

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL
PLAN DE DISERTACIÓN DE GRADO PREVIO LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DISEÑO DE ESTRUCTURAS PARA VIVIENDAS DE HASTA DOS PISOS
APLICANDO LA NORMA NEC-11 Y LA NORMA ASCE 7 EN LA CIUDAD DE QUITO

AUTORES
JOSÉ MIGUEL PARRALES CLAVIJO
CLAUDIA PREHN GARCÉS

DIRECTOR: ING. JUAN CARLOS GARCÉS POUT

QUITO, 2014

DEDICATORIA

Dedicamos esta tesis a nuestras familias, quienes nos han apoyado incondicionalmente en los altos y bajos de la carrera, siendo con consejos, fortaleza, o simples gestos de cariño.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar agradecemos a Dios por ser siempre esa luz cálida que guía nuestros caminos. A todos los que contribuyeron, de una forma u otra, en la culminación de esta etapa de nuestra vida académica. En especial a nuestro director Juan Carlos, por compartir sus conocimientos y experiencias con nosotros, de manera muy generosa. A nuestros compañeros que nos han servido de soporte en el desarrollo de este proceso. Quisiéramos de muy especial agradecer a nuestras familias, a las que ya se les ha dedicado la disertación, pero sin las cuales no podríamos haber logrado este hecho tan importante en nuestras vidas.

RESUMEN:

Basados en una recopilación de información acerca del origen de los sismos, se identificó un alto peligro sísmico en el Ecuador. En la presente disertación, se evaluó dos sistemas estructurales sismo resistentes definidos en el capítulo 10: “VIVIENDA DE HASTA 2 PISOS CON LUCES DE HASTA 5.0 m” de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), pórticos a momento y muros portantes, ambos destinados a uso exclusivo de vivienda y contruidos de hormigón armado.

Se utilizó el programa Robot Analysis Structural para crear los modelos y analizar las secciones. Para el sistema de pórtico a momento se usó una estructura en planta de 8m x 8m, sin irregularidades (tanto en altura, como horizontal), de 2 pisos de altura o 5.5 metros. El modelo utilizado en los muros portantes es similar al propuesto en el Capítulo 10 del NEC-11, con una configuración en planta de 6m x 6m y de un solo piso, y enfocado especialmente a viviendas de interés social.

En ambos casos se comprobó que las cargas que se aplican a la estructura como; vivas, muertas, sísmicas, sean las mínimas utilizadas por el NEC-11 y por la ASCE 7. Además, se comparó los diseños de los elementos de hormigón armado entre el NEC-11 y el ACI 318-08.

Se concluyó que las estructuras son de ductilidad limitada. Las secciones propuestas para pórticos a momento por el NEC-11, no están acorde a zonas con sismicidad alta, puesto que no responden adecuadamente en un sismo. El diseño de los muros portantes para los dos casos resultó similar, y se determinó que estas estructuras responden adecuadamente ante cargas gravitacionales y sísmicas.

TABLA DE CONTENIDO

Capítulo 1: Introducción.....	1
1.1 Sismicidad.....	1
1.1.1 Antecedentes históricos.....	1
1.1.2 Origen de los Sismos	7
1.1.3 Ondas Sísmicas.....	11
1.1.4 Tipos de sismos	13
1.1.5 Intensidad del sismo	13
1.1.6 Magnitud del sismo	16
1.1.7 Los peores sismos de la historia	17
1.1.8 Sismicidad en el Ecuador	21
1.1.9 Sismicidad en Quito	24
1.2 Sistemas de pórticos a momento.....	25
1.2.1 Vigas Banda.....	26
1.3 Sistemas de muros portantes	27
Capítulo 2: Conceptos Generales de Diseño sismo resistente.....	30
2.1 Objetivos del diseño sismo resistente	30
2.2 Fuerzas Sísmicas.....	31
2.2.1 Espectro de Respuesta	32
2.2.2 Fuerza lateral Equivalente	32
2.3 Análisis Modal.....	33
Capítulo 3: Norma Ecuatoriana de la Construcción.....	36
3.1 Materiales.....	36
3.2 Requisitos de Diseño	36
3.3 Sistemas estructurales	37
3.3.1 Pórticos Resistentes a Momento.....	37

3.3.2	Muros Portantes	40
3.4	Planeamiento Estructural	44
3.4.1	Configuración Estructural	44
3.4.2	Simetría.....	49
3.4.3	Disposición de muros portantes.....	49
3.4.4	Juntas Constructivas	50
3.5	Determinación de Cargas	50
3.5.1	<i>Carga Permanente</i>	50
3.5.2	<i>Sobrecarga de Uso (Carga Viva)</i>	51
3.5.3	<i>Carga Sísmica</i>	51
3.6	Combinaciones de Carga	55
Capítulo 4:	Norma ASCE 7.....	56
4.1	Categoría de Diseño Sísmico	56
4.2	Sistemas estructurales	57
4.2.1	Pórticos a momento	57
4.2.2	Muros estructurales.	63
4.3	Espectro de Respuesta de Diseño	67
4.4	Categoría de Ocupación de Estructuras	69
4.5	Factor de Importancia (I_e)	70
4.6	Clasificación de Irregularidades	71
4.6.1	Irregularidad Horizontal	71
4.6.2	Irregularidades verticales.....	72
4.6.3	Diafragmas Rígidos	73
4.7	Dirección de la Carga Sísmica.....	73
4.8	Procedimiento de Selección de Análisis	74
4.9	Fuerza Lateral Equivalente	75
4.9.1	Determinación del Período Fundamental de Vibración	76

4.9.2	Distribución Vertical del Corte.....	78
4.9.3	Distribución horizontal.....	79
4.9.4	Torsión.....	79
4.10	Cargas	80
4.10.1	Cargas Muertas	80
4.10.2	Cargas Vivas.....	81
4.10.3	Carga Sísmica.....	82
4.11	Combinaciones de cargas.....	84
4.12	Determinación de la Deriva de Piso (Δ)	85
4.13	Efecto P-delta.....	87
Capítulo 5:	Diseño según la normativa Nec-11.....	89
5.1	Sistema de pórtico a momento.....	89
5.1.1	Materiales	89
5.1.2	Cargas de diseño.....	89
5.1.3	Diseño de vigas.....	90
5.1.4	Diseño de columnas.....	97
5.1.5	Diseño de Nudos.....	105
5.2	Sistema de muros portantes	106
5.2.1	Materiales	107
5.2.2	Combinaciones de Carga.....	107
5.2.3	Cargas de diseño.....	110
5.2.4	Diseño de muros	110
5.2.5	Diseño de vigas de acople	114
Capítulo 6:	Diseño según la normativa ASCE 7	120
6.1	Sistema de pórtico a momento.....	120
6.1.1	Materiales	120
6.1.2	Cargas de diseño.....	121

6.1.3	Diseño de vigas.....	129
6.1.4	Diseño de columnas.....	135
6.1.5	Diseño de Nudos.....	143
6.2	Sistema de muros portantes	145
6.2.1	Materiales	145
6.2.2	Combinaciones de Carga.....	146
6.2.3	Cargas de diseño.....	148
6.2.4	Diseño de muros	150
6.2.5	Diseño de vigas de acople	153
Capítulo 7:	Conclusiones.....	159
BIBLIOGRAFÍA	161
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
ÍNDICE DE TABLAS	XII
PLANOS ESTRUCTURALES	163

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Supercontinente propuesto por Sues.....	1
Figura 1-2 Pangea.....	2
Figura 1-3 Fragmentación continental y formación de una nueva cuenca oceánica.	3
Figura 1-4 Modelos de convección.	4
Figura 1-5 Placas tectónicas	5
Figura 1-6 Mosaico de las placas rígidas que constituyen la superficie externa de la Tierra	6
Figura 1-7 Capas de la Tierra	8
Figura 1-8 Estructura interna de la Tierra	9
Figura 1-9 Hipocentro y epicentro.....	9
Figura 1-10 Sismos y volcanes en bordes de placas.....	10
Figura 1-11 Movimiento de las partículas del terreno durante el paso de las ondas de volumen P y S.....	12
Figura 1-12 Tipos de ondas	12
Figura 1-13 Relación entre intensidad y distancia del epicentro.....	14
Figura 1-14 Energía equivalente de los sismos	18
Figura 1-15 Mapa de epicentros del Ecuador.....	22
Figura 1-16 Mapa de fallas activas.....	23
Figura 1-17 Sistemas de fallas de Quito.....	25
Figura 1-18 Sistema de pórticos	26
Figura 1-19 Esquema de punzonamiento en vigas banda.....	27
Figura 1-20 Construcción de muros portantes.....	28
Figura 1-21 Armado de muros	29
Figura 1-22	29
Figura 2-1 Sistema simplificado de un grado de libertad.....	32
Figura 2-2 Desplazamientos y fuerza lateral	33
Figura 2-3 Efecto de péndula invertido en estructuras	34
Figura 2-4 Modos de vibración	34
Figura 3-1 Separación de estribos	39
Figura 3-2 Refuerzo transversal en columnas	39
Figura 3-3 Restricción a la deformación lateral	43
Figura 3-4 Discontinuidad.....	45

Figura 3-5 Irregularidad.....	45
Figura 3-6 Disposición de Muros portantes	49
Figura 3-7. Mapa para diseño sísmico.....	52
Figura 3-8. Aceleraciones por zona.....	52
Figura 4-1 Diagrama de interacción	58
Figura 4-2 Requisitos refuerzo transversal en columnas.....	59
Figura 4-3 Traslapes mínimos en columnas	59
Figura 4-4 Refuerzo transversal en Lo	60
Figura 4-5 Momentos probables en las columnas	61
Figura 4-6 Momento resistente en la columna	62
Figura 4-7 Momentos probables en las vigas	62
Figura 4-8 Dimensión efectiva de alas	66
Figura 4-9 Elementos de borde.....	67
Figura 4-10 Espectro de Diseño de Respuesta	69
Figura 4-11 Relación Aproximada entre el número de Vidas en Riesgo por una Falla y la Categoría de Ocupación.....	70
Figura 4-12 Propiedades.....	78
Figura 4-13. Valores de S_s y S_1	82
Figura 4-14 Derivas	86
Figura 5-1 Modelo de estructura con pórticos a momento	89
Figura 5-2	91
Figura 5-3	91
Figura 5-4	92
Figura 5-5	97
Figura 5-6	97
Figura 5-7	98
Figura 5-8	98
Figura 5-9	99
Figura 5-10	99
Figura 5-11	103
Figura 5-12	107
Figura 5-13	111
Figura 5-14	113

