

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



TRABAJO ESTRUCTURADO DE INVESTIGACIÓN DE MANERA INDEPENDIENTE PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Tema:

COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS HORIZONTALES UTILIZANDO LAS NORMATIVAS NEC 2011 Y CEC 2002 Y SU INCIDENCIA EN EL ASPECTO ECONÓMICO DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE CUATRO PISOS DE ALTO Y UN SUBTERRÁNEO DE FORMA REGULAR EN LA CIUDAD DE AMBATO.

AUTOR: Roxana Isabel Valle Ocando
TUTOR: Ingeniero. Msc. Víctor Hugo Paredes

Ambato – Ecuador
Mayo/2015

APROBACIÓN DEL TUTOR

Certifico en calidad de Tutor del trabajo de investigación sobre el tema: “COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS HORIZONTALES UTILIZANDO LAS NORMATIVAS NEC 2011 Y CEC 2002 Y SU INCIDENCIA EN EL ASPECTO ECONÓMICO DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE CUATRO PISOS DE ALTO Y UN SUBTERRÁNEO DE FORMA REGULAR EN LA CIUDAD DE AMBATO.”, fue ejecutado por la señorita estudiante: Roxana Isabel Valle Ocando, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, bajo mi dirección y considero que dicho informe investigativo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la evaluación del jurado examinador designado por el Honorable Consejo Universitario bajo la modalidad de Trabajo Estructurado de Manera Independiente.

Ambato, 12 de Mayo del 2015.

Ingeniero. Msc. Víctor Hugo Paredes
DIRECTOR DE TESIS

AUTORÍA DEL TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE

Los criterios emitidos en el trabajo de investigación: “COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS HORIZONTALES UTILIZANDO LAS NORMATIVAS NEC 2011 Y CEC 2002 Y SU INCIDENCIA EN EL ASPECTO ECONÓMICO DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE CUATRO PISOS DE ALTO Y UN SUBTERRÁNEO DE FORMA REGULAR EN LA CIUDAD DE AMBATO.”, como también los contenidos, ideas, análisis, conclusiones y propuesta son de exclusiva responsabilidad del Autor Roxana Isabel Valle Ocando y del tuto Ingeniero. Msc. Víctor Hugo Paredes.

Ambato, 14 de Mayo del 2015.

Egresada Roxana Isabel Valle Ocando
C.I.- 180361484-9
AUTOR

Ingeniero. Msc. Víctor Hugo Paredes
TUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el informe de Investigación, sobre el tema: “COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS HORIZONTALES UTILIZANDO LAS NORMATIVAS NEC 2011 Y CEC 2002 Y SU INCIDENCIA EN EL ASPECTO ECONÓMICO DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE CUATRO PISOS DE ALTO Y UN SUBTERRÁNEO DE FORMA REGULAR EN LA CIUDAD DE AMBATO.”, de la señorita estudiante: Roxana Isabel Valle Ocando , egresada de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

DEDICATORIA

“Les amo demasiado y les debo tanto, que aún no tengo la menor idea como les pagaré”

La comprensión, la amistad y el cariño es una parte fundamental en el crecimiento de los hijos, y gracias a la mano amiga de mi mejor amigo y gran maestro padre Ramiro Valle he culminado este trabajo de investigación, te lo dedico a ti padre mío porque a pesar de mis vicisitudes que no siempre ha estado impregnadas de razón tú has sabido estar de mi lado, yo te amo tanto y te venero, todo te lo debo a ti.

A mi madre linda que con su bondad me ha sabido encaminar en este mundo lleno de matices Ana Ocando, gracias por tú paciencia por saberme escuchar en los momentos precisos y cuando más lo necesitaba, gracias por ser tú te amo.

A cada uno de mis hermanos, por su compañía, su alegría y su paciencia Jassita, Anita, Pamelita y Sebitas les dedico a ustedes todo mi esfuerzo ya que son mi piedra fundamental.

A mis dos primos Anita Paula y Anita Kristina se los dedico a ustedes porque su alma llena nuestras vidas.

A pesar de que no estés con nosotros Jessica te lo dedico a ti porque tú energía en el Universo ha sido parte fundamental en nuestro desarrollo, me he encontrado poco a poco, he sido paciente y he aceptado que la tristeza es parte de nuestro andar.

AGRADECIMIENTO

Me falta vida para expresar este sentimiento de gratitud y amor a mis padres, seres humanos maravillosos que han sabido inspirar una gran admiración; somos por ellos y cada cosa que sus hijos emprendamos estarán sus nombres como improntas imborrables; nos enseñaron el valor de la libertad, de la confianza y que cada decisión tomada repercute significativamente en nuestras vidas.

Gracias padre mío Ramiro Valle Melo, por ser mi mejor amigo, consejero y un excelente maestro; tú calidad de ser hace que corra por mis venas un sentimiento de inmenso orgullo y admiración hacia ti, yo un ser humano que estoy empezando a transitar en este extraño universo lleno de contrariedades pero gracias a que tú has estado a mi lado he tratado de recompensar en algo tú esfuerzo que no solo ha sido para mí sino para todos tus hijos, gracias por tú ayuda siendo tú el pilar fundamental en mi vida. Papitito todo te lo debo a ti hasta mi propia vida, gracias de corazón te amo demasiado.

Las manos de mi madre y sus sabías palabras en los momentos precisos han llenado cada parte de mi vida, te agradezco madre porque sin ser una hija perfecta has estado siempre con paciencia llevándome por el verdadero camino, para que no desfallezca, para que no caiga, para que continúe, madre Ana Ocando, con todo el amor que un hijo pueda dar te amo y espero que todo tú esfuerzo hacia nosotros lo estemos llenando con logros aunque a veces tardíos pero que para ti han sido necesarios, y a la final en mi camino ha sido el mejor camino que pude haber seguido, te amo te debo la vida, la tolerancia, la empatía.

Lilita bella, la compañera de cada una de mis aventuras, tengo un especial agradecimiento hacia ti y hacia tú buena forma de ver la vida, en esta etapa finalizada te doy las gracias a ti porque siempre has estado poniendo la chispa necesaria para seguir adelante, continuar juntas en este camino que desde un inicio nos ha tocado compartir ha sido el mejor recorrido que agradezco tener. Te amo negrita linda y gracias a ti hoy estoy aquí.

A mis hermanas Ana y Pamelita ya que gracias a su presencia ha llenado mi vida de una manera justa y necesaria, sus consejos han sido tan útiles para darme cuenta que en la vida uno a veces tiene que saber pedir perdón y amar con todo el alma a la familia, las equivocaciones son parte del diario vivir pero cada uno tiene su esencia infinita llena de luz, gracias muchachas por todo, por su presencia estoy agradecida de tenerlas en mi vida les amo.

A mi precioso Sebitas, negrito te adoro amigo de mi alma, espero que cada cosa que haga sea un ejemplo para tú vida, para que tú lo hagas de una mejor manera y que cuando seas grande sepas que toda etapa tiene su sacrificio pero la recompensa vale la pena. Te amo tanto mi pequeño gran amigo y con el que tengo tanto afinidad, te agradezco cada cosa que dices que alegra mi vida a sobremanera, gracias por todo.

A mis dos pequeñas Paulita y Kristinita gracias por su hermosa presencia en nuestro hogar que ha hecho que la vida de adulto de cada uno de nosotros se pinte con un variopinto de tonalidades y lleno de alegrías.

Al ser que alumbra nuestras vidas desde lo alto del Universo, su esencia efímera, su ausencia fue parte de nuestro crecimiento y el aceptar tú partida, hemos tenido que sobrellevar que en la vida hay partes oscuras e incomprensibles que nunca se llenará, sin embargo es una transformación no querida, no desea, no esperada pero que a todos nos llega; y que el dolor nunca es superado solamente es sobrellevado, Jessica Paola pasaste a formar parte del todo mi pequeña hermana.

Y a la Universidad Técnica de Ambato – Facultad de Ingeniería Civil por permitirme cursar parte de mi vida en pro de adquirir el conocimiento para solventarme como profesional. A mí tutor Ing. Msc. Victor Hugo Paredes por tener la paciencia, la confianza y la entrega para orientarme en la realización de este proyecto, gracias Inge se las debo; al Ing. Francisco Pazmiño gracias por la orientación; a mis compañeros de cada una de las etapas tanto estudiantiles como laborales que dejaron algo en mí y con su voz de aliento me ayudaron tantas veces. Y al afecto en todas las expresiones, que ha sido en estos tiempos benevolente conmigo.

ÍNDICE

APROBACIÓN DEL TUTOR.....	I
RESUMEN EJECUTIVO.....	XIV
CAPÍTULO I.....	1
1.1 TEMA.....	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN.....	1
1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO.....	2
1.2.3 PROGNOSIS.....	2
1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.2.5 INTERROGANTES.....	3
1.2.6 DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE INVESTIGACIÓN.....	3
1.2.6.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL.....	3
1.2.6.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL.....	4
1.2.6.3 DELIMITACIÓN DE CONTENIDO.....	4
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	4
1.4 OBJETIVOS.....	4
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	4
1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	4
2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	6
2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA.....	7
2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....	7
2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES.....	7
2.4.1 SUPRA ORDINACIÓN DE VARIABLES.....	7
2.4.2 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA VARIABLE INDEPENDIENTE.....	8
2.4.2.1 FUERZAS HORIZONTALES.....	8
2.4.2.2 IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL.....	11
2.4.2.2.1 MODELO ESTRUCTURAL.....	11
2.4.2.2.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	13
2.4.2.2.3 ANÁLISIS ESTÁTICO.....	14
2.4.2.2.4 ANÁLISIS DINÁMICO.....	15
2.4.2.3 ANÁLISIS A CARGA HORIZONTAL.....	15
2.4.2.3.1 CARGA SÍSMICA EN EDIFICACIONES.....	15

2.4.2.3.1.1	DISTRIBUCIÓN DE SOBRECARGA SÍSMICA	15
2.4.2.3.2	PRINCIPIOS DE LA SISMO RESISTENCIA.....	16
2.4.2.3.2.1	ESTADOS LÍMITES	17
2.4.2.3.2.2	DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES	18
2.4.2.4	DISEÑO ESTRUCTURAL	20
2.4.2.4.1	PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	21
2.4.3	FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA VARIABLE DEPENDIENTE	21
2.4.3.1	ASPECTO ECONÓMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	21
2.4.3.2	PRESUPUESTO REFERENCIAL	22
2.4.3.2.1	PRESUPUESTO	22
2.4.3.2.1.1	OBJETIVOS DEL PRESUPUESTO	22
2.4.3.3	CUANTIFICACIÓN VALORADA	23
2.4.3.4	ESTUDIO ECONÓMICO COMPARATIVO	23
2.5	HIPÓTESIS.....	23
2.6	SEÑALAMIENTO DE VARIABLES.....	24
2.6.1	VARIABLE INDEPENDIENTE	24
2.6.2	VARIABLE DEPENDIENTE	24
CAPÍTULO III.....		25
3.1	MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN.....	25
3.2	NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN	25
3.3	POBLACIÓN O MUESTRA.....	26
3.4	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	27
3.4.1	Variable Independiente: Fuerzas horizontales.	27
3.4.2	Variable Dependiente: Costo de la estructura.	28
3.5	PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	29
3.6	PLAN DE PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN	29
3.7	PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	31
CAPÍTULO IV.....		32
4.1	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA ENCUESTA.....	32
4.2	INTERPRETACIÓN DE DATOS	39
4.3	VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS	40
CAPÍTULO V.....		41
5.1	CONCLUSIONES	41

CAPÍTULO VI.....	42
6.1 DATOS INFORMATIVOS	42
6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA	43
6.3 JUSTIFICACIÓN	44
6.4 OBJETIVOS	44
6.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	44
6.4.2 OBJETIVO ESPECÍFICO	45
6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD	45
6.6 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO – TÉCNICA	45
6.6.1 METODOLOGÍA	46
6.6.1.1 CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	46
6.6.1.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA.....	46
6.6.1.3 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS	48
6.6.1.3.1 CARGA MUERTA.....	48
6.6.1.3.2 CARGA VIVA.....	49
6.6.1.3.2.1 CARGA VIVA CEC 2002.....	50
6.6.1.3.3 CARGA MUERTA DE PAREDES.....	55
6.6.1.3.4 DISEÑO DE LOSA MÉTODO 3ACI	58
6.6.1.3.5 PREDISEÑO DE VIGAS	68
6.6.1.3.5.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	68
6.6.1.3.5.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	95
6.6.1.3.6 CÁLCULO DINÁMICO DE FUERZAS LATERALES CON CÓDIGO CEC 2002 99	
6.6.1.3.6.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO	99
6.6.1.3.6.1.1 CÁLCULO DEL PERÍODO DE VIBRACIÓN (T).....	104
6.6.1.3.6.1.2 CÁLCULO DE VALOR C	105
6.6.1.3.6.1.3 PESO ESTRUCTURA.....	106
6.6.1.3.6.1.4 CÁLCULO CORTANTE BASAL	107
6.6.1.3.7 ESPECTROS DE DISEÑO	107
6.6.1.3.8 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES	112
6.6.1.3.9 CÁLCULO DE CENTRO MASAS Y RIGIDECES	114
6.6.1.3.9.1 CENTRO DE MASAS.....	115
6.6.1.3.9.2 CENTRO DE RIGIDECES	115
6.6.1.3.10 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO FUERZAS LATERALES CÓDIGO NEC 2011	121

6.6.1.3.10.1	CARGA VIVA DE LA EDIFICACIÓN NEC 2011.....	121
6.6.1.3.10.2	COMBINACIONES DE CARGA	122
6.6.1.3.10.4	PERIODO DE VIBRACIÓN.....	128
6.6.1.3.10.5	CÁLCULO ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA	130
6.6.1.3.10.7	PESO DE LA ESTRUCTURA.....	132
6.6.1.3.11	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES	139
6.6.1.3.12	ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA EN ETABS UTILIZANDO EL CÓDIGO CEC 2002.....	142
6.6.1.3.12.1	EQUIVALENCIA DE LOSA ALIVIANADA A LOSA MACIZA...	144
6.6.1.3.13	ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA EN ETABS UTILIZANDO EL CÓDIGO NEC 2011	158
6.6.1.3.14	RESULTADOS ANÁLISIS ESTÁTICO DE ELEMENTOS FRAME EN EL PROGRAMA ETABS	159
6.6.1.3.15	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS CÓDIGOS CEC 2002 Y NEC 2011	160
6.6.1.3.15.1	CÁLCULO PORCENTAJE DE ACERO CEC 2002	160
6.6.1.3.15.2	CÁLCULO PORCENTAJE DE ACERO NEC 2011	168
6.6.1.3.16	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	176
6.6.1.3.17	CONCLUSIONES	184
6.6.1.3.18	RECOMENDACIONES.....	184
	BIBLIOGRAFÍA	197

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Supra ordinación de las Variables Independiente y Dependiente.....	7
Ilustración 2. Esquema de Diagrama de Fuerzas de viento	8
Ilustración 3. Esquemas de Onda P.....	9
Ilustración 4. Esquema de Onda L	10
Ilustración 5. Esquema Onda de Love	10
Ilustración 6. Esquema de Onda de Rayleigh	10
Ilustración 7. Diagrama de Esfuerzo - Deformación	12
Ilustración 8. Sistema de Pórticos	14
Ilustración 9. Esquema carga sísmica en edificio regular	16
Ilustración 10. Pregunta No. 1.....	33
Ilustración 11. Pregunta No. 2.....	34
Ilustración 12. Pregunta No. 3.....	35
Ilustración 13. Pregunta 4	36
Ilustración 14. Pregunta No. 5.....	37
Ilustración 15. Pregunta No. 6.....	38
Ilustración 16. Corte de Losa	48
Ilustración 17. Corte en elevación de 1,00 m2 de losa.....	49
Ilustración 18. Fachada Frontal Estructura de estudio	52
Ilustración 19. Fachada Posterior Estructura de estudio	53
Ilustración 20. Corte B-B Estructura de estudio	54
Ilustración 21. Pared Tipo I.....	55
Ilustración 22. Pared Tipo II	55
Ilustración 23. Pared Tipo III.....	56
Ilustración 24. Pared Tipo IV	56
Ilustración 25. Pared Tipo V	56
Ilustración 26. Pared Tipo VI.....	57
Ilustración 27. Pared Tipo VII	57
Ilustración 28. Pared Tipo I.....	57
Ilustración 29. Zonificación Sísmica para el Ecuador (tomado textualmente del Artículo	100
Ilustración 30. Espectro sísmico elástico	108
Ilustración 31. Gráfica del Espectro de respuesta	125
Ilustración 32. Textualmente del Código NEC 2011 Coeficiente de irregularidad en planta	134
Ilustración 33. Textualmente del Código NEC 2011 Coeficiente de irregularidad en elevación.....	135
Ilustración 34. Losa equivalente	144

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Descripción de Daño por Nivel de Desempeño (VISION 2000).....	20
Tabla 2. Operacionalización de variables – Variable Independiente	27
Tabla 3. Operacionalización de variables – Variable Dependiente	28
Tabla 4. Tabla para procesamiento de Información.....	31
Tabla 5. Pregunta No. 1.....	32
Tabla 6. Pregunta No. 2.....	33
Tabla 7. Pregunta No. 3.....	35
Tabla 8. Pregunta No. 4.....	36
Tabla 9. Pregunta No. 5.....	37
Tabla 10. Pregunta No. 6.....	38
Tabla 11. Interpretación de resultados	40
Tabla 12. Losa Método 3ACI.....	59
Tabla 13. Losa Método 3ACI.....	59
Tabla 14. Losa Método 3ACI.....	60
Tabla 15. Losa Método 3ACI.....	60
Tabla 16. Losa Método 3ACI.....	61
Tabla 17. Losa Método 3ACI.....	61
Tabla 18. Losa Método 3ACI.....	62
Tabla 19. Losa Método 3ACI.....	62
Tabla 20. Losa Método 3ACI.....	63
Tabla 21. Losa Método 3ACI.....	64
Tabla 22. . Secciones Vigas	94
Tabla 23. Secciones columnas	98
Tabla 24. Factores que dependen del tipo de suelo S y Cm.....	100
Tabla 25. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	101
Tabla 26. Coeficientes de configuración en planta.	102
Tabla 27. Coeficientes de configuración en elevación.....	103
Tabla 28. Valor R de sistema estructural	104
Tabla 29. Perfil tipo de suelo	105
Tabla 30. Cuadro de Cálculo de Peso de estructura.....	106
Tabla 31. Aceleración Espectral	109
Tabla 32. Tabla de obtención de Pesos de la estructura.....	114
Tabla 33. Centro de Masas del Nivel + 16,45.....	116
Tabla 34. Centro de Masas del Nivel + 14,95.....	116
Tabla 35. Centro de Masas del Nivel + 12,12.....	117
Tabla 36. Centro de Masas del Nivel + 9,24.....	117
Tabla 37. Centro de Masas del Nivel + 6,36.....	118
Tabla 38. Centro de Masas del Nivel + 3,48 + 0,60	118
Tabla 39. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	124

Tabla 40. Clasificación de los perfiles de suelo.....	125
Tabla 41. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	127
Tabla 42. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd	127
Tabla 43. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd	128
Tabla 44. Coeficiente Ct de acuerdo al tipo de estructura	128
Tabla 45. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	132
Tabla 46. Reducción de Respuesta Estructural	133
Tabla 47. Cuadro de pesos por piso	140

RESUMEN EJECUTIVO

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA

AUTOR: Roxana Isabel Valle Ocando

TUTOR: Ing. Msc. Victor Hugo Paredes

“COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS HORIZONTALES UTILIZANDO LAS NORMATIVAS NEC 2011 Y CEC 2002 Y SU INCIDENCIA EN EL ASPECTO ECONÓMICO DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE CUATRO PISOS DE ALTO Y UN SUBTERRÁNEO DE FORMA REGULAR EN LA CIUDAD DE AMBATO”

El presente Proyecto de Investigación tiene como finalidad obtener datos claros de la diferencia existentes en los Códigos Ecuatorianos actuales con respecto a las fuerzas laterales aplicadas a una edificación; se realiza una comparación económica de los Códigos Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 respecto a parámetros obtenidos mediante cálculo estructural con Software estructural para el cálculo, el costo con el Código NEC 2011 es mayor que con CEC 2002 a razón de ser más conservador.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 TEMA

COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS HORIZONTALES UTILIZANDO LAS NORMATIVAS NEC 2011 Y CEC 2002 Y SU INCIDENCIA EN EL ASPECTO ECONÓMICO DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE CUATRO PISOS DE ALTO Y UN SUBTERRÁNEO DE FORMA REGULAR EN LA CIUDAD DE AMBATO

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN

Cuando se menciona la incidencia de fuerzas horizontales manifestadas a través de sismos en una edificación de Hormigón Armado son aquellas que repercuten en la construcción, tanto en la manera constructiva como el costo que requiere para el armado de las piezas que lo componen.

En el Ecuador, las edificaciones por lo regular en zona urbana oscilan entre dos y cuatro pisos de alto lo cual requiere un cálculo estructural que indique el coste que conllevará a su realización, actualmente se tiene dos Códigos vigentes que permiten determinar parámetros de espectros de respuesta sísmica en los que se determina variantes al momento del cálculo.

Existen diversa zonificación en el territorio ecuatoriano, pero una gran mayoría es sísmica; la zona centro del territorio ecuatoriano que se encuentra ubicado en la Cordillera de los Andes o llamada la Cordillera de fuego, por su gran cantidad de volcanes lo cual evoca a un riesgo sísmico que se debe tener en cuenta al momento de realizar un cálculo estructural.

A nivel cantonal en Ambato, siendo una zona sísmica se ha caracterizado sobretodo en el centro del poblado las construcciones de gran envergadura para los pobladores, siendo un requerimiento una adecuada valorización de fuerzas laterales y a la vez poder obtener la cuantificación de acuerdo a los parámetros que rigen los Códigos Ecuatorianos vigentes.

El sismo de Agosto de 1949 de 6,8 grados en la Escala de Richter que afectó significativamente la ciudad de Ambato marcaría un antes y después con respecto a la consideración sísmica, según datos estadísticos de la época más de setenta y cinco por ciento de las edificaciones en la ciudad quedaron con daños irreversibles en su estructura, las cuales se tuvieron que construir nuevamente.

1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO

Las fuerzas horizontales en una edificación corresponde al hecho de encontrarse en una zona con peligro sísmico, de acuerdo a esto la estructura tendrá una respuesta determinada por el correcto diseño estructural, comparando las normativas ecuatorianas que rigen las construcciones hará que la estructura esté completamente preparada en caso de presentarse un evento sísmico de gran envergadura.

De igual manera influye el considerar parámetros zonales sísmicos adecuadamente para que de esta manera la edificación tenga un buen desempeño en caso de que se presente un sismo. Otra de las causas de esta deficiencia, es la inconsistencia en el cálculo estructural si no se determinade manera adecuada las fuerzas horizontales con seguridad se tendrán problemas en un futuro.

1.2.3 PROGNOSIS

En caso de no realizar un estudio comparando las normativas ecuatorianas vigentes enfocado a determinar el aspecto económico con influencia directa de las fuerzas horizontales que deben estar consideradas en la estructura, la edificación no podrá contemplar una solución económicamente posible para su construcción y cálculo.

1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Es aplicable el estudio comparativo de normativas NEC 2011 y CEC 2002 enfocado a fuerzas horizontales en una estructura de hormigón armado de cuatro pisos de alto y un subterráneo de forma regular para determinar el aspecto económico de la misma?

1.2.5 INTERROGANTES

- ¿Cuál es la diferencia entre El Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 2002 y la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011 acerca de las fuerzas horizontales para consideración de cálculo?
- ¿Existen pasos para determinar la diferencia de capacidad estructural?
- ¿Existen pasos para determinar la cuantificación económica en relación a las fuerzas horizontales?
- ¿Cómo se puede determinar la diferencia de capacidad de las estructuras dependiendo de las fuerzas horizontales?
- ¿Cómo influenciará en el campo ingenieril de nuestro país la valorización económica de las fuerzas laterales?
- ¿Qué inconvenientes presentará la valorización económica de las fuerzas horizontales?
-

1.2.6 DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE INVESTIGACIÓN

1.2.6.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL

La investigación se llevará a cabo en la Provincia de Tungurahua, cantón Ambato, sector Sur - Este de la ciudad, parroquia Huachi Chico, conestudiantes de décimo semestre de la Facultad de Ingeniería Civil de La Universidad Técnica de Ambato.

1.2.6.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL

La investigación propuesta se la llevará a cabo entre el mes de Junio del 2014 hasta Diciembre del 2014.

1.2.6.3 DELIMITACIÓN DE CONTENIDO

Esta área involucra directamente especialidades o conocimientos de Ingeniería Civil en:

- Proyectos Estructurales,
- Hormigón
- Obras Civiles

1.3 JUSTIFICACIÓN

En la ciudad de Ambato, cuando se pretende realizar una edificación requiere de la aprobación de organismos seccionales para su aprobación, siendo estos los responsables que dicha construcción cumpla con las expectativas requeridas tanto en el diseño como en su correcta planificación, sin embargo las fuerzas horizontales repercuten enormemente en el costo que requiere el armado de la estructura.

De igual manera influye la zona en la que se encuentra, siendo altamente sísmico se debe considerar que la estructura debe responder de manera adecuada para que en un evento sísmico que se pudiera suscitar la edificación sea capaz de soportar sin que se vea comprometida la estructura en sí.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar las fuerzas horizontales utilizando los códigos NEC 2011 y CEC 2002 y determinar la incidencia en el aspecto económico de una estructura de hormigón armado de cuatro pisos de alto y un subterráneo en la ciudad de Ambato.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Determinar los las fuerzas laterales aplicables a la estructura de acuerdo a la zonificación.
- Realizar una comparación económica considerando fuerzas horizontales con los parámetros indicados en los códigos NEC 2011 y CEC 2002.
- Analizar la estructura de hormigón armado mediante procedimientos y herramientas actuales de estructuras sismo-resistente con los códigos NEC 2011 y CEC 2002.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Ing. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera (2009: pág. 47) en su trabajo de investigación “Diseño Alternativo de un Edificio Sismo Resistente de ocho pisos que sea el más Adecuado y económico para los pobladores de la ciudad de Ambato”. Concluye:

“El diseño de estructuras de hormigón armado sismo resistente en una edificación de ocho pisos garantiza la seguridad y economía a los usuarios de la ciudad de Ambato, debido a que luego del análisis estructural y económico, se desprende que es más seguro y también económico ya que el costo de una estructura de hormigón armado, es casi la mitad del costo de la estructura metálica.

El efecto sísmico disminuye con la altura. Es decir que a medida que subimos de piso, los momentos en los elementos estructurales debido a la excitación sísmica son menores.”

María Belén Correa Vallejo, Luis Alejandro Machado Salazar (2012: pág. 109) en su trabajo de investigación “Análisis comparativo económico - estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema constructivo alternativo liviano”. Concluye:

“Al concluir el análisis comparativo del costo directo que representa cada alternativa, se tiene que el sistema más costoso, resultó ser el más liviano, seguido del sistema más pesado con un ahorro del 3.77%, y finalmente el sistema más económico es el sistema con vigas descolgadas ya que representa un ahorro del 17.53%, respecto al más costoso.”

2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

La investigación está enfocada bajo el paradigma crítico propositivo, ya que indaga profundamente, comprende y analiza la realidad, se utiliza una metodología experimental, predominan los métodos cuantitativos, tiene una interpretación y filosófica del problema a investigar, y está orientada a la verificación, confirmación, y análisis de resultados.

2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL

Normativas y recomendaciones del Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011, ACI 318S-08, Instituto Ecuatoriano de Normalización – Código Ecuatoriano de la construcción 2002.

2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

2.4.1 SUPRA ORDINACIÓN DE VARIABLES

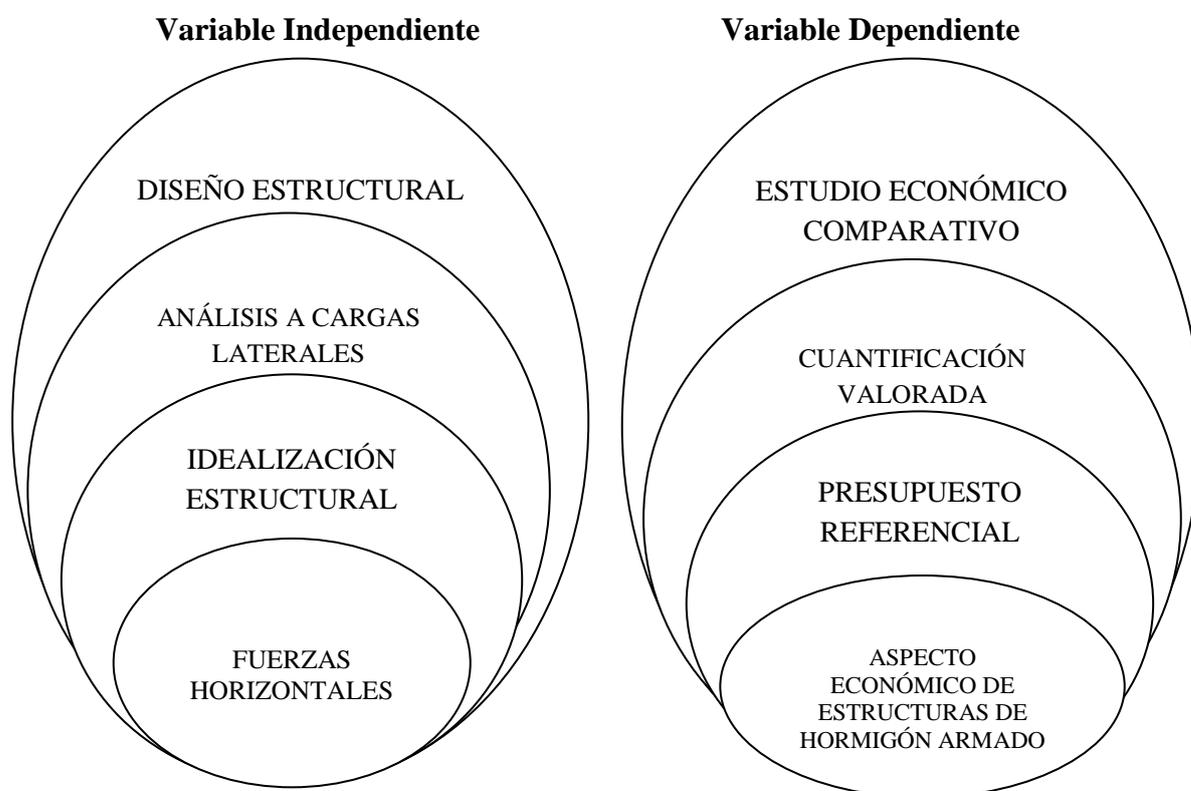


Ilustración 1. Supra ordinación de las Variables Independiente y Dependiente

2.4.2 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA VARIABLE INDEPENDIENTE

2.4.2.1 FUERZAS HORIZONTALES

Una característica desde el aspecto estructural que es sumamente distintiva de edificios es la necesidad de resistir cargas horizontales.

De forma general en edificaciones que no sean demasiado esbeltas o demasiado flexibles quiere decir que su período de vibración no supera el de un segundo de tiempo, como presión lateral que se acepta como estática se le idealiza a la acción de viento. Las presiones de viento son variadas de acuerdo a la altura, pero se le considera valor constante, en edificios prismáticos resulta como un conjunto de fuerzas laterales uniformemente distribuidas con respecto a la altura.

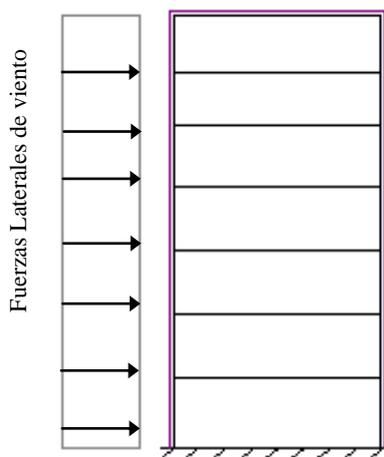


Ilustración 2. Esquema de Diagrama de Fuerzas de viento

Fuente: Elaborado por Investigador

Otras fuerzas laterales que se debe considera en el diseño de las edificaciones son las sísmicas son sustancialmente distintas a las anteriores puesto que estas manifiestan un movimiento en la base de la construcción, están principalmente basadas en un disipación post-elástica de energía esto quiere decir que al ocurrir un sismo ocurre un desvanecimiento en el suelo de energía acumulada por las capas tectónicas.

Se debe tomar en cuenta que un sismo puede medirse por medio de una escala de acuerdo al daño que produce a las edificaciones y en función de vidas, la duración de los sismos varían entre diez y quince segundos sin embargo pueden producirse sismos de hasta tres minutos.

Existen dos tipos de ondas sísmicas: aquellas que viajan por el interior de la tierra que son llamadas ondas internas y las superficiales. Ondas internas se clasifican también por las características de movimiento:

Ondas primarias, llamadas de compresión u ondas P, sísmicamente en el medio en el que se propagan se comprimen y dilatan en la dirección de avance del frente de ondas y son las primeras en producirse.

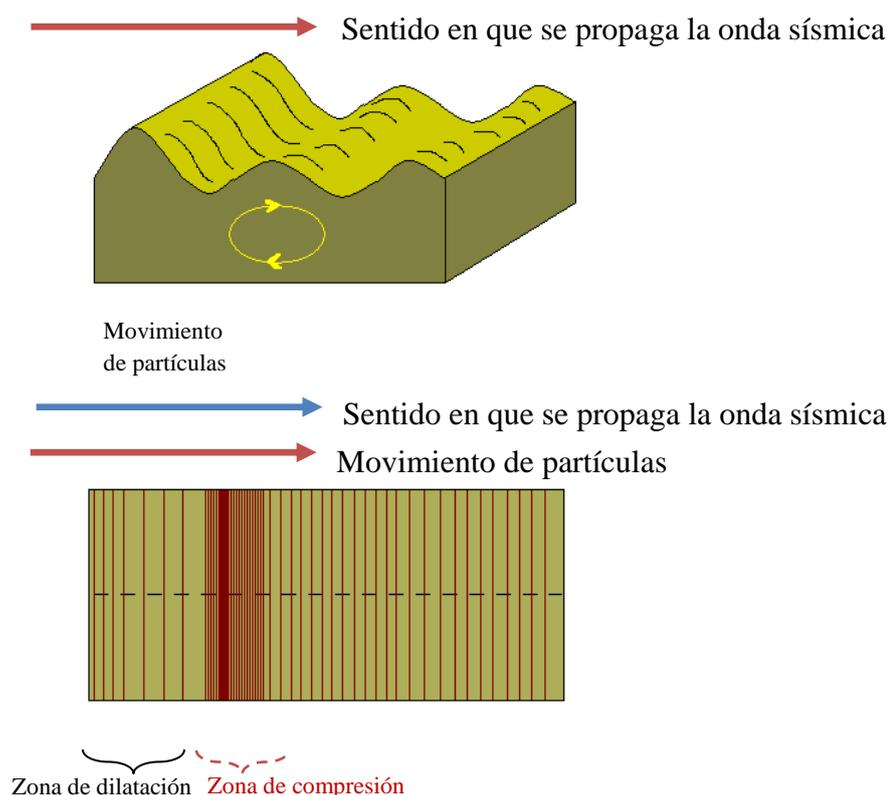


Ilustración 3. Esquemas de Onda P

Fuente: Elaborado por Investigador

Ondas secundarias: también llamadas cizalla u ondas S, con vibración de manera perpendicular

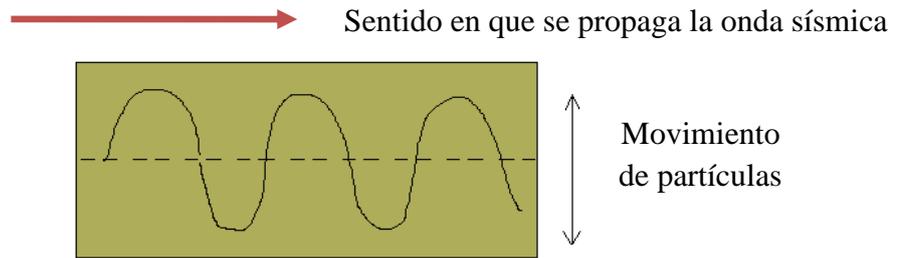


Ilustración 4. Esquema de Onda L
Fuente: Elaborado por Investigador

Ondas superficiales se producen cuando las ondas internas llegan a la capa más alta del suelo por ende la amplitud que tienen es máxima en la superficie y prácticamente nula en la profundidad.

Ondas de Love: tienen movimiento de lado a lado, perpendicular a la dirección de propagación de la onda, tienen característica de ser de cizalla, que oscilan solo en el plano horizontal polarizado.

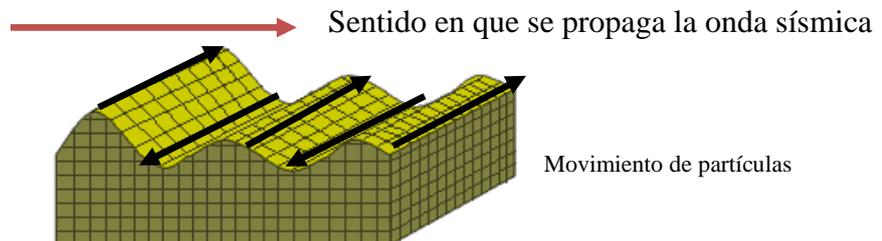


Ilustración 5. Esquema Onda de Love
Fuente: Elaborado por Investigador

Ondas de Rayleigh: tienen movimiento rodante muy semejante a las ondas del mar, las partículas se mueven en forma elipsoidal en el plano vertical, que pasa por la dirección de propagación. En la superficie el movimiento de las partículas es atrasado con respecto al avance de las ondas.



Ilustración 6. Esquema de Onda de Rayleigh
Fuente: Elaborado por Investigador

2.4.2.2 IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL

2.4.2.2.1 MODELO ESTRUCTURAL

Cuando se refiere al análisis de una estructura se idealiza lo que es la geometría, las acciones así como las condiciones de apoyo todo esto en conjunto forman un modelo matemático adecuado, además debe estar reflejada condiciones de rigidez de secciones transversales, como de sus elementos, uniones y la vinculación que la estructura tiene con el terreno. (ANÁLISIS ESTRUCTURAL s.f.)

Un modelo estructural matemático apropiado debe reproducir de manera satisfactoria el comportamiento estructural dominante, refleja de manera apropiada la geometría de la estructura, condiciones de apoyo y las acciones; debe estar próxima a interpretar rigidez de los elementos y el vínculo que tiene la estructura con el suelo. Considera casi totalmente los efectos de los movimientos y deformaciones a los que es expuesta.

“En ciertos casos, el modelo debe incorporar en sus condiciones de rigidez la consideración de:

- La respuesta no lineal del material fuera del rango elástico.
- Los efectos del arrastre de cortante en secciones con alas anchas.
- Los efectos de la abolladura en paneles comprimidos de chapa.
- Los efectos de la catenaria (utilizando por ejemplo un módulo de elasticidad reducido) y de los desplazamientos en las estructuras con cables.
- La deformabilidad a cortante de ciertos elementos estructurales.
- La rigidez de las uniones.
- La interacción suelo estructura.” (ANÁLISIS ESTRUCTURAL s.f.)

La estructura de un edificio debe tener resistencia en caso de posibles fuentes de colapso proporcionar la seguridad mínima y rigidez esto evita deformaciones y desplazamientos excesivos, de igual manera controla las vibraciones e influye directamente en la estabilidad de la edificación.

Una edificación con vibraciones de forma excesiva afecta significativamente a los elementos que se encuentran en la misma; las deformaciones excesivas conllevan por lo general a que fallen materiales y elementos no estructurales.

Otra idealización importante se refiere a los materiales de construcción de la estructura, el concreto reforzado y el acero estructural tienen gráficas carga – deflexión. Ambos materiales tienen un principio y al final zona aproximadamente lineal, y una zona de comportamiento no lineal. Y se supone que los elementos tienen un comportamiento lineal – elástico. (GÓNZALEZ 2003)

Esta suposición permite efectuar simplificaciones importantes al momento de realizar el análisis.

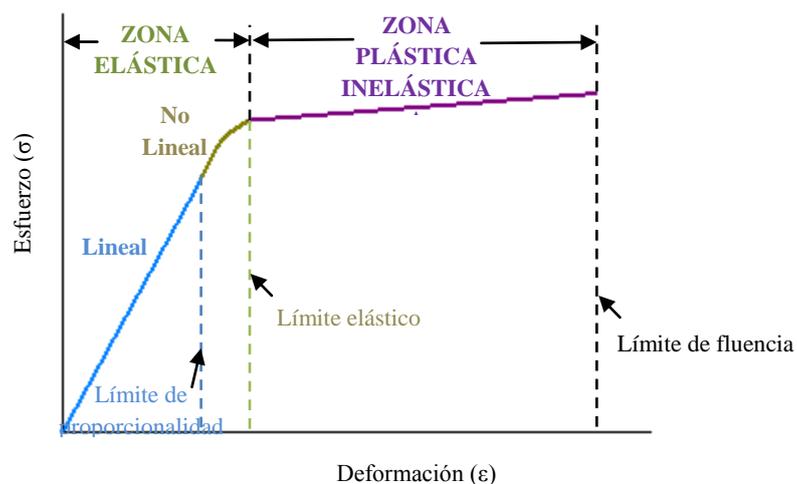


Ilustración 7. Diagrama de Esfuerzo - Deformación

Fuente: Elaborado por Investigador

Más sin embargo en la actualidad se realiza tomando en cuenta las deformaciones inelásticas de esta manera permite alcanzar la resistencia máxima, el acero en cedencia el diseño por resistencia máxima.”(PARK y PAULAY 1979)

Las razones para realizar el diseño por resistencia máxima son las siguientes:

- Secciones de concreto armado se comportan inelásticamente bajo cargas elevadas.
- Permite seleccionar más racionalmente factores de carga.

- Curva esfuerzo – deformación del concreto reforzado es no lineal y depende del tiempo.
- Utiliza reserva de resistencia resultante de distribuciones de esfuerzos permitidos por deformaciones inelásticas.
- Refuerzo de alta resistencia con mayor eficiencia, con peraltes más pequeños en vigas sin acero de compresión.

Evalúa la ductilidad de la estructura en rango inelástico, redistribución de momentos de flexión en diseño por cargas de gravedad y diseño por cargas sísmicas. (PARK y PAULAY 1979)

El tamaño y comportamiento de los apoyos de la estructura, de las intersecciones de sus apoyos; uno de los apoyos ideales es considerar un empotramiento ideal en donde no existan fricciones que restrinjan el desplazamiento de los miembros, más sin embargo en la realidad los empotramientos no son perfectos tienen deformaciones y dimensiones que no son considerados que no se considera normalmente en el análisis estructural.

2.4.2.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES

En edificación tiene variedad de elementos estructurales y no estructurales, cuando se une los elementos estructurales forman un sistema que son de gran ayuda para determinar un rasgo característico de la estructura como es la altura y a mayor altura estaría trabajando a tensiones inferiores a las que son admisibles. Para cuestión del presente proyecto se optará por el sistema de pórticos.

Sistema de pórticos

Según definición de (wordreference – diccionario online) manifiesta que pórtico es un “espacio cubierto y con columnas que se construye delante de los templos u otros edificios”. Un sistema apórticado está estructura exclusivamente de columnas y vigas y es una característica particular es que es flexible.

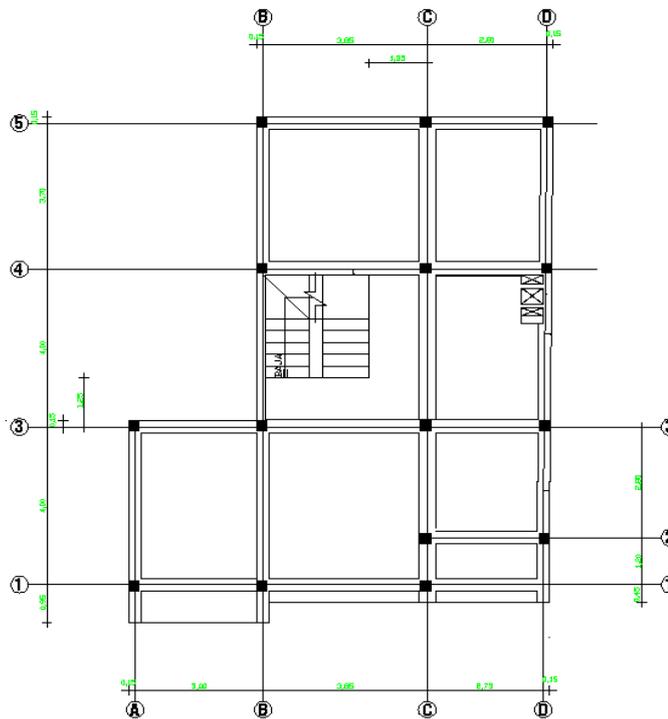


Ilustración 8. Sistema de Pórticos

Fuente: Elaborado por Investigador

Para incrementar la rigidez del sistema debe incrementarse el momento de inercia a flexión tanto de las vigas como de las columnas, otra opción es disminuir el claro de las vigas por interposición de columnas. Se considera que funciona perfectamente para altura no mayor a veinte pisos.

2.4.2.2.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

El análisis estático plantea cargas que actúan y no varían con el tiempo como es el caso del peso propio de los miembros estructurales. Otras cargas como las cargas vivas, aunque es verdad que cambian lo hacen en períodos de tiempo largo y también pueden considerarse como constantes, con valor parecido al máximo que pueden alcanzar para el análisis.

Mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuantes en cada nivel representa las sollicitaciones sísmicas, son ubicadas en el centro de gravedad.(RECUENCO 2011).

2.4.2.2.4 ANÁLISIS DINÁMICO

En análisis dinámico un modelo estructural debe considerar características de masa de los elementos estructurales y no estructurales, resistencia, rigidez y amortiguamiento de cada uno de los elementos estructurales. Las estructuras pueden estar sujetas a acciones externas cuya magnitud varía rápidamente con el tiempo, como es el caso de los sismos y el viento.

2.4.2.3 ANÁLISIS A CARGA HORIZONTAL

2.4.2.3.1 CARGA SÍSMICA EN EDIFICACIONES

La carga sísmica horizontal en las edificaciones tiene relación a diversas características como la zonificación en la que se encuentra la estructura, el tipo de suelo del lugar, así como también rasgos propios del sismo como tipo, intensidad, duración y propagación.

Para estimar las cargas sísmicas en una edificación se debe tener en cuenta los pesos y las cargas que van a ser consideradas de acuerdo a la zona en donde se encuentre, se debe tener en cuenta el destino y el tipo estructural, ductilidad, el vínculo del terreno, cálculo del período propio de la estructura, coeficiente sísmico, cortante basal y la distribución que tendrán en la altura, torsión.(MORALES s.f.)

Dichos factores combinados deben estar perfectamente conjugados de tal manera que al momento de presentarse un sismo su desempeño sea el más óptimo tomando en cuenta que las fallas a presentarse van desde la más mínima hasta el colapso en la que están en riesgo vidas humanas y la propia edificación.

2.4.2.3.1.1 DISTRIBUCIÓN DE SOBRECARGA SÍSMICA

Cuando se considera una sobrecarga sísmica se debe considerar distribución de la fuerza cortante sísmica horizontal a lo largo de la altura de un edificio debida a los desplazamientos que son producidos durante el lapso de un terremoto.

Un edificio que tenga la estructura regular, con alturas y peso iguales, y distribución homogénea de rigideces y masas, la distribución de la sobrecarga sísmica es proporcional al peso de la forma de cada uno de sus niveles y a la distancia con respecto al suelo, en este caso se considera que tiene un diagrama de cargas triangular de valor cero en la base y de máximo valor en la cubierta.

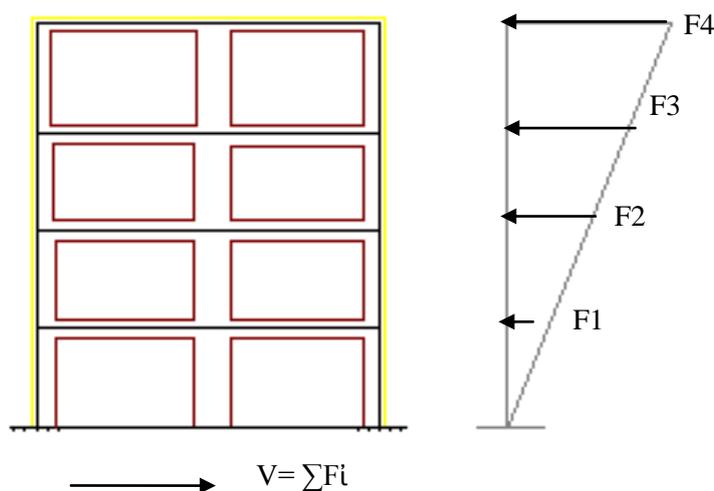


Ilustración 9. Esquema carga sísmica en edificio regular

Fuente: Elaborado por Investigador

Cuando se trata de una estructura irregular, se determina con características dinámicas la distribución de las fuerzas y las rigideces; cuando la estructura es de forma irregular en altura es factible descomponer en formas que sean regulares aisladamente evitando zonas débiles de altura ya que existe cambio de rigidez o resistencia produciendo efecto de piso blando.(ARQUBA s.f.)

2.4.2.3.2 PRINCIPIOS DE LA SISMO RESISTENCIA

Las estructuras para que cumplan los principios de sismo resistencia deben tener características como: suelo firme y una excelente cimentación, en lo posible tener forma regular y bajo peso, estabilidad, mayor rigidez, capacidad de disipar energía, y estado recomendable en lo que se refiere a materiales, calidad y acabados.

El diseño estructural cuya base fundamental es el desempeño sísmico consiste en seleccionar modelos apropiados que permitan dimensionar y colocar a detalle los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de tal forma que en caso de que se presente movimientos sísmicos la edificación no supere ciertos estados límites.(V. V. BERTERO 1997)

2.4.2.3.2.1 ESTADOS LÍMITES

Estados Límite son aquellos contextos en los que de ser superados se considera inmediatamente que la estructura no cumple las funciones para las cuales ha sido estimada. Por lo general los Estados Límite se clasifican en:

- Estado Límite Último
- Estado Límite de Servicio

Mediante la clasificación a la estructura debe comprobársele que no supere a ninguno de los dos Estado Límites, tomando en cuenta geometría, materiales y valores de cálculo de las acciones. Al igual no debe rebasar ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

$$\sigma_{\text{Max}} \leq \sigma_u \quad (2.1)$$

σ_{Max} = tensión máxima mayorada

σ_u = tensión admisible

Estado Límite Último

Tiene relación con la seguridad de la estructura, o alguna situación que afecte a la capacidad de carga de la estructura o de alguno de sus elementos (hasta la cimentación), daños irreversibles, falla total o parcial que ponen en riesgo aplicaciones de carga nueva. Al referirse a coeficientes de seguridad utilizados en los cálculos relacionados a éste Estado son significativamente mayores que en otro tipo de estados límite.

Estado Límite de Servicio

Al ser rebasado el Estado Límite de Servicio se produce una pérdida de funcionalidad de la estructura, pero no un riesgo perentorio a corto plazo. Por lo general el Estado Límite de Servicio plantea situaciones que permiten medidas a tomar no siendo graves para los usuarios incluyendo deflexiones, vibraciones y agrietamientos. No se puede estimar que sea lo mismo rebasar un Estado Límite Último que se torna sumamente complejo que rebasar un Estado Límite de Servicio.

2.4.2.3.2.2 DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES

El desempeño sísmico está compuesto de niveles que describe un estado límite de daño discreto. En función de tres aspectos fundamentales:

- Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (VISION 1995)

Niveles establecidos por el Comité VISION:

Totalmente Operacional: cuando ocurren daños esenciales. Para los ocupantes de la edificación es segura. Contenido y servicios de la misma están permanentemente funcionales y a servicio. Se considera que no requiere de reparaciones.(VISION 1995)

Operacional: elementos no estructurales con daño moderado y los elementos estructurales tienen leves daños. Puede seguir siendo ocupada luego del sismo ya que la seguridad estructural no se encuentra comprometida, sin embargo, con

daños leves en el contenido las funciones normales pueden ser en parte interrumpidas. Reparaciones menores necesarias.(VISION 1995)

Seguridad de Vida: daños moderados tanto en elementos estructurales y no estructurales, tanto como en algunos contenidos de la construcción. En gran porcentaje se ven reducidos tanto la capacidad de resistir cargas como la rigidez lateral, pese a esto aún tiene margen de seguridad frente al colapso. Luego del sismo no se puede ocupar debido a los daños y posiblemente se necesite rehabilitación.(VISION 1995)

Próximo al Colapso: la estabilidad del contenido estructural se encuentra próximo al colapso ya que su rigidez lateral se encuentra degradada. La vías de evacuación existente en la edificación pueden verse interrumpidos por fallos locales, los elementos cuya función es soportar cargas verticales continúan en funcionamiento. Con todos estos antecedentes la estructura en general es sumamente insegura para los ocupantes y la reparación es económica costosa. (VISION 1995)

También se tiene el desplazamiento del objeto estimando el nivel de desempeño que ha tenido la estructura.

