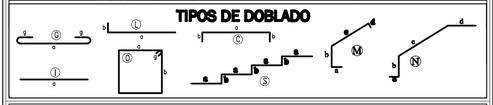
RESUMEN DE REFUERZOS EN PESO - Kgs. ALIVIAN. REFUERZO HORM.

A ESTOS VALORES SE DEBE INCREMENTAR EL 5% POR DESPERDICIOS

DIAMETROS	10mm	12mm	14mm	16mm	18mm	U	Kgs.	m3
PLINTOS			25.50		1330.10		25.50	83.37
CAD. AMARRE	1348.00	965.20	54.90				2368.10	13.47
COLUMNAS	6322.80		45.60	904.80	1252.80		7273.20	42.06
LOSA		4558.00	1034.25	103.25		6277.00	5695.50	78.47
VIGAS	5330.00	761.85	801.00	750.00	887.35		7642.85	60.03
GRADAS	272.94						272.94	1.20
TOTAL - Kgs.	**13273.74**	**6285.05**	**1961.25**	**1758.05**	**3470.25**	6277.00	**23378.09**	**278.60**
QUINTALES	**298.80**	**147.45**	**46.08**	**38.76**	**76.60**		**530.09**	

RECUBRIMIENTOS MINIMOS		TRASLAPES MINIMOS		Alivianamientos		Observaciones
COLUMNAS	4.0 cm.	Ø mm	(cm)	Dimensiones	Unidades	
VIGAS	4.0 cm.	6 – 8	30			
LOSAS	2.0 cm.	10 – 12	40	15X20X40	6277	
GRADAS	2.0 cm.	14 – 16	50			

TIPOS DE DOBLADO



ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.– El límite de Fluencia del acero de refuerzo será fy= 4200 Kg/cm2.
2.– El límite de fluencia de los estribos será fy= 4200 Kg/cm2.
3.– Esfuerzo admisible del suelo: 25 Ton/m2 , valor que deberá ser verificado en obra por el constructor.
4.– Carga viva CV = 200 Kg/m2; Carga Muerta CM= 463 Kg/m2;
5.– Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados.
6.– Cualquier cambio en la estructura deberá ser aprobada por el calculista, por escrito.
7.– Las dimensiones indicadas en los planos prevalecen a las medidas a escala.
8.– El esfuerzo unitario a compresión del hormigón a los 28 días en cilindros standar será f'c=210 Kg/cm2.
9.– Los traslapes se harán en la zona de compresión con los valores especificados.
10.– El diseño del hormigón armado cumple con las normas del código ACI–318–2005 y del Código Ecuatoriano de la Construcción C.E.C.2002 , los detalles que no consten deberán regirse por los mismos códigos.

PROYECTO:

SUB-CENTRO DE SALUD "LA VICENTINA"

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL:

Egdo. ANGEL LÓPEZ R.

CONTIENE:

DETALLES DE GRADAS

PROPIETARIO:

DIRECCIÓN PROVINCIAL DE SALUD DE TUNGURAHUA

ESCALAS: INDICADAS

UBICACIÓN:

Calles 12 de Octubre y Gonzalo Díaz de Pineda
Cantón Ambato

FECHA: OCTUBRE/2011

DIBUJO: A.L.R.

LÁMINA: 7/7 E

SELLOS MUNICIPALES