Figura 5-15	113
Figura 5-16	114
Figura 6-1	120
Figura 6-2	123
Figura 6-3	128
Figura 6-4	129
Figura 6-5	129
Figura 6-6	130
Figura 6-7	135
Figura 6-8	135
Figura 6-9	136
Figura 6-10	136
Figura 6-11	137
Figura 6-12	137
Figura 6-13	142
Figura 6-14	145
Figura 6-15	149
Figura 6-16	150
Figura 6-17	152
Figura 6-18	152
Figura 6-19	153

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1. Escala de Mercalli Modificada (MM).....	14
Tabla 1-2. Escala Richter.....	17
Tabla 1-3 Últimos sismos en Ecuador	19
Tabla 1-4 Los 10 peores terremotos registrados en el mundo (1900-2010).....	20
Tabla 2-1 Desempeño requerido para una estructura	30
Tabla 3-1. Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas.....	38
Tabla 3-2. Índice de Densidad de Muros (d%) en cada dirección de la planta.	40
Tabla 3-3. Cuantía de Refuerzo mínima (eje vertical y horizontal)	41
Tabla 3-4. Valor del factor k	43
Tabla 3-5. Coeficientes de irregularidad en planta.....	47
Tabla 3-6. Coeficientes de irregularidad en elevación	48
Tabla 3-7. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, L_o	51
Tabla 3-8. Coeficiente de Respuesta Sísmica.....	53
Tabla 3-9. Sistemas estructurales de viviendas resistentes a cargas sísmicas	53
Tabla 4-1. Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración de respuesta de periodo corto	56
Tabla 4-2. Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración de respuesta de periodo 1-S.....	56
Tabla 4-3. Factores y Coeficientes de Diseño Para Sistemas Sismo resistentes	57
Tabla 4-4. Factores y Coeficientes de Diseño Para Sistemas Sismo resistentes	63
Tabla 4-5. Diseño Vigas de Acople.....	67
Tabla 4-6. Factor de Importancia por Categoría de Ocupación para Carga Sísmica	70
Tabla 4-7. Irregularidad Horizontal.....	71
Tabla 4-8. Irregularidad Horizontal.....	72
Tabla 4-9 Métodos de Análisis	74
Tabla 4-10. Valores de parámetros para el Periodo Aproximado	77
Tabla 4-11. Coeficiente para el periodo superior del periodo calculado.....	77
Tabla 4-12. Cargas Vivas Mínimas Uniformemente Distribuidas y Concentradas	81
Tabla 4-13. Coeficiente de Sitio, F_a	83
Tabla 4-14. Coeficiente de Sitio, F_v	83

Tabla 4-15. Clasificación del tipo de suelo	84
Tabla 5-1. Cargas (Cap. 1 - NEC 11)	90
Tabla 5-2. Viga rectangular doblemente armada.....	93
Tabla 5-3. Flexion 21.5.1 (ACI 318-08).....	94
Tabla 5-4. Corte 21.5.3 (ACI 318-08).....	95
Tabla 5-5. Resultados cara de la columna	96
Tabla 5-6. Resultados mitad de la viga.....	96
Tabla 5-7. Análisis de columna rectangular simétrica (ACI 318S -08)	100
Tabla 5-8. Datos del diagrama de interaccion de secciones rectangulares.....	101
Tabla 5-9.....	101
Tabla 5-10. Viga 1	102
Tabla 5-11. Refuerzo Transversal ACI 318-11, 21.6.4	102
Tabla 5-12.....	103
Tabla 5-13.....	103
Tabla 5-14. Momentos Probables Máximos En Las vigas	104
Tabla 5-15. Nudos 21.7 (ACI 318-11)	105
Tabla 5-16. Casos de carga.....	107
Tabla 5-17. Cargas (Cap. 1 - NEC 11)	110
Tabla 5-18. Distribución del corte (Cap 2. NEC 11).....	110
Tabla 5-19. Muro rectangular - NEC 11.....	112
Tabla 5-20 Verificación de Corte	112
Tabla 5-21. Espaciamiento Máximo Horizontal y Vertical.....	113
Tabla 5-22.....	113
Tabla 5-23.....	113
Tabla 5-24.....	114
Tabla 5-25. Flexion 21.5.1 (ACI 318-08).....	115
Tabla 5-26. Corte 21.5.3 (ACI 318-08)	116
Tabla 5-27. Flexion 21.5.1 (ACI 318-08).....	117
Tabla 5-28. Corte.....	118
Tabla 5-29. Resultados (LN = 1.0 m).....	119
Tabla 5-30. Resultados (LN = 1.90 m).....	119
Tabla 6-1. Cargas (ASCE 7).....	121
Tabla 6-2. Parámetros para Corte Basal	122

Tabla 6-3. Corte Basal	124
Tabla 6-4. Flexion 21.5.1 (ACI 318-08).....	131
Tabla 6-5. Flexion 21.5.1 (ACI 318-08).....	132
Tabla 6-6. Corte 21.5.3 (ACI 318-08)	133
Tabla 6-7. Resultados cara de la columna	134
Tabla 6-8. Resultados mitad de la viga.....	134
Tabla 6-9. Analisis de columna rectangular simetrica	138
Tabla 6-10. Datos del diagrama de interaccion de secciones rectangulares.....	139
Tabla 6-11.....	139
Tabla 6-12. Momentos Probables Máximos En Las vigas	140
Tabla 6-13. Refuerzo Transversal ACI 318-11, 21.6.4	140
Tabla 6-14.....	141
Tabla 6-15. Refuerzo Transversal en "lo"	141
Tabla 6-16.....	142
Tabla 6-17. Momentos Probables Máximos En Las vigas	142
Tabla 6-18. Corte de Diseño.....	143
Tabla 6-19. Nudos 21.7 (ACI 318-11)	143
Tabla 6-20. Casos de carga.....	146
Tabla 6-21. Cargas (ASCE 7).....	148
Tabla 6-22. Aceleraciones Espectrales de Sitio.....	148
Tabla 6-23 Corte Basal	149
Tabla 6-24. Muro rectangular	151
Tabla 6-25. Verificación de corte	151
Tabla 6-26. Espaciamiento Máximo Horizontal.....	152
Tabla 6-27. Refuerzo Horizontal	153
Tabla 6-28. Refuerzo Vertical	153
Tabla 6-29.....	154
Tabla 6-30. Flexion 21.5.1 (ACI 318-08).....	154
Tabla 6-31. Corte 21.5.3 (ACI 318-08)	155
Tabla 6-32. Flexion 21.5.1 (ACI 318-08).....	156
Tabla 6-33. Corte 21.5.3 (ACI 318-08)	157
Tabla 6-34. Resultados (LN = 1.0 m).....	158
Tabla 6-35. Resultados (LN = 1.90 m).....	158

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Sismicidad

La Sismología es la rama de la geofísica que estudia los sismos y las propiedades elásticas de la Tierra. Un sismo es un repentino movimiento o vibración de una parte de la corteza terrestre causada por la acción de ciertas fuerzas presentes en la tierra, por donde las ondas sísmicas parten y se propagan.

1.1.1 Antecedentes históricos.

1.1.1.1 Teoría de la Deriva Continental

Desde que se trazan los primeros mapas (siglos XVI y XVII), los cartógrafos notaron que las costas de los continentes (en particular de África y América del Sur) si se pudiesen mover, se ajustarían como piezas de un rompecabezas (Figura 1-1).

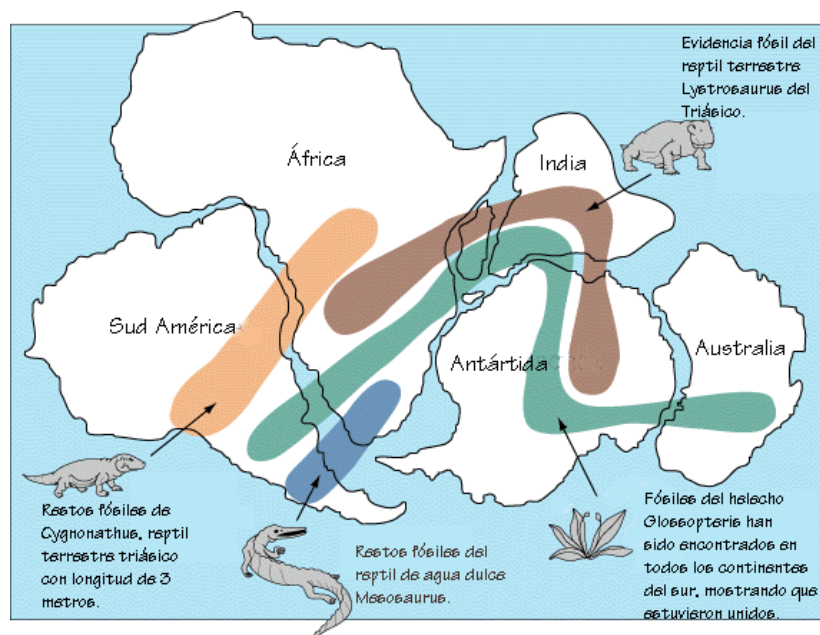


Figura 1-1 Supercontinente propuesto por Sues

Fuente: <http://roble.pntic.mec.es/afep0032/antecedenteshistoricos.html>

En 1885, el geólogo suizo Sues, basándose en la distribución de las plantas fósiles y los sedimentos de origen glaciar, propuso la existencia hace millones de años de un

supercontinente llamado Gondwana que incluía India, África y Madagascar, Australia y Sudamérica.

Alfred Wegener, geofísico y meteorólogo alemán, mejoró esta teoría añadiendo los continentes del Norte al rompecabezas, y notó que la cadena de las Montañas Apalaches en Norte América continuaba como las Montañas Caledonias en el Norte de Europa.

Para explicar estos datos, Wegener propuso la teoría de la deriva continental, en su libro “*Los Orígenes de los Continentes y los Océanos*”, publicado en 1915. Su teoría enunciaba que todos los continentes estaban originalmente unidos en un supercontinente llamado Pangea (compuesta por Laurasia en el norte y Gondwanaland en el sur). Además planteó la hipótesis de que hace aproximadamente 200 millones de años, la Pangea se separó y los continentes empezaron un largo y lento viaje a sus posiciones actuales (Figura 1-2).