Descripción de Daño por Nivel de Desempeño

Nivel de desempeño	Desempeño Estructural	Desplazamiento Objetivo δ/H
<i>Servicio</i>	Tiene desempeño elástico, daños ausentes	0.002
<i>Operacional</i>	Mínimo o nulos daños, garantiza operación normal	0.005

<i>Daño controlado</i>	Daños significativos, pero reserva adecuado a fin de evitar el colapso	0.015
<i>Último</i>	Daños estructurales y no estructurales. Degrado significativo de rigidez, no deberá alcanzar el colapso	0.025

Tabla 1. Descripción de Daño por Nivel de Desempeño (VISION 2000)

Fuente Elaborado por Investigador mediante tabla del Comité VISION

2.4.2.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

Proceso en el cual se definen las características haciendo cumplir óptimamente el objetivo al cual está destinado mediante el acierto que se tenga al implementar el sistema estructural idóneo. Esto quiere decir que el principal objetivo es que estén equilibradas las fuerzas a las que va a estar sometido, y resistir las solicitaciones sin que se presente deformaciones excesivas o el colapso. (ANADISEC 2014)

Debe tener grado de seguridad razonable y que en cuando se encuentre en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento correcto. Se debe considerar restricciones de la interacción con otros aspectos del proyecto global; así como también limitaciones globales referentes al costo y tiempo de ejecución cumpliendo exigencias estéticas.

Para solucionar el problema de diseño debe usarse un sistema matemático aplicables a determinado conjunto de procedimientos y fórmulas.(HÉRNANDEZ s.f.)

El diseño estructural es el proceso por el cual se define de manera óptima un sistema estructural con la finalidad que se puedan equilibrar en dicho sistema las fuerzas a las que van a ser sometidas, todo esto depende de una correcta idealización. Se deben considerar parámetros tanto de las acciones como de los materiales a usarse.

2.4.2.4.1 PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Etapa 1 - Estructuración: el sistema estructural a utilizar es determinado, mediante esquema con distancias, dimensiones, tipos y materiales de elementos así como de secciones.”(HÉRNANDEZ s.f.)

Etapa 2 – Estimación de Acciones: Cuando se estiman las acciones que van a ir en la estructura se considera diversidad de cargas las cuales van ayudar a que la estructura tienda a responder de la mejor manera, en sitios sísmicos se deben considerar sin embargo la estimación aproximada de cargas sísmicas.(HÉRNANDEZ s.f.)

Etapa 3 – Predimensionado: Si bien es cierto cuando se plantea realizar un cálculo estructural influye de gran manera la experiencia del profesional para que de ésta manera se agilite los resultados, en la etapa de predimensionamiento se verifica las características y dimensiones planteadas para una correcta respuesta estructural.(HÉRNANDEZ s.f.)

2.4.3 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA VARIABLE DEPENDIENTE

2.4.3.1 ASPECTO ECONÓMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Hormigón Armado:

Es la unión eficiente de hormigón en masa y el acero ya sea en armaduras o varillas ambos poseen ductilidades que se igualan entre sí, dicha unión permiterealizar estructuras de cualquier tipo que se adapten técnicamente a sollicitaciones del medio; es un material imprescindible en las construcciones actualmente.

El acero estructural por la tanto al estar presente sustituye de manera óptima la deficiencia del hormigón ante la tracción; hormigón sin embargo proporciona al

acero protección ante la corrosión ayudando a la durabilidad del mismo siendo el material encargado de absorber los esfuerzos de compresión.

Aspecto económico:

En la mayor parte de los casos una estructura de hormigón armado es inferior a la de una estructura de acero que tenga las mismas proporciones y valores de conservación es menor.

Versatilidad de formas ya que al ser colocado de forma líquida puede adaptarse a una amplia variedad de manifestaciones arquitectónicas y de función a la que está destinada la estructura.

Con protección adecuada de hormigón hacia el acero estructural, la estructura tendrá una vida útil extensa pese a las condiciones climáticas. bUna edificación de hormigón armado tiene un tiempo de velocidad de construcción apropiado para un proyecto.

Es posible utilizar mano de obra local, y en cuanto a sus materiales es de fácil acceso. Más sin embargo para finalidad de éste proyecto se analizará el costo que añade las fuerzas laterales al valor de proyecto. (WINTER y NILSON 1986)

2.4.3.2 PRESUPUESTO REFERENCIAL

2.4.3.2.1 PRESUPUESTO

Es un procedimiento que permite integrar y coordinar en términos financieros las operaciones y recursos que forman parte de en este caso un proyecto para un periodo determinado, con el fin de lograr los objetivos fijados. (SALGADO s.f.)

2.4.3.2.1.1 OBJETIVOS DEL PRESUPUESTO

- Planear de manera íntegra y sistemática todas las actividades a realizarse de un proyecto en un período determinado.

- Controlar y medir resultados cualitativos, cuantitativos, de ésta forma lograr el cumplimiento de las metas previstas.(LOZANO 2011)

2.4.3.3 CUANTIFICACIÓN VALORADA

Mediante la comparación de aspectos de un proyecto se pretenden explicar aspectos de la realidad, de ésta manera se analizará el comportamiento económico, considerando las decisiones planteadas con respecto al problema planteado a fin de cumplir ciertos objetivos.

2.4.3.4 ESTUDIO ECONÓMICO COMPARATIVO

El análisis económico pretende determinar el monto de los recursos económicos necesarios para la posible realización del proyecto, cuando se realiza un comparación se obtendrá dos modelos matemáticos y su relación directa con la fuerzas laterales en caso de considerarlas y en otro caso sin ser consideradas, buscando la determinación del nivel adecuado y la maximización del beneficio.

La comparación económica de dos sistemas matemáticos permite obtener una perspectiva más amplia. Contrastar, describir y comparar y las características de los diferentes sistemas brindará un marco para comprender de mejor manera la relación de las fuerzas horizontales.

Para seleccionar el mejor diseño se deben considerar criterios que serán seleccionados durante el análisis del problema, se debe anotar que los criterios cambian poco con respecto al problema que se plantea, este es el caso de fabricación, mano de obra, seguridad del personal, entre otros. Sin embargo la tarea primordial del Ingeniero Civil es conocer y encontrar soluciones alternativas a problemas de costo que se le presente.

2.5 HIPÓTESIS

Aplicación comparativa de los códigos NEC 2011 y CEC 2002 en referencia a las fuerzas horizontales determinará influencia en el costo estructural.

2.6 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES

2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

Aplicación comparativa de los códigos NEC 2011 y CEC 2002 en referencia a las fuerzas horizontales

2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE

Costo de la estructura.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

Para la realización de la investigación se utilizará.

- Investigación de campo: ya que se analizará las condiciones actuales, reconocimiento y particularidades. Se tendrá en cuenta las causas y los efectos.
- Investigación de laboratorio: con los datos obtenidos se dará una tendencia del fenómeno.
- Investigación aplicada: analiza resultados y de esta manera pretende dar solución al fenómeno a ser investigado.
- Investigación bibliográfica: ya que la información ha sido recopilada de libros, proyectos de grado así como artículos publicados en internet.

3.2 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

Para la realización de la investigación se utilizará.

- Exploratorio: se ha generado una hipótesis, a fin de reconocer las variables de interés investigativo y a la vez se ha planteado un problema poco investigado en el contexto particular.
- Descriptivo: luego de realizar la parte exploratoria se ha clasificado elementos, estructuras y modelos de comportamiento según criterios previos comparando entre dos fenómenos.
-

3.3 POBLACIÓN O MUESTRA

Para el proceso de investigación se trabajará por una población integrada por: Estudiantes del último semestre y docentes del área de estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato ; a razón del universo reducido de la población no resulta necesario tomar muestra.

3.4 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.4.1 Variable Independiente: Fuerzas horizontales.

Conceptualización	Categorías	Indicadores	Items	Técnicas/Instrumentos
Fuerza en el plano horizontal de una estructura de hormigón armado con distribución proporcional de cargas laterales compensado con la capacidad portante de la misma.	Hormigón armado	<ul style="list-style-type: none"> • Normativas vigentes ecuatorianas • Resistencia al cortante vertical • Resistencia al cortante horizontal 	<p>¿Cree usted que las normativas NEC 2011 y CEC 2002 detallan lo mismo en lo referente a las fuerzas horizontales?</p> <p>¿Cree que la resistencia al corte tanto vertical como horizontal en el hormigón influye para cuantificar el acero?</p>	<p>Técnica: Encuesta</p> <p>Instrumento: Memoria de cálculo Herramientas computacionales</p>
	Capacidad portante	<ul style="list-style-type: none"> • Cargas aplicadas • Respuesta sísmica y de viento 	<p>¿Opina usted qué las cargas aplicadas a la estructura influye significativamente en el costo de la construcción?</p> <p>¿Las Normativas NEC 2011 y CEC 2002 poseen los mismos parámetros de cálculo en cuanto la capacidad sísmica y de viento?</p>	<p>Técnica: Encuesta</p> <p>Instrumento: Cuestionario Herramientas computacionales</p>

Tabla 2. Operacionalización de variables – Variable Independiente

Fuente: Elaborado por Investigador

3.4.2 Variable Dependiente: Costo de la estructura.

Conceptualización	Categorías	Indicadores	Items	Técnicas/Instrumentos
El costo de una estructura depende de los requerimientos planteados en la memoria de cálculo visibles en el plano estructural como del costo de construcción.	Planos estructurales	<ul style="list-style-type: none"> • Especificaciones técnicas 	<p>¿Las especificaciones técnicas usadas actualmente en la construcción están regidas de acuerdo a las Normas NEC 2011 y CEC 2002?</p>	<p>Técnica: Encuesta</p> <p>Instrumento: Cuestionario</p>
	Costo de construcción	<ul style="list-style-type: none"> • Estudio comparativo 	<p>¿Conoce usted si existe algún estudio comparativo de las Normas NEC 2011 y CEC 2002 para saber el costo final de la estructura?</p>	

Tabla 3. Operacionalización de variables – Variable Dependiente

Fuente: Elaborado por Investigador

3.5 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

La recolección de información se lo realizará mediante la elaboración de encuestas a través de un cuestionario el cuál se aplicará a los estudiantes, docentes y de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, que permitirá obtener la información necesaria para la realización y sustentación del presente proyecto.

3.6 PLAN DE PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN

Para la recolección, procesamiento y análisis de la información se aplicará el siguiente procedimiento:

- Elaboración de los instrumentos de recolección de datos (encuesta).
- Aplicación de las encuestas.
- Revisión de las encuestas.
- Organización de la información.
- Análisis cualitativo y cuantitativo de los datos.
- Interpretación de información.
- Generación de informe de resultados con gráficos estadísticos.

Preguntas Básicas	Desempeño Estructural
¿Para qué?	Para alcanzar los objetivos generales y específicos de la investigación: <ul style="list-style-type: none">- Analizar las fuerzas horizontales utilizando los códigos NEC 2011 y CEC 2002 y determinar la incidencia en el aspecto económico de una estructura de hormigón armado de cuatro pisos de alto y un subterráneo en la ciudad de Ambato.- Determinar los las fuerzas laterales aplicables a la estructura de acuerdo a la zonificación.- Realizar una comparación económica considerando fuerzas horizontales con los

	<p>parámetros indicados en los códigos NEC 2011 y CEC 2002.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Analizar la estructura de hormigón armado mediante procedimientos y herramientas actuales de estructuras sismo resistente con los códigos NEC 2011 y CEC 2002.
¿De qué personas y objetos?	Estudiantes de décimo semestre de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato
¿Sobre qué aspecto?	<ul style="list-style-type: none"> - Normativas vigentes - Resistencia al cortante vertical - Resistencia al cortante horizontal - Resistencia a la flexión - Resistencia a torsión - Cargas aplicadas - Respuesta sísmica y de viento - Especificaciones técnicas - Capacitación del personal - Materiales - Mano de obra
¿Quién o quiénes?	Roxana Isabel Valle Ocando
¿Cuándo?	El mes de Junio del 2014
¿En qué lugar?	En la Facultad de Ingeniería Civil de La Universidad Técnica de Ambato ubicada en la Provincia de Tungurahua, cantón Ambato, sector Sur - Este de la ciudad, parroquia Huachi Chico
¿En qué número?	A la población seleccionada
¿Con qué técnica?	Observación

¿Con qué instrumento?	Cuestionario Memoria de cálculo Herramientas computacionales
------------------------------	--

Tabla 4. Tabla para procesamiento de Información

Fuente: Elaborado por Investigador

3.7 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

La recolección de información se lo realizará mediante la elaboración de encuestas a través de un cuestionario el cuál se aplicará a los estudiantes, docentes y de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, que permitirá obtener la información necesaria para la realización y sustentación del presente proyecto.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA ENCUESTA

Los datos obtenidos de la investigación acerca de: “COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS HORIZONTALES UTILIZANDO LAS NORMATIVAS NEC 2011 Y CEC 2002 Y SU INCIDENCIA EN EL ASPECTO ECONÓMICO DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE CUATRO PISOS DE ALTO Y UN SUBTERRÁNEO DE FORMA REGULAR EN LA CIUDAD DE AMBATO.”

Realizada a estudiantes de décimo semestre y a Docentes de la Facultad de Ingeniería Civil se demuestran mediante cuadros y gráficos estadísticos que a continuación se detallan:

Pregunta 1. ¿Cree usted que las normativas NEC 2011 y CEC 2002 detallan lo mismo en lo referente a las fuerzas horizontales?

ÍTEM	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Si	9	30,00%
No	19	63,00%
No tiene conocimiento	2	7,00%
<i>TOTAL</i>	<i>30</i>	<i>100,00%</i>

Tabla 5. Pregunta No. 1

Fuente: Elaborado por Investigador

Análisis:

El 63,00%, de los encuestados han respondido que creen que las normativas NEC 2011 y CEC 2002 no detallan lo mismo; mientras que el 30,00% piensa que si detallan lo mismo.



Ilustración 10. Pregunta No. 1
Fuente: Elaborado por Investigador

Conclusión:

La mayoría de los estudiantes piensa que tanto el código NEC 2011 como el CEC 2002 en lo referente a las fuerzas horizontales no varían entre ambos.

Pregunta 2: ¿Cree que la resistencia al corte tanto vertical como horizontal en el hormigón influye para cuantificar el acero?

ÍTEM	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Si	25	83,00%
No	4	14,00%
No tiene conocimiento	1	3,00%
<i>TOTAL</i>	<i>30</i>	<i>100,00%</i>

Tabla 6. Pregunta No. 2

Análisis:

Fuente: Elaborado por Investigador

El 83,00%, de los encuestados han respondido positivamente en cuanto pensar que la resistencia al corte tanto vertical como horizontal influye directamente en la cuantificación del acero, en cuanto al 13,00% que asume un no y un 3,00% que desconoce del tema.

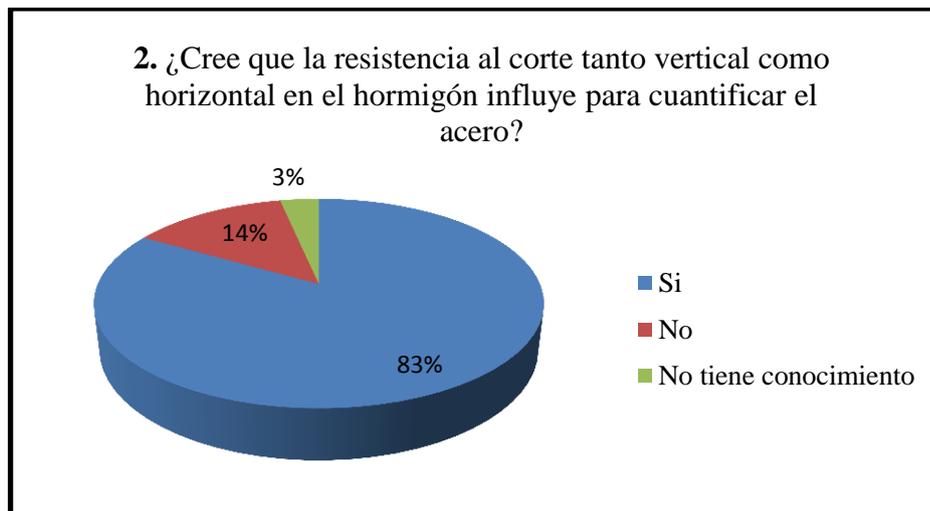


Ilustración 11. Pregunta No. 2
Fuente: Elaborado por Investigador

Conclusión:

Una gran mayoría de los estudiantes encuestados piensa que efectivamente la resistencia al corte vertical como horizontal en una estructura de hormigón armado influye en cuanto al costo de la misma.

Pregunta 3: ¿Opina usted que las cargas aplicadas a la estructura influye significativamente en el costo de la construcción?

ÍTEM	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Si	27	90,00%
No	1	3,00%
No tiene conocimiento	2	7,00%

<i>TOTAL</i>	<i>30</i>	<i>100,00%</i>
--------------	-----------	----------------

Tabla 7. Pregunta No. 3

Fuente: Elaborado por Investigador

Análisis:

El 90,00%, de los encuestados afirma que las cargas aplicadas a la estructura tienen un alto grado de repercusión a la hora de saber su costo, mientras que solamente el 3,00% no saben dicha influencia y el 7,00% desconoce.

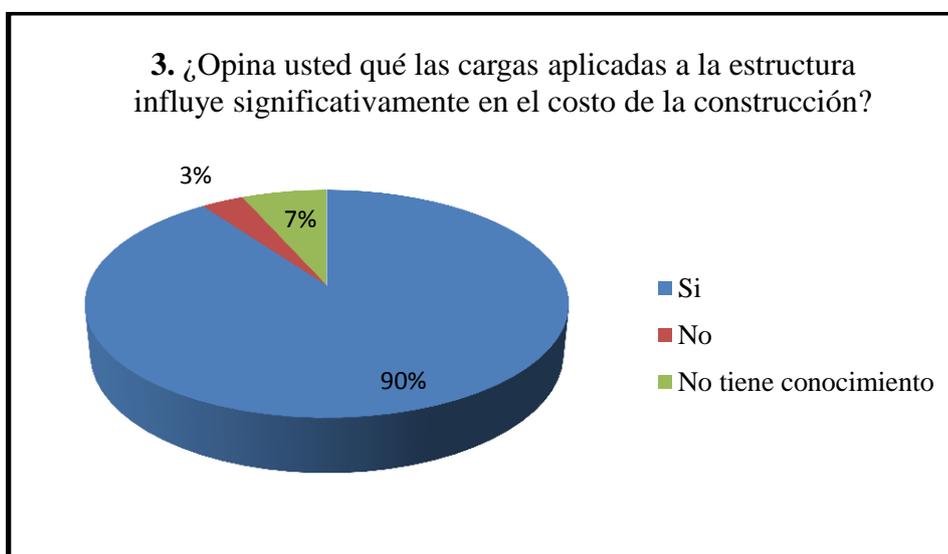


Ilustración 12. Pregunta No. 3

Fuente: Elaborado por Investigador

Conclusión:

El costo de la construcción tiene una relación estrecha con las cargas aplicadas a la estructura de acuerdo a la aseveración de casi la totalidad de estudiantes encuestados.

Pregunta 4: ¿Las Normativas NEC 2011 y CEC 2002 poseen los mismos parámetros de cálculo en cuanto a la capacidad sísmica y de viento?

ÍTEM	FRECUENCIA	PORCENTAJE
------	------------	------------

Si	6	20,00%
No	23	77,00%
No tiene conocimiento	1	3,00%
<i>TOTAL</i>	<i>30</i>	<i>100,00%</i>

Tabla 8. Pregunta No. 4

Fuente: Elaborado por Investigador

Análisis:

El 77,00%, piensa que las normativas ecuatorianas vigentes no poseen los mismos parámetros de cálculo con relación a la capacidad sísmica y de viento, en cuanto al 20,00% que afirma que si tienen, y un 3,00% no sabe del asunto.

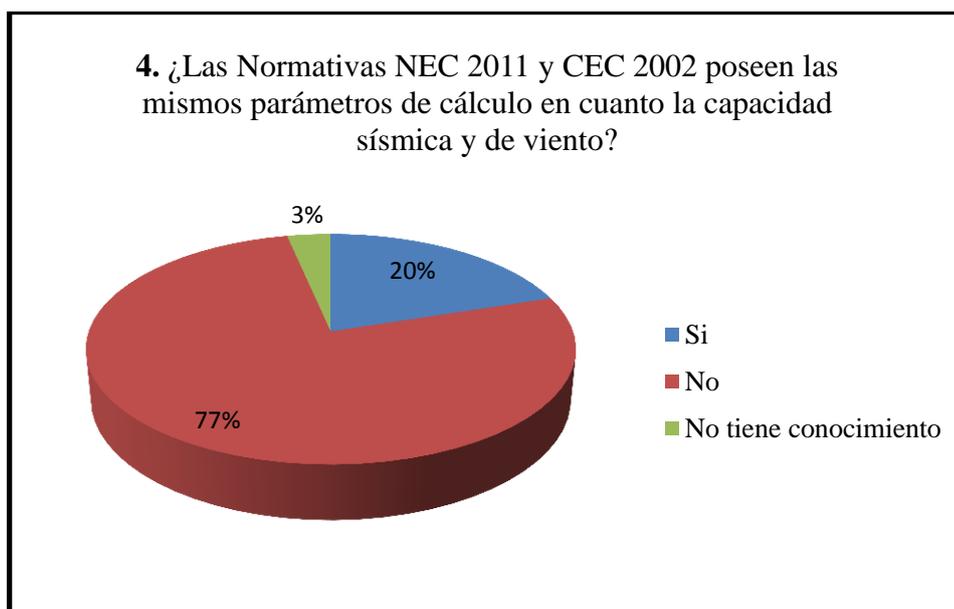


Ilustración 13. Pregunta 4

Fuente: Elaborado por Investigador

Conclusión:

En su mayor parte los estudiantes relacionan las normativas vigentes NEC 2011 y CEC 2002 con los mismos parámetros de cálculo.

Pregunta 5: ¿Las especificaciones técnicas usadas actualmente en la construcción están regidas de acuerdo a las Normas NEC 2011 y CEC 2002?

ÍTEM	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Si	22	73,00%
No	6	20,00%
No tiene conocimiento	2	7,00%
<i>TOTAL</i>	<i>30</i>	<i>100,00%</i>

Tabla 9. Pregunta No. 5

Fuente: Elaborado por Investigador

Análisis:

El 73,00%, considera que las especificaciones técnicas usadas en la actualidad en todo lo referente a la construcción se basan en normativas ecuatorianas tanto el NEC 2011 y CEC 2002; el 20,00% piensa que no es así con un 7,00% que no lo tiene muy en claro.

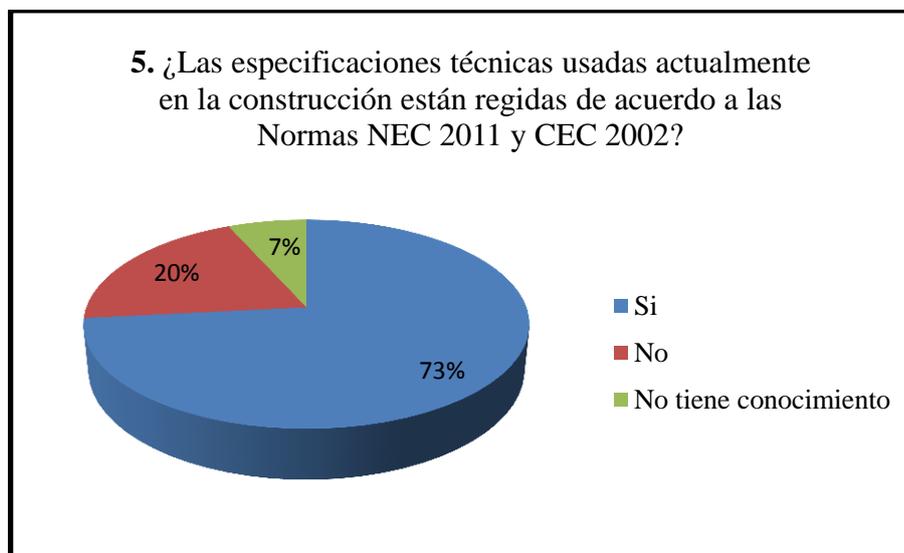


Ilustración 14. Pregunta No. 5

Fuente: Elaborado por Investigador

Conclusión

La construcción se basa en especificaciones técnicas normadas en los códigos ecuatorianos como el NEC 2011 y el CEC 2002.

Pregunta 6: ¿Conoce usted si existe algún estudio comparativo de las Normas NEC 2011 y CEC 2002 para saber el costo final de la estructura?

ÍTEM	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Si	7	23,00%
No	19	64,00%
No tiene conocimiento	4	13,00%
<i>TOTAL</i>	<i>30</i>	<i>100,00%</i>

Tabla 10. Pregunta No. 6

Fuente: Elaborado por Investigador

Análisis:

De la estadística de los estudiantes encuestados el 64,00% no conoce ningún estudio comparativo entre las normativas NEC 2011 y CEC 2002 que permita conocer el costo final de la estructura; el 23,00% manifestó que si conoce este tipo de estudio con relación al 13,00% que no tiene conocimiento del tema.

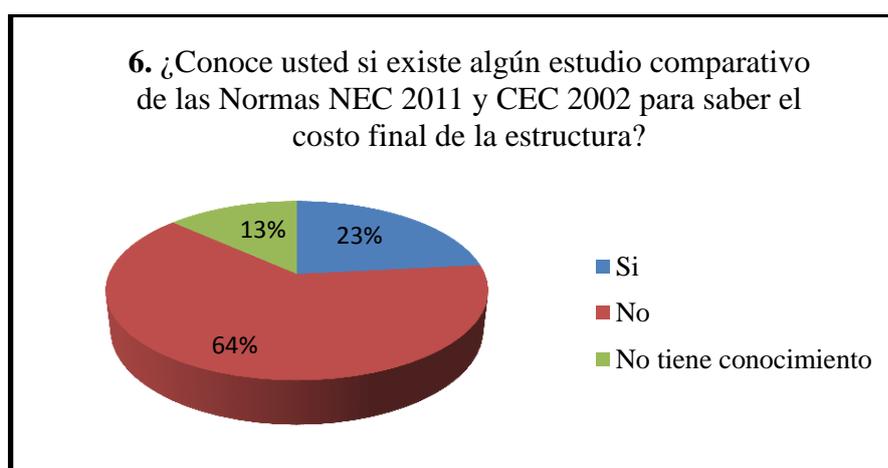


Ilustración 15. Pregunta No. 6

Fuente: Elaborado por Investigador

Conclusión

Más de la mitad de los estudiantes a los que se les realizó la encuesta no conoce acerca de un estudio comparativo en relación al costo de la estructura que haga hincapié en las normativas ecuatoriana vigentes NEC 2011 y CEC 2002 como fuentes de estudio y análisis.

4.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS

ASPECTO EVALUADO	INTERPRETACIÓN
Normativas vigentes ecuatorianas	El 63,00%, de los encuestados han respondido que creen que las normativas NEC 2011 y CEC 2002 no detallan lo mismo; mientras que el 30,00% piensa que si detallan lo mismo.
Resistencia al cortante vertical y horizontal	Una gran mayoría de los estudiantes encuestados piensa que efectivamente la resistencia al corte vertical como horizontal en una estructura de hormigón armado influye en cuanto al costo de la misma.
Cargas aplicadas	El costo de la construcción tiene una relación estrecha con las cargas aplicadas a la estructura de acuerdo a la aseveración de casi la totalidad de estudiantes encuestados.
Respuesta sísmica y de viento	En su mayor parte los estudiantes relacionan las normativas vigentes NEC 2011 y CEC 2002 con los mismos parámetros de cálculo.
Especificaciones técnicas	La construcción se basa en especificaciones técnicas normadas en los códigos ecuatorianos como el NEC 2011 y el CEC 2002.
Estudio comparativo	Más de la mitad de los estudiantes a los que se les realizó la encuesta no conoce acerca

	de un estudio comparativo en relación al costo de la estructura que haga hincapié en las normativas ecuatoriana vigentes NEC 2011 y CEC 2002 como fuentes de estudio y análisis.
--	--

Tabla 11. Interpretación de resultados

Fuente: Elaborado por Investigador

4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

En lo referente a la hipótesis realizando detalladamente lo descrito en la propuesta se concluye que la afirmación planteada es verdadera; con la aplicación de las normativas de construcción ecuatorianas se verificará la cuantificación del presupuesto en comparación teniendo en cuenta el parámetro de las fuerzas horizontales aplicadas a la estructura, por ende se justifica la elaboración de esta memoria de cálculo que permita a los estudiantes de la Facultad de Ingeniería Civil tener una guía de análisis estructural, aprovechando de herramientas informáticas así como también de forma manual que se tendrá resultados verídicos de gran envergadura.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Mediante la comparación de las normativas ecuatorianas vigentes se puede conocer la repercusión económica de cada una de ellas en las estructuras de hormigón armado.
- Los Códigos ecuatorianos tienen diferencias en el aspecto de cálculo para determinar las fuerzas horizontales.
- Los datos tabulados de las encuestas realizadas a los estudiantes de la Facultad de Ingeniería Civil determinaron la necesidad de verificar costos comparativos.

5.2 RECOMENDACIONES

- Cuando se realiza una memoria de cálculo estructural se recomienda conocer los parámetros que proponen ser analizados a fondo y estudiados en su cabalidad para que su aplicación sea de la mejor manera.
- Es de suma importancia estar al día en las actualizaciones de las normativas ecuatorianas vigentes de acuerdo a aspectos de diseño de la región, lo cual va a ser de gran ayuda al momento de plantear una solución estructural.

CAPÍTULO VI

PROPUESTA

6.1 DATOS INFORMATIVOS

Título: Comparación de las fuerzas horizontales utilizando las normativas NEC 2011 y CEC 2002 y su incidencia en el aspecto económico de una estructura de hormigón armado de cuatro pisos de alto y un subterráneo de forma regular en la ciudad de Ambato.

Institución ejecutora: La propuesta se ejecutará con el apoyo del Ingeniero Msc. Víctor Hugo Paredes como director de tesis y la investigación realizada es autoría de Roxana Isabel Valle Ocando como proponente del proyecto.

Beneficiarios: Alumnos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato como guía de presupuesto para el cálculo estructural.

Ubicación: Provincia de Tungurahua, cantón Ambato, sector Huachi Chico

Tiempo estimado de ejecución: De Septiembre del 2014 hasta Abril del presente año, con cinco horas aproximadas de trabajo diario.

Equipo técnico: Conformado por el autor investigador de la propuesta y de un docente de profesión Ingeniero Civil Msc. Víctor Hugo Paredes tutor de tema estructurado de manera independiente.

Costo

\$ USD 680,83

6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

El cálculo estructural debe siempre estar planteado en el aspecto sismo resistente y se encuentra estipulado en tanto en el Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 de diseño que debe ser cumplido a cabalidad:

- 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.

Norma Ecuatoriana de la Construcción 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.
-

Autor

Silva Rodríguez Jéssica Valeria

Tema

“ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DEL BLOQUE A DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI PARA GARANTIZAR LA SEGURIDAD DE SUS OCUPANTES.”

Conclusiones

- La edificación que se analiza es una estructura actualmente existente y cuenta con un Diseño Estructural Sismo-resistente, aunque aún se generan ciertas incertidumbres que garanticen la seguridad de sus ocupantes por lo cual se deberá verificar el desempeño que tendrá la estructura ante el sismo de diseño, y se espera un resultando de niveles aceptables para tal estructura, para saber si el CEC y las normativas de diseño de hormigón armado se aplicaron de una manera correcta.
- Es necesario realizar un estudio Pushover para analizar el desempeño de la estructura-

6.3 JUSTIFICACIÓN

Al realizar un cálculo para diseño sismo-resistente se debe hacer hincapié en la utilización de las normativas ecuatorianas que dan una mejor visualización de los aspectos a considerar y no se encuentran fuera de la realidad sino que abarcan aspectos determinados con relación a nuestro país y a los parámetros que son considerados.

Al definir estos parámetros se debe tener en cuenta que el profesional de Ingeniería Civil se plantea cambios ínfimos entre los códigos NEC 2011 y CEC 2002 pero a la hora de realizar aproximaciones de costo se pueden verificar sus diferencias.

6.4 OBJETIVOS

6.4.1 OBJETIVO GENERAL

Verificar el análisis sismo resistente con una comparación económica con las normativas vigentes CEC 2002 y NEC 2011.

6.4.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

- Recopilar información referente a las fuerzas horizontales.
- Realizar el cálculo estructural con los códigos CEC 2002 y NEC 2011.
- Comparar los resultados de las fuerzas horizontales considerando ambas normativas vigentes y analizar la influencia en el aspecto económico.

6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

Es aplicable la propuesta en base a las siguientes consideraciones:

- Es factible desde el punto de vista técnico ya que será una guía para posibles consultas; económico considerando el gasto para su impresión y de adquisición de conocimiento ya que los documentos previos para su realización son de apertura general.

6.6 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO – TÉCNICA

Las estructuras a calcular deben realizar y construirse para sustentar agentes externos y considerar las limitaciones de los esfuerzos especificadas en los Códigos ecuatorianos, están son todas las cargas que actuarán en las misma. Considerando cargas de impacto se debe prever que puedan ocurrir, por lo tanto para el diseño deben ser consideradas.

“Cualquier sistema o método de construcción a utilizarse debe admitir un análisis racional, de acuerdo con los principios bien establecidos de la Mecánica.” (CEC 2002)

En el Código NEC 2011 en su Capítulo 2 – Literal 2.1.23 menciona lo siguiente: “La filosofía de diseño, debe definir un mecanismo dúctil, que esto permita una adecuada disipación de energía sin colapso. De preferencia las rótulas plásticas deben formarse en los extremos de vigas, en base de columnas del primer piso y en base de los muros estructurales.”

6.6.1 METODOLOGÍA

6.6.1.1 CÁLCULO ESTRUCTURAL

Especificaciones:

$$f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

6.6.1.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA

Requerimientos:

- Losa alivianada bidireccional sobre vigas.

Peralte mínimo:

De acuerdo al Capítulo 9 del Código ACI 318 -08 – que tienen una relación entre lados no mayor que dos deben cumplir las siguientes ecuaciones 9.5.3.3:

- No debe ser menor que:

$$h = ln \frac{(0.8 + \frac{fy}{14000})}{(36 + 9 * \beta)}$$

- No debe ser mayor que:

$$h = ln \frac{(0.8 + \frac{fy}{4200})}{36}$$

Donde:

h = peralte de losa

ln = longitud mayor del tablero

l = longitud menor del tablero

β = longitud mayor del tablero dividido para longitud menor tablero

Tablero No. 1 de losa nivel + 0,92

$$l_n = l_x = 6,54$$

$$l = l_y = 4,80$$

$$\beta = \frac{l_n}{l}$$

$$\beta = \frac{6,54 \text{ m}}{4,80 \text{ m}}$$

$$\beta = 1,36$$

No menor que:

$$h = l_n \frac{(0,8 + \frac{fy}{14000})}{(36 + 9 * \beta)}$$

$$h = 6,54 \text{ m} \frac{(0,8 + \frac{4200 \frac{kg}{cm^2}}{14000})}{(36 + 9 * 1,36)}$$

$$h = 14,91 \text{ cm}$$

No mayor que:

$$h = l_n \frac{(0,8 + \frac{fy}{14000})}{36}$$

$$h = 6,54 \text{ m} \frac{(0,8 + \frac{4200 \frac{kg}{cm^2}}{14000})}{36}$$

$$h = 19,98 \text{ cm}$$

Un artificio matemático de cálculo con resultados sumamente satisfactorios consiste en asumir 3 cm de peralte por cada metro de luz de losa.

$$h = 3,00 \text{ cm} * l_n$$

$$h = 3,00 \text{ cm} * 6,74$$

$$h = 20,22 \text{ cm}$$

h predimensionamiento asumido = 20,00 cm

6.6.1.3 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS

6.6.1.3.1 CARGA MUERTA

El Código CEC 2001 define “Carga muerta es la carga vertical, debida al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales permanentes de un edificio, como: muros, pisos, techos y equipo fijo de servicio.”

NEC 2011 en el Capítulo 1. Literal 1.1.2.1 acerca de Cargas permanentes o denominadas Carga muerta menciona “Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, tabiques, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, de acondicionamiento, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.” (Anexo I)



Ilustración 16. Corte de Losa

Fuente: Elaborado por Investigador

Peso Propio Loseta	=	$0,05\text{m} \times 1,0 \times 1,0 \times 2400 \text{ kg/m}^3$	120,0	kg/m ²
Peso Propio Nervios	=	$0,10\text{m} \times 0,15 \times 3,60 \times 2400 \text{ kg/m}^3$	129,6	kg/m ²
Peso Propio Alivianamiento	=	8 bloques/ m ² * 5kg	56,0	kg/m ²
Peso Propio Alisado y Cielo Raso	=	$0,05\text{m} \times 1,0 \times 1,0 \times 1900 \text{ kg/m}^3$	95,0	kg/m ²
Peso Propio Acabado	=	$0,015\text{m} \times 1,0 \times 1,0 \times 1200 \text{ kg/m}^3$	18,0	kg/m ²
			418,6	kg/m²

Valores de 1200 kg/ cm² y 1900 kg/ cm² son (γ) varias alternativas de material a colocar como acabado.

CM:418,6kg/m²

CMu: 1.4* CM

CMu: 586,04 kg/m²

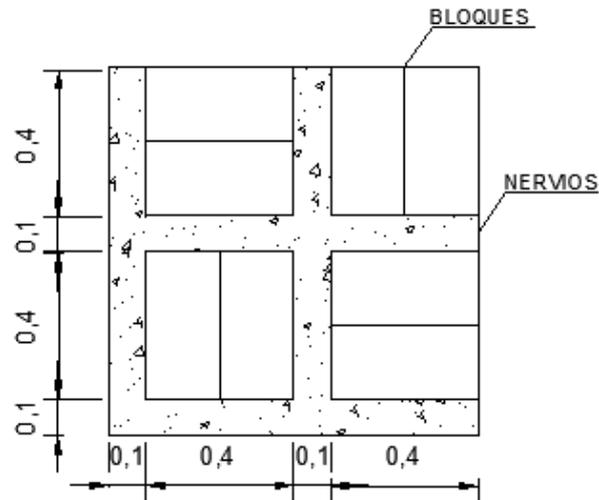


Ilustración 17. Corte en elevación de 1,00 m² de losa

Fuente: Elaborado por Investigador

6.6.1.3.2 CARGA VIVA

El Código ACI 318- 08 con respecto a la disposición de carga viva en el artículo 8.11 (8.11.1 – 8.11.2) viva menciona lo siguiente:

“8.11.1 Se permite suponer que:

- la carga viva está aplicada únicamente al piso o cubierta bajo consideración, y
- los extremos lejanos de las columnas construidas monolíticamente con la estructura están empotrados.

8.11.2 Se permite suponer que la disposición de la carga viva está limitada a las combinaciones de:

- carga muerta mayorada en todos los vanos con la carga viva mayorada en dos vanos adyacentes, y
- carga muerta mayorada en todos los vanos con la carga viva mayorada en vanos alternados.”

6.6.1.3.2.1 CARGA VIVA CEC 2002

Capítulo 12. Disposiciones generales 4.6.- “Selección del procedimiento de cálculo de fuerzas laterales. Por ser el cálculo estático una simplificación del cálculo dinámico, el presente código permite utilizarlo por sí solo únicamente en los casos en que las estructuras presentan regularidad tanto en planta como en elevación. En los casos restantes, la aplicación del cálculo dinámico permitirá detectar problemas de concentraciones de esfuerzos debidos a la presencia de irregularidades, los cuales debe enfrentar el calculista”.

CEC 2002 Capítulo 2 – Definiciones 2.1 menciona: “Carga viva es la carga sobrepuesta por el uso y ocupación del edificio, sin incluir la carga debida al viento, la carga por movimientos sísmicos o la carga muerta.”

Cargas uniformes y concentradas –ANEXO II “CEC 2002 Capítulo 3 - (Tabla 4.1)”

CV= 200,0 kg/m² (Ubicado en la categoría de residencia)

CV= 250,0 kg/m² (Garaje - Almacenaje particular)

Reducción de las cargas vivas unitarias totales - Capítulo 6 - (Tabla 6.1) - ANEXO II

Porcentaje de reducción de carga viva unitaria de acuerdo a los cuatro pisos es el 30%

CV= 200 Kg/m²

CV= 30% * 200 Kg/m² = 140 Kg/m²

CV asumida= 120 Kg/m²

Reducción de carga (ANEXO D)

$$R = 23 * \left(\frac{D}{L}\right)$$

Donde:

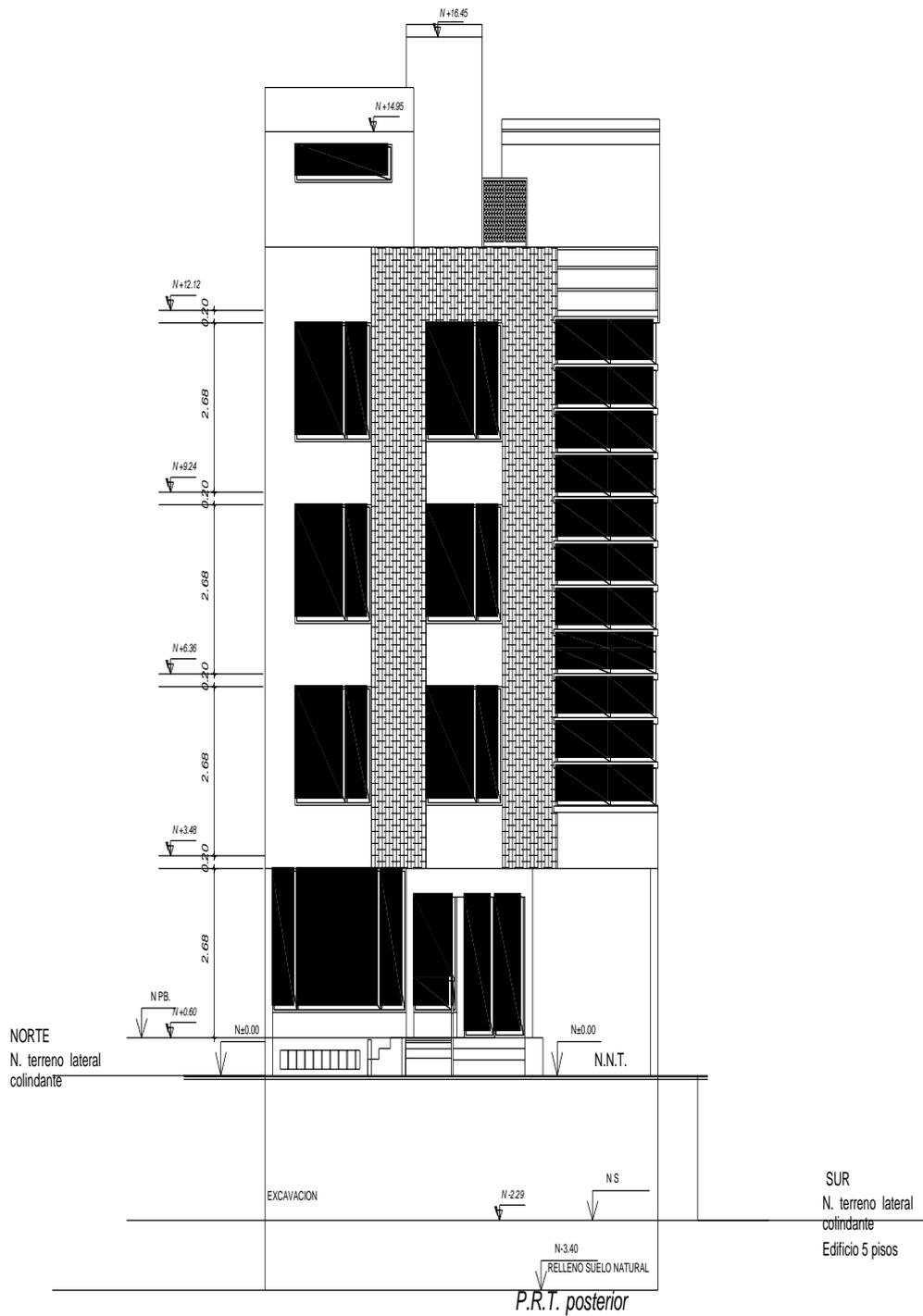
R=reducción, en porcentaje.

D=carga muerta por metro cuadrado del área soportada por el elemento.

L=carga viva unitaria por metro cuadrado del área soportada por el elemento.

$$R = 23 * \left(\frac{418,6}{200}\right)$$

$$R = 48,13 \%$$

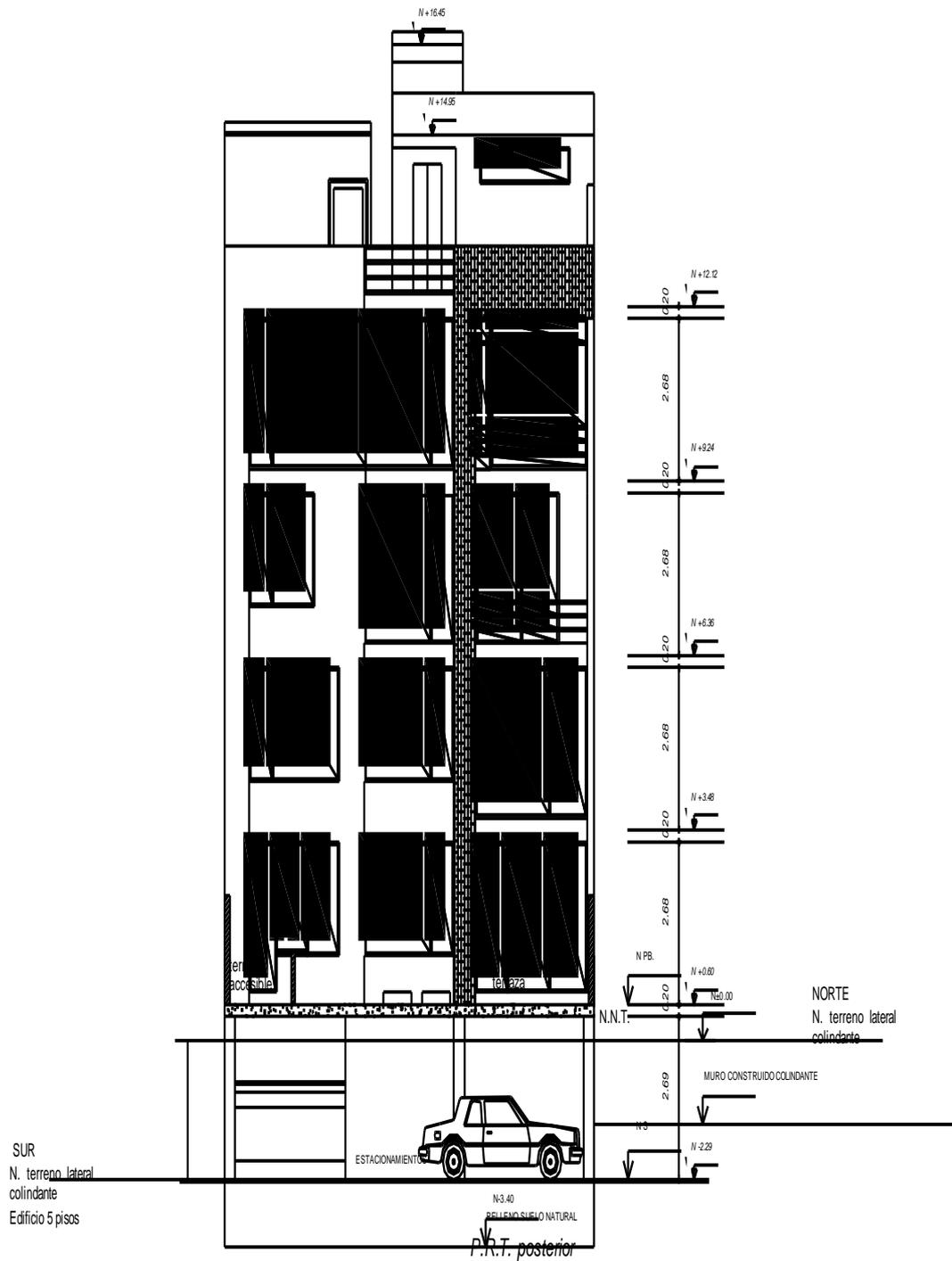


FACHADA FRONTAL

ESCALA 1:100

Ilustración 18. Fachada Frontal Estructura de estudio

Fuente: Elaborado por Investigador



FACHADA POSTERIOR

ESCALA 1:100

Ilustración 19. Fachada Posterior Estructura de estudio

Fuente: Elaborado por Investigador

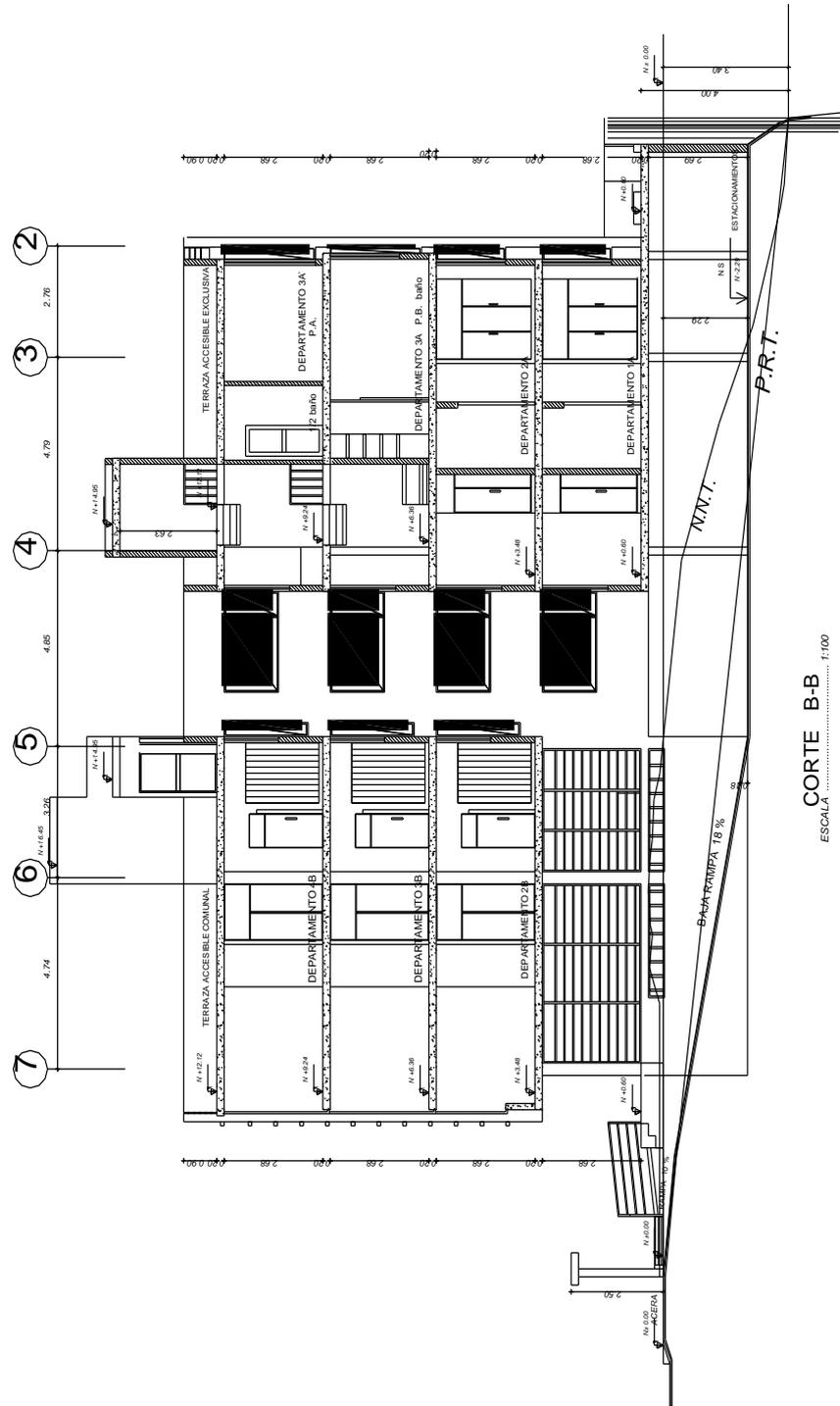


Ilustración 20. Corte B-B Estructura de estudio

Fuente: Elaborado por Investigador

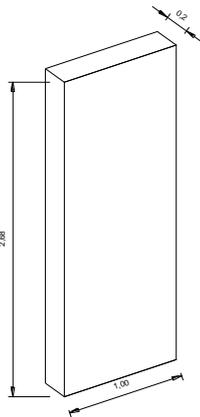
6.6.1.3.3 CARGA MUERTA DE PAREDES

Pesos unitarios de materiales de construcción(Anexo I)

γ bloque hueco alivianado: 850 kg/m³

γ vidrio : 2.500 kg/m³

PARED TIPO I



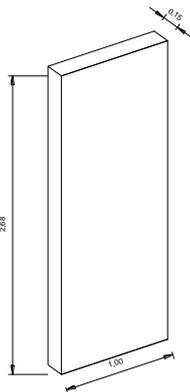
Peso propio pared= 0,20 m*2,68 m*1,0m*850 kg/m³

Peso propio pared Tipo I = 455,60 kg/metro lineal

Ilustración 21. Pared Tipo I

Fuente: Elaborado por Investigador

PARED TIPO II



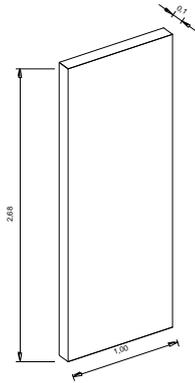
Peso propio pared= 0,15 m*2,68 m*1,0m*850 kg/m³

Peso propio pared Tipo II = 341,70 kg

Ilustración 22. Pared Tipo II

Fuente: Elaborado por Investigador

PARED TIPO III



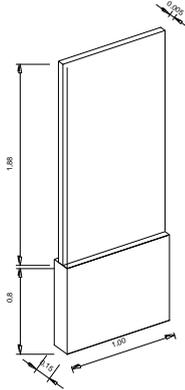
Peso propio pared= $0,10 \text{ m} \times 2,68 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 850 \text{ kg/m}^3$

Peso propio pared Tipo III = 227,80 kg/metro lineal

Ilustración 23. Pared Tipo III

Fuente: Elaborado por Investigador

PARED TIPO IV



Peso propio antepecho= $0,15 \text{ m} \times 0,80 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 850 \text{ kg/m}^3$

Peso propio antepecho = 102,00 kg/metro lineal

Peso propio vidrio= $0,005 \text{ m} \times 1,88 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 2.500 \text{ kg/m}^3$

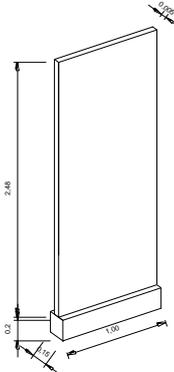
Peso propio vidrio= 23,50 kg/metro lineal

Peso propio pared Tipo IV = 125,50 kg/metro lineal

Ilustración 24. Pared Tipo IV

Fuente: Elaborado por Investigador

PARED TIPO V



Peso propio antepecho= $0,15 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 850 \text{ kg/m}^3$

Peso propio antepecho = 25,50 kg/metro lineal

Peso propio vidrio= $0,005 \text{ m} \times 2,48 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 2.500 \text{ kg/m}^3$

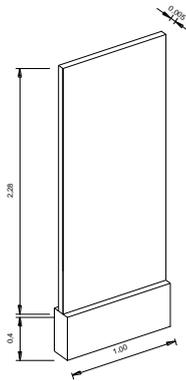
Peso propio vidrio= 31,00 kg/metro lineal

Peso propio pared Tipo V= 56,50 kg/metro lineal

Ilustración 25. Pared Tipo V

Fuente: Elaborado por Investigador

PARED TIPO VI



Peso propio antepecho= $0,15 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 850 \text{ kg/m}^3$

Peso propio antepecho = 51,00 kg/metro lineal

Peso propio vidrio= $0,005 \text{ m} \times 2,28 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 2.500 \text{ kg/m}^3$

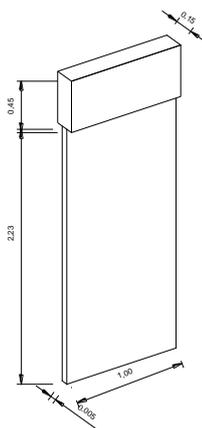
Peso propio vidrio=28,50 kg/metro lineal

Peso propio pared Tipo VI = 79,50 kg/metro lineal

Ilustración 26. Pared Tipo VI

Fuente: Elaborado por Investigador

PARED TIPO VII



Peso propio pared= $0,15 \text{ m} \times 0,45 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 850 \text{ kg/m}^3$

Peso propio pared=57,38 kg/metro lineal

Peso propio vidrio= $0,005 \text{ m} \times 2,23 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 2.500 \text{ kg/m}^3$

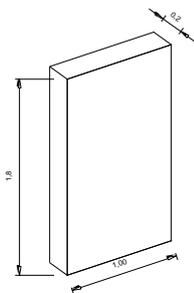
Peso propio vidrio=27,88 kg/metro lineal

Peso propio pared Tipo VII = 82,26 kg/metro lineal

Ilustración 27. Pared Tipo VII

Fuente: Elaborado por Investigador

PARED TIPO VIII



Peso propio pared= $0,20 \text{ m} \times 1,80 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 850 \text{ kg/m}^3$

Peso propio pared Tipo I = 306,00 kg/metro lineal

Ilustración 28. Pared Tipo I

Fuente: Elaborado por Investigador

6.6.1.3.4 DISEÑO DE LOSA MÉTODO 3ACI

Código ACI 318-08 - Capítulo 13- Alcance 13.1 “Se advierte al diseñador que es recomendable, antes de discutir las diversas reglas para el diseño, que el problema fundamental respecto a la seguridad de un sistema de losas es la transmisión de la carga de la losa a las columnas por flexión, torsión y cortante.”