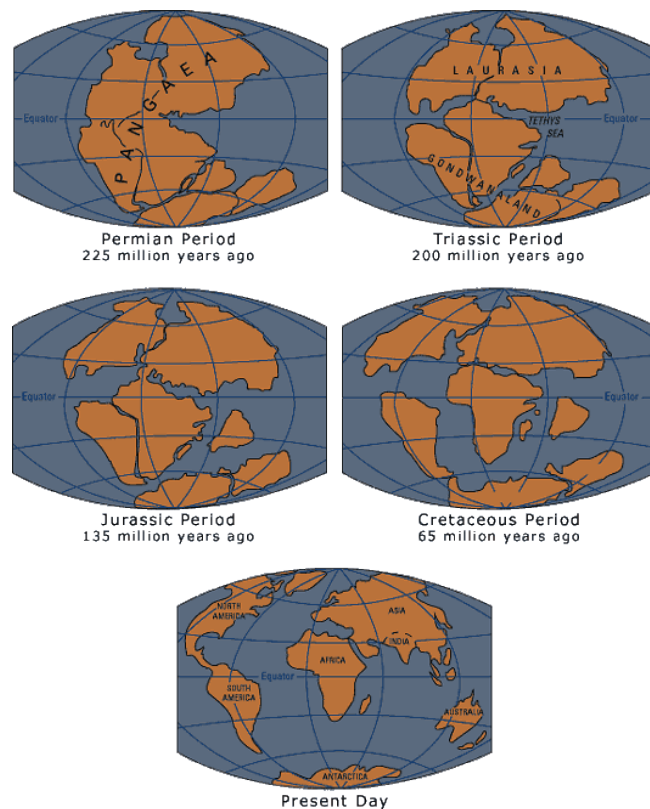


Figura 1-2 Pangea

Fuente: <http://www.exploratorium.edu/faultline/activezone/slides/pangea-slide.html>

El principal motivo por el que la teoría de Wegener no fue aceptada en la época fue la falta de un mecanismo que ocasionase el movimiento de los continentes. Esta realidad cambió con el surgimiento de la teoría de la expansión de los fondos oceánicos.

1.1.1.2 Expansión de los fondos oceánicos

Luego de la Segunda Guerra Mundial, investigadores empezaron a emplear buques oceanográficos equipados con sonar para el estudio del fondo marino. Con esto, se empezaron a confeccionar mapas que mostraban enormes valles profundos (fosas oceánicas¹), grandes cadenas montañosas (dorsales oceánicas²) y amplias llanuras en los fondos marinos. Se documentaron la existencia de cordilleras oceánicas en medio del Océano Atlántico, en el Pacífico y en el océano Índico. Además se descubrió que los fondos oceánicos eran muy jóvenes y están formados por materiales volcánicos.

El descubrimiento de que la capa de sedimentos que revestía a la superficie del fondo del Atlántico era más fina de lo que se suponía y que la edad de las rocas correspondía a tan solo el 5% de la historia de la Tierra, llevó al desarrollo de la teoría de propagación del fondo oceánico: las crestas medias oceánicas representaban zonas estructuralmente más débiles, haciendo con que el magma proveniente de las capas profundas de la Tierra ascienda con facilidad hacia la superficie, dando origen a una nueva cresta oceánica y a la expansión hacia los lados de la roca existente, como muestra la Figura 1-3:

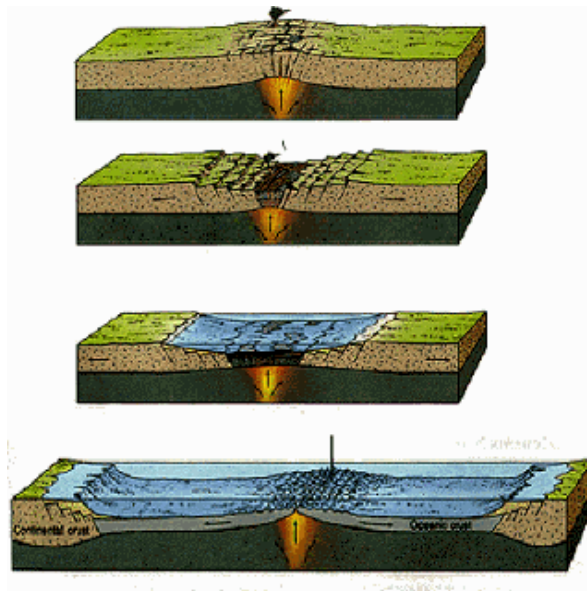


Figura 1-3 Fragmentación continental y formación de una nueva cuenca oceánica.

Fuente: <http://www.branches.co.uk/earth/tectonic.htm>

¹ Las fosas submarinas son las manifestaciones superficiales producidas a medida que la litósfera desciende hacia el manto. Estas grandes depresiones lineales son notablemente largas y profundas. (Tarbuck, et al, 2013)

² Áreas elevadas del fondo oceánico que se caracterizan por gran flujo caliente y vulcanismo. El sistema de dorsales global es la característica topográfica más larga sobre la superficie de la Tierra, superando los 70.000 km de longitud. (Tarbuck, et al, 2013)

En los años 60, surgieron algunas teorías enfocadas a explicar la expansión del fondo del océano y el movimiento de los continentes. La mejor explicación se obtuvo cuando se estudió el magnetismo de las rocas del fondo oceánico y se descubrió que a ambos lados de las cordilleras oceánicas existían bandas paralelas de rocas que tenían la misma polaridad magnética y que mostraban una simetría alrededor de las cumbres de las cordilleras oceánicas.

En el año 1968, Tuzo Wilson sugirió que la superficie terrestre está dividida en grandes placas rígidas, denominadas placas litosféricas o tectónicas, y sus límites coinciden con los cinturones sísmicos y volcánicos.

Con estos avances, los geólogos concluyeron que el origen del movimiento de las placas se debe a corrientes de materiales en el manto, las denominadas *corrientes de convección*³, y sobre todo, en la fuerza de la gravedad.

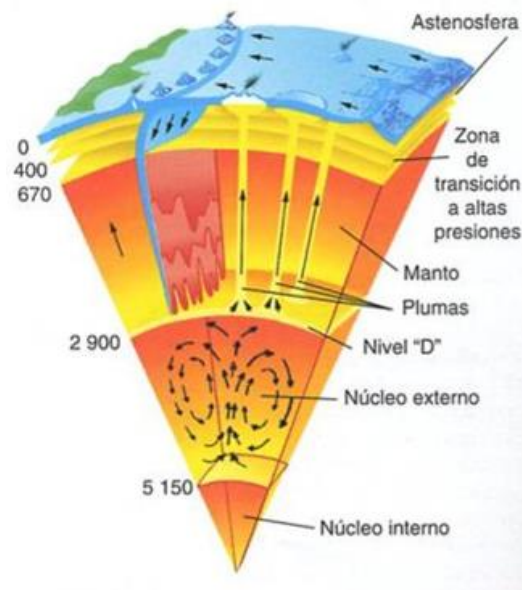


Figura 1-4 Modelos de convección.

Fuente: <http://roble.pntic.mec.es/afep0032/movimientoplacas.html>

³ El flujo convectivo en el manto rocoso, en el que las rocas calientes flotantes ascienden y los materiales más densos y fríos se hunden, es la fuerza impulsora subyacente para la tectónica de placas.

Estos descubrimientos y las diversas teorías expuestas condujeron a unir la teoría de la deriva de los continentes con la teoría de la expansión del fondo de los océanos, resultando en la teoría sintética de la tectónica de placas.

1.1.1.3 Tectónica de placas

Dado que las placas están en constante movimiento en relación con las demás, la mayoría de las interacciones entre ellas (y por consiguiente la mayor deformación) se produce a lo largo de los bordes. De hecho, los bordes de placa se establecieron por primera vez, representando las localizaciones de los terremotos y los volcanes.

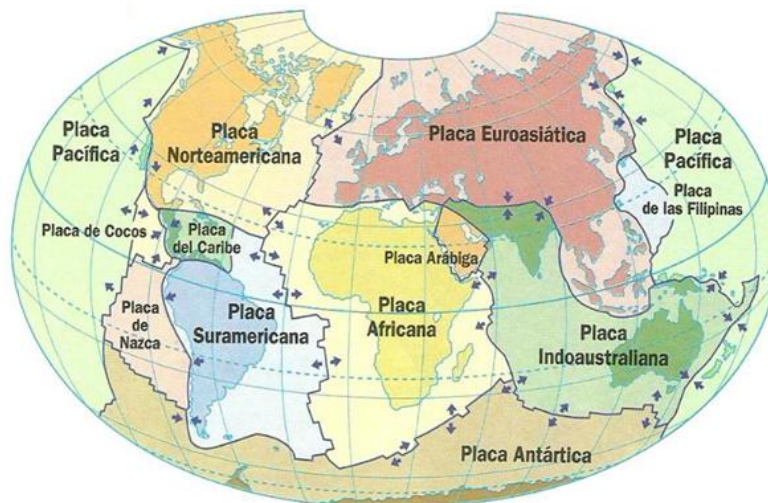


Figura 1-5 Placas tectónicas

Fuente: <http://geohistorias.wikispaces.com/TEMA+3.+LAS+FORMAS+DE+LA+TIERRA>.

Las placas tienen tres tipos distintos de límites o bordes: Límites divergentes o bordes constructivos, Límites convergentes o bordes destructivos y Límites transformantes o bordes pasivos, como muestra la Figura 1-6. Cada uno de estos límites origina diferentes tipos de falla:

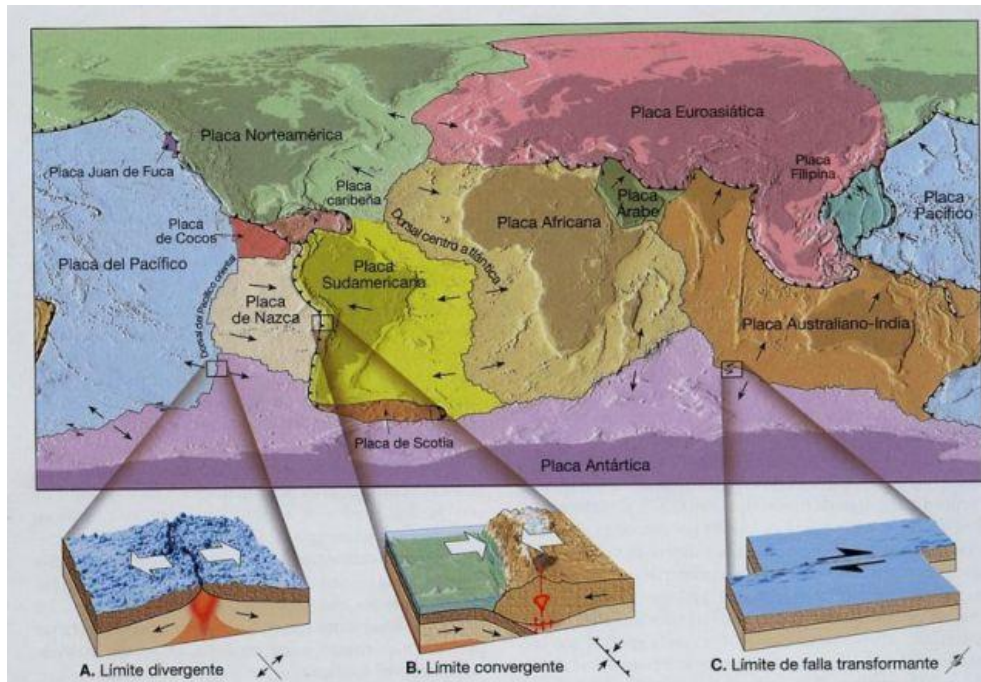


Figura 1-6 Mosaico de las placas rígidas que constituyen la superficie externa de la Tierra

Fuente: W.B. Hamilton, U.S. Geology Survey, (Tarbuck, et al - 2013)

- a) **Límites divergentes:** las placas se alejan entre si debido a la generación de nueva corteza oceánica. Este movimiento origina un tipo de falla normal, en que los dos bloques de la falla se distancian uno en relación al otro, siguiendo la inclinación del plano de falla. Cuando la tensión aplicada sobre la corteza continental ultrapasa los límites del material que la constituye, surgen fracturas de tensión a la superficie da corteza. Las fracturas posibilitan la ascensión del magma, provocando su alargamiento y eventualmente formando volcanes. La expansión del fondo oceánico ocurre de manera similar, por lo que los bordes divergentes también se denominan *centros de expansión*. Ejemplo: la separación de Arabia Saudita del continente Africano que llevó a la formación del Mar Rojo.
- b) **Límites convergentes:** las placas se mueven una en dirección a la otra. Este movimiento origina una falla inversa, en la que uno de los bloques tiene un sentido ascendente sobre el plano de inclinación da falla. Los bordes convergentes también se denominan *zonas de subducción* debido a que la litosfera desciende (es subducida) hacia el manto. La subducción se produce porque la densidad de la placa tectónica descendente es mayor que la de la astenosfera subyacente. *Ejemplo:* la convergencia océano-continente en Sud América, resultando en la formación de los Andes. Aquí,

la placa oceánica NAZCA se encuentra en convergencia y sufre subducción en relación a la placa continental de América del Sur.

- c) **Fronteras transformantes:** la corteza no es generada ni tampoco destruida a medida que las placas se deslizan horizontalmente una en relación a otra, dando origen a fallas de desplazamiento. Normalmente las fallas transformantes son parte de fisuras en el fondo oceánico conocidas como *fallas de fractura*, que abarcan las fallas transformantes activas y sus extensiones inactivas en el interior de las placas. Ejemplo: la falla de San Andrés, en la costa de California. Aquí, la placa del Pacífico se desliza horizontalmente en relación a la placa de América do Norte, en el sentido noroeste.

En resumen, la teoría de Placas Tectónicas indica que los continentes (litósfera) se mueven sobre el magma. La litosfera a su vez, se divide en placas tectónicas y estas se deslizan por causa de las corrientes de convección en el interior da Tierra (causadas también por la expulsión de magma por fisuras entre las placas resultando en la expansión del fondo de los océanos). Estas placas se desplazan e interactúan entre sí, lo que hace que sus extremos sean locales de actividad geológica intensa, verificándose los sismos y volcanes.

Para el autor Tarbuck, la tectónica de placas es la primera teoría que proporciona una visión exhaustiva de los procesos que produjeron las principales estructuras de la superficie terrestre, incluidos los continentes y las cuencas oceánicas.

1.1.2 Origen de los Sismos

El planeta Tierra posee tres capas principales que varían de acuerdo a su composición física y química. Esas capas están divididas en Núcleo, Manto y Corteza:

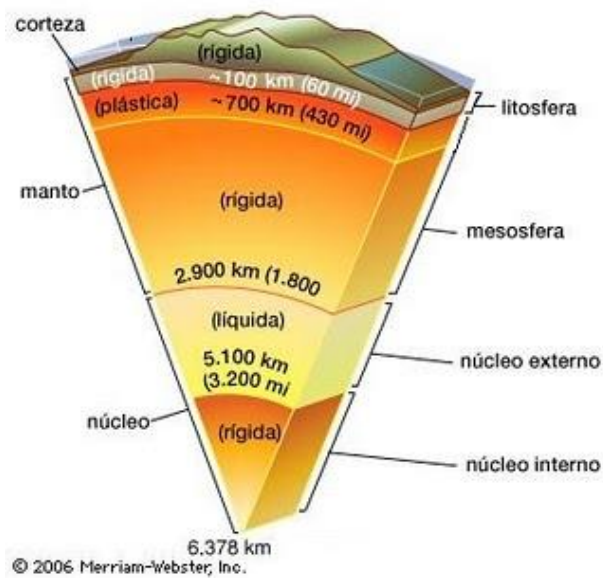


Figura 1-7 Capas de la Tierra

Fuente: http://www.igc.usp.br/geologia/a_terra.php

La corteza es la capa superficial compuesta básicamente por composición de granito en los continentes y basalto en los océanos, en esta capa se desarrolla la vida. Dentro de esta existen subdivisiones:

- Corteza oceánica y continental: es una fina capa de la tierra compuesta por rocas y suelos donde se desarrolla la vida (50 a 60 km de espesura).
- Astenósfera: Profundidad entre 60 a 400 km de la superficie terrestre, forma parte del manto superior y se compone por rocas fundidas dentro de esa estructura predominantemente sólida.

La corteza oceánica y continental, junto con una parte superior del manto, forma una capa rígida con 100 a 400 km de espesura. Se conoce esta capa como litosfera.

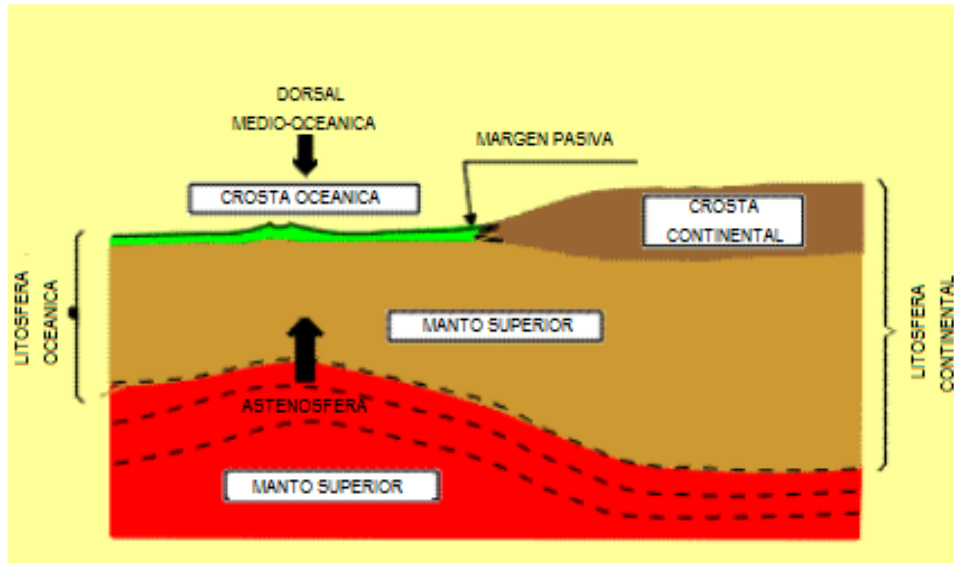


Figura 1-8 Estructura interna de la Tierra

Fuente: <http://www.euachei.com.br/educacao/geografia/litosfera/>

1.1.2.1 Hipocentro y epicentro

La zona en el interior de la tierra en la cual se produce la liberación de energía en el sismo se denomina foco o *hipocentro*, en esta zona se origina la ruptura o el desplazamiento de las rocas.

El punto correspondiente a la vertical del foco en la superficie de la tierra, se denomina *epicentro* y corresponde a la zona donde se percibe al sismo con mayor intensidad.

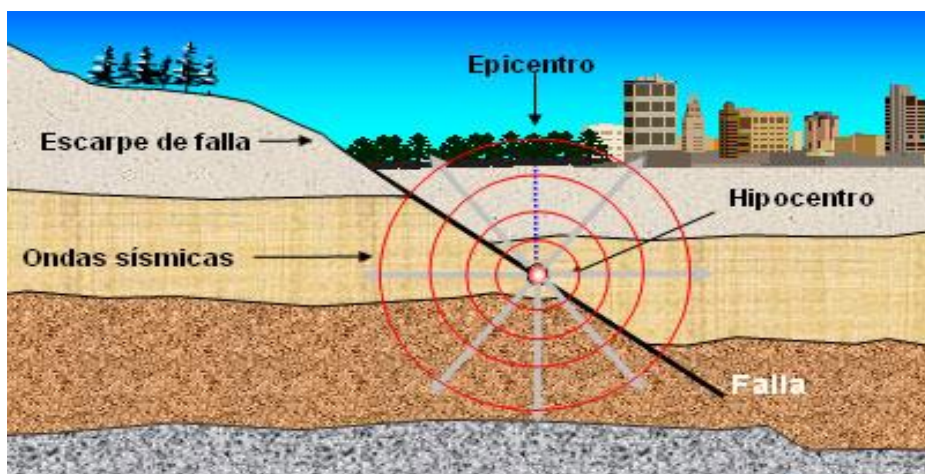


Figura 1-9 Hipocentro y epicentro

Fuente: <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=16>

1.1.2.2 La distribución de terremotos y volcanes en la superficie terrestre

En los años 60 se estableció una red mundial de sismógrafos para localizar los epicentros de todos los terremotos que sucedían anualmente y elaborar mapas de distribución. Al elaborar estos mapas se descubrió que los epicentros de los terremotos se distribuían en zonas muy estrechas, llamadas cinturones sísmicos, y que coincidían con la presencia de volcanes. Los bordes de las placas tectónicas son más activas, por lo que se observa una concentración de eventos sísmicos en estas zonas conocidas como regiones interplacas, como se puede ver en la Figura 1-1010.

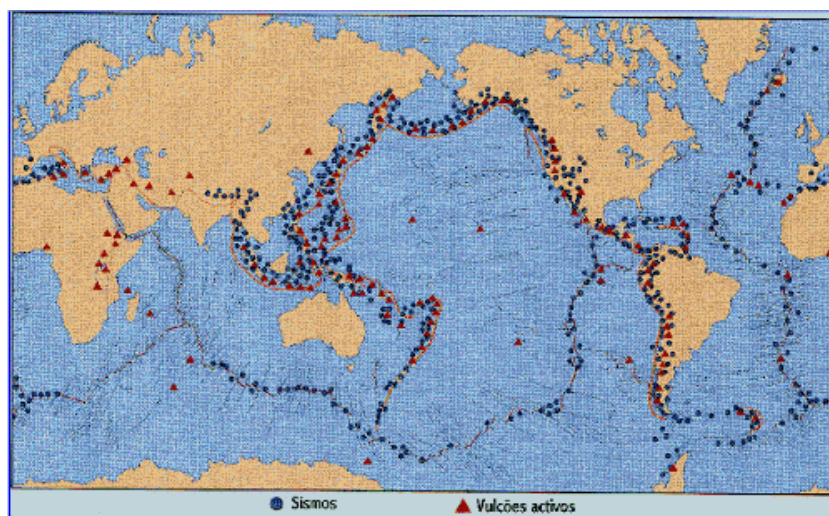


Figura 1-10 Sismos y volcanes en bordes de placas

Fuente: http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/onde_sismo.html

Las regiones más propensas a terremotos es en el encuentro de placas tectónicas, como el oeste de América del Sur donde está localizada la placa de Nazca y la placa Sudamericana, ver Figura 1-5. Los temblores y terremotos que se sienten en América del Sur ocurren básicamente debido al movimiento del continente sudamericano (América del Sur alejándose de África a una velocidad aproximada de 2 a 4 cm al año), cuando este movimiento en la dirección oeste provoca grandes terremotos de orden de 7 a 8 puntos en la escala de Richter, en el medio o en el interior de la placa, los temblores son de magnitudes menores de 3, 4 hasta 5 puntos.