Datos

$f'c$:	240 kg/cm ²
f_y :	4200 kg/cm ²
h losa:	20 cm
r:	2 cm
d' (h-2r):	16 cm
b:	10 cm
Ø:	0,90
ju:	0,90
R:	39,03
Separación entre nervios:	0,5

$$m = \frac{la}{lb}$$

$$m = \frac{4,79}{6,53}$$

$$m = 0,733$$

$$CM: 418,60 \text{ kg/m}^2$$

$$CV: 200 \text{ kg/m}^2$$

$$CMu: 1,4 * 418,60 \text{ kg/m}^2$$

$$CVu: 1,7 * 200 \text{ kg/m}^2$$

$$CMu : 586,04 \text{ kg/m}^2$$

$$CVu: 340 \text{ kg/m}^2$$

$$q = W: 1,4CM + 1,7 CV$$

$$q = W: 926,04 \text{ kg/m}^2$$

Tablero N°	Simetría del tablero	lado	lado	Claro Corto A	lado	lado	Claro Largo B	m A/B	Caso
1	≠	2,84	3,02	2,93			3,73	0,8	4
2	≠			3,02			6,55	0,5	3
3	≠	2,93	2,53	2,73	3,73	3,72	3,73	0,7	8
4	≠	2,53	2,03	2,28			6,53	0,3	2
5				3,72			4,79	0,8	8
6				4,79			6,53	0,7	2
7				3,72			4,85	0,8	8
8				4,85			6,53	0,7	2
9				3,26			3,72	0,9	3
10				3,72			4,74	0,8	3
11				3,13			4,74	0,7	6

Tabla 12. Losa Método 3ACI

Fuente: Elaborado por Investigador

Para valores CA y CB de la tabla del Anexo III – Coeficientes para momentos negativos y Coeficientes para momentos positivos por carga muerta y carga viva.

Coeficientes para momentos negativos		Momentos Negativos	
		C.corto	C.largo
CA	CB	$CA \cdot W \cdot A^2$	$CB \cdot W \cdot B^2$
0,071	0,029	852,40	564,24
0	0,022	-	1.319,94
0	0,051	-	989,63
0,09	0,005	654,28	298,16
0,055	0,041	1.064,38	1.315,54
0,074	0,017	2.374,39	1.013,73
0,055	0,041	1.064,38	1.348,70
0,074	0,017	2.434,24	1.013,73
0	0,07	-	1.354,67
0	0,061	-	1.916,62
0,091	0	1.246,75	-

Tabla 13. Losa Método 3ACI

Fuente: Elaborado por Investigador

Coeficientes Positivos				Momentos Positivos Parcial				Momentos	
Carga Muerta		Carga Viva		Carga Muerta		Carga Viva		Positivos Total	
CA	CB	CA	CB	CA*W*A ²	CB*W*B ²	CA*W*A ²	CB*W*B ²	C.corto	C.largo
0,039	0,016	0,048	0,029	196,21	75,69	140,11	137,18	336,32	212,87
0,080	0,007	-	0,022	427,59	102,11	0,00	320,91	427,59	423,02
0,045	0,022	0,068	0,014	196,55	103,79	172,31	66,05	368,86	169,84
0,040	0,001	0,068	0,003	121,86	14,50	120,19	43,49	242,05	57,99
0,032	0,015	0,044	0,019	259,52	117,01	207,02	148,22	466,54	265,23
0,030	0,007	0,049	0,010	403,38	101,49	382,25	144,98	785,63	246,46
0,032	0,015	0,044	0,019	259,52	119,96	207,02	151,96	466,54	271,92
0,030	0,007	0,049	0,010	413,55	101,49	391,88	144,98	805,44	246,46
0,025	0,024	0,035	0,025	155,70	112,92	126,47	117,63	282,17	230,55
0,034	0,020	0,037	0,027	275,74	152,78	174,09	206,25	449,82	359,03
0,051	0,009	0,060	0,013	292,81	68,75	199,86	99,31	492,67	168,06

Tabla 14. Losa Método 3ACI

Fuente: Elaborado por Investigador

Para Faja de Lindero: Momento * 1/3

Para Faja Central: Momento * 2/3

MOMENTOS (kg-m) (por metro de ancho)							
Momentos Negativos Claro Corto		Momentos Negativos Claro Largo		Momentos Positivos Claro Corto		Momentos Positivos Claro Largo	
Faja Lindero	Faja Central	Faja Lindero	Faja Central	Faja Lindero	Faja Central	Faja Lindero	Faja Central
284,13	568,27	188,08	376,16	112,11	224,21	70,96	141,91
0,00	0,00	439,98	879,96	142,53	285,06	141,01	282,01
0,00	0,00	329,88	659,75	122,95	245,90	56,61	113,23
218,09	436,18	99,39	198,77	80,68	161,36	19,33	38,66
354,79	709,59	438,51	877,03	155,51	311,03	88,41	176,82
791,46	1582,92	337,91	675,82	261,88	523,76	82,15	164,31
354,79	709,59	449,57	899,13	155,51	311,03	90,64	181,28
811,41	1622,83	337,91	675,82	268,48	536,96	82,15	164,31
0,00	0,00	451,56	903,11	94,06	188,12	76,85	153,70
0,00	0,00	638,87	1277,74	149,94	299,88	119,68	239,35
415,58	831,17	0,00	0,00	164,22	328,44	56,02	112,04

Tabla 15. Losa Método 3ACI

Fuente: Elaborado por Investigador

Momento (por nervio): Momento (por metro de ancho) * Separación entre nervios

MOMENTOS (kg-m) (por nervio)							
Momentos Negativos Claro Corto		Momentos Negativos Claro Largo		Momentos Positivos Claro Corto		Momentos Positivos Claro Largo	
Faja Lindero	Faja Central						
142,07	284,13	94,04	188,08	56,05	112,11	35,48	70,96
0,00	0,00	219,99	439,98	71,27	142,53	70,50	141,01
0,00	0,00	164,94	329,88	61,48	122,95	28,31	56,61
109,05	218,09	49,69	99,39	40,34	80,68	9,67	19,33
177,40	354,79	219,26	438,51	77,76	155,51	44,21	88,41
395,73	791,46	168,96	337,91	130,94	261,88	41,08	82,15
177,40	354,79	224,78	449,57	77,76	155,51	45,32	90,64
405,71	811,41	168,96	337,91	134,24	268,48	41,08	82,15
0,00	0,00	225,78	451,56	47,03	94,06	38,42	76,85
0,00	0,00	319,44	638,87	74,97	149,94	59,84	119,68
207,79	415,58	0,00	0,00	82,11	164,22	28,01	56,02

Tabla 16. Losa Método 3ACI

Fuente: Elaborado por Investigador

MOMENTOS (kg-m) (por nervio)							
Momentos Negativos Claro Corto		Momentos Negativos Claro Largo		Momentos Positivos Claro Corto		Momentos Positivos Claro Largo	
Faja Lindero	Faja Central						
142,07	284,13	94,04	188,08	56,05	112,11	35,48	70,96
0,00	0,00	219,99	439,98	71,27	142,53	70,50	141,01
0,00	0,00	164,94	329,88	61,48	122,95	28,31	56,61
109,05	218,09	49,69	99,39	40,34	80,68	9,67	19,33
177,40	354,79	219,26	438,51	77,76	155,51	44,21	88,41
395,73	791,46	168,96	337,91	130,94	261,88	41,08	82,15
177,40	354,79	224,78	449,57	77,76	155,51	45,32	90,64
405,71	811,41	168,96	337,91	134,24	268,48	41,08	82,15
0,00	0,00	225,78	451,56	47,03	94,06	38,42	76,85
0,00	0,00	319,44	638,87	74,97	149,94	59,84	119,68
207,79	415,58	0,00	0,00	82,11	164,22	28,01	56,02

Tabla 17. Losa Método 3ACI

Fuente: Elaborado por Investigador

MOMENTOS (kg-cm) (por nervio)							
Momentos Negativos Claro Corto		Momentos Negativos Claro Largo		Momentos Positivos Claro Corto		Momentos Positivos Claro Largo	
Faja Lindero	Faja Central						
14206,63	28413,26	9404,01	18808,03	5605,30	11210,61	3547,79	7095,58
0,00	0,00	21998,99	43997,99	7126,56	14253,12	7050,31	14100,62
0,00	0,00	16493,78	32987,57	6147,62	12295,25	2830,63	5661,26
10904,60	21809,20	4969,29	9938,57	4034,10	8068,19	966,53	1933,05
17739,69	35479,39	21925,65	43851,30	7775,63	15551,26	4420,56	8841,13
39573,12	79146,24	16895,57	33791,14	13093,89	26187,78	4107,74	8215,48
17739,69	35479,39	22478,37	44956,75	7775,63	15551,26	4532,00	9064,00
40570,72	81141,45	16895,57	33791,14	13423,98	26847,95	4107,74	8215,48
0,00	0,00	22577,79	45155,58	4702,89	9405,78	3842,46	7684,92
0,00	0,00	31943,62	63887,23	7497,04	14994,07	5983,87	11967,74
20779,14	41558,29	0,00	0,00	8211,11	16422,23	2800,96	5601,92

Tabla 18. Losa Método 3ACI

Fuente: Elaborado por Investigador

Cálculo de valor k (coeficiente adimensional)

$$k = \frac{\text{Momento (positivo - negativo)}}{f'c * b * d^2}$$

d: peralte de la losa descontado el recubrimiento.

VALOR K							
Cálculo de valor K para Momentos Negativos Claro Corto		Cálculo de valor K para Momentos Negativos Claro Largo		Cálculo de valor K para Momentos Positivos Claro Corto		Cálculo de valor K para Momentos Positivos Claro Largo	
Faja Lindero	Faja Central						
0,0329	0,0658	0,0218	0,0435	0,0130	0,0260	0,0082	0,0164
0,0000	0,0000	0,0509	0,1018	0,0165	0,0330	0,0163	0,0326
0,0000	0,0000	0,0382	0,0764	0,0142	0,0285	0,0066	0,0131
0,0252	0,0505	0,0115	0,0230	0,0093	0,0187	0,0022	0,0045
0,0411	0,0821	0,0508	0,1015	0,0180	0,0360	0,0102	0,0205
0,0916	0,1832	0,0391	0,0782	0,0303	0,0606	0,0095	0,0190
0,0411	0,0821	0,0520	0,1041	0,0180	0,0360	0,0105	0,0210
0,0939	0,1878	0,0391	0,0782	0,0311	0,0621	0,0095	0,0190
0,0000	0,0000	0,0523	0,1045	0,0109	0,0218	0,0089	0,0178
0,0000	0,0000	0,0739	0,1479	0,0174	0,0347	0,0139	0,0277
0,0481	0,0962	0,0000	0,0000	0,0190	0,0380	0,0065	0,0130

Tabla 19. Losa Método 3ACI

Fuente: Elaborado por Investigador

Momento específico

$$k = 0,9 * q(1 - 0,59q)$$

k: momento específico que permite calcular la cuantía mecánica.

q: cuantía mecánica que es una medida del porcentaje del acero que relaciona el acero con el hormigón.

$$k - 0,9q + 0,53q^2 = 0$$

$$q = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 * a * c}}{2 * a}$$

Variable *k* son los momentos específicos máximos para momentos negativos y positivos obtenidos en base a tabla de valores con diferentes casos de tableros en la losa analizada.

Cálculo de valor q para Momentos Negativos Claro Corto						Cálculo de valor q para Momentos Negativos Claro Largo					
q Calculado	q de Diseño	Valor qo	q Calculado	q de Diseño	Valor qo	q Calculado	q de Diseño	Valor qo	q Calculado	q de Diseño	Valor qo
0,0374	0,0583	0,0583	0,0765	0,0765	0,0765	0,0245	0,0583	0,0583	0,0498	0,0583	0,0583
0,0000	0,0583	0,0583	0,0000	0,0583	0,0583	0,0586	0,0586	0,0586	0,1219	0,1219	0,1219
0,0000	0,0583	0,0583	0,0000	0,0583	0,0583	0,0435	0,0583	0,0583	0,0896	0,0896	0,0896
0,0285	0,0583	0,0583	0,0581	0,0583	0,0583	0,0129	0,0583	0,0583	0,0260	0,0583	0,0583
0,0469	0,0583	0,0583	0,0968	0,0968	0,0968	0,0584	0,0584	0,0584	0,1215	0,1215	0,1215
0,1087	0,1087	0,1087	0,2365	D.A	0,2168	0,0446	0,0583	0,0583	0,0919	0,0919	0,0919
0,0469	0,0583	0,0583	0,0968	0,0968	0,0968	0,0599	0,0599	0,0599	0,1248	0,1248	0,1248
0,1117	0,1117	0,1117	0,2437	D.A	0,2168	0,0446	0,0583	0,0583	0,0919	0,0919	0,0919
0,0000	0,0583	0,0583	0,0000	0,0583	0,0583	0,0602	0,0602	0,0602	0,1254	0,1254	0,1254
0,0000	0,0583	0,0583	0,0000	0,0583	0,0583	0,0866	0,0866	0,0866	0,1843	0,1843	0,1843
0,0552	0,0583	0,0583	0,1146	0,1146	0,1146	0,0000	0,0583	0,0583	0,0000	0,0583	0,0583

Tabla 20. Losa Método 3ACI

Fuente: Elaborado por Investigador

Cálculo de valor q para Momentos Positivos Claro Corto						Cálculo de valor q para Momentos Positivos Claro Largo					
q Calculado	q de Diseño	Valor qo	q Calculado	q de Diseño	Valor qo	q Calculado	q de Diseño	Valor qo	q Calculado	q de Diseño	Valor qo
0,0145	0,0583	0,0583	0,0293	0,0583	0,0583	0,0092	0,0583	0,0583	0,0185	0,0583	0,0583
0,0185	0,0583	0,0583	0,0375	0,0583	0,0583	0,0183	0,0583	0,0583	0,0371	0,0583	0,0583
0,0160	0,0583	0,0583	0,0322	0,0583	0,0583	0,0073	0,0583	0,0583	0,0147	0,0583	0,0583
0,0104	0,0583	0,0583	0,0210	0,0583	0,0583	0,0025	0,0583	0,0583	0,0050	0,0583	0,0583
0,0202	0,0583	0,0583	0,0410	0,0583	0,0583	0,0114	0,0583	0,0583	0,0231	0,0583	0,0583
0,0344	0,0583	0,0583	0,0703	0,0703	0,0703	0,0106	0,0583	0,0583	0,0214	0,0583	0,0583
0,0202	0,0583	0,0583	0,0410	0,0583	0,0583	0,0117	0,0583	0,0583	0,0236	0,0583	0,0583
0,0353	0,0583	0,0583	0,0721	0,0721	0,0721	0,0106	0,0583	0,0583	0,0214	0,0583	0,0583
0,0122	0,0583	0,0583	0,0245	0,0583	0,0583	0,0099	0,0583	0,0583	0,0200	0,0583	0,0583
0,0195	0,0583	0,0583	0,0395	0,0583	0,0583	0,0155	0,0583	0,0583	0,0314	0,0583	0,0583
0,0214	0,0583	0,0583	0,0433	0,0583	0,0583	0,0072	0,0583	0,0583	0,0145	0,0583	0,0583

Tabla 21. Losa Método 3ACI
Fuente: Elaborado por Investigador

Armadura de acero en losa

Área de acero para Momentos Negativos Claro Corto			
Faja Lindero (As) Zona de tracción	Faja Lindero (A's) Zona de compresión	Faja Central (As) Zona de tracción	Faja Central (A's) Zona de compresión
0,6000	-	0,7871	-
0,6000	-	0,6000	-
0,6000	-	0,6000	-
0,6000	-	0,6000	-
0,6000	-	0,9953	-
1,1185	-	2,2294	0,2861
0,6000	-	0,9953	-
1,1489	-	2,2294	0,2861
0,6000	-	0,6000	-
0,6000	-	0,6000	-
0,6000	-	1,1790	-

Tabla 22. Armadura de acero para Momentos Negativos Claro Corto
Fuente: Elaborado por Investigador

Área de acero para Momentos Negativos Claro Largo		
Faja Lindero (As) Zona de tracción	Faja Lindero A's Zona de compresión	Faja Central (As) Zona de tracción
0,6000	-	0,5126
0,6028	-	1,2540
0,6000	-	0,9213
0,6000	-	0,2670
0,6007	-	1,2495
0,6000	-	0,9451
0,6164	-	1,2837
0,6000	-	0,9451
0,6193	-	1,2898
0,8905	-	1,8959
0,6000	-	0,0000

Tabla 23. Armadura de acero para Momentos Negativos Claro Largo
Fuente: Elaborado por Investigador

Área de acero para Momentos Positivos Claro Corto			
Faja Central (A's) Zona de compresión	Faja Lindero (As) Zona de tracción	Faja Lindero A's Zona de compresión	Faja Central (As) Zona de tracción
-	0,6000	-	0,6000
-	1,2540	-	0,6000
-	0,9213	-	0,6000
-	0,6000	-	0,6000
-	1,2495	-	0,6000
-	0,9451	-	0,6000
-	1,2837	-	0,6000
-	0,9451	-	0,6000
-	1,2898	-	0,6000
-	1,8959	-	0,6000
-	0,6000	-	0,6000

Tabla 24. Armadura de acero para Momentos Positivos Claro Largo
Fuente: Elaborado por Investigador

Área de acero para Momentos Positivos Claro Largo			
Faja Central (As) Zona de compresión	Faja Lindero (As) Zona de tracción	Faja Lindero A's Zona de compresión	Faja Central (As) Zona de tracción
-	0,3018	-	0,6000
-	0,3856	-	0,6000
-	0,3316	-	0,6000
-	0,2161	-	0,6000
-	0,4216	-	0,6000
-	0,7227	-	0,7227
-	0,4216	-	0,6000
-	0,7418	-	0,7418
-	0,2525	-	0,6000
-	0,4061	-	0,6000
-	0,4458	-	0,6000

Tabla 25. Armadura de acero para Momentos Positivos Claro Largo
Fuente: Elaborado por Investigador

$k1:$ 0,85 (cuando $f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$)

Si se pasa de 280 kg/cm² es igual

$$k1 = \frac{1,05 - f'c}{1400}$$

Cálculo de cuantía balanceada

$$qb = \frac{(0,85 * k1 * 6300)}{(6300 + fy)}$$

$$qb = \frac{(0,85 * 0,85 * 6300)}{(6300 + 4200)}$$

$qb = 0,4335$

Cálculo cuantía mínima

$$qmin = \frac{14}{f'c}$$

$qmin = 0,058$

qo : cuantía mecánica máxima entre límite de sección doble o simplemente armada

$qo = 0,5 * qb$

$qo = 0,21675$

$$qmin \geq q \text{ (obtenido en tabla)} \leq qo$$

Si $q \text{ (obtenido en tabla)} \geq qo$ (Sección doblemente armada)

Si $q \text{ (obtenido en tabla)} \leq qo$ (q obtenido en tabla es el q de diseño)

ko : momento específico máximo.

$$k_o = 0,9 * q_o(1 - 0,59q_o)$$

j_u : brazo mecánico máximo.

$$j_u = (1 - 0,59 q_o)$$

$$j_u = (1 - 0,59 * 0,21675)$$

$$j_u = 0,8721$$

$$k_o = 0,90 * 0,21675 * (1 - 0,59 * 0,21675)$$

$$k_o = 0,1701$$

Cálculo de Momento Máximo

$$M_o = k_o * f'_c * b * d^2$$

$$M_o = 132291,78 \text{ Kg-cm}$$

$$M_o = 1322,92 \text{ Kg-m}$$

Área de acero para secciones Simplemente Armadas

$$A_s = \frac{q d * f'_c * b * d}{f_y}$$

Área de acero para secciones Doblemente Armadas

Comparación de Momentos

$$\Delta M_u = M_u - M_o$$

Donde:

M_u = Momento último de diseño

M_o = Momento máximo de la sección (Límite entre sección Simple y Doblemente armada)

Cálculo de acero

$$A_s = \frac{q_o * f'c * b * d}{f_y} \text{ Acero o hierro para el Momento máximo } M_o.$$

$$A'_s = \frac{\Delta M_u}{\phi * f_y * j_u * d'} \text{ Acero ó hierro para cubrir la sección doblemente armada}$$

Donde:

$$d' = h - 2 * r$$

Acero en zona de tensión

$$A_s \text{ (zona de tensión)} = A_s + A'_s$$

6.6.1.3.5 PREDISEÑO DE VIGAS

6.6.1.3.5.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Código NEC 2011 Numeral 4.2.1. Requisitos para elementos en flexión, manifiesta que: Ancho mínimo b sea 250 mm.

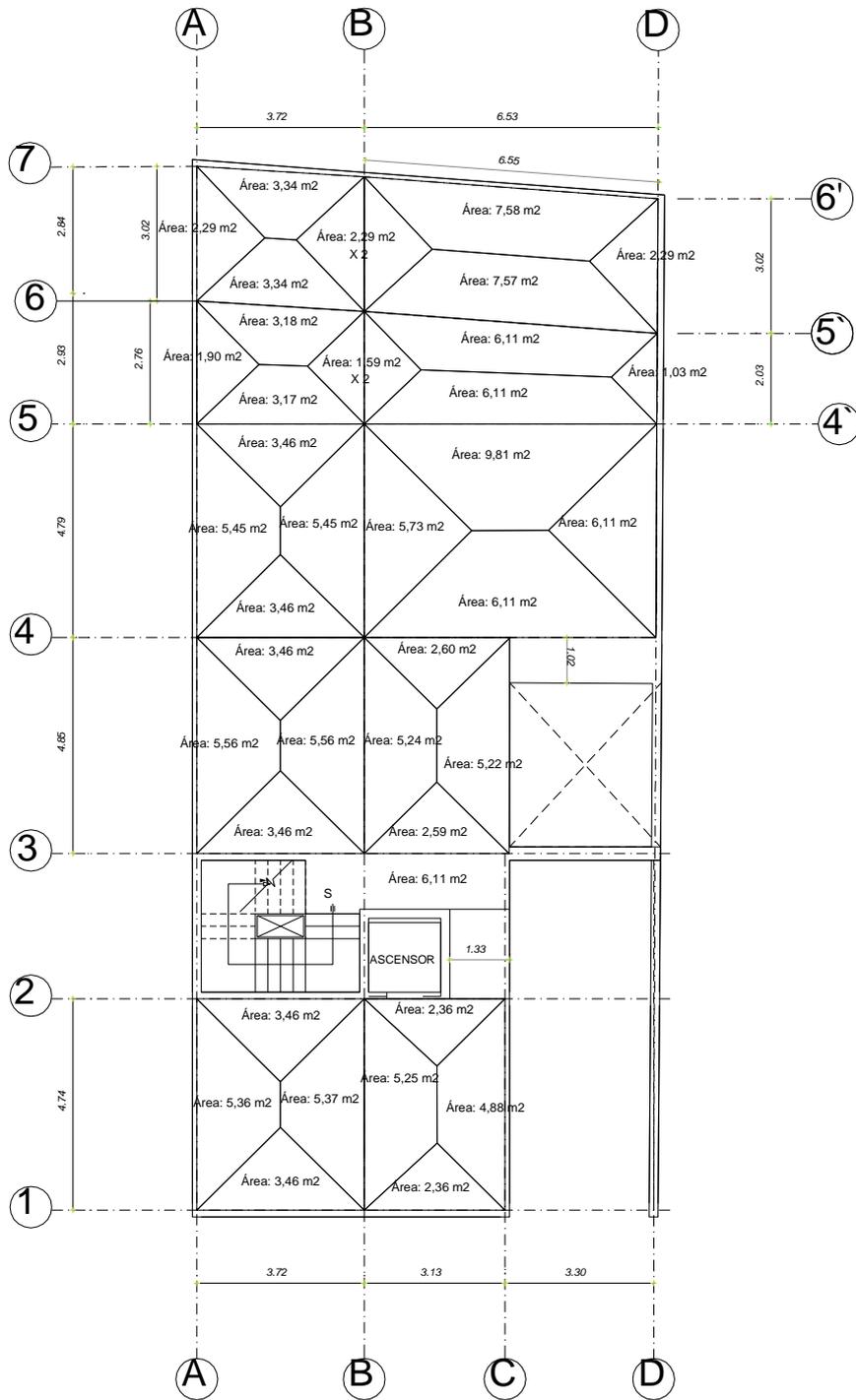
Literal Disposiciones especiales para el diseño de edificios con vigas banda: Las vigas banda deben tener un peralte mínimo de 25 cm

Nivel + 0,60

Viga eje7 tramoA-B

Carga de losa:

Carga total: CMU+CVU



LOSA N+0.60

Carga total: $(586,04 + 340) \text{ kg/m}^2$

Carga total: $926,04 \text{ kg/m}^2$

$$w = \frac{\sum CT * A \text{ viga}}{\text{longitud}}$$

$$w = \frac{926,04 \text{ kg/m}^2 * (3,34 \text{ m}^2)}{3,73 \text{ m}}$$

$$w = 829,22 \text{ kg/ m}$$

Carga pared:

$$W \text{ pared 1} = 306,00 \text{ kg/metro lineal}$$

Carga total:

$$U: w + w \text{ pared 1}$$

$$U: 829,22 \text{ kg/ m} + 306,00 \text{ kg/m}$$

$$U: 1135,22 \text{ kg/m}$$

$$Mu = \frac{U * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{1135,22 \text{ kg/m} * (3,73 \text{ m})^2}{12}$$

$$Mu = 1316,18 \text{ kg - m}$$

$$Mut = 1316,18 * 1,3 \text{ (factor mayoración)}$$

$$Mut = 1711,03 \text{ kg - m}$$

Predimensionamiento

$$Ru = 39,03 \text{ (s\u00edsmico)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mut}{Ru * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{2747,56 * 100}{39,03 * 20}}$$

$$d = 14,80$$

$$h = d + r$$

$$h = 14,80 + 3$$

$$h = 17,30 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Viga asumida 30x30

Nivel + 0,60

Viga eje7 tramo B-C

Carga de losa:

Carga total: CMU+CVU

Carga total: (586,04 + 340) kg/m²

Carga total: 926,04 kg/m²

$$w = \frac{\sum CT * A \text{ viga}}{\text{longitud}}$$

$$w = \frac{926,04 \text{ kg/m}^2 * (2,61 \text{ m}^2)}{3,24 \text{ m}}$$

$$w = 745,98 \text{ kg/ m}$$

Carga pared:

W pared 1 = 306,00 kg/metro lineal

Carga total:

U: w + w pared 1

U: 745,98 kg/ m + 306,00 kg/m

U: 1051,97 kg/m

$$Mu = \frac{U * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{1051,97 \text{ kg/m} * (3,24 \text{ m})^2}{12}$$

$$Mu = 920,27 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mut = 920,27 * 1,3 \text{ (factor mayoración)}$$

$$Mut = 1196,35 \text{ kg} - \text{m}$$

Predimensionamiento

$$Ru = 39,03 \text{ (s\u00edsmico)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mut}{Ru * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1196,35 * 100}{39,03 * 20}}$$

$$d = 12,37$$

$$h = d + r$$

$$h = 12,37 + 3$$

$$h = 15,37 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Viga asumida 30x30

Nivel + 0,60

Viga eje7 tramo C - D

Carga de losa:

Carga total: CMU+CVU

Carga total: (586,04 + 340) kg/m²

Carga total: 926,04 kg/m²

$$w = \frac{\sum CT * A \text{ viga}}{\text{longitud}}$$

$$w = \frac{926,04 \text{ kg/m}^2 * (2,68 \text{ m}^2)}{3,30 \text{ m}}$$

$$w = 752,06 \text{ kg/ m}$$

Carga pared:

W pared 1 = 306,00 kg/metro lineal

Carga total:

U: w + w pared 1

U: 752,06 kg/ m + 306,00 kg/m

U: 1058,06 kg/m

$$Mu = \frac{U * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{1058,06 \text{ kg/m} * (3,30 \text{ m})^2}{12}$$

$$Mu = 960,19 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mut = 960,19 * 1,3 \text{ (factor mayoración)}$$

$$Mut = 1248,24 \text{ kg} - \text{m}$$

Predimensionamiento

$$Ru = 39,03 \text{ (s\u00edsmico)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mut}{Ru * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1248,24 * 100}{39,03 * 20}}$$

$$d = 12,37$$

$$h = d + r$$

$$h = 12,37 + 3$$

$$h = 15,37 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Viga asumida 30x30

Nivel + 0,60

Vigas ejes A,D tramos (6-7) y (6'-7')

Carga de losa:

Carga total: CMU+CVU

Carga total: (586,04 + 340) kg/m²

Carga total: 926,04 kg/m²

$$w = \frac{\sum CT * A \text{ viga}}{\text{longitud}}$$

$$w = \frac{926,04 \text{ kg/m}^2 * (2,29 \text{ m}^2)}{3,02 \text{ m}}$$

$$w = 702,20 \text{ kg/ m}$$

Carga pared:

W pared 1 = 306,00 kg/metro lineal

Carga total:

U: w + w pared 1

$$U: 702,20 \text{ kg/m} + 306,00 \text{ kg/m}$$

$$U_l: 1008,20 \text{ kg/m}$$

$$Mu = \frac{U * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{1008,20 \text{ kg/m} * (3,02 \text{ m})^2}{12}$$

$$Mu = 766,26 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mut = 766,26 * 1,3 \text{ (factor mayoración)}$$

$$Mut = 996,14 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Predimensionamiento

$$Ru = 39,03 \text{ (s\u00edsmico)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mut}{Ru * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{6403,06 * 100}{39,03 * 20}}$$

$$d = 11,25$$

$$h = d + r$$

$$h = 11,25 + 3$$

$$h = 15,25 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Viga asumida 30x30

Nivel + 0,60

Viga eje6 tramo A-B

Carga de losa:

Carga total: CMU+CVU

Carga total: (586,04 + 340) kg/m²

Carga total: 926,04 kg/m²

A viga: 3,34 m² + 3,18 m²

A viga: 6,52 m²

$$w = \frac{\sum CT * A viga}{longitud}$$

$$w = \frac{926,04 \text{ kg/m}^2 * (6,52 \text{ m}^2)}{3,73 \text{ m}}$$

$$w = 1618,71 \text{ kg/ m}$$

Carga pared:

Peso propio pared Tipo III = 227,80 kg/metro lineal

Carga total:

U: w + w pared III

U: 1618,71 kg/ m + 227,80 kg/m

U: 1846,51 kg/m

$$Mu = \frac{U * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{1846,51 \text{ kg/m} * (3,73 \text{ m})^2}{12}$$

$Mu = 2140,86 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$Mut = 2140,86 * 1,3$ (factor mayoración)

$Mut = 2783,11 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Predimensionamiento

$Ru = 39,03$ (sísmico)

$b = 20 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{Mut}{Ru * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{2783,11 * 100}{39,03 * 20}}$$

$d = 18,88$

$h = d + r$

$h = 18,88 + 3$

$h = 21,88 \text{ cm} \sim 25 \text{ cm}$

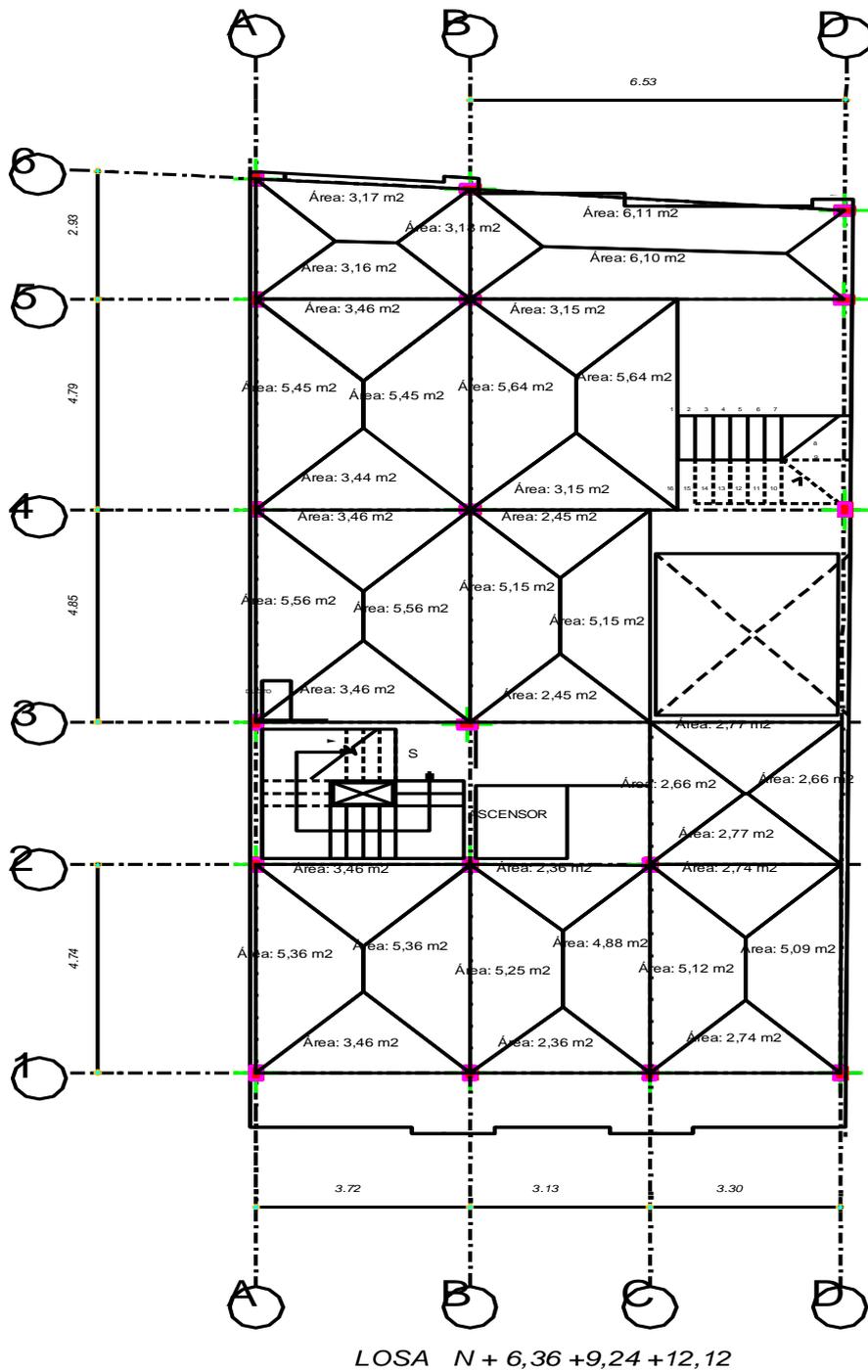
Viga asumida 30x30

Nivel + 0,60 +3,48 +6,36 +9,24

Viga eje6 tramo B-C

Carga de losa:

Carga total: CMU+CVU



Carga total: $(586,04 + 340) \text{ kg/m}^2$

Carga total: $926,04 \text{ kg/m}^2$

A viga: $2,61 \text{ m}^2 + 2,45 \text{ m}^2$

$$w = \frac{\sum CT * A \text{ viga}}{\text{longitud}}$$

$$w = \frac{926,04 \text{ kg/m}^2 * (5,06 \text{ m}^2)}{3,24 \text{ m}}$$

$$w = 1446,22 \text{ kg/ m}$$

Carga pared:

Peso propio pared Tipo III = 227,80 kg/metro lineal

Carga total:

U: w + w pared III

U: 1446,22 kg/ m + 227,80 kg/m

U: 1674,02 kg/m

$$Mu = \frac{U * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{1674,02 \text{ kg/m} * (3,24 \text{ m})^2}{12}$$

$$Mu = 1464,44 \text{ kg - m}$$

$$Mut = 1464,44 * 1,3 \text{ (factor mayoración)}$$

$$Mut = 1903,77 \text{ kg - m}$$

Predimensionamiento

$$Ru = 39,03 \text{ (s\u00edsmico)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mut}{Ru * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1903,77 * 100}{39,03 * 20}}$$

$$d = 15,61$$

$$h = d + r$$

$$h = 15,61 + 3$$

$$h = 18,61 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Viga asumida 30x30

Nivel + 0,60 +3,48 +6,36 +9,24

Viga eje6 tramo C-D

Carga de losa:

Carga total: CMU+CVU

Carga total: (586,04 + 340) kg/m²

Carga total: 926,04 kg/m²

A viga: 2,67 m² + 2,37 m²

A viga: 5,04 m²

$$w = \frac{\sum CT * A \text{ viga}}{\text{longitud}}$$

$$w = \frac{926,04 \text{ kg/m}^2 * (5,04 \text{ m}^2)}{3,29 \text{ m}}$$

$$w = 1418,61 \text{ kg/ m}$$

Carga pared:

Peso propio pared Tipo III = 227,80 kg/metro lineal

Carga total:

U: w + w pared III

U: 1418,61 kg/ m + 227,80 kg/m

U: 1646,41 kg/m

$$Mu = \frac{U * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{1646,41 \text{ kg/m} * (3,29 \text{ m})^2}{12}$$

$$Mu = 1485,08 \text{ kg - m}$$

Mut = 1485,08 * 1,3 (factor mayoración)

$$Mut = 1930,60 \text{ kg - m}$$

Predimensionamiento

$$Ru = 39,03 \text{ (s\u00edsmico)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mut}{Ru * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1930,60 * 100}{39,03 * 20}}$$

$$d = 15,72$$

$$h = d + r$$

$$h = 15,72 + 3$$

$$h = 18,72 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Viga asumida 30x30

Nivel + 0,60 + 3,48 + 6,36 + 9,24

Viga eje5 tramo A-B

Carga de losa:

Carga total: CMU+CVU

Carga total: (586,04 + 340) kg/m²

Carga total: 926,04 kg/m²

A viga: 3,17 m² + 3,46 m²

A viga: 6,63 m²

$$w = \frac{\sum CT * A \text{ viga}}{\text{longitud}}$$

$$wt = \frac{926,04 \text{ kg/m}^2 * (6,63 \text{ m}^2)}{3,73 \text{ m}}$$

$$U = 1646,02 \text{ kg/m}$$

$$Mu = \frac{U * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{1646,02 \text{ kg/m} * (3,24 \text{ m})^2}{12}$$

$$Mu = 1908,41 \text{ kg - m}$$

$$Mut = 1908,41 * 1,3 \text{ (factor mayoración)}$$

$$Mut = 2480,93 \text{ kg - m}$$

Predimensionamiento

$$Ru = 39,03 \text{ (sísmico)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mut}{Ru * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{2480,93 * 100}{39,03 * 20}}$$

$$d = 17,82$$

$$h = d + r$$

$$h = 17,82 + 3$$

$$h = 20,82 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Viga asumida 30x30

Nivel + 0,60 + 3,48 + 6,36 + 9,24

Viga eje4 tramo A-B

Carga de losa:

Carga total: CMU+CVU

Carga total: (586,04 + 340) kg/m²

Carga total: 926,04 kg/m²

A viga: 3,46 m² + 3,46 m²

A viga: 6,92 m²

$$w = \frac{\sum CT * A \text{ viga}}{\text{longitud}}$$

$$w: U = \frac{926,04 \text{ kg/m}^2 * (6,92 \text{ m}^2)}{3,72 \text{ m}}$$

$$U = 1722,63 \text{ kg/ m}$$

$$Mu = \frac{U * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{1722,63 \text{ kg/m} * (3,72 \text{ m})^2}{12}$$

$$Mu = 1986,54 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mut = 1986,54 * 1,3 \text{ (factor mayoración)}$$

$$Mut = 2582,50 \text{ kg} - \text{m}$$

Predimensionamiento

$$Ru = 39,03 \text{ (s\u00edsmico)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mut}{Ru * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{2582,50 * 100}{39,03 * 20}}$$

$$d = 18,18$$

$$h = d + r$$

$$h = 18,18 + 3$$

$$h = 21,18 \text{ cm} \sim 25 \text{ cm}$$

Viga asumida 30x30

Nivel + 0,60 + 3,48 +6,36 +9,24

Viga eje 3 tramo A-B

Carga de losa:

Carga total: CMU+CVU

Carga total: (586,04 + 340) kg/m²

Carga total: 926,04 kg/m²

$$w = \frac{\sum CT * A \text{ viga}}{\text{longitud}}$$

$$w = \frac{926,04 \text{ kg/m}^2 * (3,46 \text{ m}^2)}{3,72 \text{ m}}$$

$$w = 861,32 \text{ kg/ m}$$

Carga pared:

Peso propio pared Tipo I = 455,60 kg/metro lineal

Carga total:

U: w + w pared I

U: 861,32 kg/ m + 455,60 kg/m

U: 1316,92 kg/m

$$Mu = \frac{U * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{1316,92 \text{ kg/m} * (3,72 \text{ m})^2}{12}$$

$$Mu = 1518,67 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mut = 1518,67 * 1,3 \text{ (factor mayoración)}$$

$$Mut = 1974,27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Predimensionamiento

$$Ru = 39,03 \text{ (s\u00edsmico)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mut}{Ru * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1974,27 * 100}{39,03 * 20}}$$

$$d = 15,90$$

$$h = d + r$$

$$h = 15,90 + 3$$

$$h = 18,90 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Viga asumida 30x30

Nivel + 3,48 + 6,36 + 9,24 + 12,12

Viga eje 1 tramo A-B

Carga de losa:

$$Mu = 2477,67 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$Mut = 2477,67 * 1,3 \text{ (factor mayoración)}$$

$$Mut = 3220,97 \text{kg} \cdot \text{m}$$

Predimensionamiento

$$Ru = 39,03 \text{ (sísmico)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mut}{Ru * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{3220,97 * 100}{39,03 * 20}}$$

$$d = 20,31$$

$$h = d + r$$

$$h = 20,31 + 3$$

$$h = 18,90 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Viga asumida 30x30

Nivel + 0,60 + 3,48 + 6,36 + 9,24 + 12,12

Viga ejeA tramo 4-5

Carga de losa:

Carga total: CMU+CVU

Carga total: (586,04 + 340) kg/m²

Carga total: 926,04 kg/m²

$$w = \frac{\sum CT * A \text{ viga}}{\text{longitud}}$$

$$w = \frac{926,04 \text{ kg/m}^2 * (5,45 \text{ m}^2)}{4,79 \text{ m}}$$

$$w = 1053,64 \text{ kg/ m}$$

Carga pared:

Peso propio pared Tipo I = 455,60 kg/metro lineal

Carga total:

U: w + w pared I

U: 1053,64 kg/ m + 455,60 kg/m

U: 1509,24 kg/m

$$Mu = \frac{U * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{1509,24 \text{ kg/m} * (4,79 \text{ m})^2}{12}$$

$$Mu = 2885,67 \text{ kg - m}$$

Mut = 2885,67 * 1,3 (factor mayoración)

$$Mut = 3751,37 \text{ kg - m}$$

Predimensionamiento

$R_u = 39,03$ (sísmico)

$b = 30$ cm

$$d = \sqrt{\frac{M_{ut}}{R_u * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{3751,37 * 100}{39,03 * 30}}$$

$d = 17,89$

$h = d + r$

$h = 17,89 + 3$

$h = 20,89$ cm ~ 20 cm

Viga asumida 30X20

Nivel + 0,60 + 3,48 + 6,36 + 9,24 + 12,12

Viga ejeB tramo 4-5

Carga de losa:

Carga total: CMU+CVU

Carga total: $(586,04 + 340)$ kg/m²

Carga total: 926,04 kg/m²

A viga: $5,45 \text{ m}^2 + 5,13 \text{ m}^2$

A viga: $10,60 \text{ m}^2$

$$w = \frac{\sum CT * A \text{ viga}}{\text{longitud}}$$

$$w = \frac{926,04 \text{ kg/m}^2 * (10,60 \text{ m}^2)}{4,79 \text{ m}}$$

$$w = 2049,27 \text{ kg/m}$$

Carga pared:

Peso propio pared Tipo I = $455,60 \text{ kg/metro lineal}$

Carga total:

U: $w + w \text{ pared I}$

U: $2049,27 \text{ kg/m} + 455,60 \text{ kg/m}$

U: $2504,87 \text{ kg/m}$

$$Mu = \frac{U * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{2504,87 \text{ kg/m} * (4,79 \text{ m})^2}{12}$$

$$Mu = 4789,34 \text{ kg - m}$$

$Mut = 4789,34 * 1,3$ (factor mayoración)

$$Mut = 6226,14 \text{ kg - m}$$

Predimensionamiento

$R_u = 39,03$ (sísmico)

$b = 30$ cm

$$d = \sqrt{\frac{M_{ut}}{R_u * b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{6226,14 * 100}{39,03 * 30}}$$

$d = 23,05$

$h = d + r$

$h = 23,05 + 3$

$h = 26,05$ cm ~ 30 cm

Viga asumida 30X30

Secciones asumidas de vigas

b	h	h/b <= 2	Ubicación	Ejes	Niveles
30	30	1,00	Perimetrales y Medianeras	(1-7) (A - D)	+ 0,60 + 3,48 +6,36 +9,24 +12,12
30	30	1,00	Perimetrales	(A y D)(6-7)	+ 0,60
30	30	1,00	Medianeras	(B-C) (1-7)	+ 0,60 + 3,48 + 6,36 +9,24
30	20	0,66	Perimetrales	(A y D) (1-7)	+ 0,60 + 3,48 +6,36 +9,24

Tabla 26. . Secciones Vigas

Fuente: Elaborado por Investigador

6.6.1.3.5.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

$$A_g = \frac{3,9 * P_u}{0,85 * f'_c + p f_y}$$

Donde:

P_u : Carga última total que se obtiene de la suma número de pisos de la estructura con carga muerta mayorada más número de pisos de la estructura con carga viva mayorada.

p : porcentaje de acero en las columnas (va del 1% al 2%)

f'_c : resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días.

f_y : límite de fluencia del acero.