La placa de Nazca se sumerge por debajo de la placa sudamericana, cerca de 10 cm al año, la de Cocos y del Caribe no se afectan directamente por el desplazamiento de la placa sudamericana, a pesar de que pasa muy próxima a ellas. También se verifica la separación

entre Africa y Asia, en la region de la Península arábica, lo que tiende a aumentar el ancho del Mar Rojo, originando un océano.

1.1.3 Ondas Sísmicas

Las ondas sísmicas son la propagación de perturbaciones temporales generadas por pequeños movimientos en un medio. Estas perturbaciones generan energía que se difunde en forma de ondas sísmicas, originando movimientos sísmicos. Las perturbaciones se deben a repentinos desplazamientos en fallas o hendiduras en la tierra, originadas en el interior de la corteza terrestre.

En el interior de la corteza terrestre se producen dos tipos de ondas sísmicas: compresionales (ondas P) o de corte (ondas S). Estas ondas viajan a través de la tierra, y son conocidas como ondas de cuerpo u ondas internas.

El primer tipo de onda es longitudinal y provoca sucesivas compresiones y dilataciones del medio en la dirección en que se propaga la onda, siendo la onda sísmica con mayor velocidad y las primeras registradas en los centros sismológicos. Es conocida como onda dilatacional, compresional, longitudinal, primaria, o simplemente onda P.

El segundo tipo de onda provoca deformaciones de cizallamiento, con vibraciones transversales a la dirección de propagación de la onda, por lo que se la conoce como onda cizallante, transversal, secundaria o simplemente onda S. Su velocidad es menor a la de la onda P y, a diferencia de esta, no puede viajar a través de fluidos, lo que genera áreas en la superficie donde no existan ondas S.

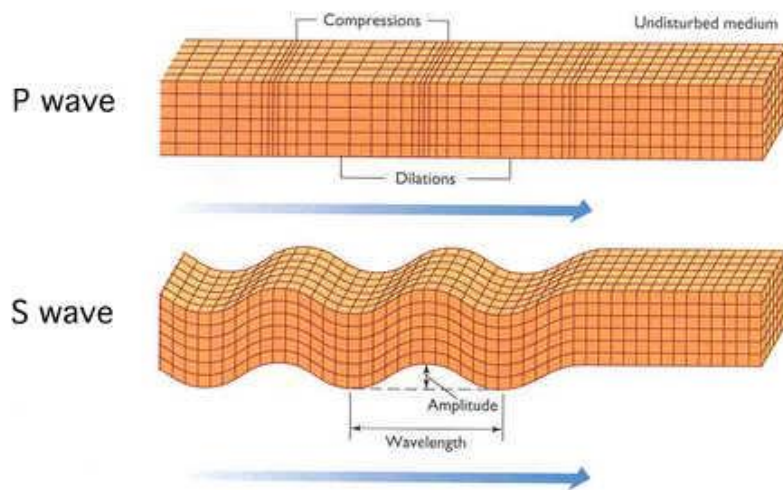


Figura 1-11 Movimiento de las partículas del terreno durante el paso de las ondas de volumen P y S

Fuente: <http://quake.abag.ca.gov/students/seismic-waves/>

Además de las ondas internas, existe otro tipo de ondas, que viajan por la superficie terrestre. Estas se dividen en dos categorías: ondas Rayleigh y ondas Love. A pesar de que estas ondas superficiales son más lentas que las ondas de cuerpo, sus efectos son más catastróficos.

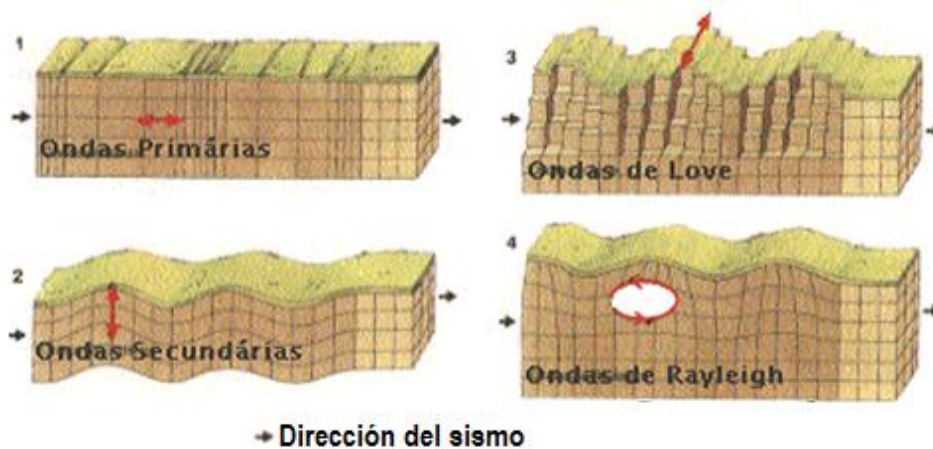


Figura 1-12 Tipos de ondas

Fuente: http://domingos.home.sapo.pt/estruterra_2.html

Las ondas Rayleigh se originan por la interacción entre las ondas P y la componente vertical de las ondas S. Son las ondas más lentas, con velocidades que van de 1 a 4 km/s y viajan por la superficie terrestre con un movimiento ondulatorio similar a las olas marinas. Estas ondas provocan que algunas zonas de la superficie terrestre emerjan y otras se hundan.

Las ondas Love se originan en la interferencia constructiva de la componente horizontal de las ondas S. Si bien más lentas que las ondas internas, las ondas Love tienen velocidades de

1 a 4,5 km/s, siendo más veloces que las Rayleigh. Estas ondas provocan cortes en la superficie terrestre.

1.1.4 Tipos de sismos

Los sismos se pueden clasificar, con base en su origen en: naturales y artificiales. Los sismos de origen natural son los que, generalmente, liberan mayor cantidad de energía y consecuentemente tienen efectos mayores. Los sismos de origen natural se subdividen en tres tipos:

Sismos de origen tectónico: son asociados a fallas tectónicas, que normalmente ocurren por el movimiento e interacción de las placas tectónicas. Son los más abundantes y de mayores magnitudes, además ocurren a diversas profundidades (desde próximas a la superficie terrestre hasta a más de 600 km bajo esta).

Sismos de origen volcánico: están asociados a las erupciones volcánicas y son ocasionados principalmente por el fracturamiento de rocas debido al movimiento del magma. Ese tipo de sismos suelen ser de magnitud considerablemente menor al anterior.

Sismos de Colapso: normalmente son provocados por derrumbamientos de los techos de cavernas y minas. Generalmente, estos sismos ocurren cerca de la superficie y son perceptibles en un área reducida.

Los sismos de origen artificial son producidos por el hombre por medio de explosiones convencionales o nucleares, con fines de exploración e investigación. Las explosiones en canteras, llenado de embalses, explosiones realizadas por geofísicos en busca de petróleo, son ejemplos de estos sismos.

1.1.5 Intensidad del sismo

“La intensidad sísmica es la fuerza o violencia del movimiento de la Tierra en una región, en términos de los efectos que produce el terremoto en el hombre, en las obras artificiales y en la naturaleza, en un lugar determinado. Su evaluación tiene como base sensaciones experimentadas por las personas y los efectos producidos

por el movimiento de las construcciones, por lo que esta evaluación es subjetiva.”
 (Oshiro Fernando, 1981)

La intensidad de un sismo está relacionada a los efectos que provoca el terremoto. Depende de las condiciones del terreno, la vulnerabilidad de las construcciones y la distancia epicentral. La escala tiene carácter subjetivo y varía de acuerdo con la severidad de las vibraciones producidas y los daños provocados en un lugar determinado.

Tiene en cuenta los daños causados en las edificaciones, los efectos en el terreno, en los objetos y en las personas. Si bien existen diferentes escalas de Intensidad, la más utilizada en el hemisferio occidental es la Mercalli Modificada (MM), que es cerrada y tiene doce grados expresados en números romanos (desde el I al XII).

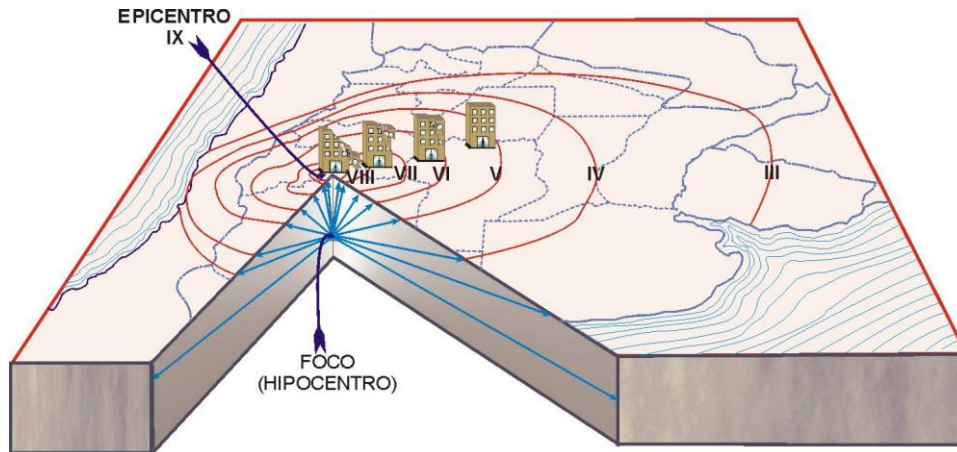


Figura 1-13 Relación entre intensidad y distancia del epicentro

Fuente: <http://www.inpres.gov.ar/docentes/Intensidad%20y%20Magnitud.pdf>

Tabla 1-1. Escala de Mercalli Modificada (MM)⁴

Grado	Efectos
I	IMPERCEPTIBLE. Detectado solo por los sismógrafos.