Columnas perimetrales

$$A_g = \frac{3,9 * P_u}{0,85 * f'_c + p f_y}$$

Para columnas de lindero

Área cooperante: 7,02 m²(tomada del eje A3)

Cálculo de P_u

Carga viva reducción = al 30%

Carga viva reducción = 140 kg/m²

P_u : (4 pisos * 618,60 kg/m² * 1,4 * 7,02 m²) + (4 pisos * 140,00 kg/m² * 1,7 * 7,02 m²)

P_u : 31001,44 kg

P_u : 31,00 Tn

$$A_g = \frac{3,9 * 31001,44 \text{ kg}}{0,85 * 240 \text{ kg/cm}^2 + (0,01 * 4200 \text{ kg/cm}^2)}$$

$A_g = 491,49 \text{ cm}^2$

$$b \times h = 491,49 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{491,49 \text{ cm}^2}$$

$$b = h = 20,48 \text{ cm}$$

$$b = h = 20 \text{ cm}$$

Mínimo columnas de 30x30

Columnas esquineras

$$A_g = \frac{3,9 * P_u}{0,85 * f'c + p f_y}$$

Para columnas de lindero

Área cooperante: 4,27 m² (eje A7 – Nv + 0,60)

Cálculo de Pu

Carga viva reducción = al 30%

Carga viva reducción = 140 kg/m²

Pu: (4 pisos * 618,60 kg/m² * 1,4 * 4,27m²) + (4 pisos * 140,00 kg/m² * 1,7 * 4,27 m²)

Pu: 18857,00 kg

Pu: 18,86Tn

$$A_g = \frac{3,9 * 18857,00 \text{ kg}}{0,85 * 240 \text{ kg/cm}^2 + (0,01 * 4200 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$A_g = 298,95 \text{ cm}^2$$

$$b \times h = 298,95 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{298,95 \text{ cm}^2}$$

$$b = h = 17,29 \text{ cm}$$

$$b = h = 20 \text{ cm}$$

Mínimo columnas de 30x30

Columnas esquineras

$$A_g = \frac{3,9 * P_u}{0,85 * f'c + p f_y}$$

Para columnas de lindero

Área cooperante: 6,72 m² (eje A7 – Nv + 3,48 + 6,24 + 9,26)

Cálculo de Pu

Carga viva reducción = al 30%

Carga viva reducción = 140 kg/m²

Pu: (4 pisos * 618,60 kg/m² * 1,4 * 6,72 m²) + (4 pisos * 140,00 kg/m² * 1,7 * 6,72 m²)

Pu: 29676,60 kg

Pu: 69,68 Tn

$$A_g = \frac{3,9 * 29676,60 \text{ kg}}{0,85 * 240 \text{ kg/cm}^2 + (0,01 * 4200 \text{ kg/cm}^2)}$$

$A_g = 470,48 \text{ cm}^2$

$b \times h = 470,48 \text{ cm}^2$

$b = h = \sqrt{470,48 \text{ cm}^2}$

$b = h = 21,69 \text{ cm}$

$b = h = 20 \text{ cm}$

Mínimo columnas de 30x30

Columnas medianeras

$$A_g = \frac{3,9 * P_u}{0,85 * f'c + p f_y}$$

Para columnas de lindero

Área cooperante: 25,01 m² (eje B4)

Cálculo de Pu

Carga viva reducción = al 30%

Carga viva reducción = 140 kg/m²

Pu: (4 pisos * 618,60 kg/m² * 1,4 * 25,01m²) + (4 pisos * 140,00 kg/m² * 1,7 * 25,01m²)

Pu: 110448,16 kg

Pu: 11,04Tn

$$Ag = \frac{3,9 * 110448,16 \text{ kg}}{0,85 * 240 \text{ kg/cm}^2 + (0,01 * 4200 \text{ kg/cm}^2)}$$

Ag = 1751,00 cm²

b x h = 1751,00 cm²

b = h = $\sqrt{1751,00 \text{ cm}^2}$

b = h = 41,84 cm

b = h = 40 cm

Se usarán columnas de 40x40

Identificación	C1	C2	C3	C4
Área	30x30	30x30	30x30	40x40
Ubicación entre ejes	A1 - D1 - A7 - D7	(B1 - B5) , (D1 - D3)	(B1 - B5) , (D1 - D3)	B3 - B4

Tabla 27. Secciones columnas

Fuente: Elaborado por Investigador

6.6.1.3.6 CÁLCULO DINÁMICO DE FUERZAS LATERALES CON CÓDIGO CEC 2002

Para considerar cargas sísmicas se establece el espectro de diseño tipo código, o utilización de diversos acelerogramas ya sean simulados artificialmente o a su vez reales, para basarse en la aplicación de conceptos de Ingeniería Sísmica. La Zona sísmica a ser utilizada en la Ciudad de Ambato es IV.

6.6.1.3.6.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

C.E.C numeral 6.2.1 manifiesta “Cortante Basal de Diseño: El cortante basal total de diseño V , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante”

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad (18)$$

Dónde:

Z:	Factor de peligrosidad sísmica de la Zona
I:	Coefficiente de Importancia de la Estructura
C:	Se refiere al coeficiente de suelo que es la interacción suelo con la estructura, establecido en la Tabla N° 28 y no debe ser menor a 0.5 y puede utilizarse para cualquier estructura. Menor al valor C_m .
C_m :	Coefficiente de suelo máximo
R:	Factor de reducción de respuesta estructural.
ϕ_e	Configuración en elevación
ϕ_p	Configuración en planta.
T:	Periodo de vibración
	Factor de reducción de resistencia sísmica. Depende del tipo de estructura, tipo de suelo, período de vibración y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura.
W:	Peso de la estructura.

La Ciudad de Ambato de Provincia de Tungurahua se encuentra en la Zona Sísmica IV.

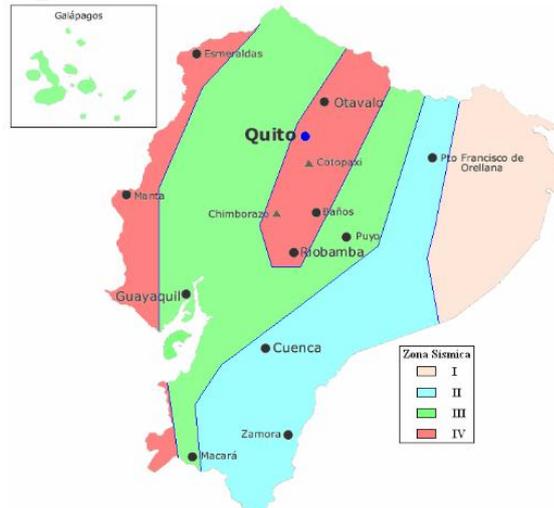


Figura 15.3: Zonificación sísmica para el Ecuador. (tomado del CEC-2001 / Figura 1 - Parte 1)

Ilustración 29. Zonificación Sísmica para el Ecuador (tomado textualmente del Artículo

Fuente: Elaborado por Investigador

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,40

Tabla 28. Factores que dependen del tipo de suelo S y Cm

Fuente: INEN CPE 5:2001

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructurasque albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o	1,3

de ocupación especial	deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Tabla 29. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura
Fuente: INEN CPE 5:2001

El Código CEC dentro de su artículo 5.6.1 manifiesta que las estructuras pueden ser calculadas de acuerdo a configuración estructural tanto en planta como en elevación podrá realizarse procedimientos de cálculo de fuerzas laterales estático o dinámico.

En el literal 5.6.2 del Código CEC propone que cuando la estructura sea regular en elevación y planta se utilizará procedimientos estáticos para determinar fuerzas laterales. Por el contrario con estructuras irregulares se utilizará dinámicos. “Sin embargo para todas las estructuras la aplicación del método estático, propuesto por éste código, se considerará como requisito mínimo”.

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	ϕ_{pl}
1	<i>Irregularidad torsional</i> Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	0,9
2	Entrantes excesivos en las esquinas La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	0,9

3	Discontinuidad en el sistema de piso La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	0,9
4	Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.	0,8
5	Ejes estructurales no paralelos La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	0,9
6	Sistema de piso flexible Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural.	-

Tabla 30. Coeficientes de configuración en planta.

Fuente: INEN CPE 5:2001

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda ϕE_i	Sistemas duales o con diagonales ϕE_i
1	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.	0,9	1,0

2	<p>Irregularidad en la distribución de las masas</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior</p>	0,9	1,0
3	<p>Irregularidad geométrica</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	0,9	1,0
4	<p>Desalineamiento de ejes verticales</p> <p>La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.</p>	0,8	0,9
5	<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	0,8	1,0
6	<p>Columnas cortas</p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	-	-

Tabla 31. Coeficientes de configuración en elevación

Fuente: INEN CPE 5:2001

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras. *	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera.	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

Tabla 32. Valor R de sistema estructural

Fuente: INEN CPE 5:2001

6.6.1.3.6.1.1 CÁLCULO DEL PERÍODO DE VIBRACIÓN (T)

Con el método No. 1 con valor referencial simplificado que será útil para utilizar el Método Sísmico Estático, para estructuras de edificación. En el literal 6.4.2.1 determinar mediante la siguiente ecuación:

$$T = Ct * (hn)^{3/4}$$

En donde:

T: Período de vibración de la estructura

Ct: Factor 0,06 del análisis modal, pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales.

hn: Altura máxima de la edificación de n pisos, que se mide desde la base de la estructura. Para está edificación el valor es de 17,26 m

$$T = 0,06 * (18,96)^{3/4}$$

$$T = 0,545 \text{ seg}$$

6.6.1.3.6.1.2 CÁLCULO DE VALOR C

Con el método No. 1 con valor referencial simplificado que será útil para utilizar el Método Sísmico Estático, para estructuras de edificación. En el literal 6.4.2.1 determinar mediante la siguiente ecuación:

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T}$$

En donde:

S Coeficiente del suelo S basado en las características del suelo.

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

* Valor mínimo

Tabla 33. Perfil tipo de suelo

Fuente: INEN CPE 5:2001

Para el estudio se utilizará el Perfil tipo S2 es decir Suelo Intermedio con un valor S: 1,2 y valor máximo de la curva del espectro sísmico elástico Cm: 3,0

$$C = \frac{1.25 * S^S}{T}$$

$$C = \frac{1.25 * 1,2^{1,2}}{0,545}$$

$$C = 2,85$$

El valor C obtenido no debe excede el valor C_m de la tabla y tampoco menor a 0,50; según el artículo 6.2.1 del Código CEC 2001.

$$0.5 \leq C \leq C_m$$

$$0,5 \leq 2,85 \leq 3,0$$

Por lo tanto $C = 2,85$

6.6.1.3.6.1.3 PESO ESTRUCTURA

Peso de la estructura por piso

W: (Carga Muerta) * Área planta + 25% Carga Viva * Área planta.

Carga Muerta: 418,6 kg/ m²

Carga de Paredes: 200,0 kg/ m²

Carga Viva: 140,0 kg/ m²

Niveles	Pisos	Área losa	Peso W (ton)
14,95	Tapagrada	20,16	13.18
12,12	5	210,74	137.74
9,24	4	210,74	137.74
6,36	3	211,57	138.28
3,48	2	224,03	146.43
0,60	1	171,80	112.29
			685.65

Tabla 34. Cuadro de Cálculo de Peso de estructura

Fuente: INEN CPE 5:2001

6.6.1.3.6.1.4 CÁLCULO CORTANTE BASAL

Z: 0,4

I: 1,0

C: 2,85

R:12,0

ϕ_p :0,9

ϕ_e :0,8

W: 685,65Ton

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$V = \frac{0,4 * 1,0 * 2,85}{12,0 * 0,9 * 0,8} * 685,65 \text{ tn}$$

$$V = 0,132 * W$$

$$V = 0,132 * 685,65\text{Ton}$$

$$V = 90,45\text{Ton}$$

6.6.1.3.7 ESPECTROS DE DISEÑO

Código CEC Literal 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.”

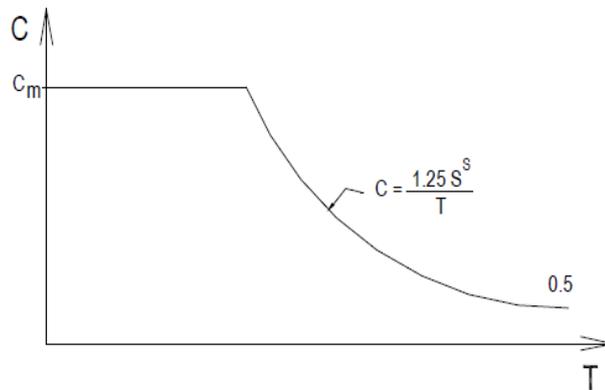


Ilustración 30. Espectro sísmico elástico

Fuente: Elaborado por el Investigador

En el artículo 6.11.4.1 del Código CEC manifiesta que el análisis dinámico espectral constituye un análisis dinámico elástico de la estructura, con la utilización de la máxima respuesta de todos los modos de vibración y estos se calculan utilizando las ordenadas de un espectro de respuesta apropiado, éstas se combinan de manera estadística y así se obtiene la respuesta de la estructura.

En el literal 6.11.2.2 para 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.

Espectro inelástico se considera la aceleración de la estructura con un valor g : 9,81 (gravedad) , Z : 0,4 , I : 1,0 , C : 2,85 , R : 12,0 , ϕ_p : 0,9 , ϕ_e : 0,8

$$A = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e} * g$$

ACELERACIÓN ESPECTRAL			
Espectro Elástico		Espectro Inelástico	
T	C	T	A (g)
0,10	2,85	0,10	0,12
0,20	2,85	0,20	0,12
0,30	2,85	0,30	0,12
0,40	2,85	0,40	0,12
0,45	2,85	0,45	0,12
0,50	2,85	0,50	0,12
0,545	2,85	0,545	0,12
0,60	2,59	0,60	0,12
0,70	2,22	0,70	0,12
0,80	1,94	0,80	0,12
0,90	1,73	0,90	0,11
1,00	1,56	1,00	0,09
1,10	1,41	1,10	0,08
1,20	1,30	1,20	0,07
1,30	1,20	1,30	0,06
1,40	1,11	1,40	0,06
1,50	1,04	1,50	0,05
1,60	0,97	1,60	0,05
1,70	0,92	1,70	0,05
1,80	0,86	1,80	0,04
1,90	0,82	1,90	0,04
2,00	0,78	2,00	0,04
2,10	0,74	2,10	0,04
2,20	0,71	2,20	0,03
2,30	0,68	2,30	0,03
2,40	0,65	2,40	0,03
2,50	0,62	2,50	0,03
2,60	0,60	2,60	0,03
2,70	0,58	2,70	0,03
2,80	0,56	2,80	0,03
2,90	0,54	2,90	0,02
3,00	0,52	3,00	0,02
3,10	0,50	3,10	0,02
3,20	0,49	3,20	0,02
3,30	0,47	3,30	0,02
3,40	0,46	3,40	0,02
3,50	0,44	3,50	0,02
3,60	0,43	3,60	0,02
3,70	0,42	3,70	0,02
3,80	0,41	3,80	0,02
3,90	0,40	3,90	0,02
4,00	0,39	4,00	0,02

Tabla 35. Aceleración Espectral

Fuente: Elaborado por Investigador

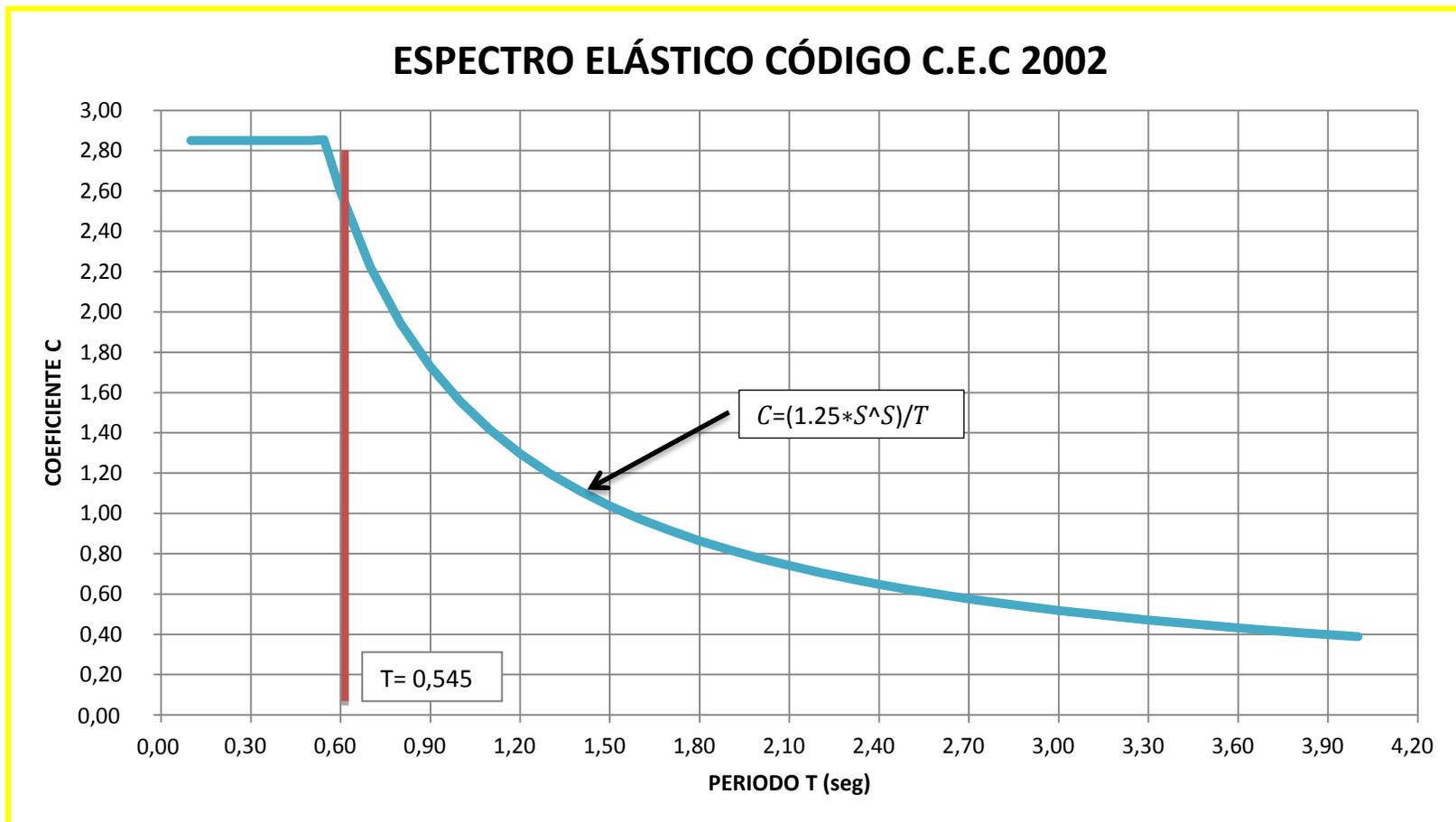


Ilustración 35. Espectro elástico CEC 2002

Fuente: Elaborado por el Investigador

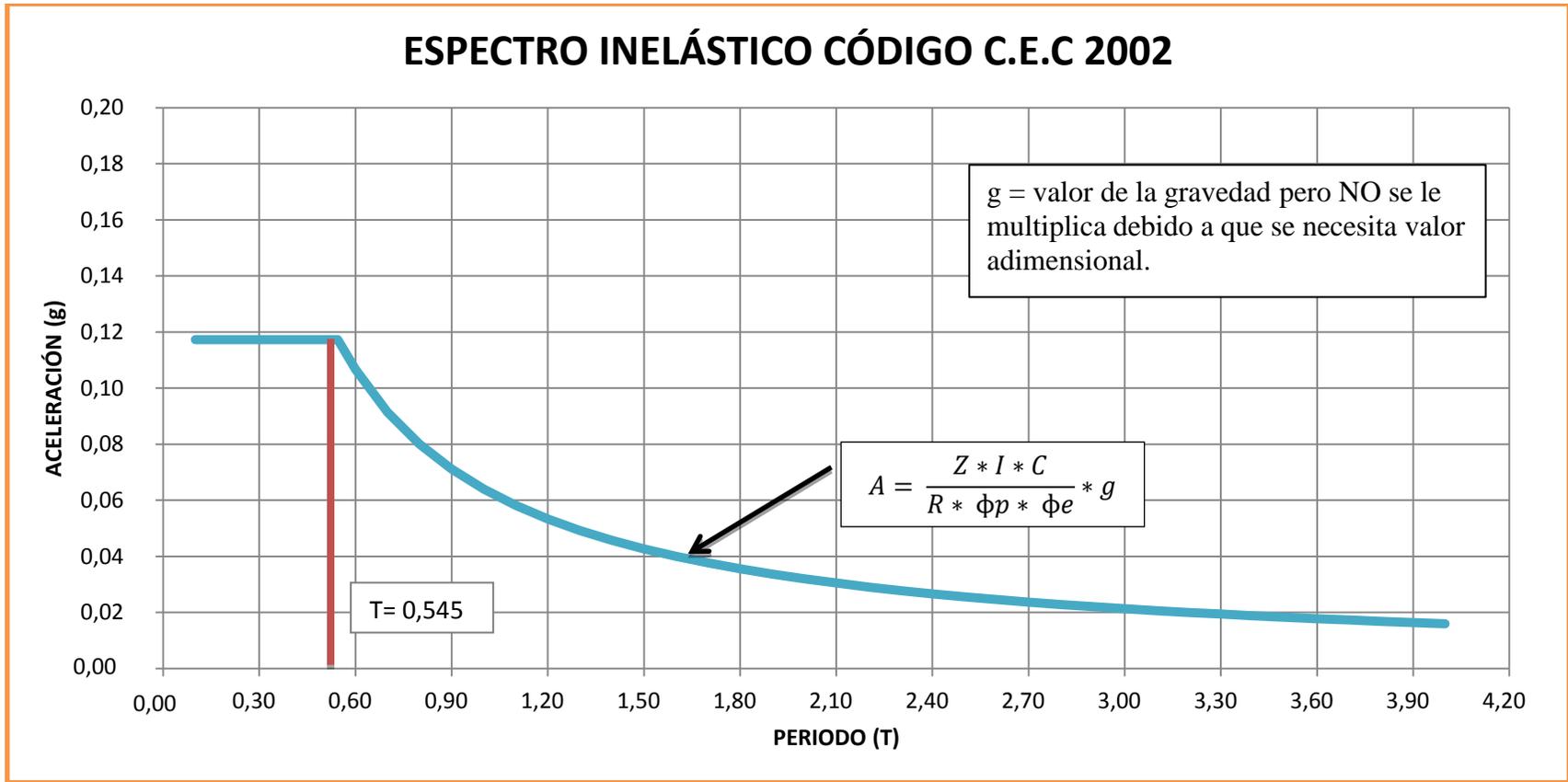


Ilustración 36. Espectro inelástico NEC 2011

Fuente: Elaborado por el Investigador

6.6.1.3.8 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES

Las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura (F_t), depende de los números de pisos. Este valor (F_t) sirve para prevenir momentos de volcamiento y momentos torsores que se puede dar al producirse un sismo.

$$F_t = 0,07 TV$$

En 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.

T: período de la estructura ante un evento sísmico para retomar su estado normal.

Dónde:

F_x = fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel.

W_i = peso de cada uno de los niveles de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

h_i = altura de cada piso

V= Corte basal

$$F_x = \frac{(V - F_t) * (W_x * h_x)}{\sum W h}$$

$$0,545 \text{ seg} < 0,70 \text{ seg}$$

Por lo tanto el valor de $F_t = 0$

Datos para calcular:

$F_t: 0$

T: 0,545 seg

$$V: 0,132 * W$$

$$V: 0,132 * 685,65\text{Ton}$$

$$V: 90,45\text{Ton}$$

$$F_x = \frac{(90,45 \text{ tn} - 0) * (W_x * h_x)}{\sum W_i * h_i}$$

$$F_x = \frac{(90,45 \text{ tn}) * (W_x * h_x)}{4.595,52 \text{ tn} - m}$$

Tapagrada:

$$F(\text{Tapagrada}) = \frac{(90,45 \text{ tn}) * (196,99 \text{ tn} - m)}{4.595,52 \text{ tn} - m}$$

$$F(\text{Tapagrada}) = 39,67\text{Ton}$$

Piso 5

$$F(5) = \frac{(90,45 \text{ tn}) * (1.669,40 \text{ tn} - m)}{4.595,52 \text{ tn} - m}$$

$$F(5) = 336,18\text{Ton}$$

Piso 4

$$F(4) = \frac{(90,45 \text{ tn}) * (1.272,71 \text{ tn} - m)}{4.595,52 \text{ tn} - m}$$

$$F(4) = 256,30 \text{ Ton}$$

Piso 3

$$F(3) = \frac{(90,45 \text{ tn}) * (879,47 \text{ tn} - m)}{4.595,52 \text{ tn} - m}$$

$$F(3) = 177,11\text{Ton}$$

Piso 2

$$F(2) = \frac{(90,45 \text{ tn}) * (509,56 \text{ tn} - m)}{4.595,52 \text{ tn} - m}$$

$$F(2) = 102,61 \text{ Ton}$$

Piso 1

$$F(1) = \frac{(90,45 \text{ tn}) * (67,37 \text{ tn} - m)}{4.595,52 \text{ tn} - m}$$

$$F(1) = 13,57 \text{ Ton}$$

Pisos	Niveles (hi)	Peso (Wi) (ton)	Wi*hi	Fx (ton)	∑Fx (ton)
Tapagrada	14,95	13.18	196,99	3,88	3,88
5	12,12	137.74	1.669,40	32,86	36,73
4	9,24	137.74	1.272,71	25,05	61,78
3	6,36	138.28	879,47	17,31	79,09
2	3,48	146.43	509,56	10,03	89,12
1	0,60	112.29	67,37	1,33	90,45
TOTAL		685.65	4.595,52	90,45	

Tabla 36. Tabla de obtención de Pesos de la estructura

Fuente: Elaborado por Investigador

$$V = \frac{0,4 * 1,0 * 2,85}{12,0 * 0,9 * 0,8} * W$$

$$V = 0,132 * W$$

$$V = 0,132 * 685,65 \text{ Ton}$$

$$V = 90,45 \text{ Ton}$$

6.6.1.3.9 CÁLCULO DE CENTRO MASAS Y RIGIDECES

6.6.1.3.9.1 CENTRO DE MASAS

El Centro de masas es el punto donde agrupa la masa de una estructura o sistema material de puntos; es decir se concentra el peso de la edificación de esta manera si dicha estructura se apoyara en ese punto permanecería en equilibrio. Es también llamado Centro de Gravedad.

Sirve para determinar la excentricidad es decir calcular la distancia entre el Centro de Masas y Centro de Rigideces. Se determina multiplicando la masa de cada elemento que compone a la estructura vista en planta por una distancia al eje y dividiéndole después por el área total.

$$X = \frac{\sum(A * X_{cg})}{\sum A}$$

$$Y = \frac{\sum(A * Y_{cg})}{\sum A}$$

Para encontrar la posición del Centro de Masas se descompone la planta de la losa por figuras, se ubica en cada uno de ellos los respectivos centros de gravedad y se toma en cuenta de acuerdo a dos ejes perpendiculares tanto para X como para Y.

6.6.1.3.9.2 CENTRO DE RIGIDECES

Permite obtener un desplazamiento unitario, si se tiene el dato de la deformación causada por una fuerza se puede obtener la rigidez.

$$K = \frac{F}{\Delta}$$

Corresponde a una matriz que asocia fuerzas aplicadas en cada grado de libertad con sus respectivos desplazamientos horizontales.

CENTRO DE MASAS												
NIVEL	FIGURA				Area	Carga Muerta	Peso=ÁreaxCarga Muerta	X	X(x)Peso	Y	Y(x)Peso	
	Nº	Forma	Dimensión a	Dimensión b								
+16,45	1	Rectángulo	2,00	2,06	4,12	0,418	1,72	4,62	7,96	5,72	9,85	
	SUMA DE PESOS:							1,72	SUMA:	7,96	SUMA:	9,85
									X	4,62	Y	5,72
	1	Rectángulo	3,72	3,56	13,24	0,418	5,54	1,76	9,74	5,37	29,73	
	2	Rectángulo	2,00	1,4	2,80	0,418	1,17	4,62	5,41	7,6	8,90	
	SUMA DE PESOS:							6,71	SUMA:	15,15	SUMA:	38,62

Tabla 37. Centro de Masas del Nivel + 16,45

Fuente: Elaborado por Investigador

+14,95								X	2,26	Y	5,76
1	Triángulo	3,97	0,30	0,60	0,418	0,25	1,22	0,30	20,66	5,14	
2	Rectángulo	3,97	0,35	1,39	0,418	0,58	1,89	1,10	20,40	11,85	
3	Rectángulo	6,52	0,14	0,91	0,418	0,38	3,16	1,21	20,16	7,69	
4	Rectángulo	10,43	8,08	84,27	0,418	35,23	5,12	180,36	15,87	559,05	
5	Rectángulo	7,05	3,99	28,13	0,418	11,76	3,43	40,33	9,99	117,46	
6	Rectángulo	3,35	0,30	1,01	0,418	0,42	8,73	3,67	8,00	3,36	
7	Rectángulo	3,00	1,30	3,90	0,418	1,63	3,97	6,47	7,25	11,82	
8	Rectángulo	4,86	2,96	14,39	0,418	6,01	7,82	47,02	6,37	38,30	
9	Rectángulo	10,34	6,14	63,49	0,418	26,54	5,07	134,55	1,82	48,30	
10	Rectángulo	4,90	0,15	0,74	0,418	0,31	5,07	1,56	-1,32	-0,41	
SUMA DE PESOS:							83,10	SUMA:	416,56	SUMA:	802,57

Tabla 38. Centro de Masas del Nivel + 14,95

Fuente: Elaborado por Investigador

+12,12								X	5,01	Y	9,66
1	Triángulo	3,97	0,30	0,60	0,618	0,37	1,22	0,45	20,66	7,60	
2	Rectángulo	3,97	0,35	1,39	0,618	0,86	1,89	1,62	20,40	17,52	
3	Rectángulo	6,52	0,14	0,91	0,618	0,56	3,16	1,78	20,16	11,37	
4	Rectángulo	10,43	8,08	84,27	0,618	52,08	5,12	266,66	15,87	826,53	
5	Rectángulo	7,05	3,99	28,13	0,618	17,38	3,43	59,63	9,99	173,67	
6	Rectángulo	3,35	0,30	1,01	0,618	0,62	8,73	5,42	8,00	4,97	
7	Rectángulo	3,00	1,30	3,90	0,618	2,41	3,97	9,57	7,25	17,47	
8	Rectángulo	4,86	2,96	14,39	0,618	8,89	7,82	69,52	6,37	56,63	
9	Rectángulo	10,34	6,14	63,49	0,618	39,24	5,07	198,92	1,82	71,41	
10	Rectángulo	2,90	0,15	0,44	0,618	0,27	5,07	1,36	-1,32	-0,35	
						SUMA DE PESOS:	122,68	SUMA:	614,94	SUMA:	1186,82

Tabla 39. Centro de Masas del Nivel + 12,12

Fuente: Elaborado por Investigador

+9,24								X	5,01	Y	9,67
1	Triángulo	3,97	0,30	0,60	0,618	0,37	1,22	0,45	20,66	7,60	
2	Rectángulo	3,97	0,35	1,39	0,618	0,86	1,89	1,62	20,40	17,52	
3	Rectángulo	6,52	0,14	0,91	0,618	0,56	3,16	1,78	20,16	11,37	
4	Rectángulo	10,43	8,08	84,27	0,618	52,08	5,12	266,66	15,87	826,53	
5	Rectángulo	7,05	3,99	28,13	0,618	17,38	3,43	59,63	9,99	173,67	
6	Rectángulo	3,35	0,30	1,01	0,618	0,62	8,73	5,42	8,00	4,97	
7	Rectángulo	3,00	1,30	3,90	0,618	2,41	3,97	9,57	7,25	17,47	
8	Rectángulo	4,86	2,96	14,39	0,618	8,89	7,82	69,52	6,37	56,63	
9	Rectángulo	10,34	6,14	63,49	0,618	39,24	5,07	198,92	1,82	71,41	
10	Rectángulo	2,90	0,15	0,44	0,618	0,27	5,07	1,36	-1,32	-0,35	
						SUMA DE PESOS:	122,68	SUMA:	614,94	SUMA:	1186,82

Tabla 40. Centro de Masas del Nivel + 9,24

Fuente: Elaborado por Investigador

+6,36								X	5,01	Y	9,67
	1	Triángulo	3,97	0,30	0,60	0,618	0,37	1,22	0,45	20,66	7,60
	2	Rectángulo	3,97	0,35	1,39	0,618	0,86	1,89	1,62	20,40	17,52
	3	Rectángulo	6,52	0,14	0,91	0,618	0,56	3,16	1,78	20,16	11,37
	4	Rectángulo	10,43	8,08	84,27	0,618	52,08	5,12	266,66	15,87	826,53
	5	Rectángulo	7,05	3,99	28,13	0,618	17,38	3,43	59,63	9,99	173,67
	6	Rectángulo	3,35	0,30	1,01	0,618	0,62	8,73	5,42	8,00	4,97
	7	Rectángulo	3,00	1,30	3,90	0,618	2,41	3,97	9,57	7,25	17,47
	8	Rectángulo	4,86	2,96	14,39	0,618	8,89	7,82	69,52	6,37	56,63
	9	Rectángulo	10,34	6,14	63,49	0,618	39,24	5,07	198,92	1,82	71,41
	10	Rectángulo	2,90	0,15	0,44	0,618	0,27	5,07	1,36	-1,32	-0,35
SUMA DE PESOS:							122,68	SUMA:	614,94	SUMA:	1186,82

Tabla 41. Centro de Masas del Nivel + 6,36

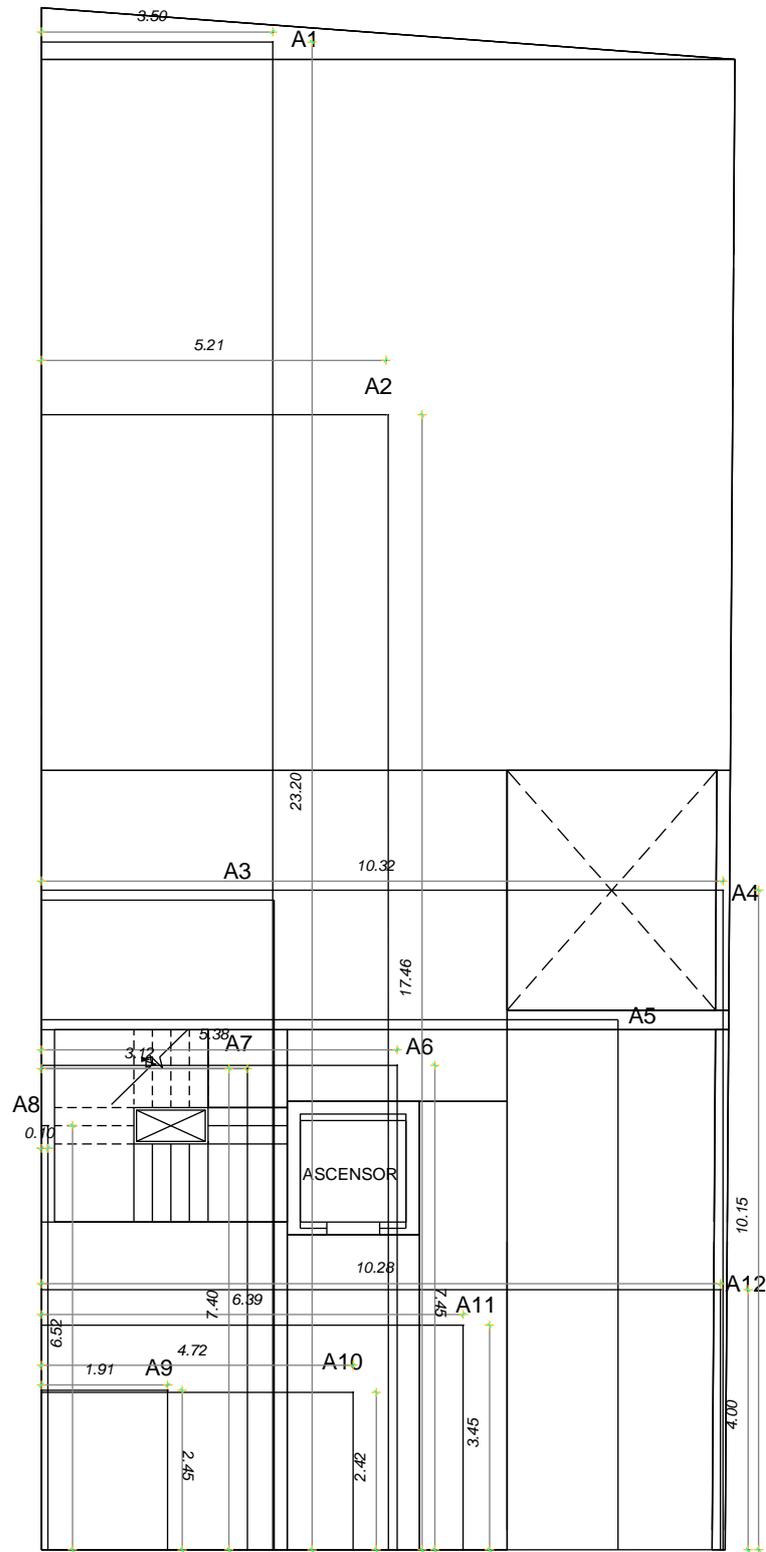
Fuente: Elaborado por Investigador

+3,48								X	5,01	Y	9,67
	1	Triángulo	10,50	0,80	4,20	0,618	2,60	3,4	8,83	23,02	59,75
	2	Rectángulo	10,43	10,94	114,10	0,618	70,52	5,12	361,04	17,30	1219,93
	3	Rectángulo	7,05	3,99	28,13	0,618	17,38	3,43	59,63	9,99	173,67
	4	Rectángulo	3,00	1,3	3,90	0,618	2,41	3,97	9,57	7,25	17,47
	5	Rectángulo	3,35	0,30	1,01	0,618	0,62	8,73	5,42	8,00	4,97
	6	Rectángulo	1,33	2,96	3,94	0,618	2,43	6,28	15,28	6,37	15,50
	7	Rectángulo	7,05	5,04	35,53	0,618	21,96	3,43	75,32	2,42	53,14
	8	Rectángulo	0,20	12,00	2,40	0,618	1,48	10,15	15,05	5,85	8,68
SUMA DE PESOS:							119,40	SUMA:	550,14	SUMA:	1553,11
+0,60								X	4,61	Y	13,01

Tabla 42. Centro de Masas del Nivel + 3,48 + 0,60

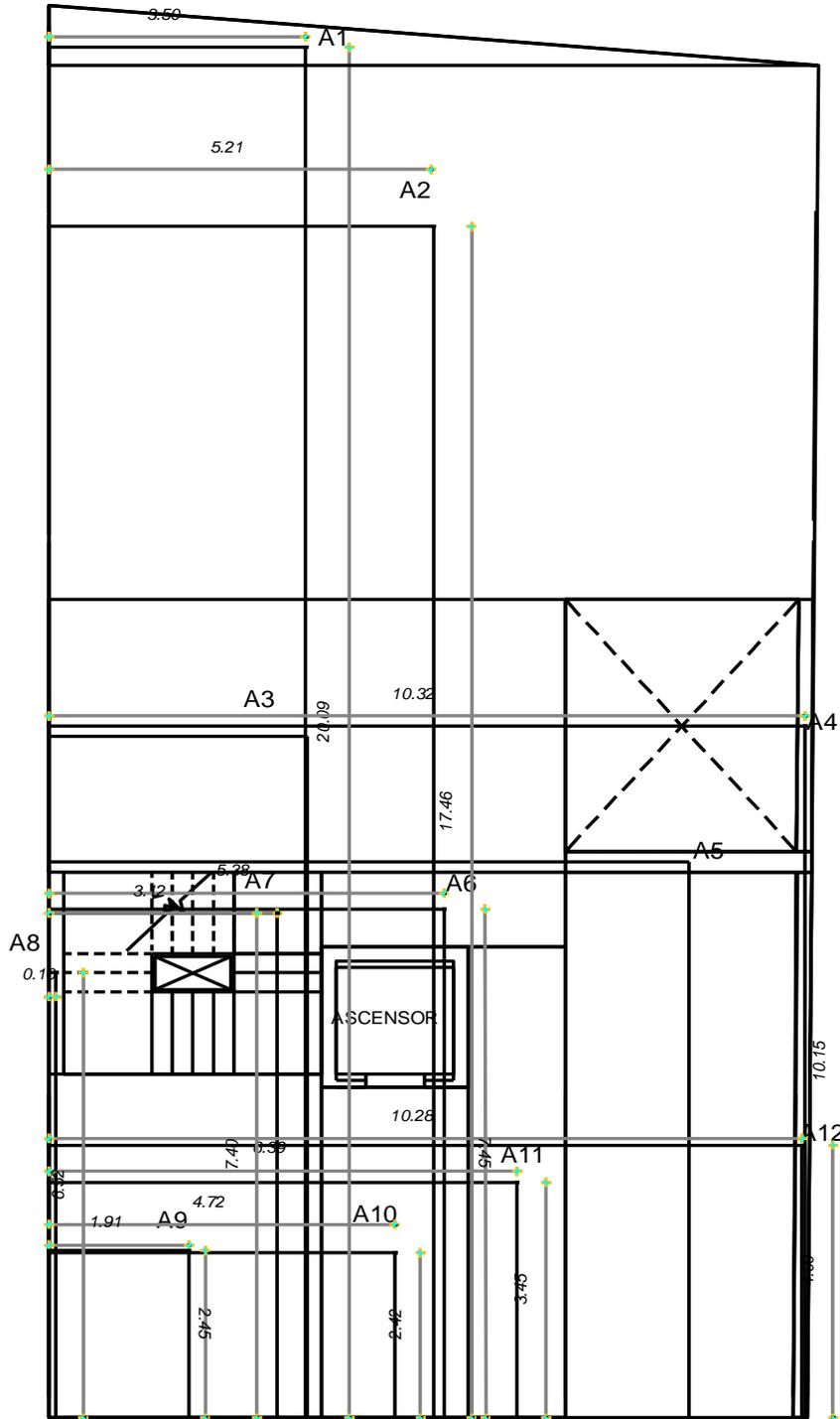
Fuente: Elaborado por Investigador

Losa Nv + 0,60



LOSA N + 0,60

Losa Nv + 0,60



LOSA N + 3,48 +6,36 +9,24 +12,12

6.6.1.3.10 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO FUERZAS LATERALES CÓDIGO NEC 2011

6.6.1.3.10.1 CARGA VIVA DE LA EDIFICACIÓN NEC 2011

Sobrecarga de uso o llamada Carga viva Capítulo 1- literal 1.1.2.2 “Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras”.

Cargas y materiales - Capítulo 1 - (Tabla 1.2) – (Anexo B)

Planta subsuelo Nv. -2,16

Capítulo 1. Literal 1.1.2.2 – Tabla 1.2 *Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, Lo y concentradas (Po)* (Anexo B)

Para garajes

$$CV = 2,0 \text{ KN/m}^{2(a)} \text{ (Anexo B)}$$

Para residencias

$$CV = 2,0 \text{ KN/m}^2$$

$$CV = \frac{2,0 \text{ KN}}{\text{m}^2} \times \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ KN}} \times \frac{1 \text{ kg}}{9,81 \text{ N}}$$

$$CV = 203,87 \text{ kg/m}^2$$

Se realiza la reducción de los elementos estructurales con la siguiente fórmula:

Literal 3.2.2. del Código NEC 2011

$$\text{Si } K_{LL}A_T \geq 35 \text{ m}^2: L = L_O \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right)$$

Donde:

- L: Sobrecarga distribuida en kN/m², aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.
- L₀: Sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte, según la Tabla 9: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, L₀, y concentradas P₀ del apéndice 4.2.
- K_{LL}: Factor de sobrecarga según el elemento de soporte, ver la Tabla 2.
- A_T: Área tributaria en metros cuadrados

Si:

$$K_{LL}A_T \geq 35 \text{ m}^2$$

$$1 * 222,79 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2$$

$$222,79 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2$$

$$L = L_0 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 * 222,79 \text{ m}^2}} \right)$$

$$L_0 = 2 * 0,55 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$L_0 = 2 * 0,55 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$L_0 = 1,11 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$L_0 = 111,00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

6.6.1.3.10.2 COMBINACIONES DE CARGA

El artículo 3.4 manifiesta la siguiente simbología:

D: Carga permanente, E: Carga de sismo, L: Sobrecarga (carga viva), Lr: Sobrecarga cubierta (carga viva), S: Carga de granizo, W: Carga de viento.

Combinaciones para el diseño de última resistencia Literal 3.4.3 enuncia que cuando sea necesario se debe investigar cada estado límite de resistencia.

“Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas”

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L + 0.5max[Lr ; S ; R]
- $\{1.2 D + 1.6 \max[Lr ; S ; R] + \max[L ; 0.5W]\}^*$
- $\{1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[Lr ; S ; R]\}^*$
- $\{1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S\}^*$
- 0.9 D + 1.0 W
- 0.9 D + 1.0 E

* *Lo* es menor o igual a 4.8 kN/m² (489,30 Kg/ m² factor de incremento de carga para L) en estas combinaciones puede ser 0.5 (véase el apéndice 4.2), excepción de las aéreas destinadas a estacionamientos y reuniones públicas.

Por lo tanto:

$$CV = 2,0 \text{ KN/m}^2 * 0,5$$

$$CV = 1,0 \text{ KN/m}^2$$

Carga de garaje no se reduce por lo expresado en el NEC en el capítulo 2 en la sección de reducción de cargas:

$$CV = \frac{1,0 \text{ KN}}{\text{m}^2} \times \frac{1000 \text{ N}}{1 \text{ KN}} \times \frac{1 \text{ kg}}{9,81 \text{ N}}$$

$$CV = 101,9 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 102 \text{ kg/m}^2$$

Literal 3.2.2 Estacionamientos para vehículos de pasajeros

- No se reducirá la sobrecarga en estacionamientos para vehículos de pasajeros.
- Cuando existan sobre el elemento de soporte dos o más pisos, se podrá reducir de 20% la sobrecarga.

Zonificación sísmica y factor de zona Z

Valor Z representa la aceleración máxima en roca para el sismo de diseño, y está expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El Ecuador tiene seis zonas sísmicas de acuerdo al Mapa de Zonificación.

Estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

Ambato se encuentra en la Zona V (0,40 - Alta).

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 43. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Fuente: NEC 2011

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

Tabla 44. Clasificación de los perfiles de suelo

Fuente: NEC 2011

6.6.1.3.10.3 ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES

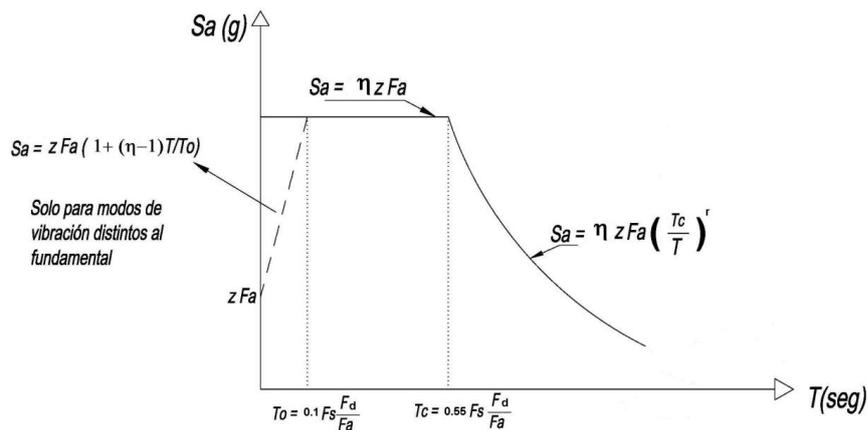


Ilustración 31. Gráfica del Espectro de respuesta

Fuente: NEC 2011

Dónde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1 \text{ s}$) y el valor de la aceleración sísmica esperada en roca para el periodo de retorno seleccionado.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

- Fd:** Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- Fs:** Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
- Sa:** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura
- T:** Periodo fundamental de vibración de la estructura
- To:** Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- TC:** Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- Z:** Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Fa: Factor de sitio basado en aceleración a un período de tiempo corto, las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño de rocas son amplificadas mediante este coeficiente, toma en cuenta los efectos del suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Se obtiene mediante tabla del código NEC 2011					

Tabla 45. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Fuente: NEC 2011

Fd: desplazamientos para diseño en roca, las ordenadas del espectro de respuesta elástico de respuesta de desplazamientos para diseño de rocas son amplificadas mediante este coeficiente, toma en cuenta los efectos del sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Se obtiene mediante tabla del código NEC 2011					

Tabla 46. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Fuente: NEC 2011

Fs: coeficiente que indica el comportamiento no lineal de los suelos, “es la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la exaltación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.”

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

F	Se obtiene mediante tabla del código NEC 2011
----------	---

Tabla 47. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Fuente: NEC 2011

6.6.1.3.10.4 PERIODO DE VIBRACIÓN

Periodo de Vibración aproximado de la estructura T_a siendo este valor un estimación inicial del periodo estructural, permitiendo el cálculo de fuerzas sísmicas y el dimensionamiento del mismo.

T_a determinar el valor S_a del espectro en aceleraciones.

$$T = C_t * h_n^a$$

H_n : altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T_a : periodo de vibración.

C_t : coeficiente que depende del tipo de edificio.

a : valor exponencial de acuerdo a la siguiente tabla.

<u>Tipo de estructura</u>	C_t	a
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0,072	0,8
Con arriostramientos	0,073	0,75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,047	0,9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0,049	0,75

Tabla 48. Coeficiente C_t de acuerdo al tipo de estructura

Fuente: NEC 2011

$$T = 0,049 * (18,96)^{0,90}$$

$$T = 0,692 \text{ seg}$$

Límites para el periodo de vibración T_c y T_l se calculan de acuerdo a las siguientes fórmulas.

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2,4 F_d$$

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de S_a debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a T_0 :

$$T_0 = 0,10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Datos:

Tipo de perfil del suelo: C - Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.

F_a : 1,20

F_d : 1,30

F_s : 1,30

Cálculo de los periodos límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$$T_c = 0,55 * 1,30 * \frac{1,30}{1,20}$$

$$T_c = 0,77 \text{ seg}$$

$$T_L = 2,4 * 1,30$$

$$T_c = 3,12\text{seg}$$

$$T_0 = 0,10 * 1,30 * \frac{1,30}{1,20}$$

$$T_c = 0,14 \text{ seg}$$

6.6.1.3.10.5 CÁLCULO ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA

Para el Código NEC 2011 se debe calcular el valor Sa , que es expresado como fracción de la aceleración de la gravedad para el nivel que se encuentra el sismo de diseño. Debe tener relación directa con Z (factor de zona sísmica), Tipo de perfil del suelo, y los coeficientes de amplificación del suelo Fa , Fs , Fd .

Se determina el espectro de diseño elástico haciendo uso de dos fórmulas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$Sa = \eta * Z * Fa$$

Cuando para $0 \leq T \leq T_c$ O:

$$Sa = \eta * Z * Fa * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

Cuando para $T > T_c$

Donde:

- $\eta = 1.80$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$ Provincias del Oriente

r = factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

- $r = 1$ para tipo de suelo A, B o C

- $r = 1.5$ para tipo de suelo D o E.

A razón de que:

$$T_c = 0,77 \text{ seg}$$

$$T = 0,692 \text{ seg}$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

$$S_a = 2,48 * 0,40 * 1,20 * \left(\frac{0,77}{0,692}\right)^1$$

$$S_a = 1,32$$

Pero como $T > T_c$ pero $0,692 \text{ seg} < 0,77 \text{ seg}$ no se debe utilizar dicha expresión

Entonces:

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

$$S_a = 2,48 * 0,40 * 1,20$$

$$S_a = 1,198$$

6.6.1.3.10.6 CORTANTE BASAL

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

Importanci

Importancia de la estructura –incrementa la demanda sísmica de la estructura depende principalmente de las características operacionales de la edificación, que según su rango de uso se mantenga operativas al momento de un sismo.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o	1.5

	estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 49. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente: NEC 2011

6.6.1.3.10.7 PESO DE LA ESTRUCTURA

W: (Carga Muerta + Carga de Paredes) * Área planta + 25% Carga Viva * Área planta.

Carga Muerta: 418,6 kg/ m²

Carga de Paredes: 200,0 kg/ m²

Carga Viva: 102,0 kg/ m²

Niveles	Pisos	Área losa (m2)	Peso W (ton)
14,95	Tapagrada	20,16	12,99
12,12	5	210,74	135,74
9,24	4	210,74	135,74
6,36	3	211,57	136,27
3,48	2	224,03	144,30
0,60	1	171,80	110,66
Σ		1049,04	675,69

Tabla 50. Cálculo de Pesos por piso

Fuente: NEC 2011

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 51. Reducción de Respuesta Estructural

Fuente: NEC 2011

Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural de acuerdo a sus características: Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con

vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras. Valor **R= 6**

Configuración estructural

Para los coeficientes ϕ_p y ϕ_e :

Existen configuraciones que priman en el diseño arquitectónico y estructural en lo que priman la regularidad y la simpleza, más sin embargo en la actualidad existen configuraciones que discrepan estos conceptos empero se debe lograr el adecuado desempeño sísmico.

En el literal 5.3.1 manifiesta lo siguiente: “cambios abruptos de rigidez y resistencia, deben evitarse con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema, diseñador deberá demostrar el adecuado desempeño sísmico de su estructura, siguiendo los lineamientos especificados en dicho Código.”

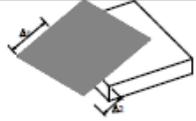
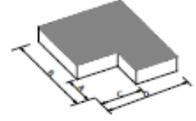
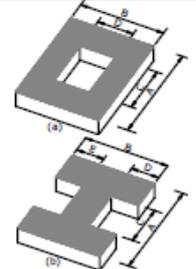
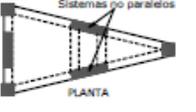
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_p=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_p=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_p=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_p=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Ilustración 32. Textualmente del Código NEC 2011 Coeficiente de irregularidad en planta

Fuente: NEC 2011

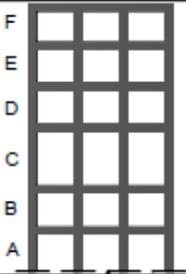
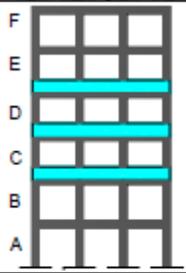
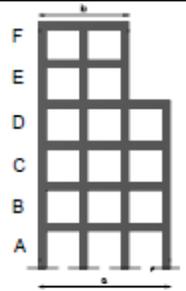
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_n=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o Rigidez $< 0.80 \frac{(K_o + K_g + K_p)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_n=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_n=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Ilustración 33. Textualmente del Código NEC 2011 Coeficiente de irregularidad en elevación

Fuente: NEC 2011

Datos para el cálculo:

I: 1,0

Sa: 1,19

R: 6,0

ϕ_p : 0,9

ϕ_e : 0,9

W: 675,69 tn

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$V = \frac{1,0 * 1,19}{6,0 * 0,9 * 0,9} * 675,69 \text{ tn}$$

$$V = 0,244 * 675,69 \text{ tn}$$

$$V = 164,87 \text{ tn}$$

ESPECTRO ELÁSTICO	
T	Sa
0,10	1,19
0,20	1,19
0,25	1,19
0,35	1,19
0,45	1,19
0,60	1,19
0,70	1,19
0,77	1,19
0,90	0,88
1,00	0,71
1,05	0,65
1,15	0,54
1,20	0,50
1,25	0,46
1,35	0,39
1,40	0,36
1,45	0,34
1,50	0,32
1,60	0,28
1,65	0,26
1,75	0,23
1,80	0,22
1,90	0,20
1,95	0,19
2,05	0,17
2,10	0,16
2,15	0,15
2,25	0,14
2,30	0,14
2,40	0,12
2,45	0,12
2,55	0,11
2,60	0,11
2,65	0,10
2,75	0,09
2,80	0,09
2,85	0,09
2,95	0,08
3,00	0,08

Tabla 52. Tabla de Espectro Elástico Código NEC2011

Fuente: Elaborado por Investigador

ESPECTRO ELÁSTICO CÓDIGO N.E.C 2011

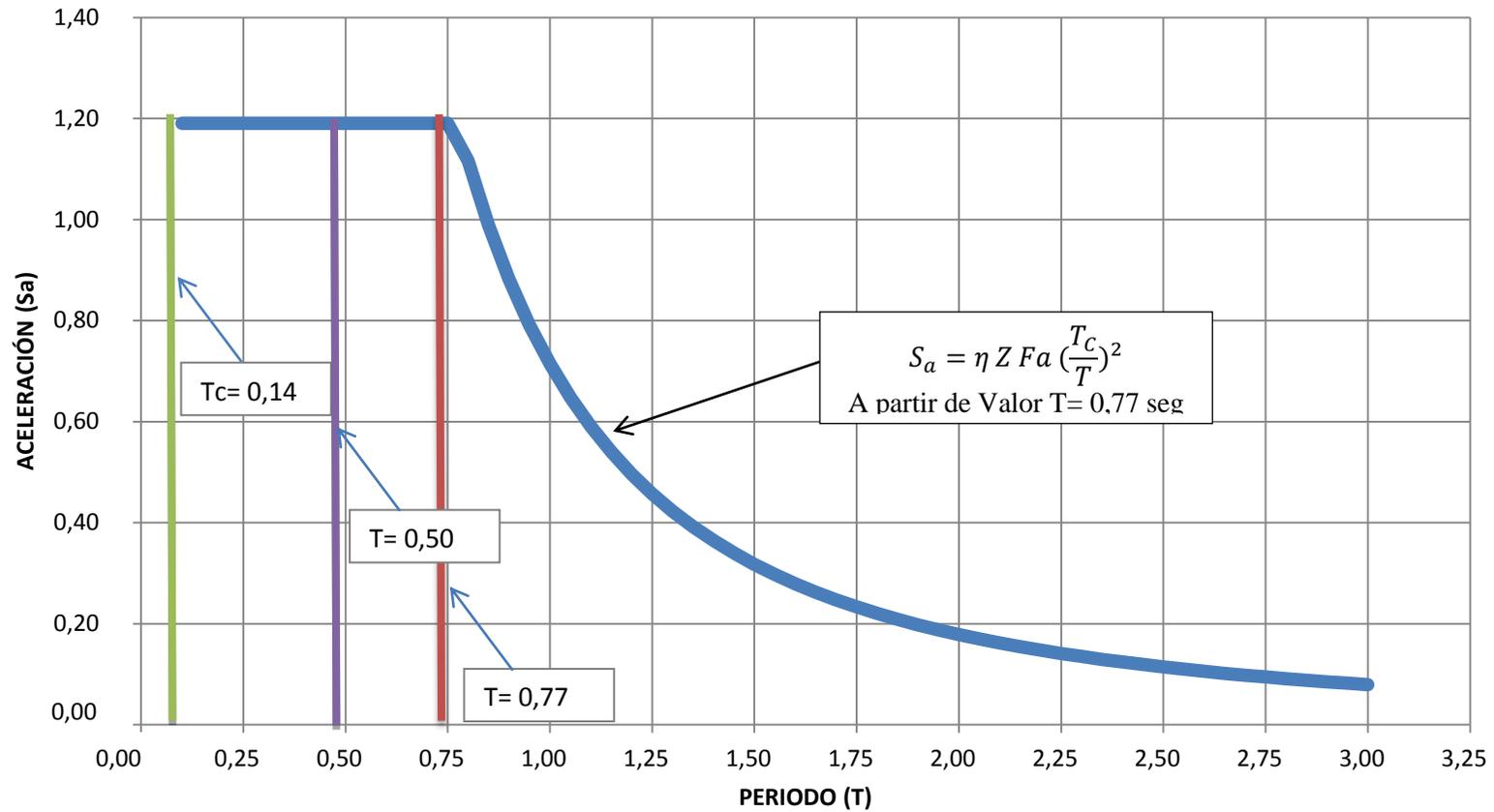


Ilustración 39. Espectro de Respuesta NEC 2011

Fuente: Elaborado por el Investigador

6.6.1.3.10.8 COMPARACIÓN GRÁFICA DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA CEC 2002 vs NEC-11

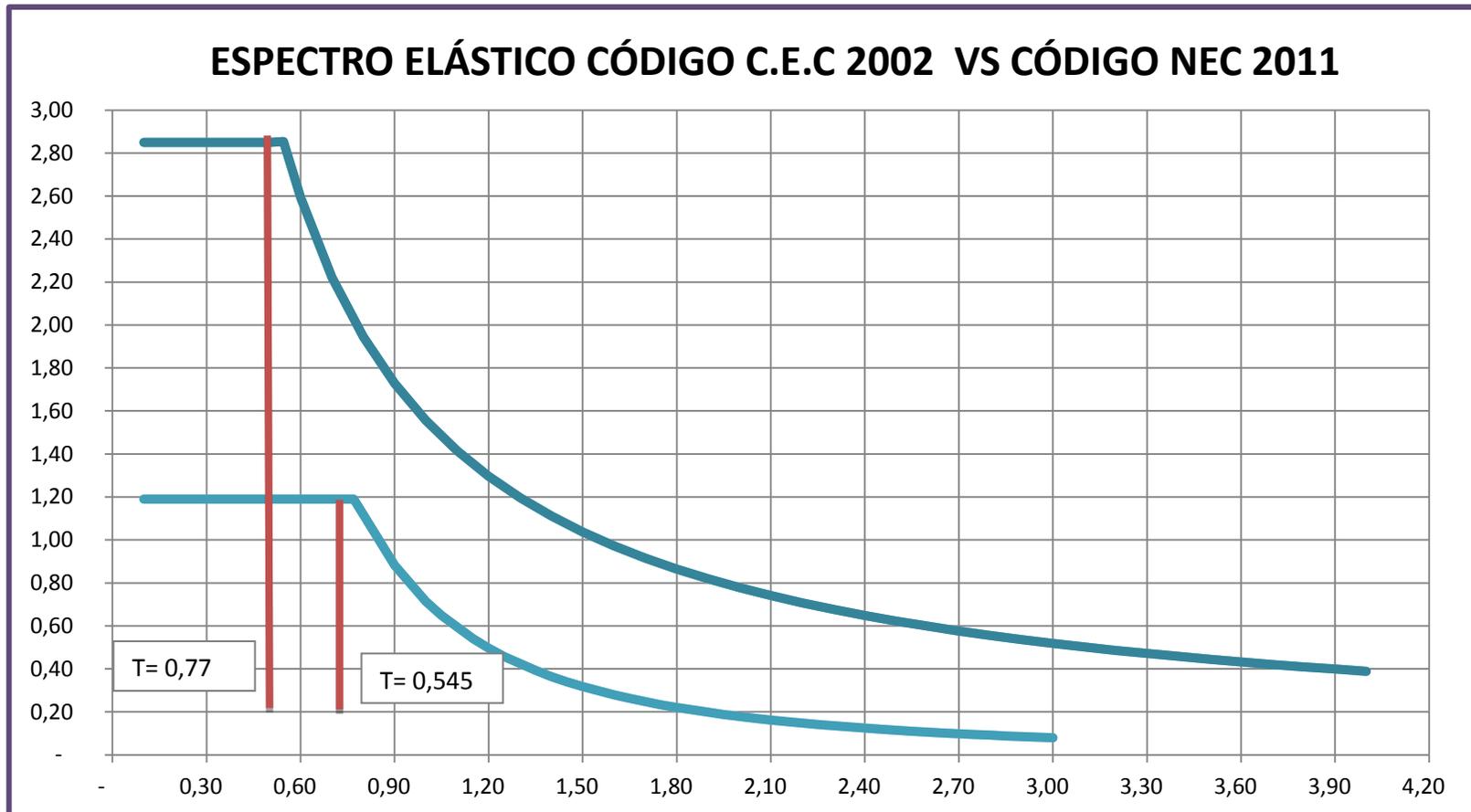


Ilustración 40. Comparación Espectros de Respuesta

Fuente: Elaborado por el Investigador

6.6.1.3.11 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES

Se asemeja a la distribución triangular (lineal) distribuida en toda la altura de la estructura, que se asemeja al modo fundamental de vibración que depende del periodo fundamental de vibración T_a .

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

$$F_x = \frac{W_x * h_x^K}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^K} * V$$

Donde:

V: cortante total en la base de la estructura.

V_x : cortante total en el piso x de la estructura

F_x : fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_i : fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n: número de pisos de la estructura

W_x : peso de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva)

W_i : peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva)

h_x : altura del piso x de la estructura

h_i : altura del piso i de la estructura.

K: coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T, que se evalúa de la siguiente manera.

Para valores de T (seg)

Valores de k =

$$T = 0.5s$$

$$k=1.0$$

$$0.5s < T = 2.5s$$

$$k= 0.75 + 0.50 T$$

$$T > 2.5$$

$$k = 2.0$$

Para el caso de análisis de la estructura es igual a T= 0,5 seg entonces k= 1,0

Datos para calcular:

$$W: 675,69tn$$

$$V =0,244 * W$$

$$V = 0,244 * 675,69 tn$$

$$V : 164,87 tn$$

Niveles (m)	Peso W (ton)	$W_x * h_x^{K=1}$
14,95	12,99	194,20
12,12	135,74	1.645,17
9,24	135,74	1.254,24
6,36	136,27	866,68
3,48	144,30	502,16
0,60	110,66	66,40
	Σ	4.528,84

Tabla 53. Cuadro de pesos por piso
Fuente: Elaborado por el Investigador

$$Fx = \frac{(W_x) * hx^k}{\sum Wi * hi^k} * V$$

$$Fx = \frac{(Wx * hx)}{4.528,84 tn - m}$$

Tapagrada:

$$F(\text{Tapagrada}) = \frac{194,20 \text{ tn} - m}{4.528,84 \text{ tn} - m} * 164,87 \text{ tn}$$

$$F(\text{Tapagrada}) = 7,07 \text{ Ton}$$

Piso 5

$$F(5) = \frac{1.645,17 \text{ tn} - m}{4.528,84 \text{ tn} - m} * 164,87 \text{ Ton}$$

$$F(5) = 59,89 \text{ Ton}$$

Piso 4

$$F(4) = \frac{1.254,24 \text{ tn} - m}{4.528,84 \text{ tn} - m} * 164,87 \text{ Ton}$$

$$F(4) = 45,66 \text{ Ton}$$

Piso 3

$$F(3) = \frac{866,68 \text{ tn} - m}{4.528,84 \text{ tn} - m} * 164,87 \text{ Ton}$$

$$F(3) = 31,55 \text{ Ton}$$

Piso 2

$$F(2) = \frac{502,16 \text{ tn} - m}{4.528,84 \text{ tn} - m} * 164,87 \text{ Ton}$$

$$F(2) = 18,28 \text{ Ton}$$

Piso 1

$$F(1) = \frac{66,40 \text{ tn} - m}{4.528,84 \text{ tn} - m} * 164,87 \text{ Ton}$$

$$F(1) = 2,42 \text{ Ton}$$

Combinación de componentes horizontales, se considera la concurrencia simultánea de los efectos ortogonales horizontales.

- 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección
- 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular

F_x (ton)	F_y = 0,3 * F_x
7,07	2,12
59,89	17,97
45,66	13,70
31,55	9,47
18,28	5,48
2,42	0,73
164,87	49,46

6.6.1.3.12 ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA EN ETABS UTILIZANDO EL CÓDIGO CEC 2002

Códigos para ser utilizados

ACI 318-08

CEC 2002

Datos de entrada

f'c :	240 kg/cm ²	Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días de edad
--------------	------------------------	---

fy:	4200 kg/cm ²	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo
γ_{ha}:	2,40 $\frac{Kn}{m^3}$	Peso específico del hormigón armado
μ:	0.15 – 0.20	Módulo de Poisson
Es:	2000000 Kg/(cm ²)	Módulo de elasticidad del acero
Ec:	15000* $\sqrt{f'_c}$	Módulo de elasticidad del concreto

Módulo de Elasticidad del Hormigón:

Relación entre el esfuerzo al que está sometido el material y su deformación unitaria. Rigidez del material ante una carga impuesta; es lineal, constante y los esfuerzos aplicados no alcanzan el límite de proporcionalidad, cumple con la Ley de Hooke.

Se usa calculando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318-11

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15100 \sqrt{240}$$

$$E_c = 233928,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero: } 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

Ley de Hooke:

Las estructuras son diseñadas para sufrir deformaciones pequeñas se involucra en las propiedades físicas de materiales, como resistencia, ductilidad y resistencia de corrosión, consideradas en el diagrama de esfuerzo y deformación; es también denominado como Límite de Proporcionalidad de un material. Materiales dúctiles no definido.

Coefficiente de Poisson:

“Es una constante elástica que proporciona una medida del estrechamiento de sección de un prisma de material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la de estiramiento.”

U: 0,2

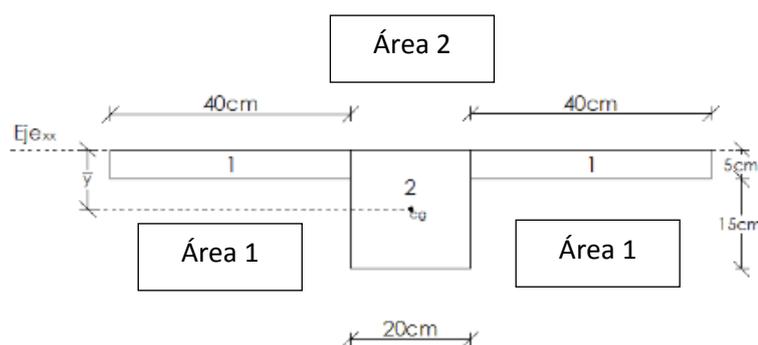
Coefficiente de dilatación térmica:

“Cociente que mide el cambio relativo de longitud o volumen que se produce cuando un cuerpo sólido o un fluido dentro de un recipiente cambia de temperatura provocando una dilatación térmica.”

A: $.2 \times 10^{-5}$

6.6.1.3.12.1 EQUIVALENCIA DE LOSA ALIVIANADA A LOSA MACIZA

Se determina la inercia por el método de ejes equivalentes



$$I_{cg} = I_{xx} - A * y^2$$

Ilustración 34. Losa equivalente

Fuente: Elaborado por el Investigador

Para efectos del cálculo estructural en el programa ETABS se considera que el nervio mide 20 cm; un metro de losa alivianada tiene dos alivianamientos de 40 cm y dos nervios de 10 cm.

$$y = \frac{2(A1*y1)+(A2*y2)}{At}$$

$$y = \frac{2(40 \text{ cm} * 5 \text{ cm} * 2,5 \text{ cm}) + (20 \text{ cm} * 20 \text{ cm} * 10 \text{ cm})}{(40 \text{ cm} * 5 \text{ cm}) + (20 \text{ cm} * 20 \text{ cm})}$$

$$y = 6,25 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{xx} = 2 \left(\frac{b * h^3}{12} \right) + \left(\frac{b * h^3}{12} \right)$$

$$I_{xx} = 2 \left(\frac{40 \text{ cm} * (5 \text{ cm})^3}{12} \right) + \left(\frac{20 \text{ cm} * (20 \text{ cm})^3}{12} \right)$$

$$I_{xx} = 56666,6 \text{ cm}^4$$

$$I_{cg} = I_{xx} - A * y^2$$

$$I_{cg} = 56666,67 \text{ cm}^4 - ((2 * (40 \text{ cm} * 5 \text{ cm})) + (20 \text{ cm} * 20 \text{ cm})) * (6,25 \text{ cm})^2$$

$$I_{cg} = 25416,66 \text{ cm}^4$$

Relación de I_{cg} para obtener la altura (h)

$$I_{cg} \text{ losa alivianada} = I_{cg} \text{ losa maciza}$$

$$I_{cg} = \frac{b * h^3}{12}$$

Despejando se obtiene:

$$h \Rightarrow \sqrt{\frac{Icg*12}{b}}$$

Para un metro de losa $b= 100 \text{ cm}$

$$h = \sqrt[3]{\frac{25416,66 \text{ cm}^4*12}{100 \text{ cm}}}$$

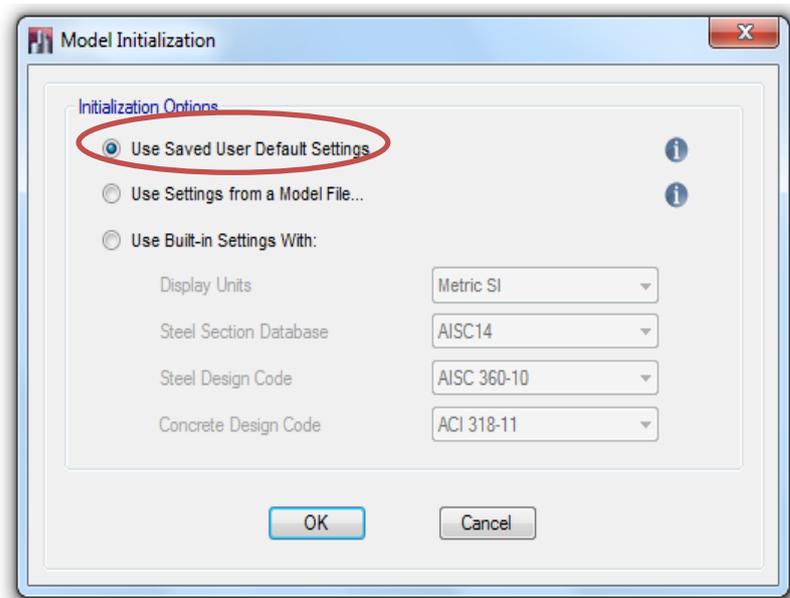
$h= 14,5 \text{ cm}$

CM losa maciza = $0,145 \text{ m} * 1,0 * 1,0 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 348 \text{ kg/m}^2$

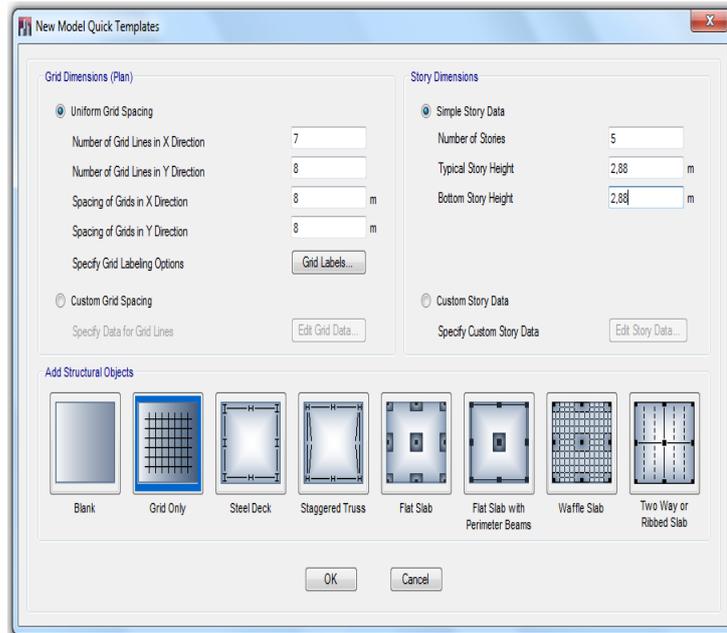
Sin embargo en el programa se añade la losa como bidireccional y unidireccional dependiente su ubicación.

PASOS PARA INGRESAR AL PROGRAMA ETABS 2013

- Definir *New Model*
- Dejar en los parámetros indicados por el programa ya que utiliza el Sistema Métrico y con el Código ACI 318-11.



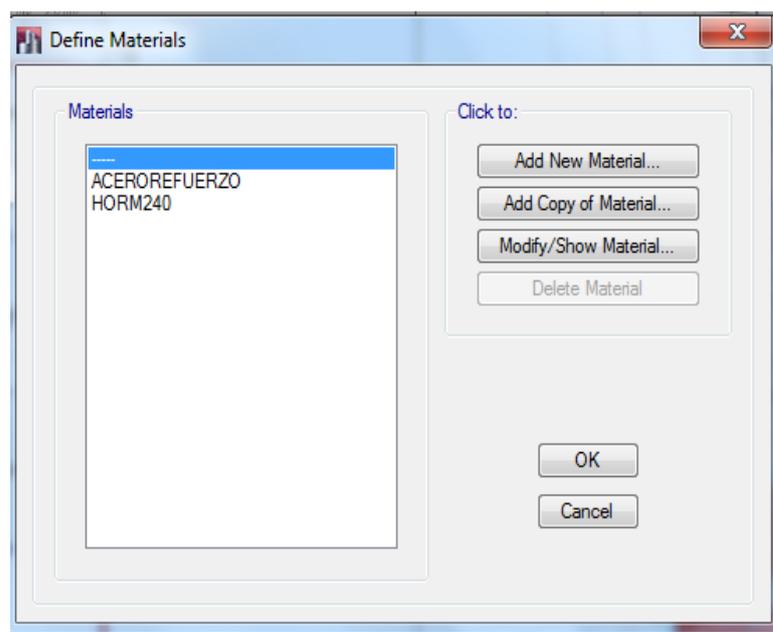
- Realizar la grilla y los niveles de entrepiso de la estructura, editar en caso de ser necesario en *EditStories and GridSystems*



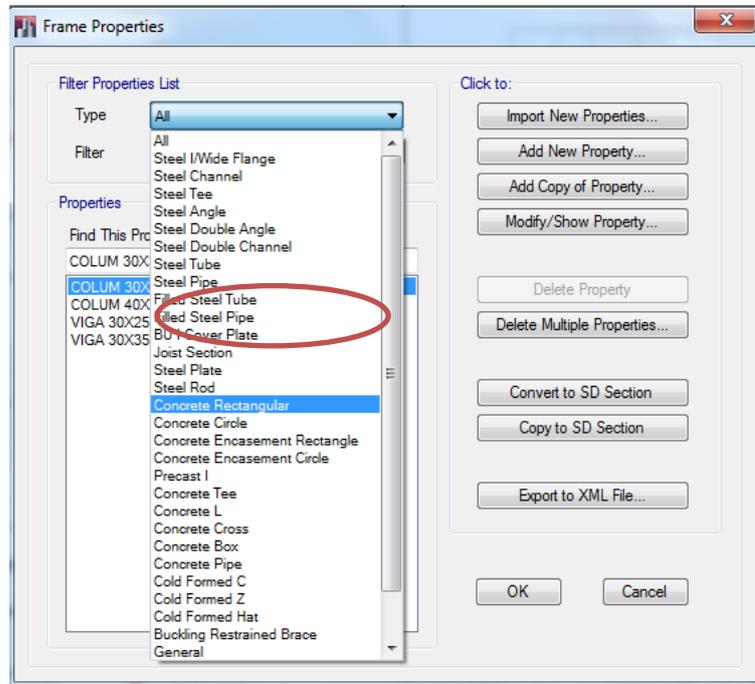
- Definir materiales, Hormigón de 240 kg/ cm² y acero de refuerzo, los datos de ingreso de cada uno de estos materiales son definidos con anterioridad.

Define → MaterialsProperties

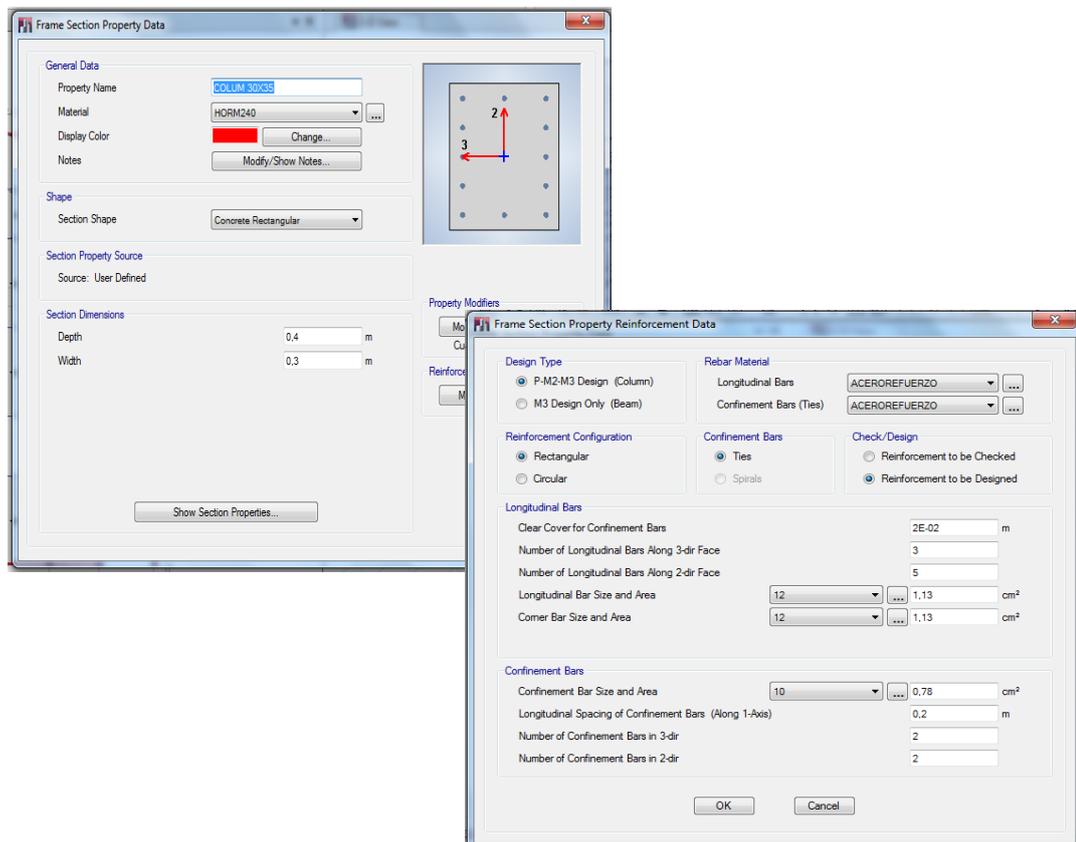
- E_c : (Módulo de Elasticidad del Concreto) , se calcula usando la expresión del ACI 318 2011 en el numeral 8.5 del, cuyas unidades en Kg/cm² se muestran a continuación: $EC=15100\sqrt{f'c'} [Kgcm^2]$
- Módulo de elasticidad para reforzamiento no según el anexo 8.5.2 será 29 000 000 Psi(estos es 2 038 901.92kg/cm²)



- 25 Definir secciones de Vigas y columnas. *Define*
 → *Section Properties Frame Sections*
- Con los datos de secciones predimensionadas ingresamos al programa.



Vigas y Columnas

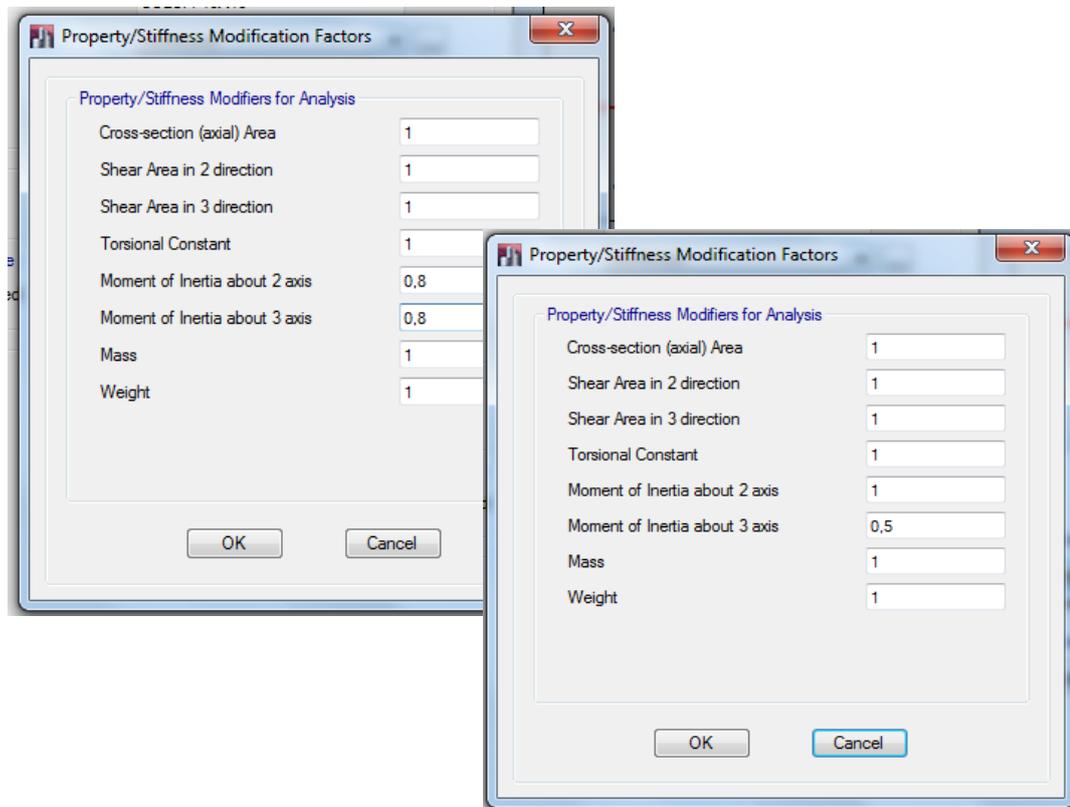


- Se debe ir a **Show Modifiers**→ ya que la constante de torsión se debe modificar. Y según requerimientos del Código NEC -2011 En el Capítulo 2.7.1.2.1 establece las inercias agrietadas en las cuales:

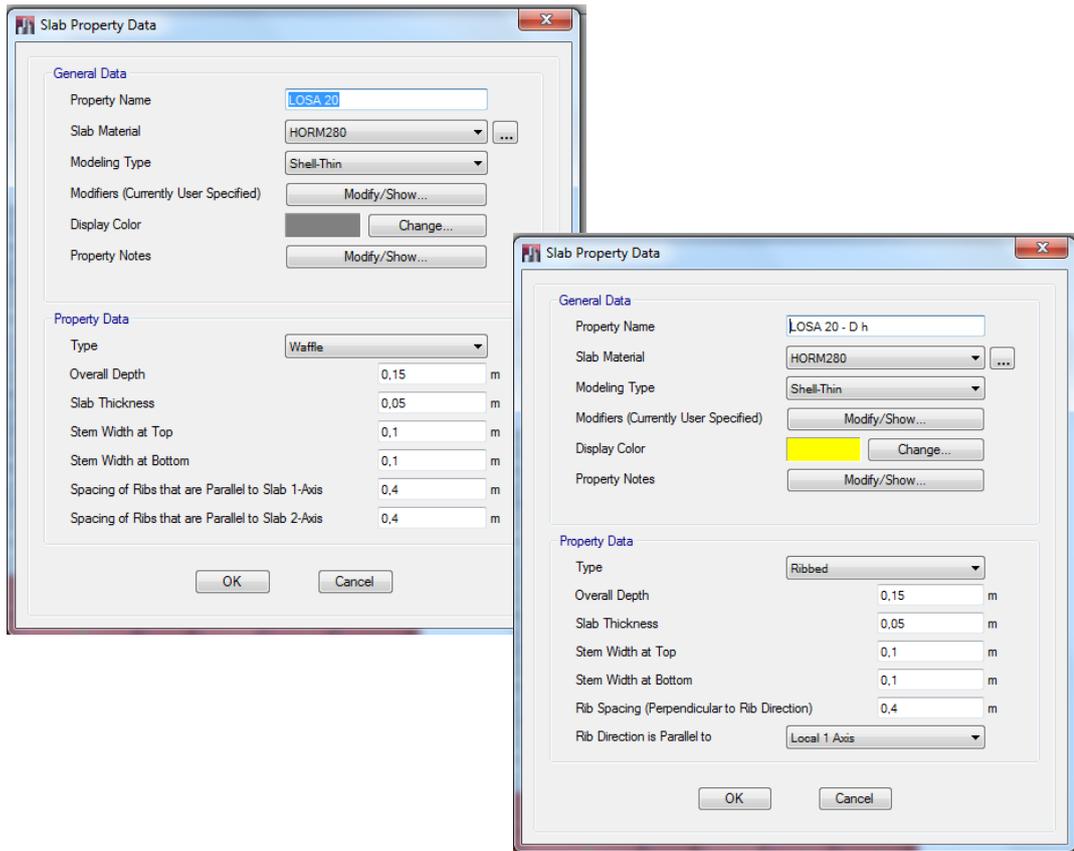
Vigas $I_c = 0.5 I_g$

Columnas $I_c = 0.8 I_g$

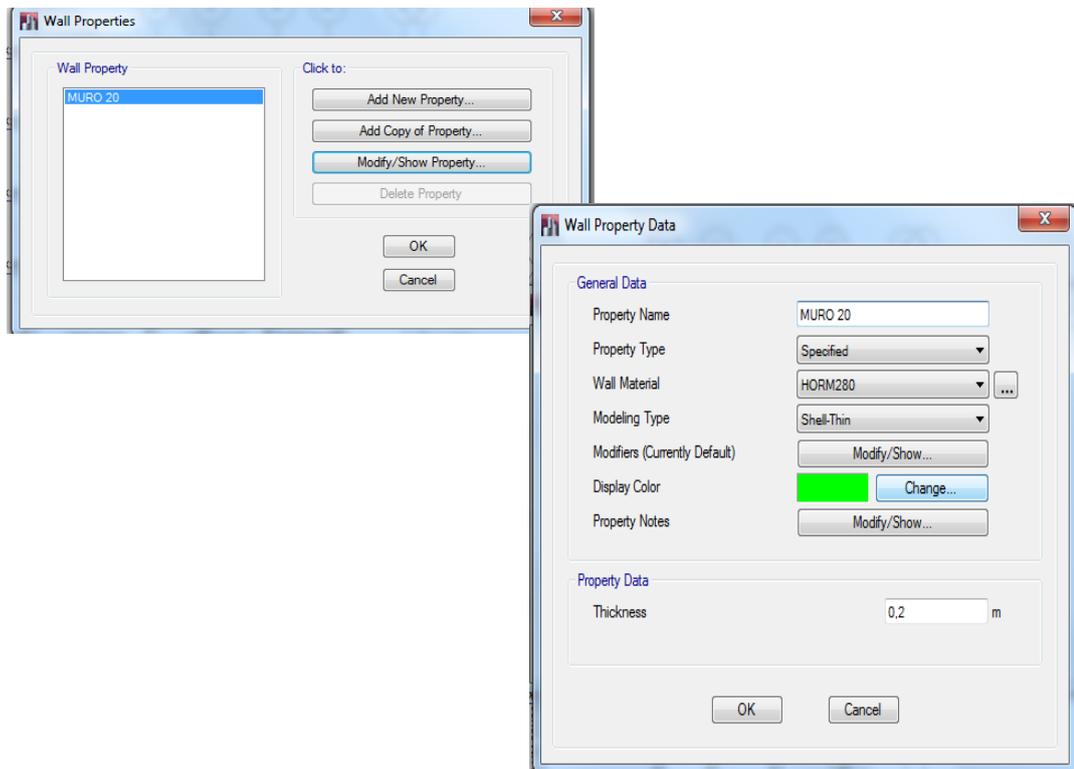
Una inercia agrieta se debe a que el concreto de la sección de un elemento, viga o columna, se encuentra sometida a flexión se agrieta por su poca capacidad de resistir tensión y ocurre mucho antes de la falla del concreto por compresión o del acero por tensión/compresión.



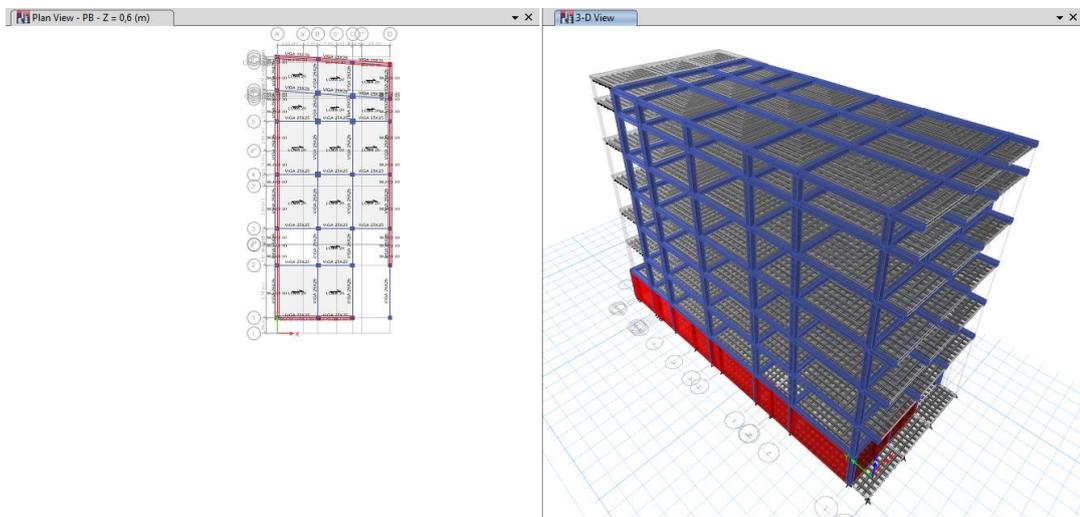
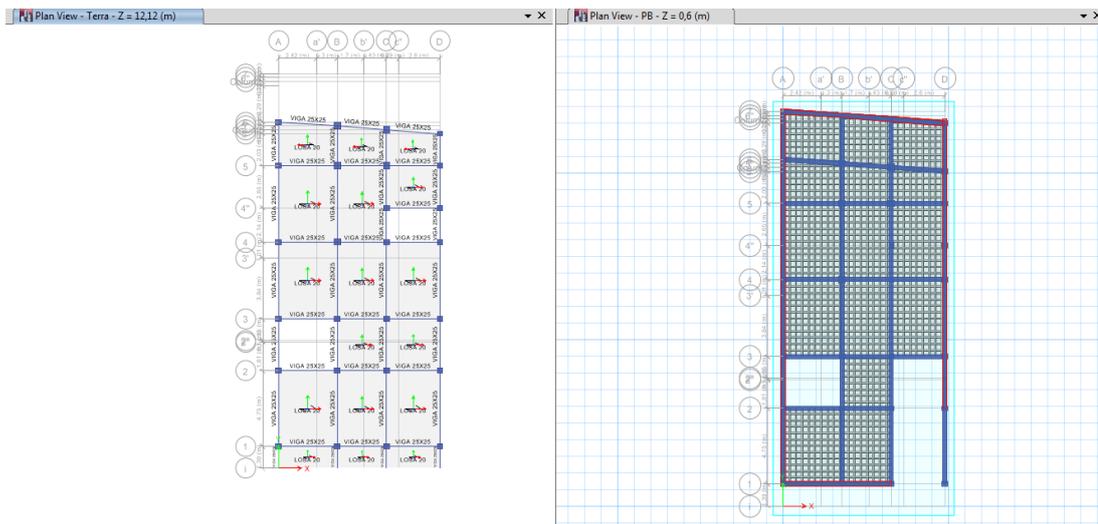
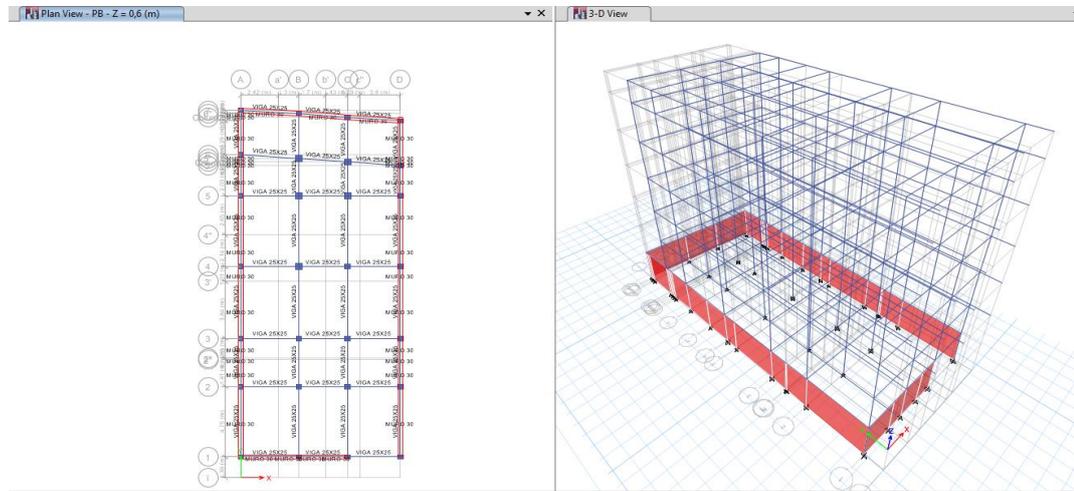
- Para la losa es mediante **SectionProperties**→**SlabSections** – Para crear losas en dos direcciones se coloca en Shell – thin y el en tipo **Waffle**(ya que son nervadas en ambas direcciones), cuando se tiene huecos para ascensor o para escaleras se recomienda hacer losas en una dirección de acuerdo al eje local que le pertenece.



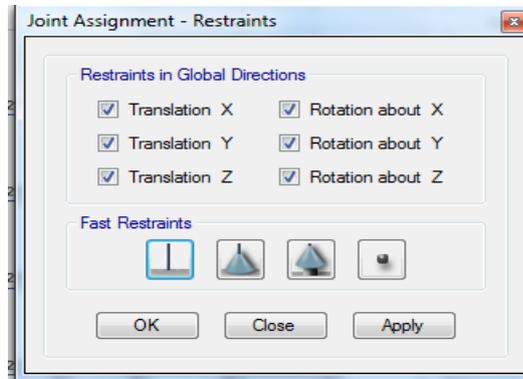
- Ingreso de Muro de Sótano – *Wall sections*



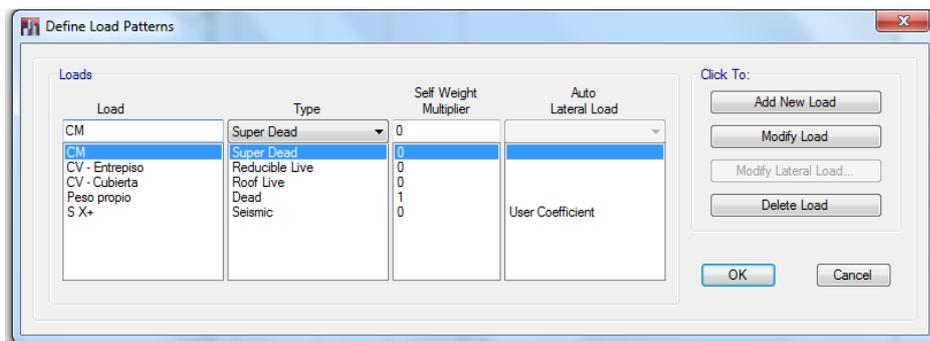
- Se dibuja los elementos **Frame – Shell y Wall** en la grilla realizada, se debe verificar los respectivos ejes locales.



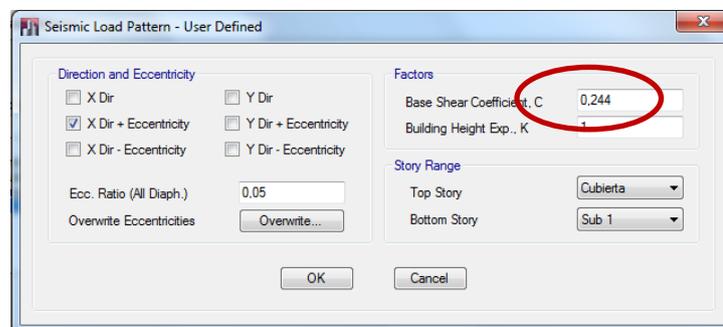
- Se asigna tipo de soporte en la base de la estructura, se asignan empotramientos perfectos en las columnas. **Assign** → **Joint/Point** → **Restraints (Supports)**



- Definir **Load Patterns**, con las siguientes variaciones para cada uno de las Cargas.

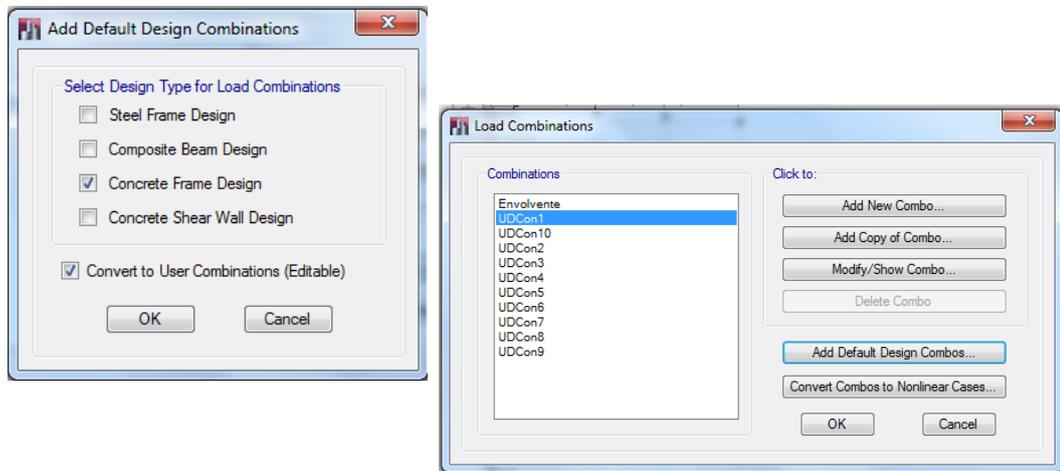


Para $S_x + \text{Sismo en } x$ siendo la misma variación para el sismo en sentido y se ingresa los siguientes parámetros.

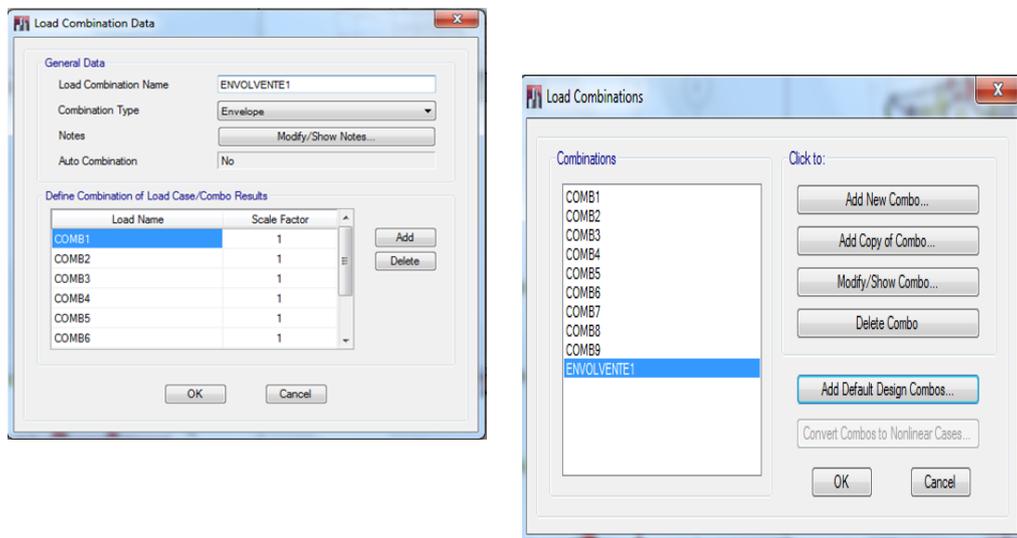


Valor **Base Shear Coefficient, C** – se ingresa el valor obtenido en el Cálculo del Cortante Basal sin ser multiplicado por el peso.

- Definir *Load Combinations* → *Add Default Desing Combos* → *Concrete frameDesing*, se crean combinaciones en las cuales si se coloca visto *ConverttoUsercombinatios* (*editable*) se edita de acuerdo a los requerimientos.



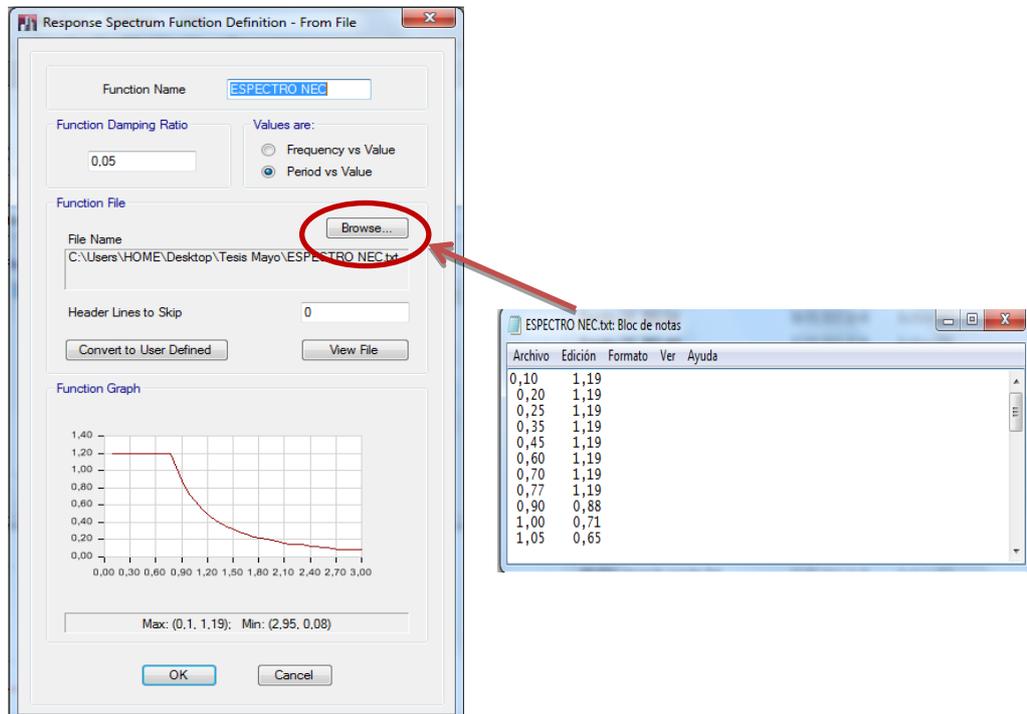
Se realiza una combinación envolvente: *Scale Factor* igual a 1, y *Load CombinationType* “Envelope”, se encuentran valores críticos, máximos y mínimos de entre los casos de carga.



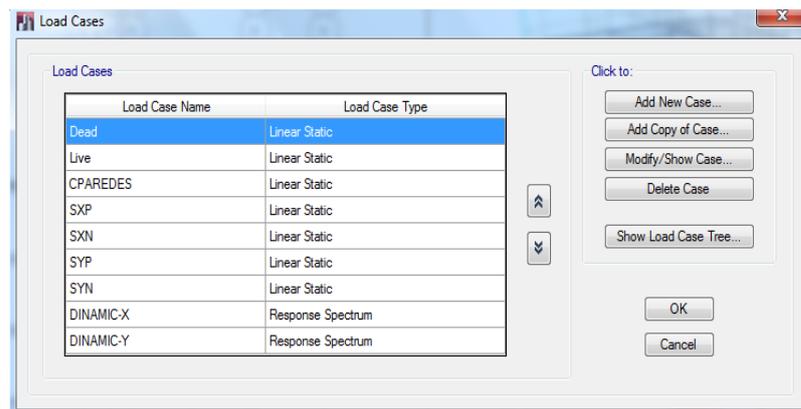
Análisis Dinámico

Se añade el *Espectro de Respuesta Sísmica*; para esto previamente la tabla de los datos de Periodo Vs Coeficiente (Código CEC 2002) y Periodo Vs Aceleración (NEC 2011) se le guarda como archivo txt.

- Definir → **Functions** → **Response Spectrum** → añadir tipo de función se selecciona **From File**.