⁴ Tomado de <http://www.igeppn.edu.ec/sismos/sismicidad/escala-de-mercalli.html> (acceso: 25 de junio de 2014)

II	APENAS PERCEPTIBLE. Sentido solo por personas en reposo, especialmente en pisos altos.
III	DEBIL, SENTIDO PARCIALMENTE. Sentido por pocos en interiores. Objetos colgantes oscilan levemente. Oscilaciones mayores en pisos altos.
IV	SENTIDO POR MUCHOS. Sentido por muchas personas pero pocas se asustan. Vibración como el paso de un vehículo pesado. Vibración de puertas y ventanas. Crujido de pisos.
V	PERSONAS SE DESPIERTAN. Sentido por todas las personas. Algunas personas corren hacia el exterior. Objetos inestables se desplazan o se viran. Se riegan líquidos. Algunos péndulos se paran. Posibles daños leves en casas de mala calidad.
VI	PERSONAS SE ASUSTAN. Alarma. Muchos corren al exterior. Algunos pierden el equilibrio. Fisuras en enlucidos y tumbados, pueden desprenderse algunos trozos. En algunos casos pueden aparecer grietas hasta de 1 cm, en terrenos flojos.
VII	DAÑOS EN LOS EDIFICIOS. Alarma general. Muchas personas tienen dificultad al caminar. Daños leves en algunos edificios de concreto y en muchos de ladrillo. Efectos serios en construcciones de adobe. Grietas en las paredes de ladrillo o bloque. Deslizamientos pequeños en taludes. Grietas pequeñas en carreteras. Se forman olas en el agua.
VIII	DAÑOS SEVEROS EN EDIFICIOS. Susto general y pánico. Sentido en vehículos en marcha. Se mueven muebles pesados. Daños considerables en mampostería de edificios de ladrillo y de concreto, destrucción parcial de casas de adobe o tapia. Se rompen tuberías. Derrumbes en pendientes y taludes. Grietas de varios centímetros en el terreno.
IX	DAÑO GENERAL EN EDIFICIOS. Pánico general. Los animales se asustan. Muebles destruidos. Destrucción parcial de muchos edificios de ladrillo. Colapso total de construcciones de adobe. Grietas en terreno hasta de 10 cm. Muchas grietas en terreno llano. Muchos derrumbes y deslizamientos importantes. Grandes olas en la superficie del agua.
X	DESTRUCCION GENERAL DE EDIFICIOS. Destrucción parcial de edificios bien contruidos y total en construcciones de menor calidad. Colapso total de la mayoría de construcciones de adobe. Daños severos en represas, diques y puentes. Rieles del tren se

	deforman. Grietas hasta de un metro en el terreno. Grandes deslizamientos en laderas y orillas de ríos.
XI	CATASTROFE. Daños severos incluso en edificios reforzados. Edificios de buena calidad pueden colapsar totalmente. Destrucción de puentes bien construidos y represas. Carreteras destruidas. El terreno se fractura considerablemente. Derrumbes de grandes proporciones.
XII	DESTRUCCION TOTAL, CAMBIO EN EL PAISAJE. Graves daños o destrucción total de todas las estructuras ubicadas sobre o bajo el nivel del suelo. Cambia radicalmente la superficie del terreno. Amplios movimientos verticales del terreno. Cambio radical en la topografía.

1.1.6 Magnitud del sismo

La magnitud es una medida instrumental relacionada con la energía elástica liberada por el sismo, y propagada como ondas sísmicas en el interior y en la superficie de la tierra. Es independiente de la distancia entre el hipocentro y el sitio de observación, y resulta en un valor único, que se obtiene matemáticamente del análisis de los sismogramas. Existen diferentes escalas para medir la Magnitud, aunque la más difundida es la de Richter. Ésta es una escala abierta, por lo cual no tiene límite superior ni inferior; es una escala logarítmica y sus valores se expresan con números decimales.

Resulta evidente, por lo tanto, que para un mismo terremoto la intensidad tendrá distintos valores (**Tabla 1-1**), dependiendo del lugar en dónde se realice el análisis de los daños causados en los edificios, efectos en el terreno y en las personas; mientras que la Magnitud tendrá un solo valor relacionado a la energía que liberó el terremoto.

1.1.6.1 Magnitud de Escala Richter

Representa la energía sísmica liberada en cada terremoto y se basa en el registro sismográfico.

Es una escala que crece en forma potencial o semilogarítmica, de manera que cada punto de aumento puede significar un aumento diez o más veces mayor de la magnitud de las ondas (vibración de la tierra), pero la energía liberada aumenta 32 veces. Una magnitud 4 no es el doble de 2, sino que 100 veces mayor.

El gran mérito de Richter consiste en asociar la magnitud del Terremoto con la "amplitud" de la onda sísmica, lo que redundará en propagación del movimiento en un área determinada. El análisis de esta onda S en un tiempo de 20 segundos en un registro sismográfico, sirvió como referencia de "calibración" de la escala. Teóricamente en esta escala pueden darse sismos de magnitud negativa, lo que corresponderá a leves movimientos de baja liberación de energía.

Tabla 1-2. Escala Richter⁵	
Magnitud en Escala Richter	Efectos del terremoto
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado
3.5 - 5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores
5.5 - 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios
6.1 - 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas.
7.0 - 7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños
8 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas.

1.1.7 Los peores sismos de la historia

Se estima que, en todo el mundo, las personas experimentan un millón de terremotos al año. Sin embargo pocos de ellos se notan en zonas pobladas, muy distantes de su origen y todavía un número menor se consideran terremotos importantes.

⁵ Tomado de <http://www.angelfire.com/ri/chterymercalli/> (acceso: 25 de junio de 2014)

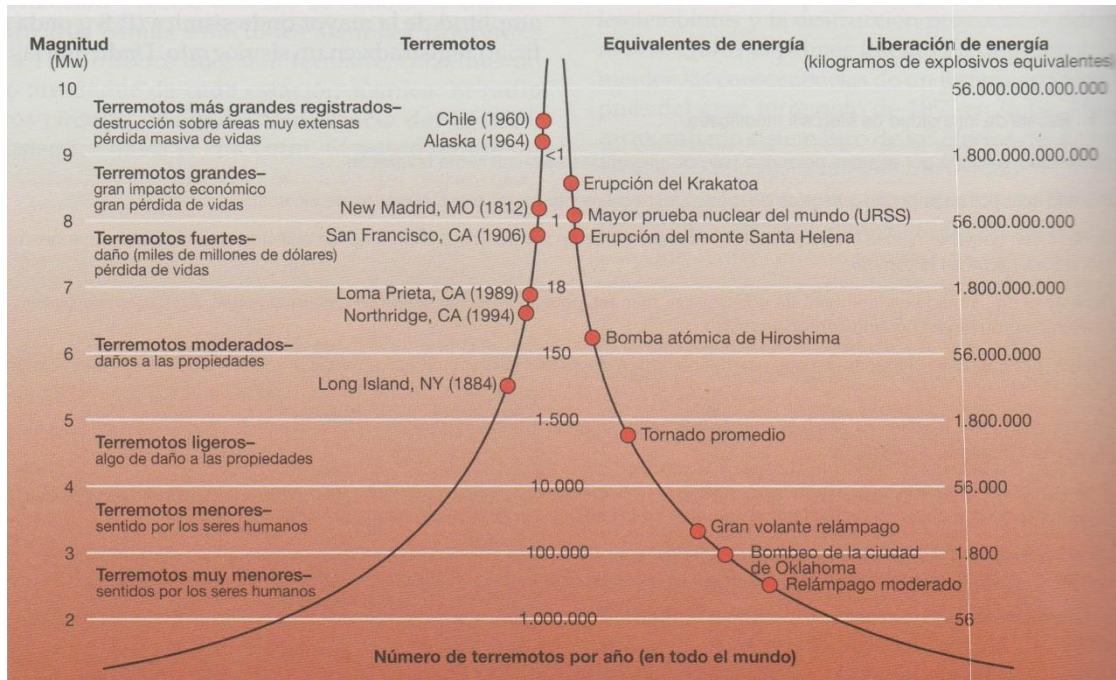


Figura 1-14 Energía equivalente de los sismos

Fuente: Tarbuck, Edward J, et al. "Ciencias de la Tierra: Una introducción a la geología física"

En el Ecuador, el Instituto Geofísico EPN, informa diariamente los sismos que se registran en el país, que la población no ha percibido debido a su baja magnitud. En la **Tabla 1-3** se puede observar los datos obtenidos el 17 de junio de 2014.

Tabla 1-3 Últimos sismos en Ecuador⁶

Origin Time UTC	Local Time	Mag	Type	Latitude	Longitude	Depth (km)	Region Name	Status	Last Update
2014/06/17 10:06:10	2014/06/17 05:06:10	3.7	M	0.55° S	79.47° E	11	Provincia LOS RIOS	M	2014/06/17 10:11:10
2014/06/17 03:44:08	2014/06/16 22:44:08	3.0	M	0.57° S	77.35° E	10	Provincia ORELLANA	A	2014/06/17 03:47:19
2014/06/16 15:06:35	2014/06/16 10:06:35	3.9	M	0.79° S	80.79° E	15	Near Coast of Ecuador	M	2014/06/16 15:11:33
2014/06/16 07:59:28	2014/06/16 02:59:28	3.7	M	1.54° S	80.95° E	5	Near Coast of Ecuador	M	2014/06/16 08:07:45
2014/06/16 06:39:37	2014/06/16 01:39:37	5.7	M	1.57° N	79.15° E	10	Near Coast of Ecuador	M	2014/06/16 22:29:30
2014/06/16 04:37:50	2014/06/15 23:37:50	3.3	M	2.29° S	79.80° E	49	Provincia GUAYAS	M	2014/06/16 05:25:17
2014/06/16 02:11:18	2014/06/15 21:11:18	3.3	M	1.58° N	79.44° E	12	Near Coast of Ecuador	M	2014/06/16 02:35:17
2014/06/15 01:25:57	2014/06/14 20:25:57	3.6	M	0.69° S	81.12° E	27	Off Coast of Ecuador	A	2014/06/15 01:30:06
2014/06/14 22:38:21	2014/06/14 17:38:21	3.7	M	0.17° S	80.82° E	10	Near Coast of Ecuador	M	2014/06/14 23:04:13
2014/06/13 22:28:47	2014/06/13 17:28:47	3.2	M	1.10° S	77.49° E	10	Provincia NAPO	A	2014/06/13 22:34:02

Sin embargo, en ocasiones algunas regiones del mundo han soportado terremotos de gran magnitud e intensidad, la siguiente **Tabla 1-4** presenta un resumen de los eventos sísmicos

⁶ Tomado de <http://www.igepon.edu.ec/sismos/los-ultimos-sismos.html> (acceso: 17 de junio de 2014)

Tabla 1-4 Los 10 peores terremotos registrados en el mundo (1900-2010)

País	Fecha	Magnitud Richter	Ubicación epicentro	Observaciones
1.) Chile	22/05/1960	9.5 Mw	38.2 S 72.6 E	Sacudió Santiago y Concepción, desatando olas gigantescas y erupciones volcánicas. Alrededor de 5 mil personas murieron y 2 millones quedaron sin hogar.
2.) Alaska	28/03/1964	9.2 Mw	61.1 N 147.5 E	Un terremoto y posterior tsunami mataron a 125 personas y causaron en torno de 311 millones de dólares en daños materiales.
3.) Rusia	04/ 11/1952	9.0 Mw	52.75 N 159.5 E	Un terremoto generó un tsunami que golpeó las islas hawaianas. No hubo muertos.
4.)Indonesia	28/12/2004	9.0 Mw	3.3 N 95.8 E	Golpeó la costa de la provincia de Aceh en el norte de la isla indonesia de Sumatra y desató un tsunami que mató a miles de personas en Sri Lanka, Tailandia, Indonesia y la India.
5.) Chile	27/02/2010	8.8 Mw	35.93S 72.78 E	El epicentro se ubicó en el Mar Chileno a 47,4 kilómetros de profundidad bajo la corteza terrestre. El sismo tuvo una duración de cerca de 2 minutos 45 segundos en Santiago. Fue percibido en gran parte del Cono Sur con diversas intensidades, en lugares como Buenos Aires y São Paulo.