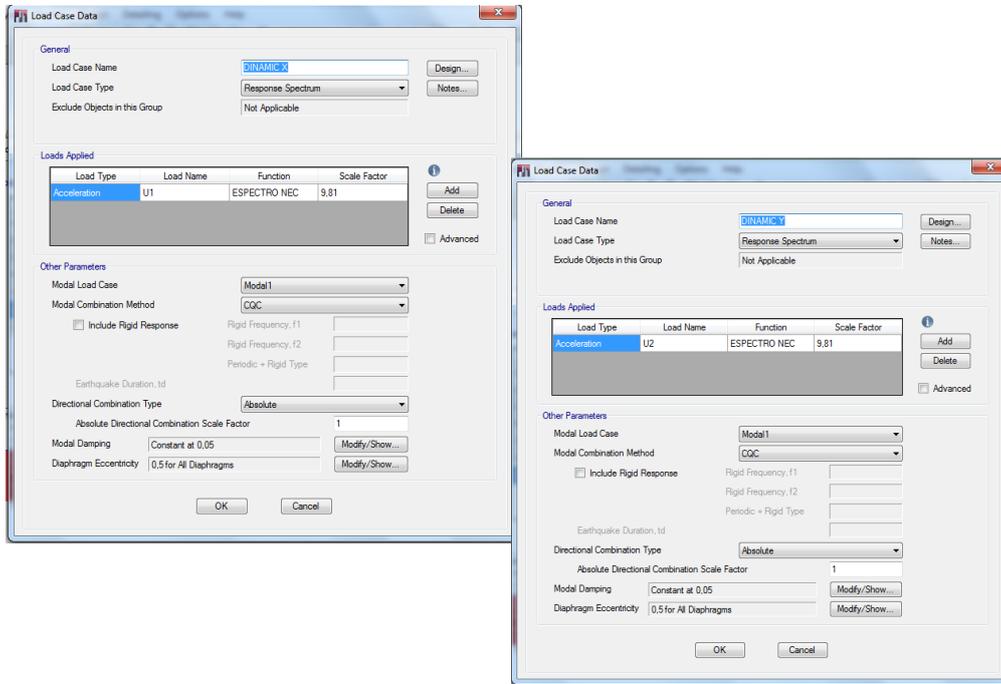


- Definir Casos de carga: **Define** → **Load Cases**, dos Casos de Carga, siendo DINAMIC-X con U1 y DINAMIC-Y con U2. Factor de escala es 9,81 (gravedad). Función se busca el Espectro correspondiente al Código que se modela.

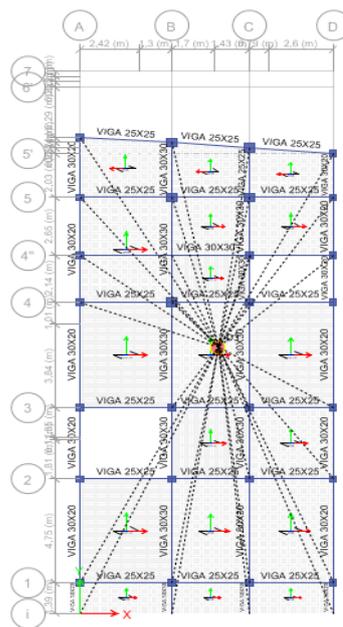


Combinación Modal (**Modal Combination**) se usa CQC (Complete QuadraticCombination), acoplamiento estadístico entre modos cercanos de vibración causados por el amortiguamiento.

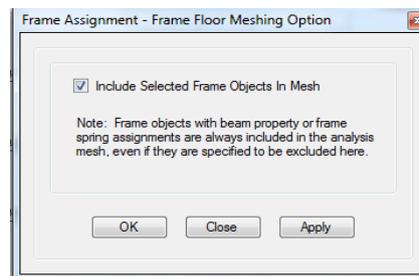
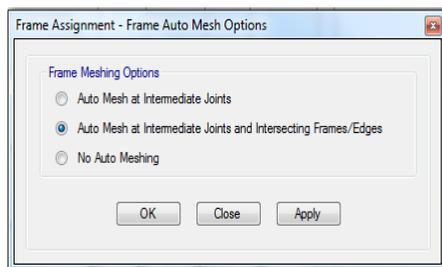
Combinación direccional (*DirectionalCombination*) se usa SRSS, que combina los resultados direccionales de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados con la que se consideran todas las direcciones.



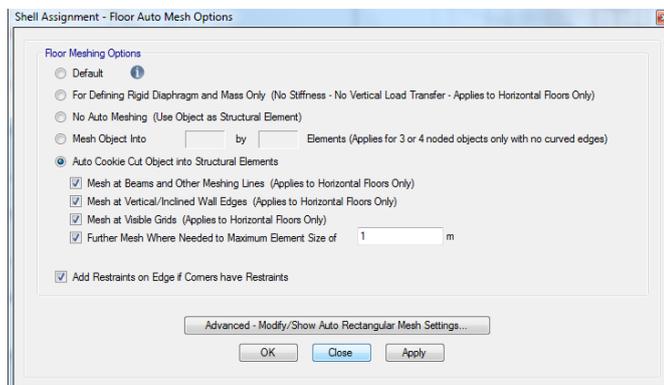
- Añadir diafragmas para cada piso. *Define* → *Diaphragma*, a continuación para cada piso se añade un diafragma característico *Assign* → *Shell* → *Diaphragma*. Las losas cuando se les asigna diafragmas se convierten en placas rígidas.



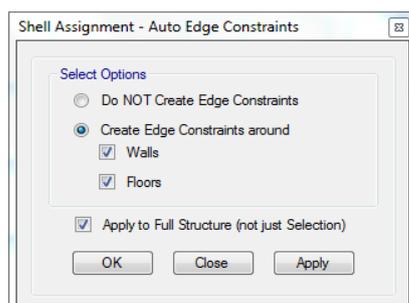
- **Sectores de Rigidez Infinita:** Para que las fuerzas internas que se calculen de acuerdo a su grado de libertad y toma en cuenta la rigidez que proporcionan los nudos de la estructura. Se selecciona vigas y columnas para este propósito. *Frame* → *EndLengthOffsets* → *Automatic*.
- *Assign* → *Frame* → *Auto Mesh Options*; *Assign* → *Frame* → *Frame Floor Meshing Object*



- **Discretización de losas:** se analiza por medio de elementos finitos, y se puede transmitir las cargas asignadas al elemento Shell con un error mínimo. *Assign* → *Shell* → *Floor Auto MeshOptions*

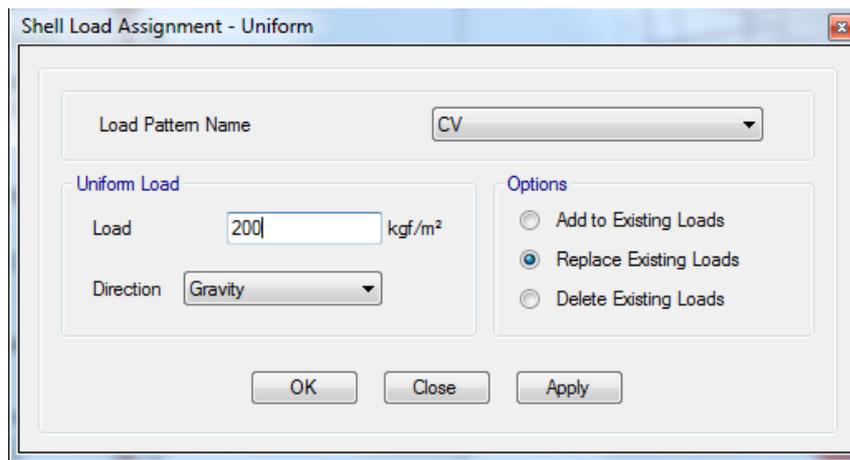


- *Assign* → *Shell* → *Auto Edge Constraints*



Asignación de cargas en los elementos *Define* → *Shell Loads* → *Uniform*, para el peso propio (CM) se tomará en cuenta los valores de piso terminado, también se le añade carga viva a la losa.

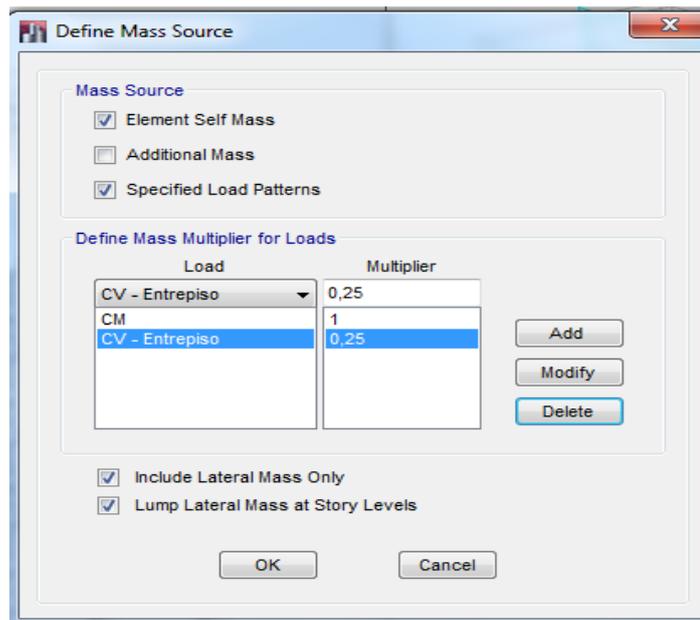
Peso Propio Alisado y Cielo Raso	=	0,05m*1,0*1,0*1900 kg/m ³	95,0	kg/m ²
Peso Propio Acabado	=	0,015m*1,0*1,0*1200 kg/m ³	18,0	kg/m ²
			113,0	kg/m²



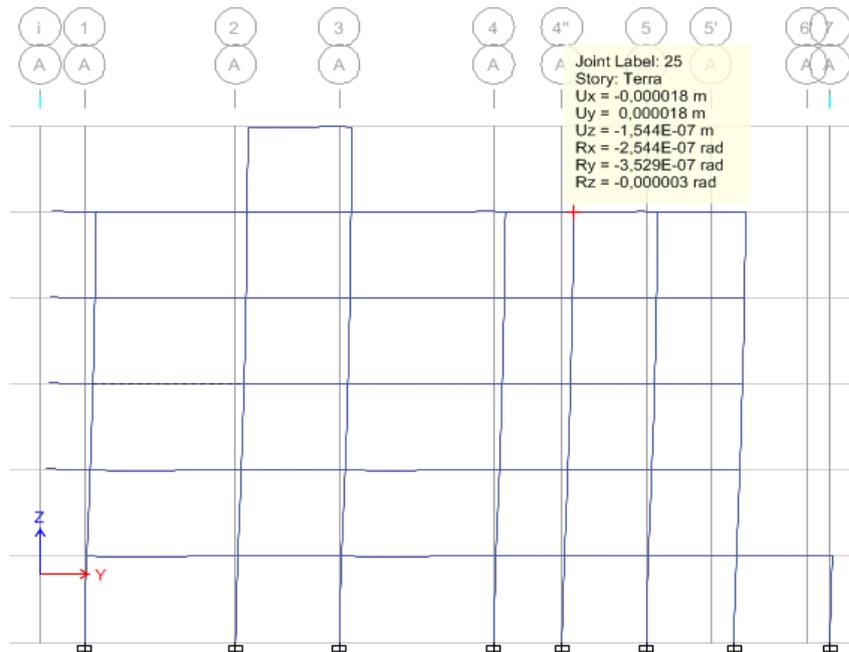
Peso sísmico de la edificación se considera:

$$W \text{ sísmico} = (\text{Peso propio} + CM) + 0,25 * CV$$

Se ingresa estos valores en *Define* → *MassSource*



Desplazamientos de la estructura



6.6.1.3.13 ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA EN ETABS UTILIZANDO EL CÓDIGO NEC 2011

Códigos para ser utilizados

ACI 318-08

NEC 2011

El ingreso de datos es similar a los que se los realiza para el Código CEC 2002, lo único que cambia es el ingreso de espectro de respuesta sísmica. Y las combinaciones de carga que a continuación se detalla:

NEC 2011 - Capítulo 1 “Cargas y Materiales”.

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[Lr ; S ; R]$

Combinación 3*

$1.2 D + 1.6 \max[Lr ; S ; R] + \max[L ; 0.5W]$

Combinación 4*

$$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[Lr ; S ; R]$$

Combinación 5*

$$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$$

Combinación 6

$$0.9 D + 1.0 W$$

Combinación 7

$$0.9 D + 1.0 E$$

6.6.1.3.14 RESULTADOS ANÁLISIS ESTÁTICO DE ELEMENTOS FRAME EN EL PROGRAMA ETABS

Análisis en vigas se debe considerar los siguientes datos:

- Valores cortante dos y momento tres.
- Combinaciones de carga. Se considera combinación 3 – 4 para vigas en dirección del sentido X y combinación 5 -6 para vigas en dirección Y.

Análisis en columnas se debe considerar:

- Axial, cortante y momento
- Combinaciones de carga.

Secciones diseñadas por el programa

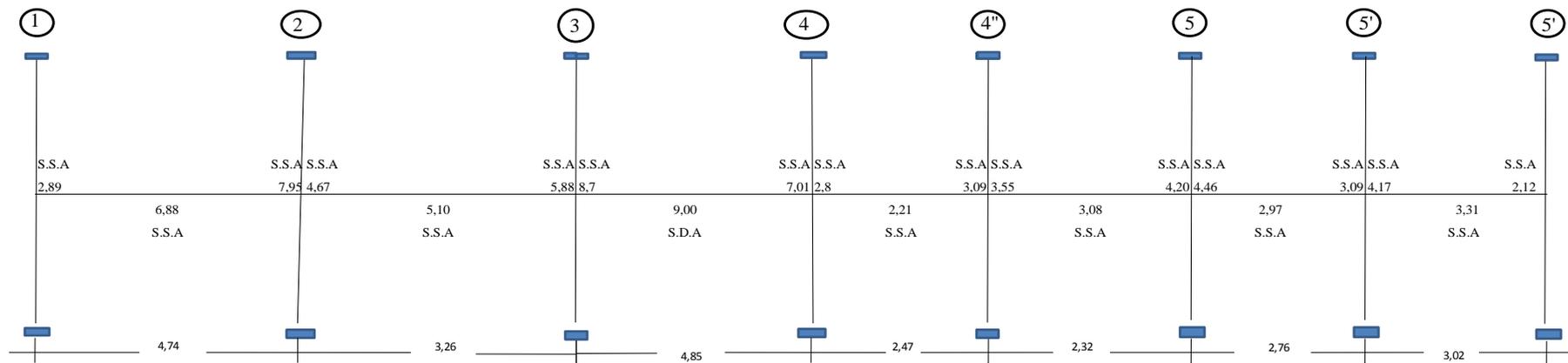
Vigas de 30x30

Columnas predimensionadas con las mismas dimensiones definidas en los ejes indicados.

6.6.1.3.15 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS CÓDIGOS CEC 2002 Y NEC 2011

6.6.1.3.15.1 CÁLCULO PORCENTAJE DE ACERO CEC 2002

Eje A



Se tienen los siguientes Datos:

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$r = 3 \text{ cm}$$

$$r' = 3 \text{ cm}$$

$$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{entonces } k_1 = 0,85$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Proceso para diseñar la Viga:

Se determina el valor de la cuantía balanceada mediante la siguiente fórmula:

$$qb = \frac{0,85*k1*6300}{(fy+6300)}$$

$$qb = \frac{0,85*0,85*6300}{(4200+6300)}$$

$$qb = 0,4335$$

Entonces se usa: $qo = 0,50qb$.

$$qo = 0,21675$$

ko usando la expresión:

$$ko = 0,9*qo*(1-0,59*qo)$$

$$ko = 0,9*0,21675*(1-0,59*0,21675)$$

$$ko = 0,170$$

En donde se tiene:

$$Ju_o = 1-0,59*qo$$

$$Ju_o = 0,872$$

Momento resistente máximo: Mo que es el límite entre sección Simplemente Armada y Sección Doblemente Armada., mediante la siguiente fórmula:

$$Mo = ko*f'c*b*d^2*10^{-5} \quad \text{en Ton-m.}$$

Como se tiene en el pórtico.

$$Mo = 0,170*240*30*30^2*10^{-5}$$

$$Mo = 8,93 \text{Ton-m}$$

Comparación de momentos del Pórtico, mayores o iguales al Momento resistente máximo sección Doblemente Armada y menores darán una Sección Simplemente Armada.

En cada sección determinamos el valor del Momento Específico mediante la siguiente fórmula:

$$k = \frac{Mu * 10E5}{(f'c * b * d^2)}$$

$$k = Mu * 105 / (f'c * b * d^2)$$

Valores k:

Determinación de valores q:

S.S.A 0,055	S.S.A 0,151	S.S.A 0,089	S.S.A 0,112	S.S.A 0,166	S.S.A 0,134	S.S.A 0,053	S.S.A 0,059	S.S.A 0,068	S.S.A 0,080	S.S.A 0,085	S.S.A 0,059	S.S.A 0,079	S.S.A 0,040
0,131	0,097	0,170	0,042	0,059	0,057	0,063							
S.S.A	S.S.A	S.D.A	S.S.A										

De la fórmula: $k = 0,9 * q * (1 - 0,59q)$ despejando se tiene :

$$k - 0,9 * q + 0,531 * q^2 = 0$$

$$\text{Ordenando se tiene: } 0,531q^2 - 0,9q + k = 0$$

Aplicando la ecuación de Segundo grado se determina el valor de q así:

$$q = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 * a * c}}{2 * a}$$

S.S.A													
0,064	0,189	0,105	0,135	0,210	0,164	0,062	0,068	0,079	0,094	0,100	0,068	0,093	0,046
0,161		0,116		0,217		0,048		0,068		0,065		0,073	
S.S.A		S.S.A		S.D.A		S.S.A		S.S.A		S.S.A		S.S.A	

Cálculo de la Armadura

Para calcular la armadura en las secciones utilizamos la siguiente fórmula:

$$q = \frac{q * f'c * b * d}{fy}$$

Valores As: cm²

En la sección Doblemente Armada hay que calcular la armadura en la zona de Compresión que se lo llama A's y se lo calcula con la siguiente fórmula:

S.S.A													
2,94	8,77	4,88	6,26	9,73	7,61	2,85	3,15	3,65	4,36	4,65	3,15	4,32	2,14
7,45		5,36		10,03		2,23		3,14		3,03		3,39	
S.S.A		S.S.A		S.D.A		S.S.A		S.S.A		S.S.A		S.S.A	

$$A's = \frac{(Mu - Mo) * 100000}{\phi * fy * Ju_0 * d'}$$

En donde:

(Mu - Mo) = Diferencia entre el Momento de Sección Doblemente Armada y el Momento Resistente máximo

ϕ = Factor de minoración a Flexión = 0,90

fy = Límite de Cedencia del Hierro ó Acero

Ju0 = brazo mecánico último = 1 - 0,59 qo

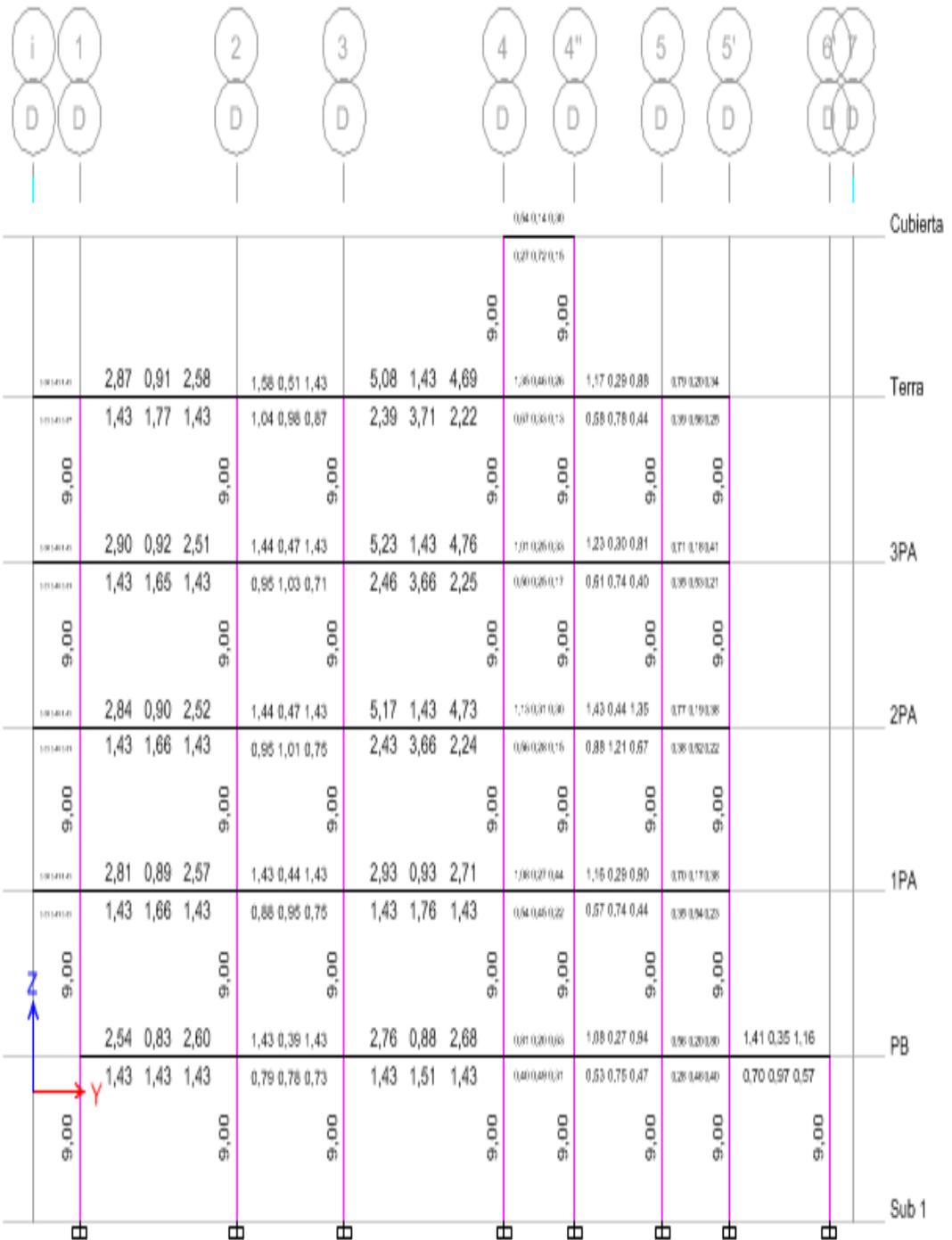
d' = distancia entre hierros a tracción y a compresión = (h - (r+r'))

Diseño de secciones en el programa ETABS 2013

Pórtico A



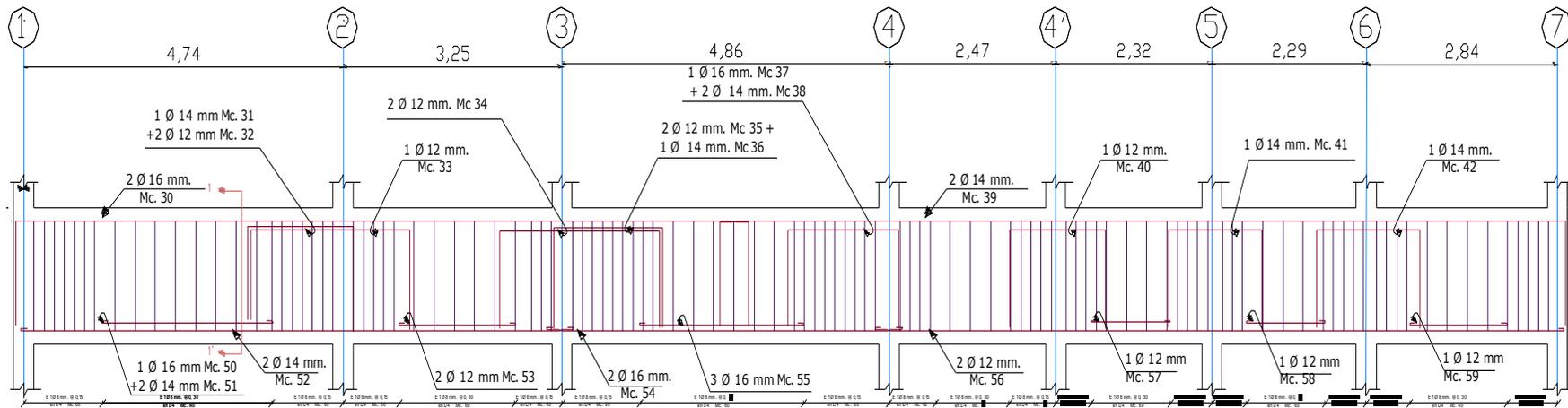
Pórtico C



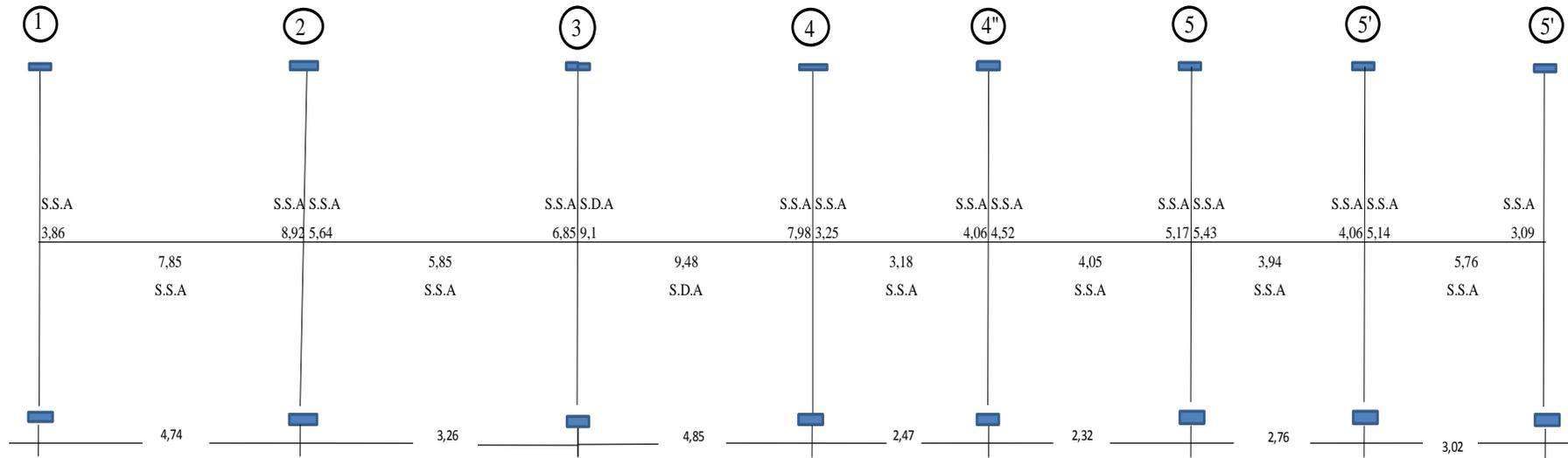
Ejemplo de armado de Viga Eje A

S.S.A		S.S.A	S.S.A		S.S.A	S.S.A		S.S.A	S.S.A		S.S.A	S.S.A		S.S.A	S.S.A		S.S.A					
2,94		8,77	4,88		6,26	9,73	0,09		7,61	2,85		3,15	3,65		4,36	4,65		3,15	4,32		2,14	
	7,45					5,36				10,12			2,23			3,14			3,03			3,39
	S.S.A					S.S.A				S.D.A			S.S.A			S.S.A			S.S.A			S.S.A

Armado de viga



6.6.1.3.15.2 CÁLCULO PORCENTAJE DE ACERO NEC 2011



Datos

b: 30 cm.
 h: 35 cm.
 r : 3 cm.
 r' : 3 Kg/cm²
 f'c: 240 Kg/cm²

Proceso para diseñar la Viga

Se determina el valor de la cuantía balanceada mediante la siguiente fórmula:

$$qb = \frac{0,85 * k1 * 6300}{fy + 6300}$$

$$qb = \frac{0,85 * 0,85 * 6300}{4200 + 6300}$$

$$qb = 0,4335$$

Se usa $qo = 0,50 * qb$

$$qo = 0,21675$$

Se determino usando la expresión

$$ko = 0,9 * qo(1 - 0,59qo)$$

$$ko = 0,9 * 0,21675(1 - 0,59 * 0,21675)$$

$$ko = 0,170$$

Se determina el Momento resistente Máximo. Mo que es el límite entre sección Simplemente armada y Sección Doblemente Armada., mediante la expresión:

$$Mo = ko * fc * b * d^2 * 10^{-5}$$

$$Mo = 0,170 * 240 * 30 * 30^2 * 10^{-5}$$

$$Mo = 8,93 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se compara momentos del Pórtico con éste valor: los que son mayores a él darán una sección Doblemente Armada y los menores darán una Sección Simplemente Armada.

Las secciones, a excepción del tramo B - D, son Simplemente Armadas ahora el proceso es el siguiente:

$$k = \frac{Mu \cdot 10^{-5}}{f'c \cdot b \cdot d^2}$$

Determinación de valores k

S.S.A 0,074		S.S.A 0,170	S.S.A 0,107		S.S.A 0,131	S.D.A 0,170		S.S.A 0,152	S.S.A 0,062		S.S.A 0,077	S.S.A 0,086		S.S.A 0,098	S.S.A 0,103		S.S.A 0,077	S.S.A 0,098		S.S.A 0,059
	0,150			0,111			0,170			0,061			0,077			0,075			0,110	
	S.S.A			S.S.A			S.D.A			S.S.A			S.S.A			S.S.A			S.S.A	

Valore q:

$$k = 0,9 * q * (1 - 0,59 q)$$

Despejando:

$$k - 0,9 * q + 0,531 q^2$$

$$0,531 q^2 - 0,9 * q + k$$

Aplicando Ecuación de segundo grado se determina el valor q:

$$q = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 * a * c}}{2 * a}$$

S.S.A	S.S.A	S.S.A	S.S.A	S.D.A	S.S.A								
0,086	0,216	0,129	0,160	0,217	0,190	0,072	0,091	0,102	0,118	0,124	0,091	0,117	0,068
0,187	0,135	0,217	0,070	0,091	0,088	0,132							
S.S.A	S.S.A	S.D.A	S.S.A										

Cálculo de la armadura

En la sección Doblemente Armada se calcula la armadura en la zona de Compresión que se lo llama A's :

Cálculo de la Armadura

Para calcular la armadura en las secciones utilizamos la siguiente fórmula:

$$q = \frac{q * f'c * b * d}{fy}$$

Valores As: cm²

En la sección Doblemente Armada hay que calcular la armadura en la zona de Compresión que se lo llama A's y se lo calcula con la siguiente fórmula:

S.S.A	S.S.A	S.S.A	S.S.A	S.D.A	S.S.A								
3,98	10,02	5,98	7,41	10,03	8,81	3,33	4,20	4,71	5,44	5,74	4,20	5,41	3,15
8,64	6,23	10,03	3,25	4,19	4,07	6,12							
S.S.A	S.S.A	S.D.A	S.S.A										

$$A's = \frac{(Mu - Mo) * 100000}{\emptyset * fy * Ju_o * d'}$$

(Mu - Mo): Diferencia entre el Momento de Sección Doblemente Armada y el Momento Resistente máximo.

\emptyset = factor de minoración a Flexión = 0,90

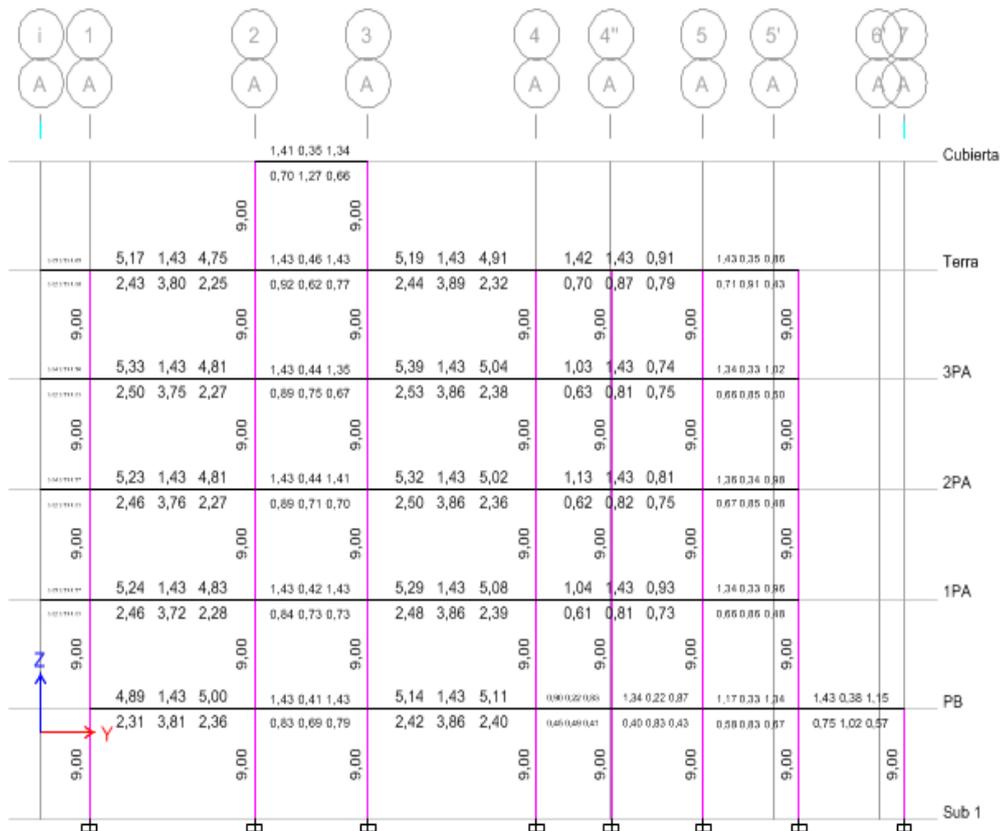
f_y = límite de Cedencia del Hierro ó Acero

Ju_o = brazo mecánico último = 1 - 0,59 q_o

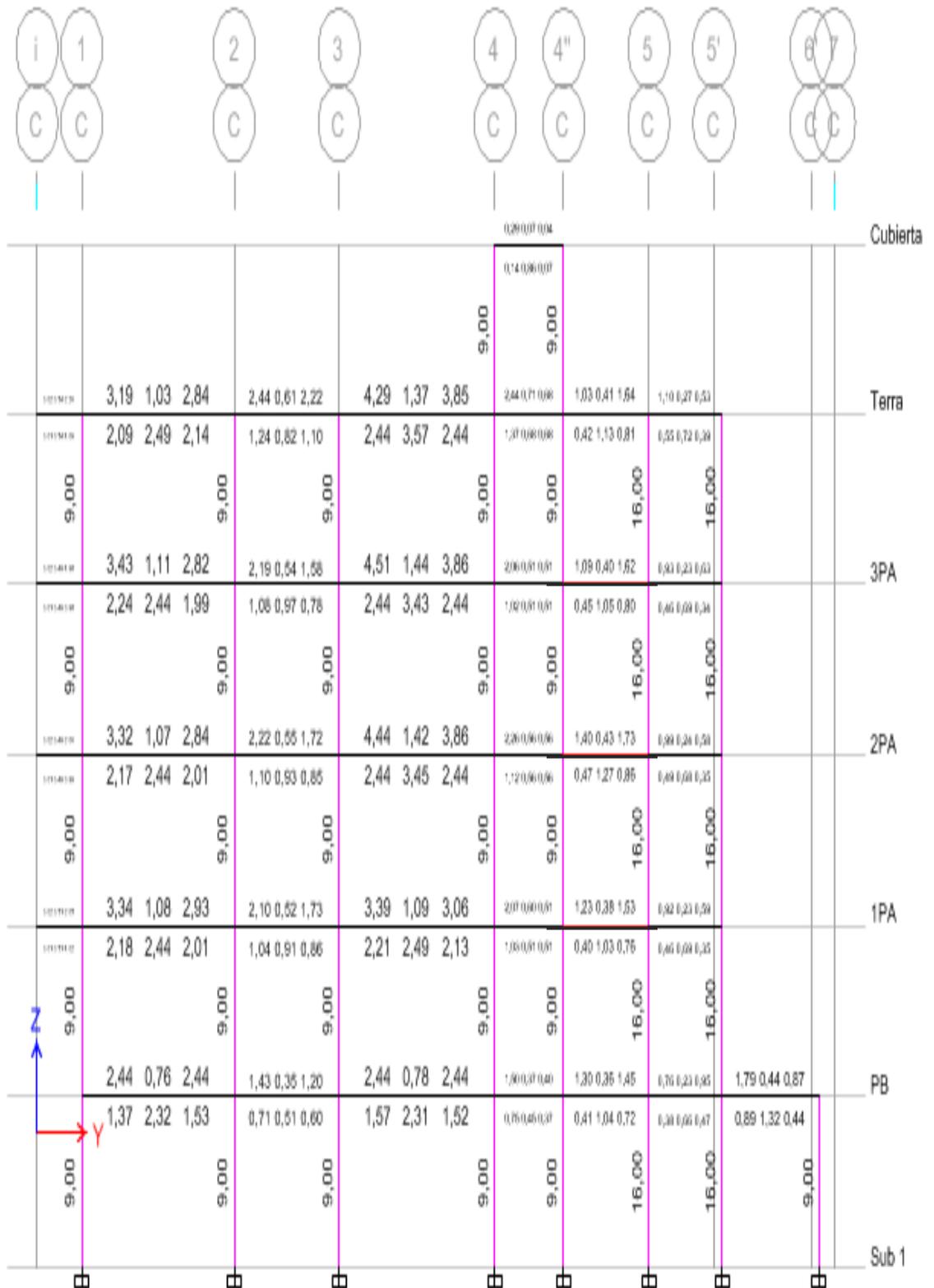
d' = distancia entre hierros a tracción y a compresión = (h - (r+r'))

Diseño de secciones en el programa ETABS 2013

Pórtico A



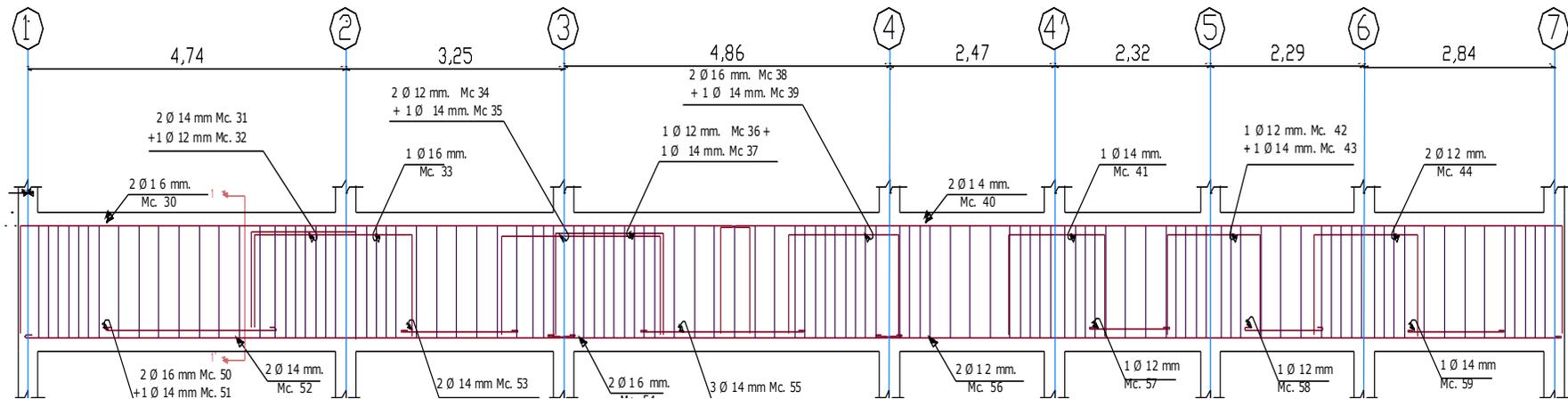
Pórtico C



Ejemplo de armado de Viga Eje A

S.S.A		S.S.A	S.S.A		S.S.A	S.D.A		S.S.A	S.S.A		S.S.A	S.S.A		S.S.A	S.S.A		S.S.A			
3,98		10,02	5,98		7,41	10,25	0,70	8,81	3,33		4,20	4,71		5,44	5,74		4,20	5,41		3,15
	8,64			6,23		0,22	10,73			3,25		4,19			4,07			6,12		
	S.S.A			S.S.A			S.D.A			S.S.A		S.S.A			S.S.A			S.S.A		

Armado de viga



6.6.1.3.16 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

FORMULARIO No. -					
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL PROPONENTE: Roxana Isabel Valle Ocando					
RUBRO:					
Hormigón premezclado en vigas f'c=240kg/cm2 (incluye encofrado)				UNIDAD: m3	
ESTRUCTURA					
A.- EQUIPO					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	REND. H/U	COSTO
Herramienta menor	0,05	53,50	2,68	1,00	2,68
VIBRADOR A GASOLINA	1,00	2,75	2,75	2,00	5,50
SUBTOTAL A:					8,18
B.- MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Inspector de obra	0,30	6,37	1,91	1,80	3,44
Albañil	2,00	3,13	6,26	1,80	11,27
Peon	3,00	3,09	9,27	1,80	16,69
Ayudante de carpintero	2,00	3,09	6,18	1,80	11,12
carpintero	1,00	3,13	3,13	1,80	5,63
SUBTOTAL B:					48,15
C.- MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
f'c = 240 kg/cm2 (incluye: bomba, transporte, plastificante)	m3	1,05	25,10	26,36	
Tabla dura de encofrado de 0.30 mts.	u	7,00	1,60	11,19	
Clavos de 2 " a 31/2"	kg	1,00	1,54	1,54	
Cuartones de encofrado	u	1,50	2,68	4,02	
Pingos de eucalipto 4 a 7 m x 0.30	m	1,00	0,54	0,54	
SUBTOTAL C:					43,63
D.- TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	TARIFA	COSTO
SUBTOTAL D:					\$ -
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 99,96
C. INDIRECTO Y UTILIDADES 25,00%					\$ 24,99
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 124,95
VALOR PROPUESTO					\$ 124,95

FORMULARIO No.-					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL PROPONENTE: Roxana Isabel Valle Ocando					
RUBRO:					
Hormigón premezclado en columnas f'c=240kg/cm2 (incluye encofrado) UNIDAD: m3					
ESTRUCTURA					
A.- EQUIPO					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	REND. H/U	COSTO
Herramienta menor	0,05	53,50	2,68	1,00	2,68
VIBRADOR A GASOLINA	1,00	2,75	2,75	2,00	5,50
SUBTOTAL A:					8,18
B.- MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Inspector de obra	0,30	6,37	1,91	1,80	3,44
Albañil	2,00	3,13	6,26	1,80	11,27
Peon	3,00	3,09	9,27	1,80	16,69
Ayudante de carpintero	2,00	3,09	6,18	1,80	11,12
carpintero	1,00	3,13	3,13	1,80	5,63
SUBTOTAL B:					48,15
C.- MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
f'c = 240 kg/cm2 (incluye: bomba, transporte, plastificante)	m3	1,05	30,10	31,61	
Tabla dura de encofrado de 0.30 mts.	u	7,00	1,60	11,19	
Clavos de 2 " a 31/2"	kg	1,00	1,54	1,54	
Cuartones de encofrado	u	1,50	2,68	4,02	
Pingos de eucalipto 4 a 7 m x 0.30	m	1,00	0,54	0,54	
SUBTOTAL C:					48,88
D.- TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	TARIFA	COSTO
SUBTOTAL D:					\$ -
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 105,21
C. INDIRECTO Y UTILIDADES 25,00%					\$ 26,30
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 131,51
VALOR PROPUESTO					\$ 131,51

FORMULARIO No. -					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL PROPONENTE: Roxana Isabel Valle Ocando					
RUBRO:					
Hormigón premezclado en losa f'c=240kg/cm2 (incluye encofrado)					UNIDAD : m3
ESTRUCTURA					
A.- EQUIPO					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	REND. H/U	COSTO
Herramienta menor	0,05	53,50	2,68	1,00	2,68
VIBRADOR A GASOLINA	1,00	2,75	2,75	2,00	5,50
SUBTOTAL A:					8,18
B.- MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Inspector de obra	0,30	6,37	1,91	0,81	1,55
Albañil	2,00	3,13	6,26	0,81	5,07
Peon	3,00	3,09	9,27	0,81	7,51
Ayudante de carpintero	2,00	3,09	6,18	0,81	5,01
carpintero	1,00	3,13	3,13	0,81	2,54
SUBTOTAL B:					21,67
C.- MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
f'c = 240 kg/cm2 (incluye: bomba, transporte, plastificante)	m3	1,05	50,25	52,76	
Tabla dura de encofrado de 0.30 mts.	u	7,00	1,60	11,19	
Clavos de 2 " a 31/2"	kg	1,00	1,54	1,54	
Cuartones de encofrado	u	1,50	2,68	4,02	
Pingos de eucalipto 4 a 7 m x 0.30	m	1,00	0,54	0,54	
SUBTOTAL C:				\$ 70,04	
D.- TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	TARIFA	COSTO
SUBTOTAL D:					\$ -
				TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 99,88
				C. INDIRECTO Y UTILIDADES 25,00%	\$ 24,97
				COSTO TOTAL DEL RUBRO	\$ 124,85
				VALOR PROPUESTO	\$ 124,85

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DEL PROPONENTE: Roxana Isabel Valle Ocando

RUBRO:

Acero de refuerzo en varillas corrugadas fy=4200 kg/cm2 (provisión, conf y colocación) UNIDAD: kg

ESTRUCTURA

A.- EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	REND. H/U	COSTO
Herramienta menor	0,05	0,39	0,02	1,00	0,02
CIZALLA	1,00	0,20	0,20	0,06	0,01
SUBTOTAL A:					\$ 0,031

B.- MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Fierrero	1,00	3,13	3,13	0,06	0,18
Ayudante de fierrero	1,00	3,09	3,09	0,06	0,18
Inspector de obra	0,10	6,37	0,64	0,06	0,04
SUBTOTAL B:					\$ 0,39

C.- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Acero estructural f'y=4200 kg/cm2	kg	1,05	1,16	1,22
Alambre galv. #18	kg	0,02	1,79	0,04
SUBTOTAL C:				\$ 1,25

D.- TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	TARIFA	COSTO
SUBTOTAL D:					\$ -

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 1,68
C. INDIRECTO Y UTILIDADES 25%	\$ 0,42
COSTO TOTAL DEL RUBRO	\$ 2,10
VALOR PROPUESTO	\$ 2,10

FORMULARIO No. -					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL PROPONENTE: Roxana Isabel Valle Ocando					
RUBRO:					
Hormigón premezclado f'c=280 kg/cm2 en zapata (incluye encofrado) UNIDAD: m3					
ESTRUCTURA					
A.- EQUIPO					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	REND. H/U	COSTO
Herramienta menor	0,05	0,39	0,02	1,00	0,02
VIBRADOR A GASOLINA	1,00	2,75	2,75	2,00	5,50
SUBTOTAL A:					\$ 5,51959
B.- MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Inspector de obra	0,30	6,37	1,91	1,24	3,82
Albañil	2,00	3,13	6,26	1,24	12,52
Peon	3,00	3,09	9,27	1,24	18,54
carpintero	1,00	3,13	3,13	1,24	6,26
Ayudante en general	2,00	3,09	6,18	1,24	12,36
SUBTOTAL B:					53,50
C.- MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
f'c = 280 kg/cm2 (incluye: bomba, transporte, plastificante)	m3	1,05	45,00	47,25	
Tabla dura de encofrado de 0.30 mts.	u	8,00	1,60	12,79	
Clavos de 2 " a 3 1/2"	kg	1,00	1,54	1,54	
Cuartones de encofrado	u	5,00	2,68	13,39	
Píngos de eucalipto 4 a 7 m x 0.30	m	8,00	0,54	4,29	
SUBTOTAL C:					79,2499
D.- TRANSPORTE					
SUBTOTAL D:					\$ -
TOTAL COSTO DIRECTO					138,27
C. INDIRECTO Y UTILIDADES 25,00%					34,57
COSTO TOTAL DEL RUBRO					172,84
VALOR PROPUESTO					172,84

FORMULARIO No. -					
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
NOMBRE DEL PROPONENTE: Roxana Isabel Valle Ocando					
RUBRO:					
Hormigón premezclado en escalera $f'c=240\text{kg/cm}^2$				UNIDAD: m3	
ESTRUCTURA					
A.- EQUIPO					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO/H	REND. H/U	COSTO
Herramienta menor					0,88
VIBRADOR A GASOLINA	1,00	2,75	2,75	2,00	5,50
SUBTOTAL A:					6,38
B.- MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Inspector de obra	0,30	6,37	0,80	1,46	1,16
Albañil	2,00	3,13	6,26	1,46	9,14
Peon	3,00	3,09	9,27	1,46	13,53
carpintero	1,00	3,13	3,13	1,46	4,57
Ayudante en general	2,00	3,09	6,18	1,46	9,02
SUBTOTAL B:					37,43
C.- MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (incluye: bomba, transporte, plastificante)	m3	1,05	45,45	47,72	
Tabla dura de encofrado de 0.30 mts.	u	4,00	1,60	6,39	
Clavos de 2 " a 31/2"	kg	1,00	1,54	1,54	
Alfajía de eucalipto 6x6x250 (cm) cepilla	u	6,70	3,50	23,45	
Pngos de eucalipto 4 a 7 m x 0.30	m	18,00	0,54	9,64	
SUBTOTAL C:					88,74
D.- TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO/KM	TARIFA	COSTO
SUBTOTAL D:					-
TOTAL COSTO DIRECTO					132,55
C. INDIRECTO Y UTILIDADES				0,25	33,14
COSTO TOTAL DEL RUBRO					165,69
VALOR PROPUESTO					165,69

FORMULARIO DE OFERTA

Nombre del proponente: Egresada Roxana Isabel Valle Ocando

Ubicación: Ambato

ANÁLISIS DE PRECIOS MEDIANTE CÓDIGO NEC 2011

No-	Descripción del rubro	Unidad	Cantidad	V. Unitario	V. Total
1	Hormigón premezclado en vigas f'c=240kg/cm2 (incluye encofrado)	m3	47,57	\$ 124,95	\$ 5.943,67
2	Hormigón premezclado en columnas f'c=240kg/cm2 (incluye encofrado)	m3	241,93	\$ 131,51	\$ 31.816,01
3	Hormigón premezclado en losa f'c=240kg/cm2 (incluye encofrado)	m3	102,57	\$ 124,85	\$ 12.805,75
4	Acero de refuerzo en varillas corrugadas fy=4200 kg/cm2 (provisión, conf y colocación)	kg	8.887,32	\$ 2,10	\$ 18.626,94
5	Hormigón premezclado f'c=280 kg/cm2 en zapata (incluye encofrado)	m3	16,54	\$ 172,84	\$ 2.858,76
6	Hormigón premezclado en escalera f'c=240kg/cm2	m3	9,10	\$ 165,69	\$ 1.507,79

TOTAL 73.558,92

Ambato, Mayo del 2015

Egresada Roxana Valle

FORMULARIO DE OFERTA

Nombre del proponente: Egresada Roxana Isabel Valle Ocando
 Ubicación: Ambato

ANÁLISIS DE PRECIOS MEDIANTE CÓDIGO CEC 2002

No-	Descripción del rubro	Unidad	Cantidad	V. Unitario	V. Total
1	Hormigón premezclado en vigas f'c=240kg/cm2 (incluye encofrado)	m3	47,57	\$ 124,95	\$ 5.943,67
2	Hormigón premezclado en columnas f'c=240kg/cm2 (incluye encofrado)	m3	241,93	\$ 131,51	\$ 31.816,01
3	Hormigón premezclado en losa f'c=240kg/cm2 (incluye encofrado)	m3	102,57	\$ 124,85	\$ 12.805,75
4	Acero de refuerzo en varillas corrugadas fy=4200 kg/cm2 (provisión, conf y colocación)	kg	8.451,73	\$ 2,10	\$ 17.713,99
5	Hormigón premezclado f'c=280 kg/cm2 en zapata (incluye encofrado)	m3	16,54	\$ 172,84	\$ 2.858,76
6	Hormigón premezclado en escalera f'c=240kg/cm2	m3	9,10	\$ 165,69	\$ 1.507,79
TOTAL					72.645,97

Ambato, Mayo del 2015

 Egresada Roxana Valle

COMPARACIÓN:

= 1,01 Lo que significa que con el Código NEC 2011 se incrementa el costo respecto al código CEC 2002 un 10%.