6.) Ecuador	31/01/1906	8.8 Mw	1.0 N 81.5 E	Fue registrado cerca de la costa de Ecuador y Colombia y generó un fuerte tsunami que mató en torno de mil personas. Se sintió a lo largo de la costa pacífica de América Central hasta San Francisco e inclusive el oeste de Japón.
7.) Alaska	09/03/1957	8.8 Mw	51.3 N 175.8 E	Un sismo que golpeó las islas Andreanof. En la isla Umnak, el monte Vsevidof hizo erupción después de estar dormido por 200 años, generando un tsunami de 15 metros de alto que llegó hasta Hawai.
8.) Islas Kuriles	06/11/1958	8.7 Mw	44.4 N 148.6 E	Fue un terremoto destructivo y se lo sintió en Kuriles, Hokkaido y Honshu norteño.
9.) Alaska	04/02/1965	8.7 Mw	51.3 N 178.6 E	El terremoto generó un tsunami que se reportó tenía 10.7 metros de alto en la isla Shemya.
10.) Chile	11/11/1922	8.5 Mw	28.5 S 70.0 E	Golpeó la costa norte de Chile. Generó una onda de marea que cobró cientos de vidas e incontables daños materiales

1.1.8 Sismicidad en el Ecuador

Según informaciones del Instituto Geofísico, la historia sísmica del Ecuador está llena de dolorosas experiencias, producto de grandes catástrofes que dejaron a su paso muerte y destrucción a lo largo y ancho de todo el territorio nacional. En términos generales, si tomamos en cuenta los temblores de pequeña magnitud que no son sentidos por las personas y son detectados únicamente por los sismógrafos, el número de sismos que se registran en nuestro territorio pueden sumar decenas de miles por año. Sin embargo, de tiempo en tiempo ocurren grandes terremotos, cuya historia conocida se inicia en 1541. Es imposible cuantificar las pérdidas materiales ocasionadas por estos terremotos, y en lo referente a las pérdidas de vidas, éstas superan las 80.000 muertes.

Hasta la actualidad, en un lapso de 458 años, han ocurrido en territorio nacional 37 terremotos de intensidad igual o mayor a VIII (Escala Internacional de Mercalli), grado a partir del cual, los efectos son considerables y si se toma en cuenta los sismos a partir de la

intensidad VI, (grado desde el cual se presentan daños leves), se debe añadir 96 eventos. En la Figura 1-15 se pueden apreciar los epicentros de los sismos registrados en el país.

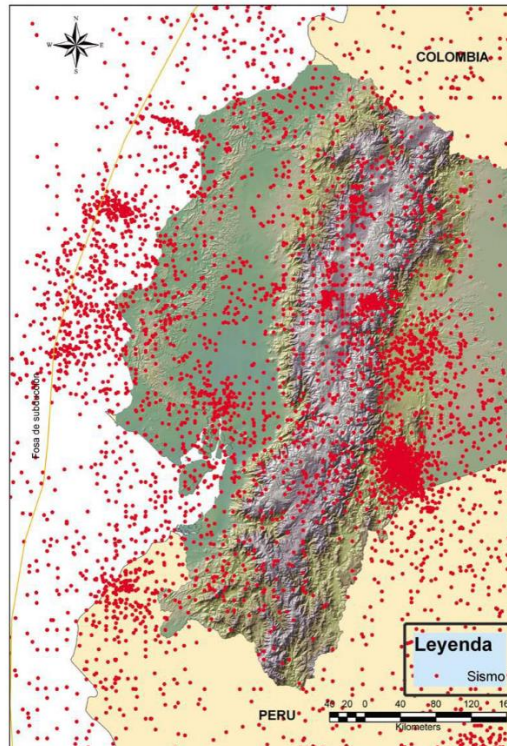


Figura 1-15 Mapa de epicentros del Ecuador

Fuente: Rivadeneira, Francisco, et al. "Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador"

La tectónica de placas frente a la costa ecuatoriana es una de las más complejas del mundo. Dentro de las acciones a las que el país es susceptible se encuentran:

- El movimiento de la placa de Nazca contra las placas de América del Sur y la placa del Caribe, que ha generado la mega falla Guayaquil – Caracas (falla transcurrente dextral).
- La zona de subducción de la placa oceánica de Nazca en la que se registraron cuatro grandes sismos en el siglo XX, los sismos de 1906 ($M_w = 8.8$), 1942 ($M_w = 7.8$), 1958 ($M_w = 7.7$) y del 1979 ($M_w = 8.2$).
- La Cresta de Carnegie que es una cordillera submarina originada en el punto caliente de Galápagos y se está expandiendo en dirección a la fosa ecuatoriana.

Además de estas zonas de interacción de las placas tectónicas, existen en el país una serie de fallas (ver Figura 1-16), siendo el sistema de fallas más largo en el Ecuador el Subandino que posee aproximadamente 200 km de extensión.

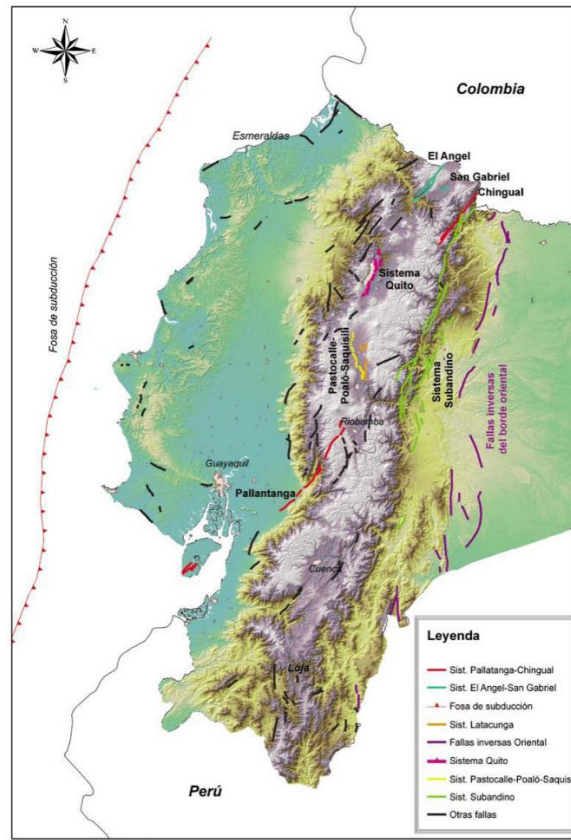


Figura 1-16 Mapa de fallas activas

Fuente: Rivadeneira, Francisco, et al. "Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador"

El sismo de 1906 frente a Esmeraldas

En 1906 a nivel mundial se registraron tres grandes terremotos, el primero de ellos fue frente a la costa de Esmeraldas, Ecuador el 31 de enero, con una magnitud estimada entre 8.6 y 8.8. El segundo de ellos el 18 de abril, en San Francisco, USA, con una magnitud entre 7 y 8. El tercero el 16 de agosto, en Valparaíso, Chile, con una magnitud entre 8.2 y 8.4. Todas ellas son magnitudes en la escala MM.

“El número de víctimas por el terremoto de Esmeraldas, fue bajo pero el número de muertos por el tsunami que llegó aproximadamente 30 minutos después fue entre 1000 y 1500 personas. Al momento del terremoto la marea estaba baja, las olas del tsunami fueron muy destructivas en la zona ecuatoriana formada entre los ríos Santiago y Mataje. En la zona Colombiana en Tumaco se observaron olas largas por un espacio de cuatro horas.” INOCAR (2009).

1.1.9 Sismicidad en Quito

A lo largo de los casi 480 años de historia que tiene la ciudad de Quito, se han registrado varios eventos sísmicos que alcanzan intensidades significativas. La falla de Quito es una fuente de alto peligro para la ciudad, el mayor sismo registrado desde el monitoreo instrumental en el área del Distrito Metropolitano de Quito relacionado con esta falla, ocurrió el 10 de agosto de 1990 y alcanzó una magnitud de 4,9 grados en la escala de Richter y ocurrió a 4,1 km de profundidad. Le siguieron al menos 50 réplicas con magnitudes mayores a tres. El epicentro se localizó a tres kilómetros al norte de la población de Pomasqui, pero fue sentido en toda la ciudad, produciendo derrumbes, cuarteamientos de mampostería de algunas construcciones del sector de Pomasqui y San Antonio de Pichincha.

La falla de Quito delimita el bloque sobre el que se asienta la ciudad, este se levanta aproximadamente 400 metros con respecto al nivel del Valle Interandino. Este es un caso típico de fallas ocultas, pero que muestran actividad sísmica constante en el tiempo. El sistema de fallas de Quito se inicia a la altura de la población de Tambillo, al sur y avanza hacia el norte hasta San Antonio de Pichincha, definiendo un trazado de 47 a 50 km de longitud (Figura 1-17).

Se puede vislumbrar una fracción de la historia sísmica de Quito en las construcciones y reconstrucciones de las estructuras de la época colonial. Con base a esto se realizó un estudio que estima que al menos 50 sismos de magnitud apreciable golpearon la capital. Los sismos más fuertes que se tiene conocimiento ocurrieron en 1587, 1755, 1797, 1859, 1868 dejando víctimas y daños.