NEC 2011: 54.401,39 dólares

CEC 2002: 53.662,72 dólares

6.6.1.3.17 CONCLUSIONES

- De la determinación de las cargas horizontales mediante los códigos CEC 2002 y NEC 2011 puede en primera instancia al comparar los valores deducirse que al obtenerse valores menores de Fuerzas Horizontales en el CEC 2002 respecto a las obtenidas mediante el NEC 2011 que con el CEC se van a obtener menores valores tanto de Cortes como de Momentos lo que incidirá que concomitantemente se tendrá un menor costo en la Edificación.
- Lo anteriormente manifestado se comprueba con los valores finales de diseño que se obtuvieron que en términos generales el CEC 2002 arroja valores menores en un promedio de alrededor del 27%.
- Como una comprobación muy elemental se van a diseñar los elementos del pórtico 5 del Primer piso con los valores obtenidos tanto para el CEC 2002 como para el NEC 2011.

6.6.1.3.18 RECOMENDACIONES

- Para Cálculos estructurales considerando un rango más conservador se recomienda la utilización del Código NEC 2011.
- La diferencia de Momentos es significativa en tanto que el armado es menor se compensa casi en las mismas proporciones ambos códigos ecuatorianos.
- Los montos totales de los dos códigos no tiene mayor diferencia en cantidades, sin embargo el Código CEC 2002 proporciona menos cantidad de acero y por lo tanto el costo será menor.

ANEXOS

ANEXO I

Pesos unitarios de materiales de construcción

Norma ecuatoriana de la Construcción NEC 2011 referente a cargas muertas:

Material	Peso Unitario kN/m ³
A. Rocas	
Basalto	29.0 - 30.0
Granito	26.0 - 28.0
Andesita	26.0 - 28.0
Sienita	27.0 - 29.0
Pórfido	26.0 - 27.0
Gabro	29.0 - 31.0
Arenisca	26.0 - 27.5
Calizas compactas y mármoles	27.0 - 28.0
Pizarra para tejados	28.0

B. Piedras artificiales	
Adobe	16.0
Amianto-cemento	20.0
Baldosa cerámica	18.0
Baldosa de gres	19.0

Hormigón simple	22.0
Hormigón armado	24.0
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	19.0
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos)	14.0
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos)	10.0
Ladrillo artesanal	16.0
Bloque hueco de hormigón	12.0
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.5
C. Materiales granulares	
Arena seca	14.5
Arena húmeda	16.0
Arena saturada	18.0
Arena de pómez seca	7.0
Ripio seco	16.0
Ripio húmedo	20.0
Grava (canto rodado)	16.0
Gravilla seca	15.5
Gravilla húmeda	20.0
Tierra seca	14.0

Tierra húmeda	18.0
Tierra saturada	20.0
D. Morteros	
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1: 5	20.0
Cemento compuesto cal y arena	18.0

Cal y arena	16.0
Yeso	10.0
E. Metales	
Acero	78.5
Aluminio	27.0
Bronce	85.0
Cobre	89.0
Estaño	74.0
Fundición gris	72.0
Latón	85.0
Plomo	114.0
Zinc	72.0

F. Materiales diversos	
Alquitrán	12.0
Asfalto	13.0
Cal	12.0

Hielo	9.0
Libros y documentos	8.5
Papel	11.0
Plástico en planchas	21.0
Vidrio plano	26.0
G. Contrapisos y recubrimientos	kN/m²
Baldosa de mármol reconstituido, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.22
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm., de espesor	0.20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm., de espesor	0.16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm., de espesor	0.22
H. Cielorrasos y Cubiertas	kN/m²
De yeso sobre listones de madera (incluidos los listones)	0.20
De mortero de cemento compuesto de cal y arena	0.55
Plancha ondulada de fibrocemento: de 8 mm de espesor	0.20
de 6 mm de espesor	0.15
Chapa ondulada de acero galvanizado: de 0,5 mm de espesor	0.07

de 0,8 mm de espesor	0.09
de 1,3 mm de espesor	0.14
Teja de barro cocido sin mortero	0.50
Teja plana con mortero de cemento	0.85
Teja de hormigón con mortero	1.15

ANEXO II

Cargas Uniformes y concentradas

Norma ecuatoriana de la Construcción CEC 2002 referente a cargas vivas:

USO U OCUPACIÓN		Carga uniforme (1) Kg/m ²	Carga concentrada kg
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN		
Armerías		750	0
Áreas de reuniones (4)	Áreas de asientos fijos	250	0
	Áreas de asientos móviles y otras áreas	500	0
Auditorios y galerías	Escenarios y plataformas	600	0
Comisas, marquesinas y balcones de residencias		300	0
Facilidades de salida públicas (5)		500	0
Garajes	Almacenaje general y/o reparación	500	(3)
	Almacenaje particular	250	(3)
Hospitales	Salas y cuartos	200	450 (2)
Bibliotecas	Salas de lectura	300	450 (2)
	Cuartos de anaqueles	600	700 (2)
Fabricas	Livianas	400	900 (2)
	pesadas	600	1400 (2)
Oficinas		250	900 (2)
Imprentas	Cuartos de impresión	750	1200 (2)
	Cuartos de composición y linotipos	500	900 (2)
Residencias (6)		200	0
Salas de descanso (7) Plataformas de revisión Grandes tribunas y Graderíos.		500	0
Escuelas	Aulas	200	450 (2)
Veredas y calzadas	Acceso público	1200	(3)
Bodegas	Livianas	600	
	pesadas	1200	
Almacenes	Minoristas	400	900 (2)
	Mayoristas	500	1400 (2)

Reducción de las cargas vivas unitarias totales

Norma ecuatoriana de la Construcción CEC 2002 referente a cargas vivas:

NÚMERO DE PISOS, INCLUYENDO LA CUBIERTA, SOPORTADOS POR EL ELEMENTO EN ANÁLISIS	% DE REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA UNITARIA TOTAL DE TODOS LOS PISOS SOPORTADOS POR EL ELEMENTO EN ANÁLISIS
1	0
2	10
3	20
4	30
5 a 10	40
más de 10	50

ANEXO III

Coefficientes para momentos negativos

$$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_a^2$$

$$M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$$

donde w = carga muerta más viva uniforme total

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$									
1.00	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.045 0.045	0.050 0.076	0.050 0.050	0.075 0.050	0.071 0.050	0.033 0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.050 0.041	0.055 0.072	0.055 0.045	0.079 0.050	0.075 0.050	0.038 0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.055 0.037	0.060 0.070	0.060 0.040	0.080 0.050	0.079 0.050	0.043 0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.060 0.031	0.066 0.065	0.066 0.034	0.082 0.050	0.083 0.050	0.049 0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.065 0.027	0.071 0.061	0.071 0.029	0.083 0.050	0.086 0.050	0.055 0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.069 0.022	0.076 0.056	0.076 0.024	0.085 0.050	0.088 0.050	0.061 0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.074 0.017	0.081 0.050	0.081 0.019	0.086 0.050	0.091 0.050	0.068 0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.077 0.014	0.085 0.043	0.085 0.015	0.087 0.050	0.093 0.050	0.074 0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.081 0.010	0.089 0.035	0.089 0.011	0.088 0.050	0.095 0.050	0.080 0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.084 0.007	0.092 0.028	0.092 0.008	0.089 0.050	0.096 0.050	0.085 0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.086 0.006	0.094 0.022	0.094 0.006	0.090 0.050	0.097 0.050	0.089 0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

Un borde sombreado indica que existe continuidad o la losa está empotrada en el apoyo. Un borde sin sombra indica que el apoyo no ofrece ninguna restricción al giro torsional de la losa.

Coeficientes para momentos positivos por carga muerta

$$M_{a, pos, dl} = C_{a, dl} w l_a^2 \quad \text{donde } w = \text{carga muerta uniforme total}$$

$$M_{b, pos, dl} = C_{b, dl} w l_b^2$$

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
$m = \frac{l_a}{l_b}$										
1.00	$C_{a, dl}$ 0.036	$C_{a, dl}$ 0.018	$C_{a, dl}$ 0.018	$C_{a, dl}$ 0.027	$C_{a, dl}$ 0.027	$C_{a, dl}$ 0.033	$C_{a, dl}$ 0.027	$C_{a, dl}$ 0.020	$C_{a, dl}$ 0.023	
	$C_{b, dl}$ 0.036	$C_{b, dl}$ 0.018	$C_{b, dl}$ 0.027	$C_{b, dl}$ 0.027	$C_{b, dl}$ 0.018	$C_{b, dl}$ 0.027	$C_{b, dl}$ 0.033	$C_{b, dl}$ 0.023	$C_{b, dl}$ 0.020	
0.95	$C_{a, dl}$ 0.040	$C_{a, dl}$ 0.020	$C_{a, dl}$ 0.021	$C_{a, dl}$ 0.030	$C_{a, dl}$ 0.028	$C_{a, dl}$ 0.036	$C_{a, dl}$ 0.031	$C_{a, dl}$ 0.022	$C_{a, dl}$ 0.024	
	$C_{b, dl}$ 0.033	$C_{b, dl}$ 0.016	$C_{b, dl}$ 0.025	$C_{b, dl}$ 0.024	$C_{b, dl}$ 0.015	$C_{b, dl}$ 0.024	$C_{b, dl}$ 0.031	$C_{b, dl}$ 0.021	$C_{b, dl}$ 0.017	
0.90	$C_{a, dl}$ 0.045	$C_{a, dl}$ 0.022	$C_{a, dl}$ 0.025	$C_{a, dl}$ 0.033	$C_{a, dl}$ 0.029	$C_{a, dl}$ 0.039	$C_{a, dl}$ 0.035	$C_{a, dl}$ 0.025	$C_{a, dl}$ 0.026	
	$C_{b, dl}$ 0.029	$C_{b, dl}$ 0.014	$C_{b, dl}$ 0.024	$C_{b, dl}$ 0.022	$C_{b, dl}$ 0.013	$C_{b, dl}$ 0.021	$C_{b, dl}$ 0.028	$C_{b, dl}$ 0.019	$C_{b, dl}$ 0.015	
0.85	$C_{a, dl}$ 0.050	$C_{a, dl}$ 0.024	$C_{a, dl}$ 0.029	$C_{a, dl}$ 0.036	$C_{a, dl}$ 0.031	$C_{a, dl}$ 0.042	$C_{a, dl}$ 0.040	$C_{a, dl}$ 0.029	$C_{a, dl}$ 0.028	
	$C_{b, dl}$ 0.026	$C_{b, dl}$ 0.012	$C_{b, dl}$ 0.022	$C_{b, dl}$ 0.019	$C_{b, dl}$ 0.011	$C_{b, dl}$ 0.017	$C_{b, dl}$ 0.025	$C_{b, dl}$ 0.017	$C_{b, dl}$ 0.013	
0.80	$C_{a, dl}$ 0.056	$C_{a, dl}$ 0.026	$C_{a, dl}$ 0.034	$C_{a, dl}$ 0.039	$C_{a, dl}$ 0.032	$C_{a, dl}$ 0.045	$C_{a, dl}$ 0.045	$C_{a, dl}$ 0.032	$C_{a, dl}$ 0.029	
	$C_{b, dl}$ 0.023	$C_{b, dl}$ 0.011	$C_{b, dl}$ 0.020	$C_{b, dl}$ 0.016	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.015	$C_{b, dl}$ 0.022	$C_{b, dl}$ 0.015	$C_{b, dl}$ 0.010	
0.75	$C_{a, dl}$ 0.061	$C_{a, dl}$ 0.028	$C_{a, dl}$ 0.040	$C_{a, dl}$ 0.043	$C_{a, dl}$ 0.033	$C_{a, dl}$ 0.048	$C_{a, dl}$ 0.051	$C_{a, dl}$ 0.036	$C_{a, dl}$ 0.031	
	$C_{b, dl}$ 0.019	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.018	$C_{b, dl}$ 0.013	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.012	$C_{b, dl}$ 0.020	$C_{b, dl}$ 0.013	$C_{b, dl}$ 0.007	
0.70	$C_{a, dl}$ 0.068	$C_{a, dl}$ 0.030	$C_{a, dl}$ 0.046	$C_{a, dl}$ 0.046	$C_{a, dl}$ 0.035	$C_{a, dl}$ 0.051	$C_{a, dl}$ 0.058	$C_{a, dl}$ 0.040	$C_{a, dl}$ 0.033	
	$C_{b, dl}$ 0.016	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.016	$C_{b, dl}$ 0.011	$C_{b, dl}$ 0.005	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.017	$C_{b, dl}$ 0.011	$C_{b, dl}$ 0.006	
0.65	$C_{a, dl}$ 0.074	$C_{a, dl}$ 0.032	$C_{a, dl}$ 0.054	$C_{a, dl}$ 0.050	$C_{a, dl}$ 0.036	$C_{a, dl}$ 0.054	$C_{a, dl}$ 0.065	$C_{a, dl}$ 0.044	$C_{a, dl}$ 0.034	
	$C_{b, dl}$ 0.013	$C_{b, dl}$ 0.006	$C_{b, dl}$ 0.014	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.004	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.014	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.005	
0.60	$C_{a, dl}$ 0.081	$C_{a, dl}$ 0.034	$C_{a, dl}$ 0.062	$C_{a, dl}$ 0.053	$C_{a, dl}$ 0.037	$C_{a, dl}$ 0.056	$C_{a, dl}$ 0.073	$C_{a, dl}$ 0.048	$C_{a, dl}$ 0.036	
	$C_{b, dl}$ 0.010	$C_{b, dl}$ 0.004	$C_{b, dl}$ 0.011	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.003	$C_{b, dl}$ 0.006	$C_{b, dl}$ 0.012	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.004	
0.55	$C_{a, dl}$ 0.088	$C_{a, dl}$ 0.035	$C_{a, dl}$ 0.071	$C_{a, dl}$ 0.056	$C_{a, dl}$ 0.038	$C_{a, dl}$ 0.058	$C_{a, dl}$ 0.081	$C_{a, dl}$ 0.052	$C_{a, dl}$ 0.037	
	$C_{b, dl}$ 0.008	$C_{b, dl}$ 0.003	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.005	$C_{b, dl}$ 0.002	$C_{b, dl}$ 0.004	$C_{b, dl}$ 0.009	$C_{b, dl}$ 0.005	$C_{b, dl}$ 0.003	
0.50	$C_{a, dl}$ 0.095	$C_{a, dl}$ 0.037	$C_{a, dl}$ 0.080	$C_{a, dl}$ 0.059	$C_{a, dl}$ 0.039	$C_{a, dl}$ 0.061	$C_{a, dl}$ 0.089	$C_{a, dl}$ 0.056	$C_{a, dl}$ 0.038	
	$C_{b, dl}$ 0.006	$C_{b, dl}$ 0.002	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.004	$C_{b, dl}$ 0.001	$C_{b, dl}$ 0.003	$C_{b, dl}$ 0.007	$C_{b, dl}$ 0.004	$C_{b, dl}$ 0.002	

Un borde sombreado indica que existe continuidad o la losa está empotrada en el apoyo. Un borde sin sombra indica que el apoyo no ofrece ninguna restricción al giro torsional de la losa.

Coefficientes para momento positivo por carga viva

Tabla 10.3 Coeficientes para momento positivo por carga viva

$$M_{a, \text{pos}, II} = C_{a, II} w l_a^2 \quad \text{donde } w = \text{carga viva uniforme total}$$

$$M_{b, \text{pos}, II} = C_{b, II} w l_b^2$$

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
$m = \frac{l_a}{l_b}$									
1.00	$C_{a, II}$ 0.036	$C_{a, II}$ 0.027	$C_{a, II}$ 0.027	$C_{a, II}$ 0.032	$C_{a, II}$ 0.032	$C_{a, II}$ 0.035	$C_{a, II}$ 0.032	$C_{a, II}$ 0.028	$C_{a, II}$ 0.030
	$C_{b, II}$ 0.036	$C_{b, II}$ 0.027	$C_{b, II}$ 0.032	$C_{b, II}$ 0.032	$C_{b, II}$ 0.027	$C_{b, II}$ 0.032	$C_{b, II}$ 0.035	$C_{b, II}$ 0.030	$C_{b, II}$ 0.028
0.95	$C_{a, II}$ 0.040	$C_{a, II}$ 0.030	$C_{a, II}$ 0.031	$C_{a, II}$ 0.035	$C_{a, II}$ 0.034	$C_{a, II}$ 0.038	$C_{a, II}$ 0.036	$C_{a, II}$ 0.031	$C_{a, II}$ 0.032
	$C_{b, II}$ 0.033	$C_{b, II}$ 0.025	$C_{b, II}$ 0.029	$C_{b, II}$ 0.029	$C_{b, II}$ 0.024	$C_{b, II}$ 0.029	$C_{b, II}$ 0.032	$C_{b, II}$ 0.027	$C_{b, II}$ 0.025
0.90	$C_{a, II}$ 0.045	$C_{a, II}$ 0.034	$C_{a, II}$ 0.035	$C_{a, II}$ 0.039	$C_{a, II}$ 0.037	$C_{a, II}$ 0.042	$C_{a, II}$ 0.040	$C_{a, II}$ 0.035	$C_{a, II}$ 0.036
	$C_{b, II}$ 0.029	$C_{b, II}$ 0.022	$C_{b, II}$ 0.027	$C_{b, II}$ 0.026	$C_{b, II}$ 0.021	$C_{b, II}$ 0.025	$C_{b, II}$ 0.029	$C_{b, II}$ 0.024	$C_{b, II}$ 0.022
0.85	$C_{a, II}$ 0.050	$C_{a, II}$ 0.037	$C_{a, II}$ 0.040	$C_{a, II}$ 0.043	$C_{a, II}$ 0.041	$C_{a, II}$ 0.046	$C_{a, II}$ 0.045	$C_{a, II}$ 0.040	$C_{a, II}$ 0.039
	$C_{b, II}$ 0.026	$C_{b, II}$ 0.019	$C_{b, II}$ 0.024	$C_{b, II}$ 0.023	$C_{b, II}$ 0.019	$C_{b, II}$ 0.022	$C_{b, II}$ 0.026	$C_{b, II}$ 0.022	$C_{b, II}$ 0.020
0.80	$C_{a, II}$ 0.056	$C_{a, II}$ 0.041	$C_{a, II}$ 0.045	$C_{a, II}$ 0.048	$C_{a, II}$ 0.044	$C_{a, II}$ 0.051	$C_{a, II}$ 0.051	$C_{a, II}$ 0.044	$C_{a, II}$ 0.042
	$C_{b, II}$ 0.023	$C_{b, II}$ 0.017	$C_{b, II}$ 0.022	$C_{b, II}$ 0.020	$C_{b, II}$ 0.016	$C_{b, II}$ 0.019	$C_{b, II}$ 0.023	$C_{b, II}$ 0.019	$C_{b, II}$ 0.017
0.75	$C_{a, II}$ 0.061	$C_{a, II}$ 0.045	$C_{a, II}$ 0.051	$C_{a, II}$ 0.052	$C_{a, II}$ 0.047	$C_{a, II}$ 0.055	$C_{a, II}$ 0.056	$C_{a, II}$ 0.049	$C_{a, II}$ 0.046
	$C_{b, II}$ 0.019	$C_{b, II}$ 0.014	$C_{b, II}$ 0.019	$C_{b, II}$ 0.016	$C_{b, II}$ 0.013	$C_{b, II}$ 0.016	$C_{b, II}$ 0.020	$C_{b, II}$ 0.016	$C_{b, II}$ 0.013
0.70	$C_{a, II}$ 0.068	$C_{a, II}$ 0.049	$C_{a, II}$ 0.057	$C_{a, II}$ 0.057	$C_{a, II}$ 0.051	$C_{a, II}$ 0.060	$C_{a, II}$ 0.063	$C_{a, II}$ 0.054	$C_{a, II}$ 0.050
	$C_{b, II}$ 0.016	$C_{b, II}$ 0.012	$C_{b, II}$ 0.016	$C_{b, II}$ 0.014	$C_{b, II}$ 0.011	$C_{b, II}$ 0.013	$C_{b, II}$ 0.017	$C_{b, II}$ 0.014	$C_{b, II}$ 0.011
0.65	$C_{a, II}$ 0.074	$C_{a, II}$ 0.053	$C_{a, II}$ 0.064	$C_{a, II}$ 0.062	$C_{a, II}$ 0.055	$C_{a, II}$ 0.064	$C_{a, II}$ 0.070	$C_{a, II}$ 0.059	$C_{a, II}$ 0.054
	$C_{b, II}$ 0.013	$C_{b, II}$ 0.010	$C_{b, II}$ 0.014	$C_{b, II}$ 0.011	$C_{b, II}$ 0.009	$C_{b, II}$ 0.010	$C_{b, II}$ 0.014	$C_{b, II}$ 0.011	$C_{b, II}$ 0.009
0.60	$C_{a, II}$ 0.081	$C_{a, II}$ 0.058	$C_{a, II}$ 0.071	$C_{a, II}$ 0.067	$C_{a, II}$ 0.059	$C_{a, II}$ 0.068	$C_{a, II}$ 0.077	$C_{a, II}$ 0.065	$C_{a, II}$ 0.059
	$C_{b, II}$ 0.010	$C_{b, II}$ 0.007	$C_{b, II}$ 0.011	$C_{b, II}$ 0.009	$C_{b, II}$ 0.007	$C_{b, II}$ 0.008	$C_{b, II}$ 0.011	$C_{b, II}$ 0.009	$C_{b, II}$ 0.007
0.55	$C_{a, II}$ 0.088	$C_{a, II}$ 0.062	$C_{a, II}$ 0.080	$C_{a, II}$ 0.072	$C_{a, II}$ 0.063	$C_{a, II}$ 0.073	$C_{a, II}$ 0.085	$C_{a, II}$ 0.070	$C_{a, II}$ 0.063
	$C_{b, II}$ 0.008	$C_{b, II}$ 0.006	$C_{b, II}$ 0.009	$C_{b, II}$ 0.007	$C_{b, II}$ 0.005	$C_{b, II}$ 0.006	$C_{b, II}$ 0.009	$C_{b, II}$ 0.007	$C_{b, II}$ 0.006
0.50	$C_{a, II}$ 0.095	$C_{a, II}$ 0.066	$C_{a, II}$ 0.088	$C_{a, II}$ 0.077	$C_{a, II}$ 0.067	$C_{a, II}$ 0.078	$C_{a, II}$ 0.092	$C_{a, II}$ 0.076	$C_{a, II}$ 0.067
	$C_{b, II}$ 0.006	$C_{b, II}$ 0.004	$C_{b, II}$ 0.007	$C_{b, II}$ 0.005	$C_{b, II}$ 0.004	$C_{b, II}$ 0.005	$C_{b, II}$ 0.007	$C_{b, II}$ 0.005	$C_{b, II}$ 0.004

Un borde sombreado indica que existe continuidad o la losa está empotrada en el apoyo. Un borde sin sombra indica que el apoyo no ofrece ninguna restricción al giro torsional de la losa.

Sobrecarga de uso (Carga viva)

Norma ecuatoriana de la Construcción NEC 2011 referente a carga viva:

Tabla 1.2. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, L_o y concentradas (P_o)		
Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Almacenes		
Venta al por menor		
Primer piso	4.80	4.50
Pisos superiores	3.60	4.50
Venta al por mayor. Todos los pisos	6.00	4.50
Amerías y salas de instrucción militar	7.20	
Áreas de Reunión y Teatros		
Asientos fijos	2.90	

Áreas de recepción	4.80	
Asientos móviles	4.80	
Plataformas de Reunión	4.80	
Escenarios	7.20	
Áreas de almacenamiento sobre techos	1.00	
Barreras vehiculares	Ver sección 4.5 ASCE/SEI 7-10	
Balcones	4.80	
Bibliotecas		
Salas de lectura	2.90	4.50
Estanterías	7.20 ^e	4.50
Corredores en pisos superiores a planta baja	4.00	4.50
Bodegas de almacenamiento (serán diseñadas para la mayor carga prevista)		
Livianas	6.00	
Pesada	12.00	
Coliseos (ver estadios y graderíos)		

Comedores y Restaurantes	4.80	
Construcción ligera de placa de piso sobre un área de 645 mm ²		0.90
Corredores-pasarelas-plataformas para mantenimiento	2.00	1.33
Corredores	4.80	
Primer Piso		
Otros pisos de igual ocupación, excepto si existe otra indicación		
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	1.00	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y Carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		8.90
Todos los otros usos		1.40

Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		1.40
Departamentos (ver Residencias)		

Edificios de Oficinas		
Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80	9.00
Oficinas		

Corredores sobre el primer piso	2.40	9.00
	4.00	9.00
Escaleras fijas	Ver sección 4.5 ASCE/SEI 7-10	
Escaleras y Rutas de escape	4.80	g
Únicamente residencias unifamiliares y bifamiliares	2.00	
Estadios y Coliseos		
Graderíos	4.80 ^d	
Asientos fijos	3.00 ^d	
Fábricas/Industria/Manufactura		
Livianas	6.00	9.0
Pesadas	12.00	13.40
Garaje (únicamente vehículos para pasajeros)	2.0 ^{a,b}	
Camiones y Buses	a,b	
Gimnasios	4.80	
Graderíos para estadios y similares	4.80 ^d	
Hoteles (ver residencias)		

Hospitales		
Sala de quirófanos, laboratorios	2.90	4.50
Sala de pacientes	2.00	4.50
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4.00	4.50
Instituciones penales		
Celdas	2.00	
Corredores	4.80	
Pasamanos, guardavías y agarraderas de seguridad	Ver sección 4.5 ASCE/SEI 7-10	
Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)	3.00	
Patios y terrazas peatonales	4.80	
Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm ²)		1.40

Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	
Salas de Baile	4.80	
Salas de Billar, bolos y otras áreas de recreación similares	3.60	
Salida de emergencia	4.80	
Únicamente para residencias unifamiliares	2.00	
Sistemas de pisos para circulación		
Para Oficinas	2.40	9.00
Para Centros de Cómputo	4.80	9.00
Soportes para luces cenitales y cielos rasos accesibles		0.90

Unidades Educativas		
Aulas	2.00	4.50
Corredores segundo piso y superior	4.00	4.50
Corredores primer piso	4.80	4.50
Veredas, áreas de circulación vehicular y patios que puedan estar cargados por camiones	12.00	35.60 ^f

“^aLos pisos de estacionamiento o partes de los edificios utilizados para almacenamiento de vehículos, serán diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de la Tabla 1.2 o para las siguientes cargas concentradas: 1) Para vehículos particulares (hasta 9 pasajeros) actuando en un superficie de 100 mm por 100 mm, 13,4 k; y 2) Para losas en contacto con el suelo que son utilizadas para el almacenamiento de vehículos particulares, 10 kN por rueda.”

Código ecuatoriano de la Construcción CEC 2002 respecto a las cargas uniformes y concentradas:

Capítulo 3. Literal 3.3. “Cuando los elementos estructurales estén arreglados de modo que exista continuidad, deberán investigarse las condiciones de carga que produzcan los máximos esfuerzos de corte y momentos de flexión a lo largo del elemento.”

6.2 Excepto para sitios de reuniones públicas y para cargas vivas mayores de 500 kg/m², la cargaviva de diseño sobre cualquier elemento que soporte más de 15 m² puede reducirse a razón del 0,8

% por metro cuadrado del área de piso o cubierta soportada por el elemento. La reducción no debe exceder del 40 % para elementos horizontales o elementos verticales que reciben carga de un solonivel, del 60% para otros elementos verticales, ni de R , determinado por la siguiente fórmula:

ANEXO A

SOBRE LA REDUCCIÓN DE CARGAS VIVAS

USO U OCUPACIÓN		Carga uniforme (1) Kg/m ²	Carga concentrada kg
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN		
Amerías		750	0
Áreas de reuniones (4)	Áreas de asientos fijos	250	0
	Áreas de asientos móviles y otras áreas	500	0
Auditorios y galerías	Escenarios y plataformas	600	0
Cornisas, marquesinas y balcones de residencias		300	0
Facilidades de salida públicas (5)		500	0
Garajes	Almacenaje general y/o reparación	500	(3)
	Almacenaje particular	250	(3)
Hospitales	Salas y cuartos	200	450 (2)
Bibliotecas	Salas de lectura	300	450 (2)
	Cuartos de anaqueles	600	700 (2)
Fabricas	Livianas	400	900 (2)
	pesadas	600	1400 (2)
Oficinas		250	900 (2)
	Cuartos de impresión	750	1200 (2)
Imprentas	Cuartos de composición y linotipos	500	900 (2)
Residencias (6)		200	0
Salas de descanso (7)		500	0
Plataformas de revisión			
Grandes tribunas y Graderíos.			
Escuelas	Aulas	200	450 (2)
Veredas y calzadas	Acceso público	1200	(3)
Bodegas	Livianas	600	
	pesadas	1200	
Almacenes	Minoristas	400	900 (2)
	Mayoristas	500	1400 (2)

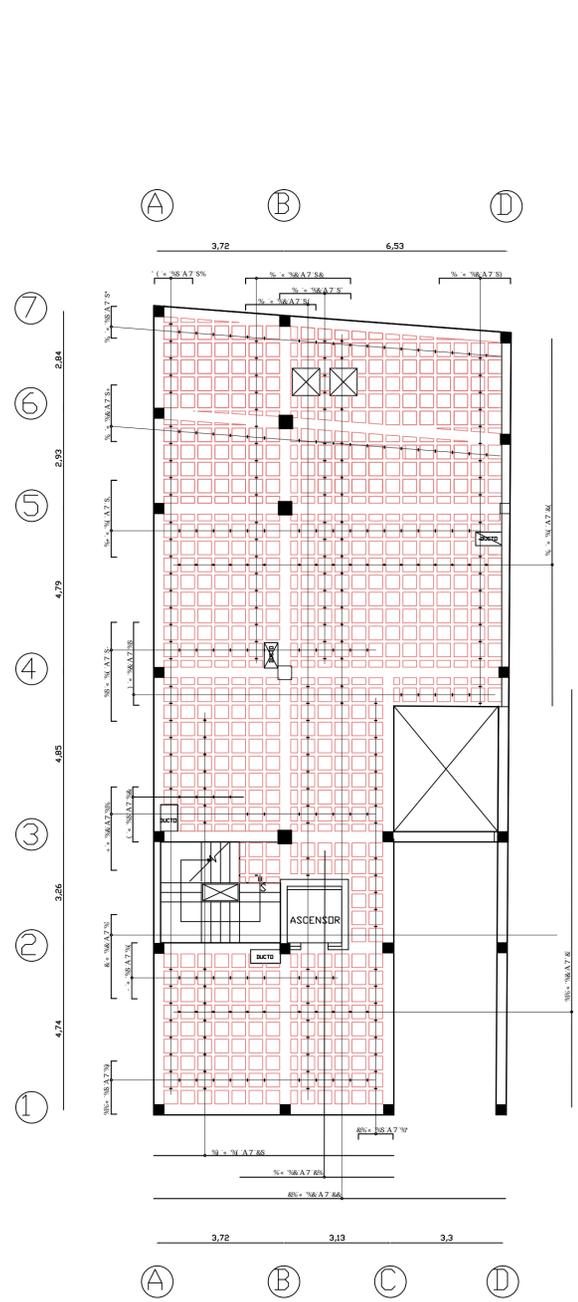
NEC reducción K_{LL}

Elemento	K _{LL} ^a
Columnas	
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en volado	4
Columnas de borde con losas en volado	3
Columnas esquineras con losas en volado	2
Vigas de borde sin losas en volado	2
Vigas interiores	2
Todos los demás elementos no identificados incluyendo:	
Vigas de borde con losas en volado	
Vigas en volado	1
Losas en una dirección	
Losas en dos direcciones	
Elementos que no tengan mecanismos de transferencia de cortante normal a la dirección de la luz	

Tabla 2: Factor de sobrecarga del elemento de soporte K_{LL}

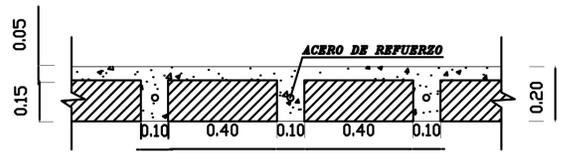
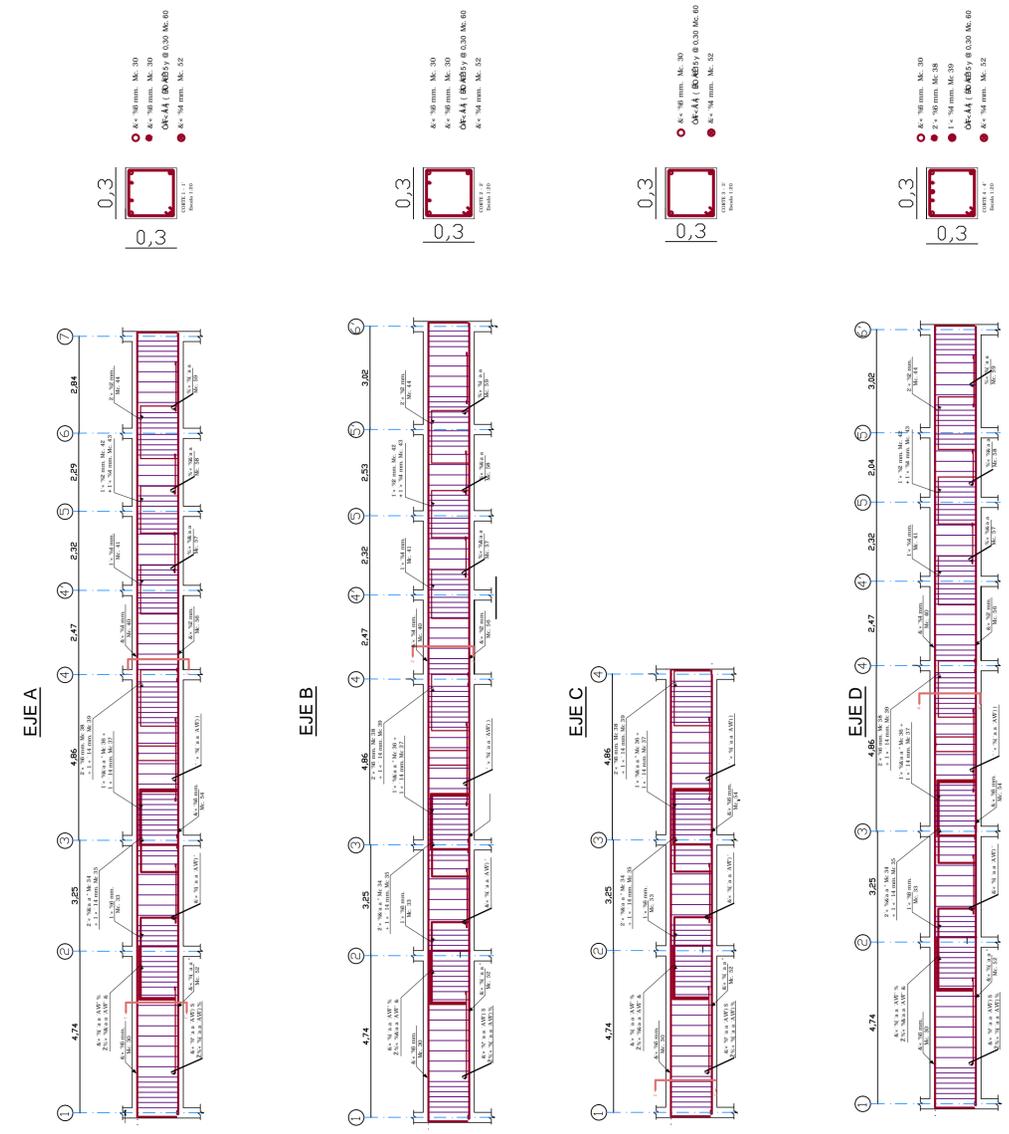
BIBLIOGRAFÍA

- ANADISEC. Anadisec. 2014. <http://www.anadisec.com/disenio.html>.
- ANÁLISIS ESTRUCTURAL. <http://www.fomento.gob.es/NR/rdonlyres/73A45289-DDF8-4912-BE86-4A72858894EC/103555/06.pdf>.
- ARQUBA. <http://www.arquba.com/curso-construccion-sismo-resistente-cana-bambu/los-principios-sismo-resistencia/>.
- BERTERO, Vitelmo V. «Performance - based seismic engineering.» 1997. <http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/2074.pdf>.
- GÓNZALEZ, M. Análisis Estructural. Primera. Limusa, 2003.
- HÉRNANDEZ, E. <http://www.inesa-adiestramiento.com/documents/01-introduccion%20al%20diseño%20estructural.pdf>.
- LOZANO, A. 2011. <http://www.monografias.com/trabajos3/presupuestos/presupuestos.shtml>.
- MORALES, R. <http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5-anterior/CARGAS.htm>.
- MORENO, P. Método de los Elementos Finitos - Introducción a Ansys. España: Universidad de Sevilla, 1999.
- PARK y PAULAY, T. y R. Estructuras de Concreto Reforzado. México: Limusa, 1979.
- RECUENCO, J. «Método estático y dinámico.» 2011. <http://www.slideshare.net/KOROLARIO/metodo-esttico-y-dinmico>.
- REGLAMENTO. «Reglamento para diseño y construcción de Estructuras de Hormigón Armado.» 2012. <http://www.mopc.gob.do/media/6264/R-033%20REGLAMENTO%20HORMIGON.pdf>.
- SALGADO, J. Presupuesto. <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/2301/8/T-ESPE-014520-6.pdf>.
- VISION, SEAOC Commite 2000. 1995. <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/04CAPITULO3.pdf?sequence=4>.
- WINTER y NILSON, G. y A.H. Design of Concrete Structures. New York: McGraw Hill Book Company, 1986.



LOSAS Nv + 0,60
ESCALA: 1 : 100

VIGAS SENTIDO Y - Corte Longitudinal



CORTE LOSA Nv + 0,60

Nota: Hierros Negativos (Superiores) se consideran a una distancia $0,3 * L$ Y Hierros Positivos (Inferiores) complementarios arrancan desde $L/4$

PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø (mm)	TIPO	DIMENSIONES (m)					Longitud de corte (m)	Nº	Longitud de desarrollo (m)	Peso (kg)	
			a	b	c	d	g					
LOSA Nv +0,60												
1	10	C	1,12	2x(0,15)			0,30	1,42	34	48,28	29,77	
2	12	C	3,08	2x(0,15)			0,30	3,38	19	64,22	57,02	
3	12	C	2,09	2x(0,15)			0,30	2,39	19	45,41	40,32	
4	12	C	2,06	2x(0,15)			0,30	2,36	19	44,84	39,81	
5	12	C	2,09	2x(0,15)			0,30	2,39	19	45,41	40,32	
6	10	C	0,93	2x(0,15)			0,30	1,23	18	22,14	13,65	
7	12	C	1,66	2x(0,15)			0,30	1,96	18	35,28	31,32	
8	14	C	2,25	2x(0,15)			0,30	2,55	17	43,35	52,38	
9	14	C	2,90	2x(0,15)			0,30	3,20	10	32,00	38,67	
10	12	C	2,43	2x(0,15)			0,30	2,73	5	13,65	12,12	
11	12	C	2,44	2x(0,15)			0,30	2,74	7	19,18	17,03	
12	12	C	1,61	2x(0,15)			0,30	1,91	4	7,64	6,78	
13	12	C	2,46	2x(0,15)			0,30	2,76	2	5,52	4,90	
14	10	C	1,64	2x(0,15)			0,30	1,94	9	17,46	10,76	
15	10	C	1,56	2x(0,15)			0,30	1,86	11	20,46	12,61	
16	10	C	1,02	2x(0,15)			0,30	1,32	21	27,72	17,09	
20	14	I	6,97				2x(0,1)	0,30	7,27	15	109,05	131,78
21	12	I	4,52				2x(0,1)	0,30	4,82	6	1,00	0,89
22	12	I	10,33				2x(0,1)	0,30	10,63	21	223,23	198,19
23	12	I	12,24				2x(0,1)	0,30	12,54	11	137,94	122,47
24	14	I	10,77				2x(0,1)	0,30	11,07	18	199,26	240,79
VIGAS DE LOSAS Nv +0,60												
30	16	C	10,6	2x(0,25)			0,50	11,12	8	88,96	140,41	
31	14	C	1,5	2x(0,25)			0,50	2,00	8	16,00	19,33	
32	12	C	1,5	2x(0,25)			0,50	2,00	4	8,00	7,10	
33	16	C	2,4	2x(0,25)			0,50	2,90	4	11,60	18,31	
34	12	C	2,37	2x(0,25)			0,50	2,87	8	22,96	20,38	
35	14	C	2,37	2x(0,25)			0,50	2,87	4	11,48	13,87	
36	12	C	1,62	2x(0,25)			0,50	2,12	4	8,48	7,53	
37	14	C	1,62	2x(0,25)			0,50	2,12	4	8,48	10,25	
38	16	C	1,65	2x(0,25)			0,50	2,15	8	17,20	27,15	
39	14	C	1,65	2x(0,25)			0,50	2,15	4	8,60	10,39	
40	14	C	1,43	2x(0,25)			0,50	1,93	4	7,72	9,33	
41	14	C	12,4	2x(0,25)			0,50	12,94	8	103,52	125,10	
42	12	C	1,38	2x(0,25)			0,50	1,88	4	7,52	6,68	
43	14	C	1,38	2x(0,25)			0,50	1,88	4	7,52	9,09	
44	14	C	1,54	2x(0,25)			0,50	2,04	8	16,32	19,72	
45	14	C	1,57	2x(0,25)			0,50	2,07	8	16,56	20,01	
46	14	C	1,59	2x(0,25)			0,50	2,09	8	16,72	20,20	
50	16	G	2,51				2x(0,1)	0,20	2,71	8	21,68	34,22
51	14	G	2,51				2x(0,1)	0,20	2,71	4	10,84	13,10
52	14	G	8,06				2x(0,1)	0,20	8,26	8	66,08	79,85
53	14	G	1,72				2x(0,1)	0,20	1,92	8	15,36	18,56
54	16	G	5,23				2x(0,1)	0,20	5,43	8	43,44	68,56
55	16	G	2,42				2x(0,1)	0,20	2,62	12	31,44	49,62
56	12	G	10,18				2x(0,1)	0,20	10,38	8	83,04	73,72
57	12	G	1,16				2x(0,1)	0,20	1,36	8	10,88	9,66
58	12	G	1,15				2x(0,1)	0,20	1,35	8	10,80	9,59
59	14	G	1,42				2x(0,1)	0,20	1,62	4	6,48	7,83
60	8	O	2x0,25	2x 0,25			2x(0,05)	0,10	1,10	278	305,80	120,66

RESUMEN DE HIERROS											ESPECIFICACIONES TECNICAS										
VAR.	<A (8	10	12	14	16	18	20	22		GENERALES 1										
COMER.	12 m										EL HORMIGON CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION.										
RETAZOS SOBANTES											LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN DEBERAN REGISTRARSE POR EL MISMO CODIGO.										
DESPERDICIOS											EN CASO DE DIFERENCIAS ENTRE LAS MEDIDAS Y LAS DIMENSIONES DE LOS PLANOS DEBEN REGISTRARSE EN EL MISMO CODIGO.										
TOTAL (m)																					
TOTAL (kg)																					

TRASLAPES MINIMOS			RECURRIMIENTOS LIBRES MINIMOS		
QUINTALES DE HIERRO	<A (D	LONGITUD (cm)	COLUMNAS	VIGAS	LOSAS
45,96 kg	8-16	40			3 cm
KILOGRAMOS DE HIERRO	18-20	50			3 cm
2088,89 Kg	22-25	60	LOSAS		2 cm
	1-8-16	70			EN CONTACTO CON EL SUELO O AGUA 7,5 cm

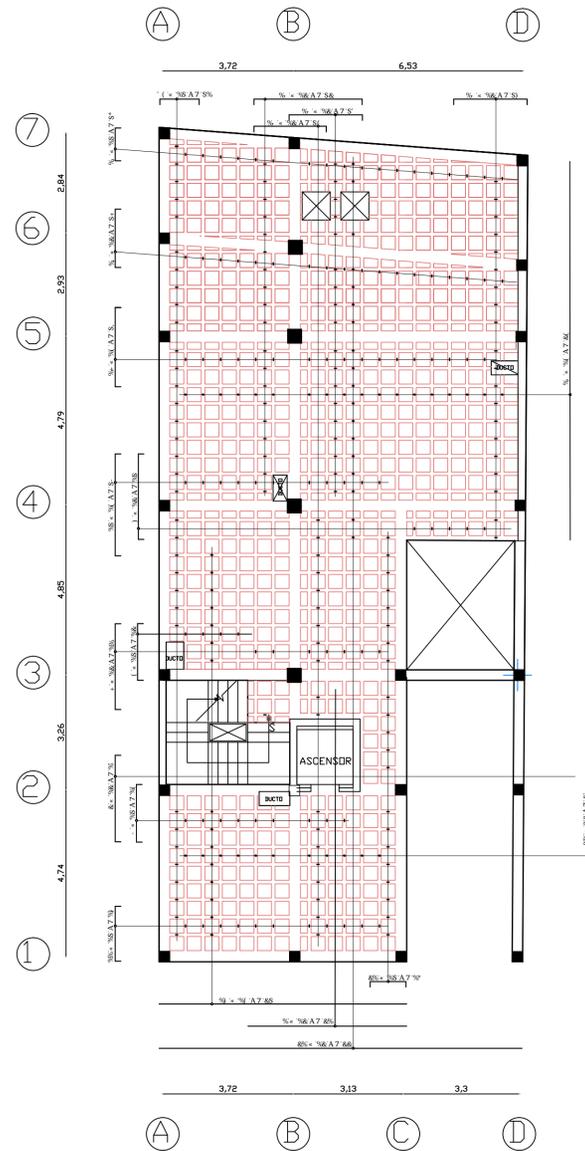
RESUMEN DE OTROS MATERIALES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDADES	ESCALERAS	COLUMNAS	VIGAS	LOSAS
HORMIGON CICLOPEO	m3					
HORMIGON SIMPLE	m3					
BLD90,30X0,15X0,08	u					
ESFUERZO A LA COMPRESION DEL HORMIGON > 240 Kg / cm2		ESFUERZO PORTANTE DEL SUELO s = 1,5 Kg / cm2		ESFUERZO DE CEDENCIA DEL ACERO fy = 4200 Kg / cm2		

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PLANO ESTRUCTURAL: 03 001A-003EFF

CALCULO:	TUTOR:	ESCALAS:	INDICADAS	LAMINA:
EGRESADA ROXANA VALLE	ING. HSC. VICTOR HUGO PAREDES	FECHA:	MAYO 2015	1
		DIBUJO:		
		UBICACION:		

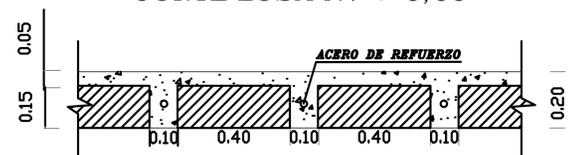
VIGAS SENTIDO X - Corte transversal



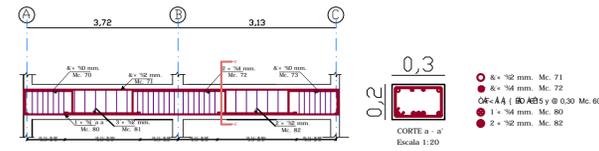
LOSAS Nv + 0,60

ESCALA: 1 : 100

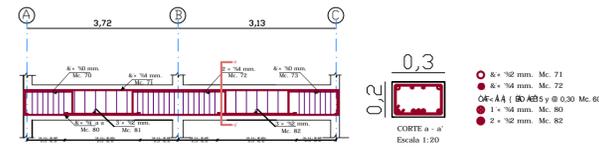
CORTE LOSA Nv + 0,60



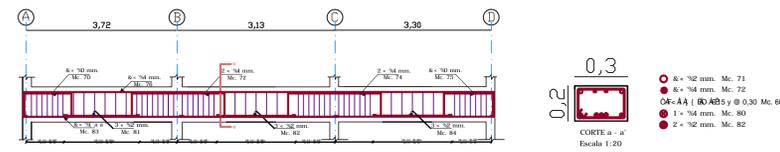
EJE 1



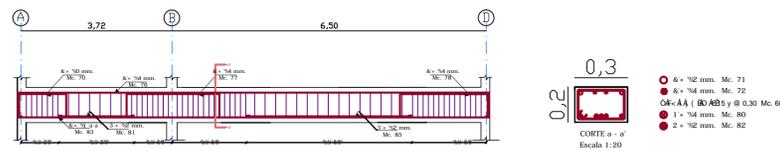
EJE 2



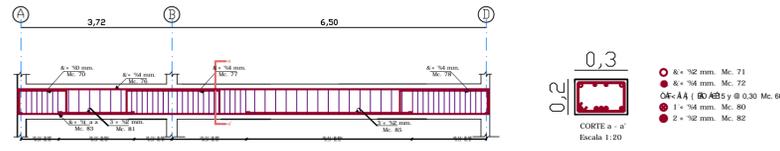
EJE 3



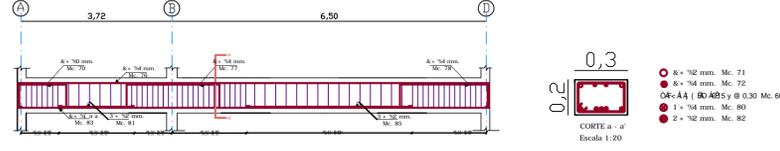
EJE 4



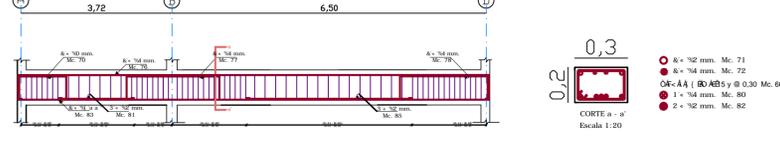
EJE 5



EJE 6



EJE 7



PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø (mm)	TIPO	DIMENSIONES (m)					Longitud de corte (m)	Nº	Longitud de desarrollo (m)	Peso (kg)
			a	b	c	d	g				
VIGAS DE LOSA Nv +0,60											
70	10	C	1,12	2x(0,15)			0,20	1,32	14	18,42	11,42
71	12	C	6,35	2x(0,15)			0,20	6,55	8	52,40	203,73
72	14	C	2,06	2x(0,15)			0,20	2,26	14	31,57	38,20
73	10	C	0,94	2x(0,15)			0,20	1,14	8	9,11	5,65
74	14	C	1,93	2x(0,15)			0,20	2,13	2	4,26	5,15
75	10	C	0,99	2x(0,15)			0,20	1,19	2	2,38	1,48
76	14	C	10,17	2x(0,15)			0,20	10,37	10	103,70	125,48
77	14	C	3,07	2x(0,15)			0,20	3,27	8	26,13	31,61
78	14	C	3,07	2x(0,15)			0,20	3,27	8	26,13	31,61
80	14	I	6,35		2x(0,10)		0,20	6,55	3	19,65	23,78
81	12	I	1,86		2x(0,10)		0,20	2,06	21	43,26	38,07
82	12	I	1,57		2x(0,10)		0,20	1,77	8	14,12	12,43
83	14	I	10,17		2x(0,10)		0,20	10,37	10	103,70	125,48
84	12	I	1,65		2x(0,10)		0,20	1,85	3	5,55	4,93
85	12	I	3,25		2x(0,10)		0,20	3,45	12	41,40	36,76
60	8	O	2x0,25	2x0,25		2x(0,05)	0,10	1,10	154	169,40	66,84



RESUMEN DE HIERROS		ESPECIFICACIONES TECNICAS	
VAR. COMER. 12 m	<A>	GENERALES	
RETAZOS SOBRIANTES	8 10 12 14 16 18 20 22	EL HORMIGON CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION.	
DESPERDICIOS		LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN DEBERAN REGISTRARSE POR EL MISMO CODIGO.	
TOTAL		EN CASO DE DIFERENCIAS ENTRE LAS MEDIDAS Y LAS MEDIDAS EN PLANO DEBEN PREVALENCER LAS MEDIDAS EN PLANO.	
TOTAL			

RESUMEN DE OTROS MATERIALES		RECURRIMIENTOS LIBRES MINIMOS	
QUINTALES DE HIERRO	15,78 kg	COLUMNAS	3 cm
KILOGRAMOS DE HIERRO	762,61 Kg	VIGAS	3 cm
		LOSAS	2 cm
		EN CONTACTO CON EL SUELO O AGUA	7,5 cm

RESUMEN DE OTROS MATERIALES					
MATERIAL	UNIDAD	CADENAS	PLINTOS	ESCALERAS	COLUMNAS
HORMIGON CICLOPEO	m3				
HORMIGON SIMPLE	m3				
BL.DD-0,30X0,15X0,08	u				

ESFUERZO A LA COMPRESION DEL HORMIGON	ESFUERZO PORTANTE DEL SUELO	ESFUERZO DE CEDENCIA DEL ACERD
240 Kg / cm2	1,5 Kg / cm2	4200 Kg / cm2

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PLANO ESTRUCTURAL: 0300UA000EFF

CALCULO:	TUTOR:	ESCALAS:	INDICADAS	LAMINA:
EGRESADA ROXANA VALLE	ING. MSC. VICTOR HUGO PAREDES	FECHA:	MAYO 2015	2
		DIBUJO:		
		UBICACION:		

Nota: Hierros Negativos (Superiores) se consideran a una distancia $0,3 * L$ Y Hierros Positivos (Inferiores) complementarios arrancan desde $L/4$

PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø (mm)	TIPO	DIMENSIONES (m)					Longitud de corte (m)	Nº	Longitud de desarrollo (m)	Peso (kg)
			a	b	c	d	g				
LOSA Nv +3,48 +6,36 +9,24 +12,12											
90	10	C	1,12	2x(0,15)			1,42	28	39,76	24,51	
91	12	C	3,08	2x(0,15)			3,38	14	47,32	42,01	
92	12	C	2,09	2x(0,15)			2,39	13	31,07	27,58	
93	12	C	2,06	2x(0,15)			2,36	18	42,48	37,71	
94	12	C	2,09	2x(0,15)			2,39	15	35,85	31,83	
95	10	C	1,02	2x(0,15)			1,32	18	23,76	14,65	
96	12	C	1,94	2x(0,15)			2,24	18	40,32	35,80	
97	14	C	1,08	2x(0,15)			1,38	17	23,46	28,35	
98	14	C	2,90	2x(0,15)			3,20	10	32,00	38,67	
100	14	I	2,44			2x(0,10)	2,64	7	18,48	22,33	
101	12	I	1,61			2x(0,10)	1,81	4	7,24	6,43	
102	12	I	2,46			2x(0,10)	2,66	2	5,32	4,72	
110	12	C	2,65	2x(0,15)			2,95	17	50,15	44,52	
111	10	C	1,64	2x(0,15)			1,94	9	17,46	10,76	
112	12	C	2,46	2x(0,15)			2,76	8	22,08	19,60	
113	12	C	2,44	2x(0,15)			2,74	7	19,18	17,03	
114	12	C	1,61	2x(0,15)			1,91	4	7,64	6,78	
115	14	C	2,90	2x(0,15)			3,20	11	1,00	1,21	
116	12	C	2,43	2x(0,15)			2,73	6	16,38	14,54	
117	14	C	2,25	2x(0,15)			2,55	17	43,35	52,38	
118	12	C	0,96	2x(0,15)			1,26	18	22,68	20,14	
119	10	C	1	2x(0,15)			1,30	6	7,80	4,81	
120	12	I	6,14			2x(0,10)	6,34	10	63,40	56,29	
121	12	I	9,40			2x(0,10)	9,60	7	67,20	59,66	
122	12	I	4,50			2x(0,10)	4,70	11	51,70	45,90	
123	14	I	7,90			2x(0,10)	8,10	18	145,80	176,19	
VIGAS DE LOSAS Nv +3,48 +6,36 +9,24 +12,12											
300	12	C	0,695	2x(0,25)			1,20	8	9,56	8,49	
301	14	C	10,62	2x(0,25)			11,12	8	88,96	107,50	
302	12	C	1,5	2x(0,25)			2,00	8	16,00	14,21	
303	16	C	1,5	2x(0,25)			2,00	4	8,00	12,63	
304	16	C	2,4	2x(0,25)			2,90	4	11,60	18,31	
305	12	C	2,37	2x(0,25)			2,87	8	22,96	20,38	
306	14	C	2,37	2x(0,25)			2,87	4	11,48	13,87	
307	16	C	1,62	2x(0,25)			2,12	4	8,48	13,38	
308	14	C	1,62	2x(0,25)			2,12	4	8,48	10,25	
309	12	C	1,65	2x(0,25)			2,15	8	17,20	15,27	
310	14	C	1,65	2x(0,25)			2,15	4	8,60	10,39	
311	14	C	1,43	2x(0,25)			1,93	4	7,72	9,33	
312	14	C	12,44	2x(0,25)			12,94	8		0,00	
313	12	C	1,38	2x(0,25)			1,88	4	7,52	6,68	
314	14	C	1,38	2x(0,25)			1,88	4	7,52	9,09	
315	12	C	0,76	2x(0,25)			1,26	8	10,07	8,94	
400	16	G	2,51			2x(0,1)	2,71	8	21,68	34,22	
401	14	G	2,51			2x(0,1)	2,71	4	10,84	13,10	
402	14	G	8,06			2x(0,1)	8,26	8	66,08	79,85	
403	14	G	1,72			2x(0,1)	1,92	8	15,36	18,56	
404	16	G	5,23			2x(0,1)	5,43	8	43,44	68,56	
405	16	G	2,42			2x(0,1)	2,62	12	31,44	49,62	
406	12	G	10,18			2x(0,1)	10,38	8	83,04	73,72	
407	12	G	1,16			2x(0,1)	1,36	8	10,88	9,66	
408	12	G	1,15			2x(0,1)	1,35	8	10,80	9,59	
409	14	G	1,42			2x(0,1)	1,62	4	6,48	7,83	
600	8	O	2x 0,25	2x 0,25		2x(0,05)	1,10	210	462,00	182,30	



RESUMEN DE HIERROS		ESPECIFICACIONES TECNICAS	
VAR. COMER. 12 m	<4	GENERALES	
RETAZOS SOBREPANTES	8 10 12 14 16 18 20 22	EL HORMIGON CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION.	
DESPERDICIOS		LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN DEBERAN REGISTRARSE POR EL MISMO CODIGO.	
TOTAL (kg)		EN CASO DE DIFERENCIAS ENTRE LAS MEDIDAS Y LAS DEL DISEÑO, SE APLICARAN LAS DEL DISEÑO.	
TOTAL (kg)			

QUINTALES TOTAL DE HIERRO	TRASLAPES MINIMOS	RECUBRIMIENTOS LIBRES MINIMOS
146,98 qq	kg (L) LONGITUD (mm)	COLUMNAS _____ 3 cm
KILOGRAMOS DE HIERRO POR LOSA	8-16 40	VIGAS _____ 3 cm
1670,15 Kg	18-20 50	LOSAS _____ 2 cm
KILOGRAMOS DE HIERRO TOTAL LOSAS	22-25 60	EN CONTACTO CON EL SUELO O AGUA _____ 7,5 cm
6680,60 Kg	1-40 70	

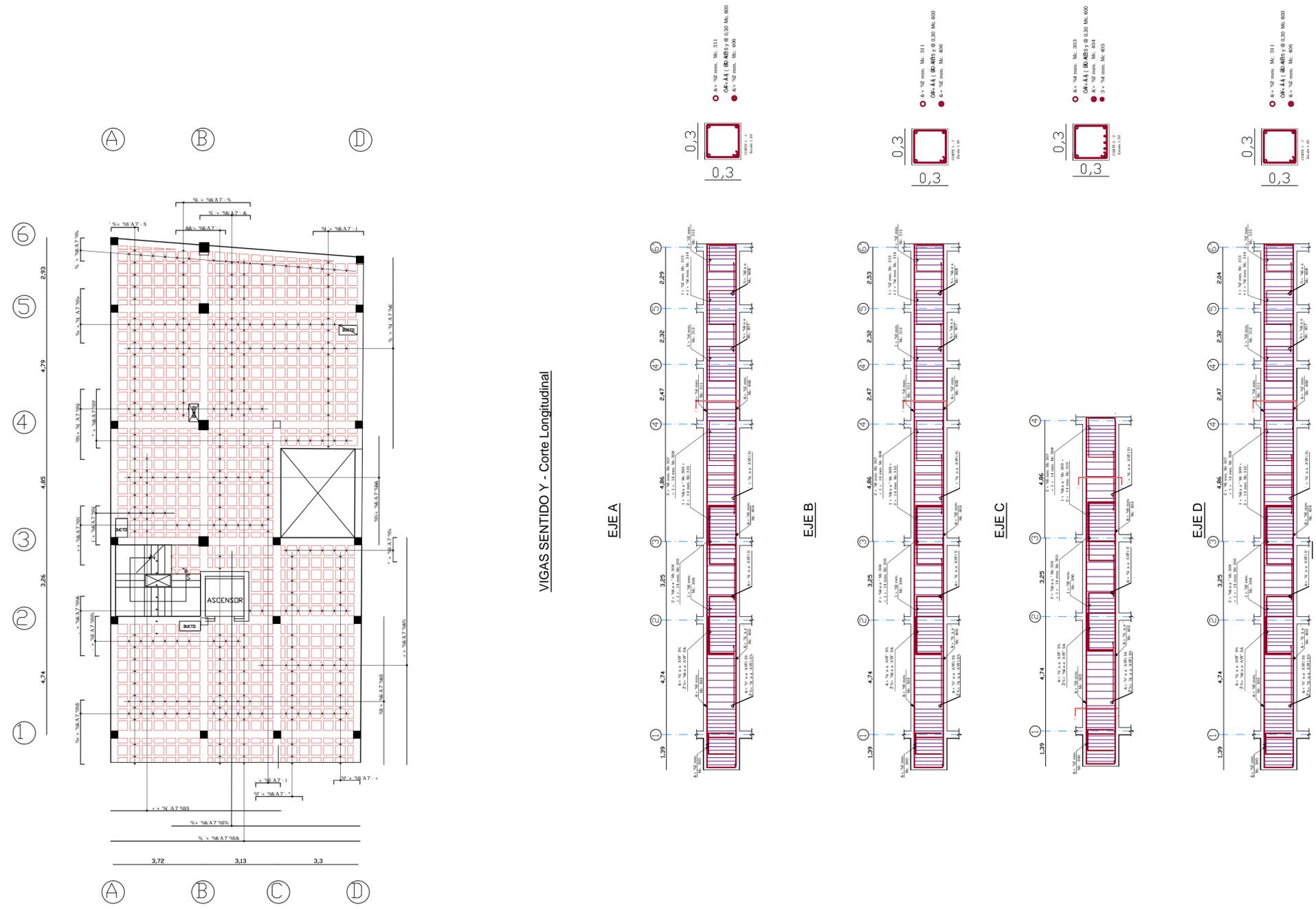
RESUMEN DE OTROS MATERIALES						
MATERIAL	UNIDAD	CIMENTOS	CADENAS	PLINTOS	ESCALERAS	COLUMNAS
HORMIGON CICLOPEO	m3					
HORMIGON SIMPLE	m3					
BL.DD-0,30X0,15X0,08	u					

ESFUERZO A LA COMPRESION DEL HORMIGON	ESFUERZO PORTANTE DEL SUELO	ESFUERZO DE CEDENCIA DEL ACERO
> 240 Kg / cm²	s _v = 1,5 Kg / cm²	f _y = 4200 Kg / cm²

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PLANO ESTRUCTURAL: 03 00 U A 00 00 EFF

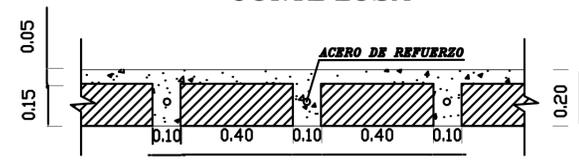
CALCULO:	TUTOR:	ESCALAS:	INDICADAS	LAMINA:
EGRESADA ROXANA VALLE	ING. MSC. VICTOR HUGO PAREDES	FECHA:	MAYO 2015	3
		DIBUJO:		
		UBICACION:		



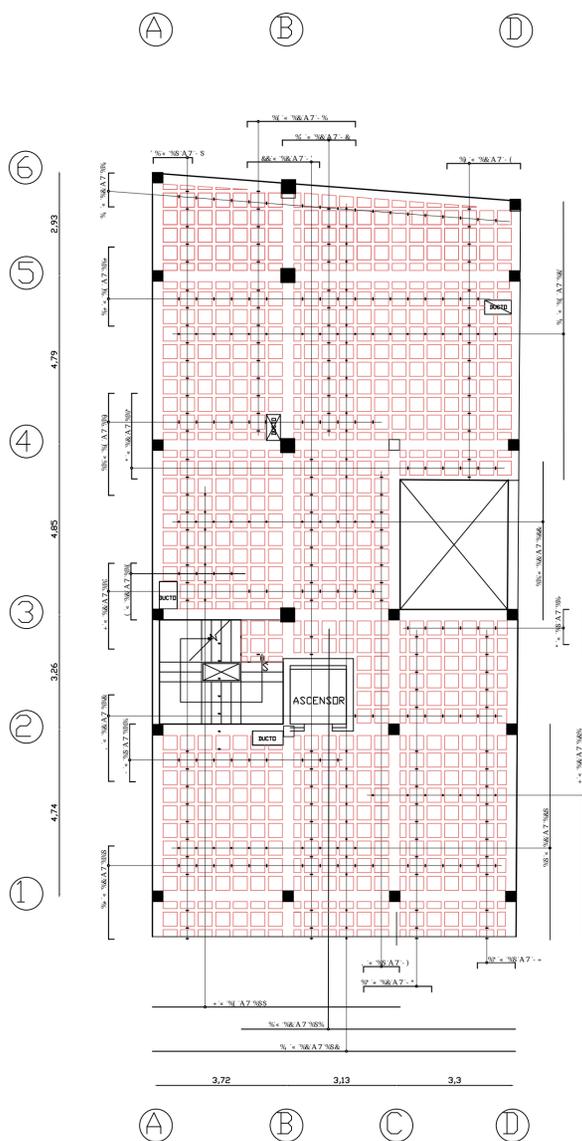
LOSAS Nv + 3,48 + 6,36 + 9,24 + 12,12

ESCALA: 1 : 100

CORTE LOSA



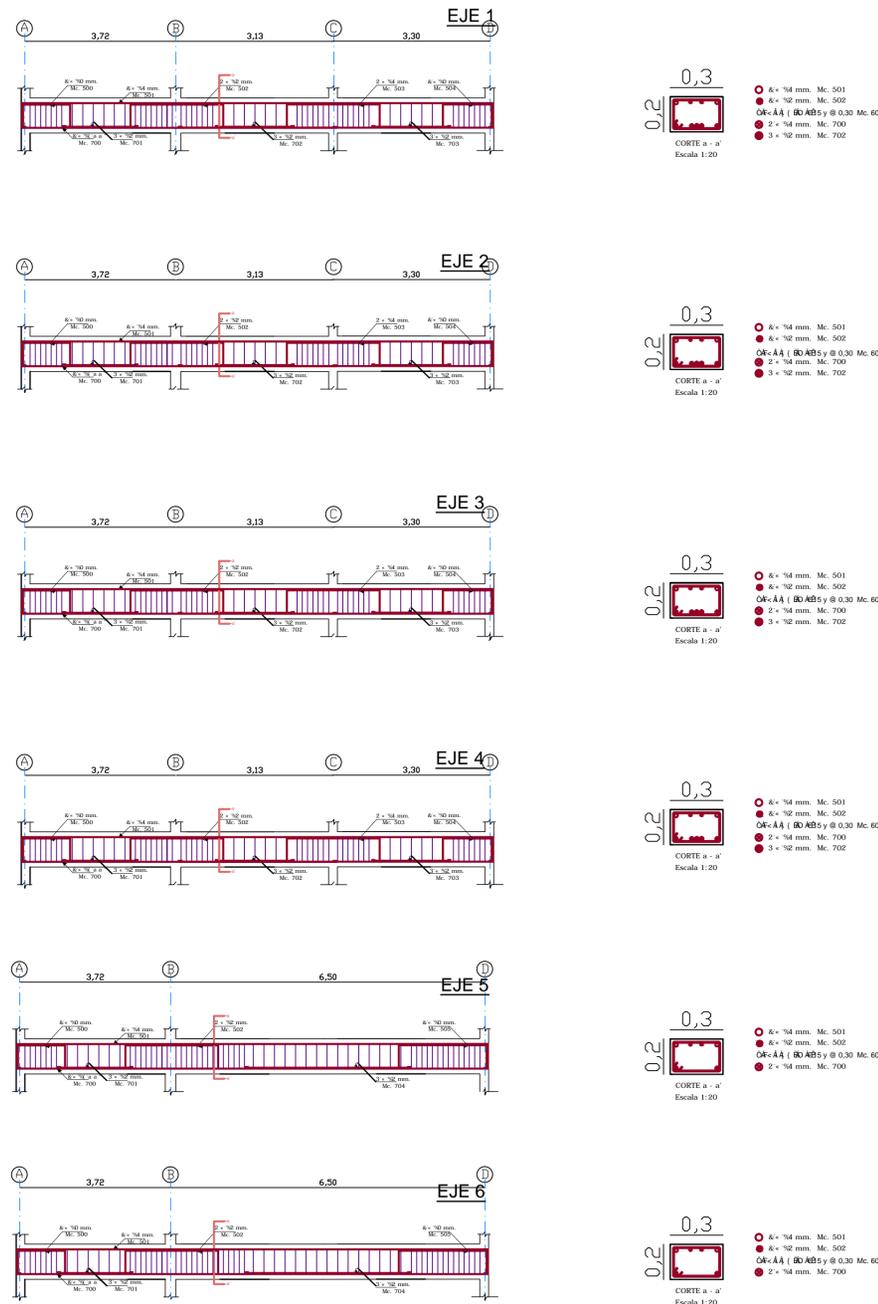
Nota: Hierros Negativos (Superiores) se consideran a una distancia 0,3* L Y Hierros Positivos (Inferiores) complementarios arrancan desde L/4



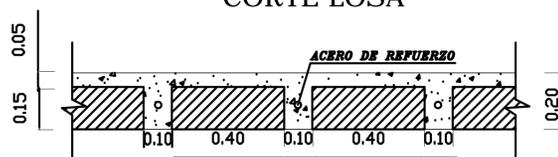
LOSAS Nv + 3,48 + 6,36 + 9,24 + 12,12

ESCALA: 1 : 100

VIGAS SENTIDO X - Corte transversal



CORTE LOSA



PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø (mm)	TIPO	DIMENSIONES (m)					Longitud de corte (m)	Nº	Longitud de desarrollo (m)	Peso (kg)
			a	b	c	d	g				
VIGAS DE LOSAS Nv +3,48 +6,36 +9,24 +12,12											
500	10	C	1,12	2x(0,15)				1,32	14	18,42	11,36
501	14	C	6,35	2x(0,15)				6,55	8	52,40	63,32
502	12	C	2,055	2x(0,15)				2,26	14	31,57	28,03
503	14	C	0,94	2x(0,15)				1,14	8	9,11	11,01
504	10	C	1,93	2x(0,15)				2,13	2	4,26	2,63
506	14	C	10,17	2x(0,15)				10,37	10	103,70	125,31
505	14	C	3,07	2x(0,15)				3,27	8	26,13	31,57
700	14	I	6,35				2x(0,10)	6,55	3	19,65	23,75
701	12	I	1,86				2x(0,10)	2,06	21	43,26	38,41
702	12	I	1,57				2x(0,10)	1,77	8	14,12	12,54
703	14	I	10,17				2x(0,10)	10,37	10	103,70	125,31
704	12	I	3,25				2x(0,10)	3,45	12	41,40	36,76
600	8	O	2x 0,25	2x 0,25			2x(0,05)	1,10	105	231,00	91,15

RESUMEN DE HIERROS										
VAR. COMER. 12 m.	8	10	12	14	16	18	20	22	ESPECIFICACIONES TECNICAS	
RETAZOS SOBRIANTES									GENERALES:	
DESPERDICIOS									EL HORMIGON CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION.	
TOTAL (mm)									LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN DEBERAN REGISTRARSE POR EL MISMO CODIGO.	
TOTAL (kg)									EN CASO DE DIFERENCIAS ENTRE LAS MEDIDAS Y LAS DE LOS PLANOS DEBEN USARSE LAS DE LOS PLANOS.	

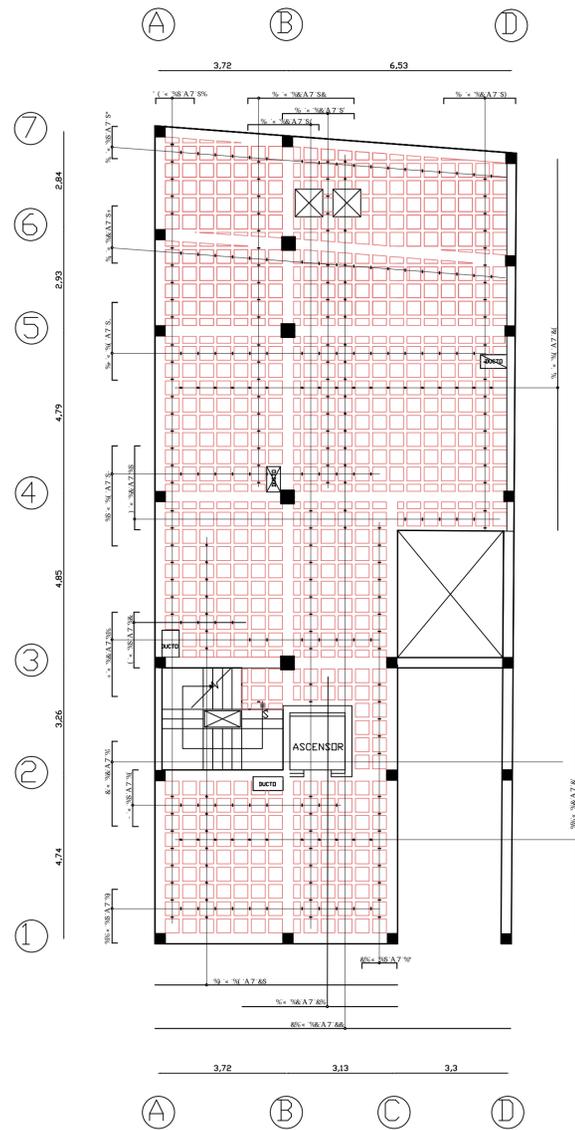
RESUMEN DE OTROS MATERIALES			
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	ESPECIFICACIONES
HORMIGON CICLOPEO	m3		
HORMIGON SIMPLE	m3		
BLD0,30X0,15X0,08	u		

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PLANO ESTRUCTURAL: 03 00 U A 00 00 FF

CALCULO:	TUTOR:	ESCALAS:	INDICADAS	LAMINA:
EGRESADA ROXANA VALLE	ING. MSC. VICTOR HUGO PAREDES	FECHA:	MAYO 2015	4
		DIBUJO:		
		UBICACION:		

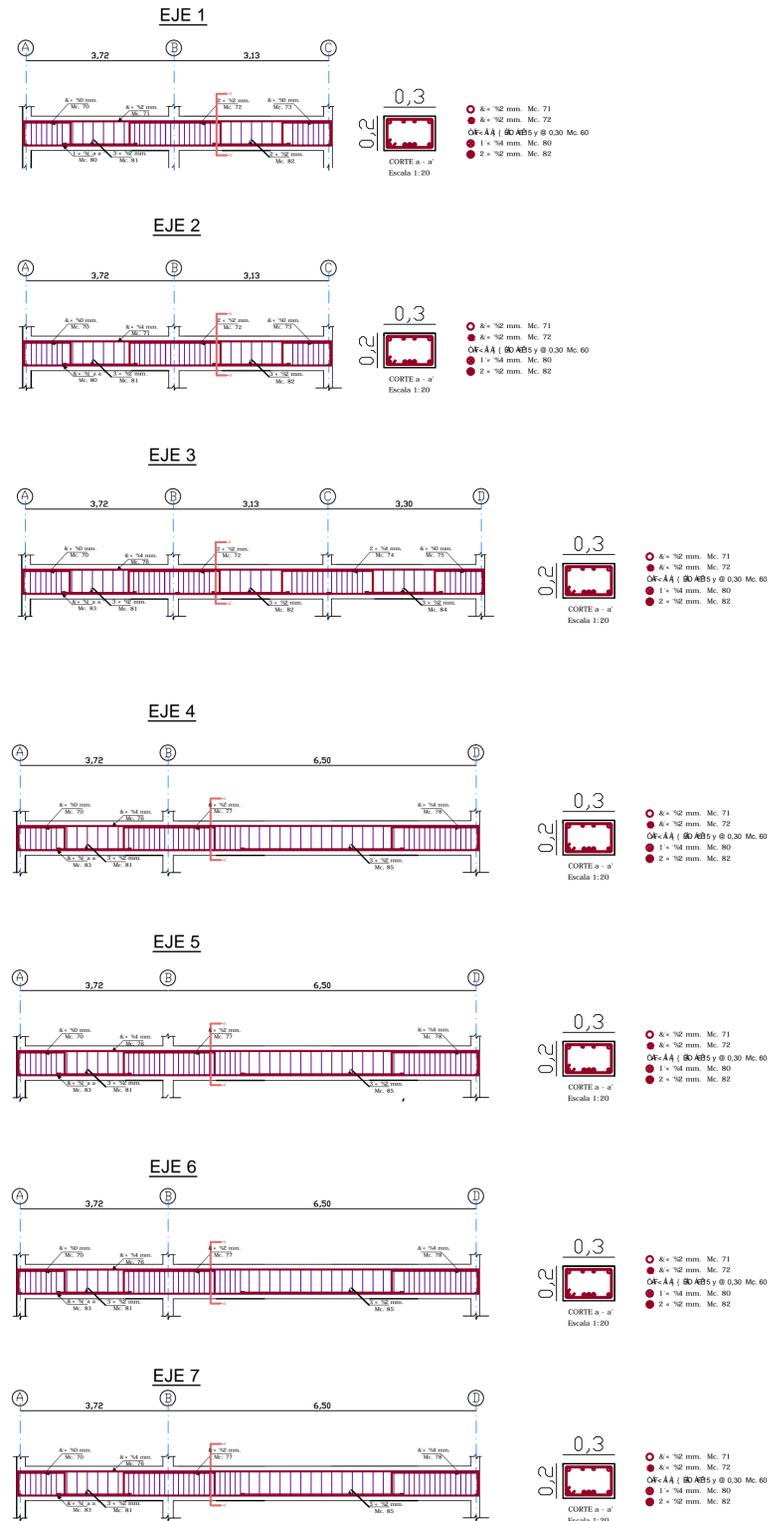
Nota: Hierros Negativos (Superiores) se consideran a una distancia 0,3 * L Y Hierros Positivos (Inferiores) complementarios arrancan desde L/4



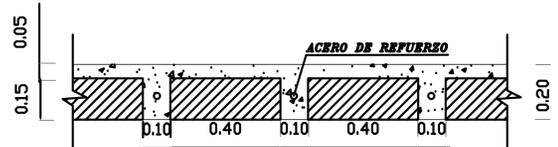
LOSAS Nv + 0,60

ESCALA: 1 : 100

VIGAS SENTIDO X - Corte transversal



CORTE LOSA Nv + 0,60

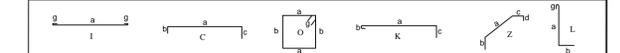


Nota: Hierros Negativos (Superiores) se consideran a una distancia $0.3 * L$ Y Hierros Positivos (Inferiores) complementarios arrancan desde $L/4$

PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø (mm)	TIPO	DIMENSIONES (m)					Longitud de corte (m)	Nº	Longitud de desarrollo (m)	Peso (kg)
			a	b	c	d	g				
VIGAS DE LOSA Nv +0,60											
70	10	C	1,12	2x(0,15)				1,42	14	19,82	12,22
71	12	C	6,35	2x(0,15)				6,65	8	53,20	47,23
72	12	C	2,055	2x(0,15)				2,36	14	32,97	29,27
73	10	C	0,94	2x(0,15)				1,24	8	9,91	6,11
74	14	C	1,93	2x(0,15)				2,23	2	4,46	5,39
75	10	C	0,99	2x(0,15)				1,29	2	2,58	1,59
76	14	C	10,17	2x(0,15)				10,47	10	104,70	126,52
77	12	C	3,07	2x(0,15)				3,37	8	26,93	23,91
78	14	C	3,07	2x(0,15)				3,37	8	26,93	32,54
80	14	I	6,35				2x(0,10)	6,55	4	26,20	31,66
81	12	I	1,86				2x(0,10)	2,06	14	28,84	25,60
82	12	I	1,57				2x(0,10)	1,77	6	10,59	9,40
83	14	I	2,15				2x(0,10)	2,35	2	4,70	5,68
84	12	I	6,3				2x(0,10)	6,50	18	117,00	103,87
85	12	I	8,95				2x(0,10)	9,15	6	54,90	48,74
60	8	O	2x 0,25	2x 0,25			2x(0,05)	1,10	154	169,40	66,84

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE HIERROS		ESPECIFICACIONES TECNICAS	
VAR. COMER. 12mm	8	GENERALES 1	EL HORMIGON CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION.
RETAZOS SOBRIANTES			LOS DETALLES QUE AGUI NO CONSTAN DEBERAN REGISTRSE POR EL MISMO CODIGO.
DESPERDICIOS			EN CASO DE DIFERENCIAS ENTRE LAS MEDIDAS Y LAS DE LOS PLANOS DEBEN REGISTRARSE EN UN LIBRO QUE
TOTAL (kg)			

RESUMEN DE OTROS MATERIALES		RECURRIMIENTOS LIBRES MINIMOS	
QUINTALES DE HIERRO	12,68 qq	COLUMNAS	3 cm
KILOGRAMOS DE HIERRO	576,58 Kg	VIGAS	3 cm
		LOSAS	2 cm
		EN CONTACTO CON EL SUELO O AGUA	7,5 cm

RESUMEN DE OTROS MATERIALES					
MATERIAL	UNIDAD	CIMENTOS	CADENAS	PLINTOS	ESCALERAS/COLUMNAS
HORMIGON CICLOPEO	m3				
HORMIGON SIMPLE	m3				
BLDQ0,30X0,15X0,08	u				

ESFUERZO A LA COMPRESION DEL HORMIGON: 240 Kg / cm² ESFUERZO PORTANTE DEL SUELO: 1,5 Kg / cm² ESFUERZO DE CEDENCIA DEL ACERD: Fy = 4200 Kg / cm²

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECÁNICA

PLANO ESTRUCTURAL: 03 00 U 000 000 000

CALCULO:	TUTOR:	ESCALAS: INDICADAS	LAMINA:
		FECHA: MAYO 2015	
		DIBUJO:	
		UBICACION:	6

EGRESADA RDXANA VALLE ING. MSC. VICTOR HUGO PAREDES

PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø (mm)	TIPO	DIMENSIONES (m)					Longitud de corte (m)	Nº	Longitud de desarrollo (m)	Peso (kg)
			a	b	c	d	g				
LOSA Nv +3,48 +6,36 +9,24 +12,12											
90	10	C	1,12	2x(0,15)			1,42	28	39,76	24,51	
91	12	C	3,08	2x(0,15)			3,38	14	47,32	42,01	
92	12	C	2,09	2x(0,15)			2,39	13	31,07	27,58	
93	12	C	2,06	2x(0,15)			2,36	18	42,48	37,71	
94	12	C	2,09	2x(0,15)			2,39	15	35,85	31,83	
95	10	C	1,02	2x(0,15)			1,32	18	23,76	14,65	
96	12	C	1,94	2x(0,15)			2,24	18	40,32	35,80	
97	14	C	1,08	2x(0,15)			1,38	17	23,46	28,35	
98	14	C	2,90	2x(0,15)			3,20	10	32,00	38,67	
100	14	I	2,44			2x(0,10)	2,64	7	18,48	22,33	
101	12	I	1,61			2x(0,10)	1,81	4	7,24	6,43	
102	12	I	2,46			2x(0,10)	2,66	2	5,32	4,72	
110	12	C	2,65	2x(0,15)			2,95	17	50,15	44,52	
111	10	C	1,64	2x(0,15)			1,94	9	17,46	10,76	
112	12	C	2,46	2x(0,15)			2,76	8	22,08	19,60	
113	12	C	2,44	2x(0,15)			2,74	7	19,18	17,03	
114	12	C	1,61	2x(0,15)			1,91	4	7,64	6,78	
115	14	C	2,90	2x(0,15)			3,20	11	1,00	1,21	
116	12	C	2,43	2x(0,15)			2,73	6	16,38	14,54	
117	14	C	2,25	2x(0,15)			2,55	17	43,35	52,38	
118	12	C	0,96	2x(0,15)			1,26	18	22,68	20,14	
119	10	C	1	2x(0,15)			1,30	6	7,80	4,81	
120	12	I	6,14			2x(0,10)	6,34	10	63,40	56,29	
121	12	I	9,40			2x(0,10)	9,60	7	67,20	59,66	
122	12	I	4,50			2x(0,10)	4,70	11	51,70	45,90	
123	14	I	7,90			2x(0,10)	8,10	18	145,80	176,19	
VIGAS DE LOSAS Nv +3,48 +6,36 +9,24 +12,12											
300	12	C	0,695	2x(0,25)			1,20	8	9,56	8,49	
301	14	C	10,62	2x(0,25)			11,12	8	88,96	107,50	
302	12	C	1,5	2x(0,25)			2,00	4	8,00	7,10	
303	16	C	1,5	2x(0,25)			2,00	4	8,00	12,63	
304	12	C	2,4	2x(0,25)			2,90	8	23,20	20,60	
305	14	C	2,37	2x(0,25)			2,87	4	11,48	13,87	
306	16	C	2,37	2x(0,25)			2,87	4	11,48	18,12	
307	16	C	1,62	2x(0,25)			2,12	8	16,96	26,77	
308	14	C	1,62	2x(0,25)			2,12	4	8,48	10,25	
309	12	C	1,65	2x(0,25)			2,15	4	8,60	7,64	
310	14	C	1,65	2x(0,25)			2,15	4	8,60	10,39	
311	12	C	1,43	2x(0,25)			1,93	8	15,44	13,71	
312	14	C	12,44	2x(0,25)			12,94	4	51,76	62,55	
313	12	C	1,38	2x(0,25)			1,88	4	7,52	6,68	
314	14	C	1,38	2x(0,25)			1,88	4	7,52	9,09	
315	12	C	0,76	2x(0,25)			1,26	8	10,07	8,94	
400	16	G	2,51			2x(0,1)	2,71	8	21,68	34,22	
401	14	G	2,51			2x(0,1)	2,71	4	10,84	13,10	
402	14	G	8,06			2x(0,1)	8,26	8	66,08	79,85	
403	14	G	1,72			2x(0,1)	1,92	8	15,36	18,56	
404	14	G	5,23			2x(0,1)	5,43	8	43,44	52,49	
405	14	G	2,42			2x(0,1)	2,62	12	31,44	37,99	
406	12	G	10,18			2x(0,1)	10,38	8	83,04	73,72	
407	12	G	1,16			2x(0,1)	1,36	4	5,44	4,83	
408	12	G	1,15			2x(0,1)	1,35	4	5,40	4,79	
409	14	G	1,42			2x(0,1)	1,62	4	6,48	7,83	
600	8	O	2x 0,25	2x 0,25		2x(0,05)	1,10	210	231,00	91,15	

RESUMEN DE HIERROS											ESPECIFICACIONES TÉCNICAS			
VAR. COMER. 12m	8	10	12	14	16	18	20	22	GENERALES 1				EL HORMIGÓN CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. LOS DETALLES QUE AQUÍ NO CONSTAN DEBERÁN REGISTRARSE POR EL MISMO CÓDIGO. EN CASO DE DIFERENCIAS ENTRE LAS MEDIDAS Y LAS DEPENDENCIAS DEBE USARSE SIEMPRE LA QUE SE INDICA EN ESTOS DETALLES.	
RETACOS SOBRESANTES														
DESPERDICIOS														
TOTAL (kg)														
QUINTALES TOTAL DE HIERRO											TRASLAPES MÍNIMOS		RECURRIMIENTOS LIBRES MÍNIMOS	
141,45 qq					LONGITUD (cm)							COLUMNAS	3 cm	
1607,27 Kg					50							VIGAS	3 cm	
KILOGRAMOS DE HIERRO TOTAL LOSAS					60							LOSAS	2 cm	
6429,10 Kg					70							EN CONTACTO CON EL SUELO O AGUA		7,5 cm

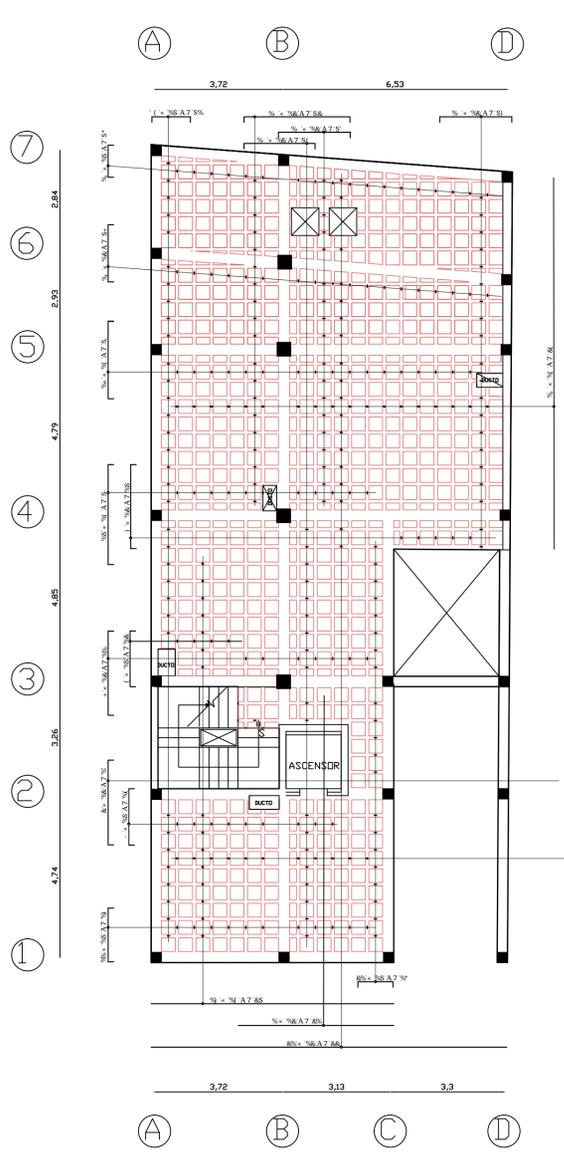
RESUMEN DE OTROS MATERIALES										
ELEMENTO										
MATERIAL	UNIDAD	CIMENTOS	CADENAS	PLINTOS	ESCALERAS	COLUMNAS	VIGAS	LOSAS	ESPECIFICACIONES V (Ø-D)	
HORMIGÓN CICLOPEO	m³									
HORMIGÓN SIMPLE	m³									
BLDQ0,30X0,15X0,08	u									
ESFUERZO A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN: 240 Kg / cm²		ESFUERZO PORTANTE DEL SUELO: 1,5 Kg / cm²				ESFUERZO DE TENSIÓN DEL ACERD: Fy = 4200 Kg / cm²				

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PLANO ESTRUCTURAL: 03 00 00 00 00 00 00 00

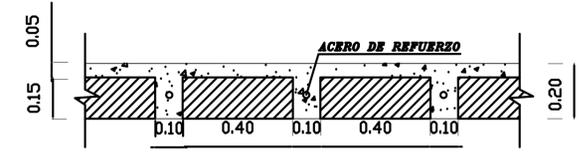
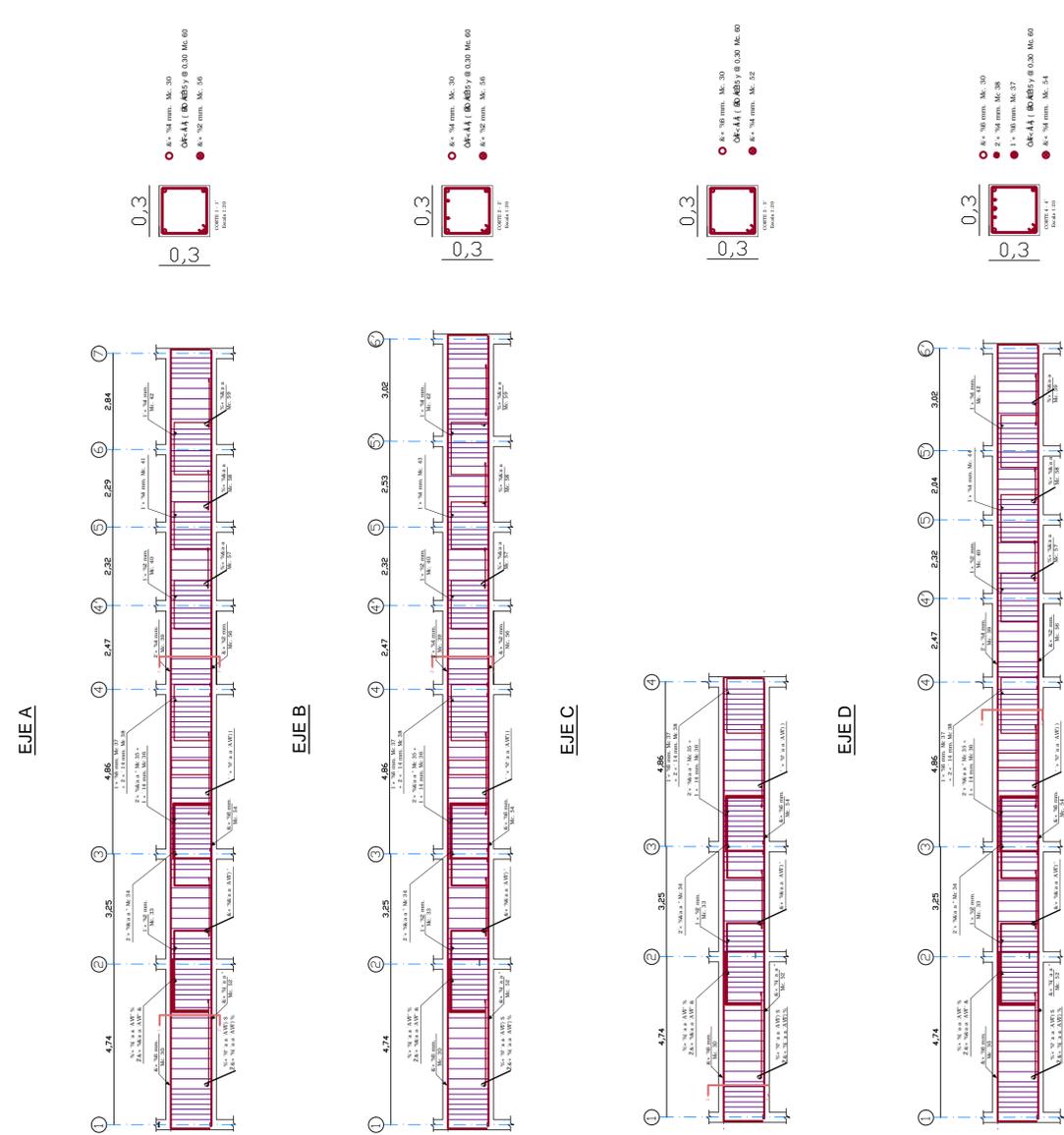
CALCULO: _____ TUTOR: _____

EGRESADA RDXANA VALLE	ING. MSC. VICTOR HUGO PAREDES	ESCALAS: INDICADAS	LÁMINA: _____
		FECHA: MAYO 2015	
		DIBUJO: _____	
		UBICACION: _____	7



LOSAS Nv + 3,48 + 6,36 + 9,24 + 12,12
ESCALA: 1 : 100

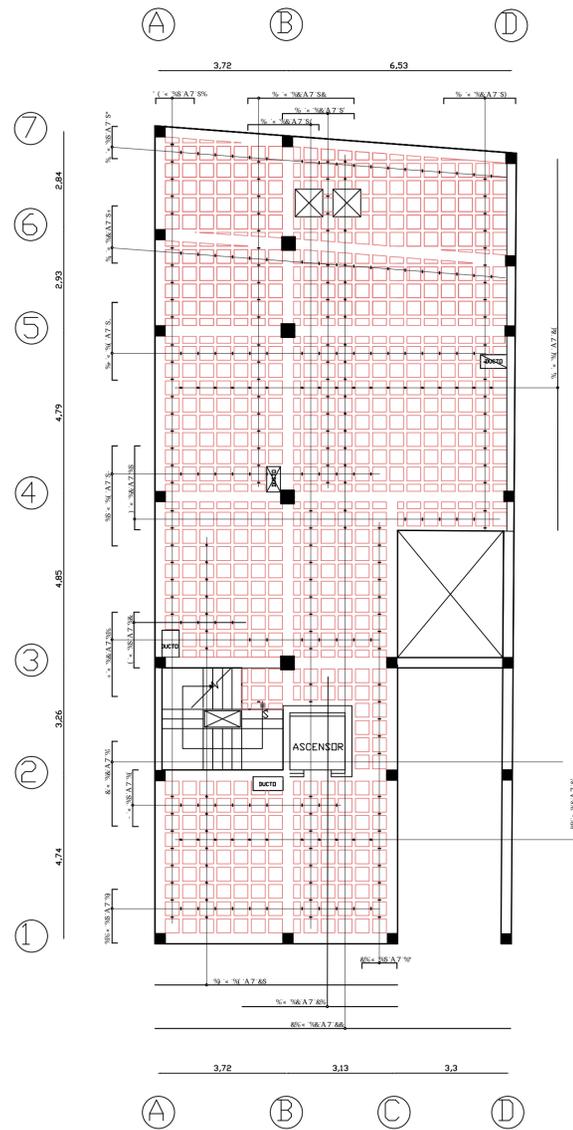
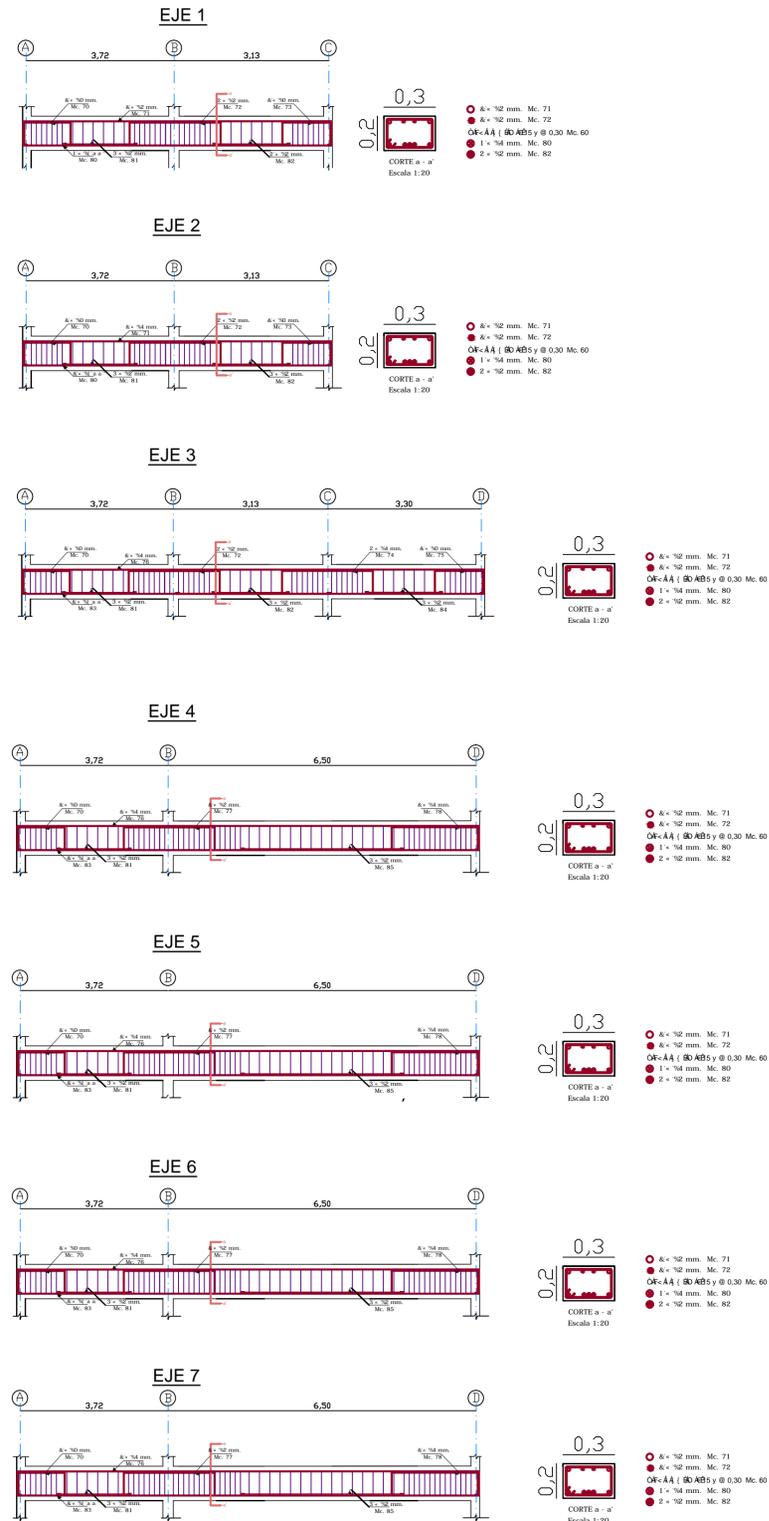
VIGAS SENTIDO Y - Corte Longitudinal



CORTE LOSA Nv + 0,60

Nota: Hierros Negativos (Superiores) se consideran a una distancia 0.3 * L Y Hierros Positivos (Inferiores) complementarios arrancan desde L/4

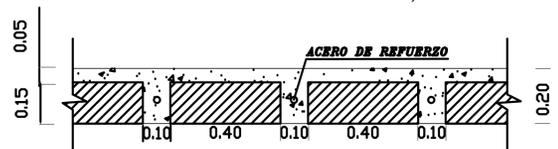
VIGAS SENTIDO X - Corte transversal



LOSAS Nv + 3,48 + 6,36 + 9,24 + 12,12

ESCALA: 1 : 100

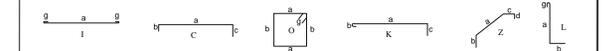
CORTE LOSA Nv + 0,60



PLANILLA DE HIERROS

MC	Ø (mm)	TIPO	DIMENSIONES (m)					Longitud de corte (m)	Nº	Longitud de desarrollo (m)	Peso (kg)
			a	b	c	d	g				
VIGAS DE LOSAS Nv +3,48 +6,36 +9,24 +12,12											
500	10	C	1,12	2x(0,15)			1,32	14	18,42	11,36	
501	14	C	6,35	2x(0,15)			6,55	8	52,40	63,32	
502	12	C	2,055	2x(0,15)			2,26	14	31,57	28,03	
503	12	C	0,94	2x(0,15)			1,14	8	9,11	8,09	
504	10	C	1,93	2x(0,15)			2,13	2	4,26	2,63	
506	14	C	10,17	2x(0,15)			10,37	10	103,70	125,31	
505	14	C	3,07	2x(0,15)			3,27	8	26,13	31,57	
700	14	I	6,35			2x(0,10)	6,55	3	19,65	23,75	
701	12	I	1,86			2x(0,10)	2,06	21	43,26	38,41	
702	12	I	1,57			2x(0,10)	1,77	8	14,12	12,54	
703	14	I	10,17			2x(0,10)	10,37	10	103,70	125,31	
704	12	I	3,25			2x(0,10)	3,45	12	41,40	36,76	
600	8	O	2x 0,25	2x 0,25		2x(0,05)	1,10	105	231,00	91,15	

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE HIERROS		ESPECIFICACIONES TECNICAS	
VAR. COMER. 12m	10 12 14 16 18 20 22	GENERALES 1	
RETACIOS SOBRIANTES		EL HORMIGON CUMPLE CON LAS NORMAS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION.	
DESPERDICIOS		LOS DETALLES QUE AGUI NO CONSTAN DEBERAN REGISTRAR POR EL MISMO CODIGO.	
REQUERIMIENTOS		EN CASO DE DIFERENCIAS ENTRE LAS MEDIDAS Y LAS DE LOS PLANOS DEBEN USARSE LAS QUE	
TOTAL (m)			
TOTAL (kg)			

QUINTALES TOTAL DE HIERRO	TRASLAPES MINIMOS	RECURRIMIENTOS LIBRES MINIMOS
13,16 Kg	$L > D$ LONGITUD (cm)	COLUMNAS _____ 3 cm
KILOGRAMOS DE HIERRO POR LOSA	8-16 40	VIGAS _____ 3 cm
598,21 Kg	18-20 50	LOSAS _____ 2 cm
KILOGRAMOS DE HIERRO TOTAL LOSAS	22-25 60	EN CONTACTO CON EL SUELO O AGUA _____ 7,5 cm
2392,86 Kg	1+1+1+1 70	

RESUMEN DE OTROS MATERIALES					
MATERIAL	UNIDAD	CIMENTOS	CADENAS	PLINTOS	ESCALERAS/COLUMNAS
HORMIGON CICLOPEO	m3				
HORMIGON SIMPLE	m3				
BLD00,30X0,15X0,08	u				

ESFUERZO A LA COMPRESION DEL HORMIGON	ESFUERZO PORTANTE DEL SUELO	ESFUERZO DE CEDENCIA DEL ACERD
240 Kg / cm2	1,5 Kg / cm2	4200 Kg / cm2

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA

PLANO ESTRUCTURAL: 03 00 U 000 000 000		ESCALAS: INDICADAS		LAMINA:
CALCULO:	TUTOR:	FECHA:	MAYO 2015	8
EGRESADA RDXANA VALLE	ING. MSC. VICTOR HUGO PAREDES	DIBUJO:		
		UBICACION:		

Nota: Hierros Negativos (Superiores) se consideran a una distancia $0,3 * L$ Y Hierros Positivos (Inferiores) complementarios arrancan desde $L/4$