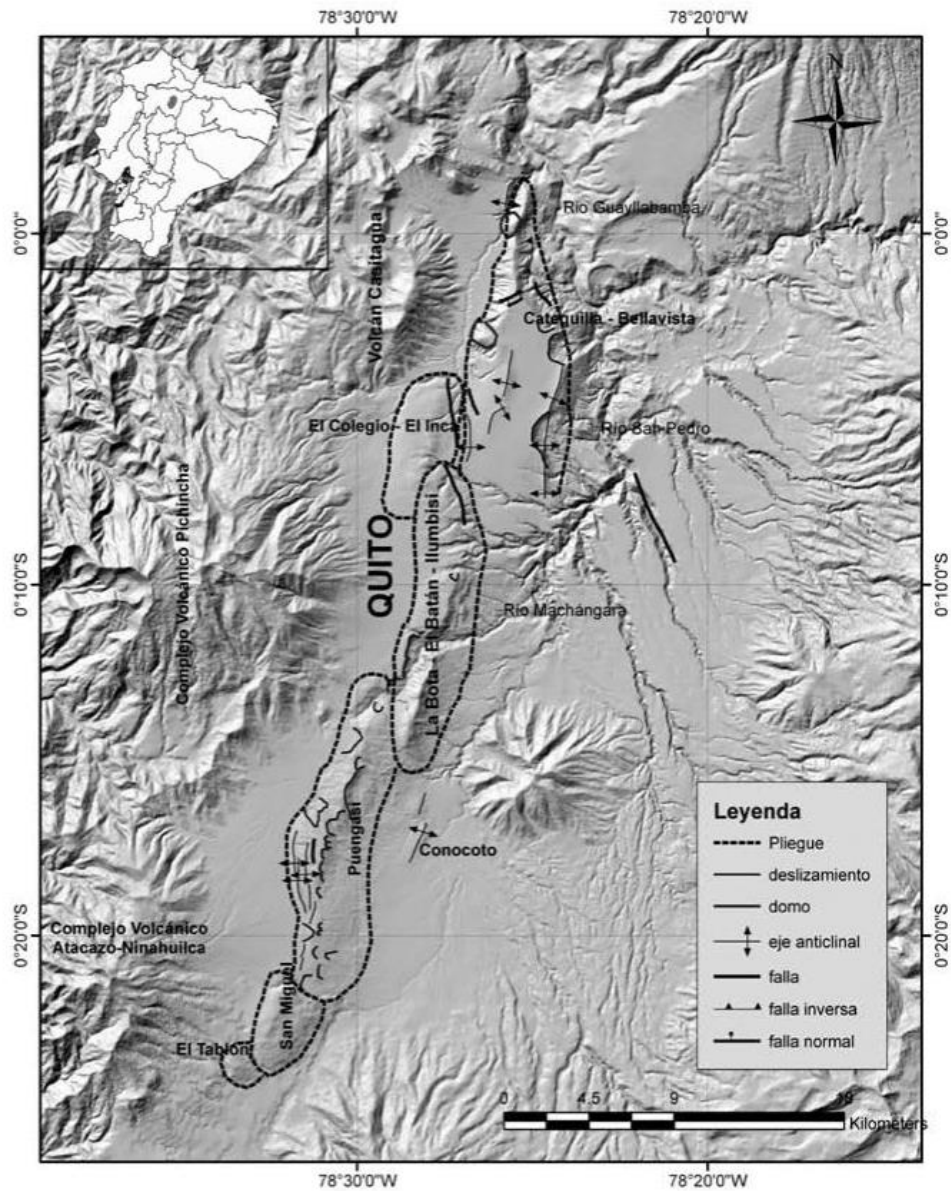


Figura 1-17 Sistemas de fallas de Quito

Fuente: Rivadeneira, Francisco, et al. "Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador"

1.2 Sistemas de pórticos a momento

El principio de los pórticos a momento consiste en que los nudos sean rígidos y capaces de transmitir momentos. En éste sistema, las cargas se distribuyen en primer lugar a las losas, luego son transferidas a las vigas, éstas a su vez se transmiten junto a los momentos a la columna y posteriormente a la cimentación para que finalice la carga en el suelo. Si no existe una correcta transferencia de cargas el sistema falla.

Este es un sistema hiperestático y de gran ductilidad, ideal para zonas de alto riesgo sísmico, siempre y cuando cumplan con los códigos de construcción establecidos. La mayor desventaja que posee este sistema es la alta flexibilidad en edificaciones de gran altura, lo que repercute directamente en problemas de derivas.



Figura 1-18 Sistema de pórticos

Fuente: <http://www.civil.cicloides.com/cestructurales/2.3.1/>

A continuación se explica brevemente el concepto de vigas banda y los riesgos que brinda a los pórticos a momento de hormigón armado.

1.2.1 Vigas Banda

Se define como viga banda aquellas vigas que poseen la dimensión h (altura) igual al espesor de la losa. Debido al peralte limitado, en ocasiones se pueden presentar cuantías de refuerzo que superen las recomendadas en los códigos de construcción. Consecuentemente se puede producir congestión en los nudos de los pórticos de la estructura.

Los sistemas estructurales con viga banda no se recomiendan en zonas de alto peligro sísmico, y en muchos códigos de la región (Colombia, Perú, etc.) se prohíben. Esto se debe a la escasa capacidad de incursionar en el rango inelástico que poseen estos sistemas, lo que conlleva a una falla por punzonamiento ante los altos esfuerzos de corte que se generan en un sismo.

En este tipo de falla, las columnas se transforman en punzones que atraviesan el sistema viga - losa, y el mecanismo tiende a generar el colapso de la estructura.

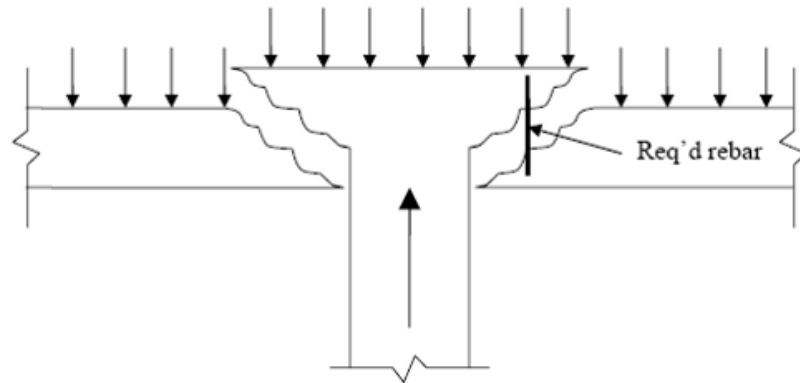


Figura 1-19 Esquema de punzonamiento en vigas banda

Fuente: <http://webs.demasiado.com/forjados/patologia/punzonamiento/index.htm>

Para evitar este tipo de fallas se debe establecer un sistema estructural con vigas de suficiente peralte para que la transferencia de momentos de la viga hacia la columna ocurra por compresión y tensión, ideal para que las varillas de acero fluyan (falla dúctil) y que no exista transferencia por corte (falla frágil).

1.3 Sistemas de muros portantes

Son estructuras que transmiten y resisten cargas gravitacionales y cargas sísmicas. En el caso de viviendas, principalmente de interés social, se suele utilizar muros portantes de ductilidad limitada. Estos se caracterizan por tener una pantalla de hormigón delgada con un espesor generalmente entre 10 y 15cm, además están reforzados con varillas corrugadas en los extremos sin confinamiento y en el centro con malla electro-soldada o varillas. Esto les otorga una gran resistencia y, junto a su facilidad constructiva, los convierte en un sistema ideal para viviendas.



Figura 1-20 Construcción de muros portantes

Fuente: http://www.construdata.com/BancoConocimiento/R/R-Construdata126_industrializacion/r12607.htm

Este tipo de sistemas disipa la energía por fluencia, sin embargo, la falta de confinamiento limita su ductilidad, lo que se traduce en su incapacidad de soportar grandes deformaciones.

El refuerzo en el borde toma la tracción y la compresión producidas por flexión, también resiste el corte en la base del muro el cual es el causante de la falla por deslizamiento

El refuerzo horizontal provee la resistencia por corte en el alma mientras el refuerzo vertical toma la carga axial y el deslizamiento por corte

En el Ecuador este sistema se construye, generalmente, con las siguientes especificaciones:

- Hormigón de resistencia entre 175 kg/cm^2 y 210 kg/cm^2 , con asentamiento mayores a 15 cm y diámetros del agregado máximos de 1 cm.
- Malla electro-soldada ($f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$) y/o varillas de acero corrugado ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$).



Figura 1-21 Armado de muros

Fuente: [http://blog.pucp.edu.pe/media/688/20070716-1\)%20Construccion%20-%20Ductilidad%20limitada.pdf](http://blog.pucp.edu.pe/media/688/20070716-1)%20Construccion%20-%20Ductilidad%20limitada.pdf)

Se recomienda que este tipo de muros se construya con acero corrugado ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$) en su parte central (alma), debido a que la malla electro-soldada posee menor ductilidad.

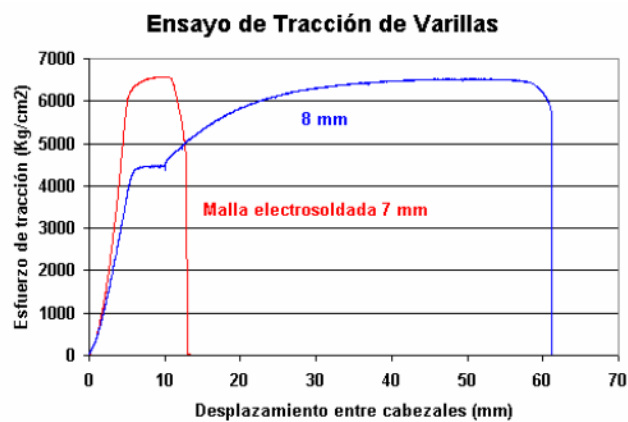


Figura 1-22

Fuente: [http://blog.pucp.edu.pe/media/688/20070716-1\)%20Construccion%20-%20Ductilidad%20limitada.pdf](http://blog.pucp.edu.pe/media/688/20070716-1)%20Construccion%20-%20Ductilidad%20limitada.pdf)

Se observa que este tipo de sistema, una vez construido, no permite cambios arquitectónicos (ampliaciones, remodelaciones, etc.), puesto que las paredes forman el sistema resistente de la estructura.

CAPÍTULO 2: CONCEPTOS GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

2.1 Objetivos del diseño sismo resistente

Los países asentados en zonas de alto riesgo sísmico conviven diariamente con la incertidumbre de cuándo y dónde ocurrirá el próximo sismo de magnitud considerable. Los sismos son considerados como un desastre natural que producen diferentes tipos de pérdidas: físicas, sociales, económicas, ambientales y culturales. Las pérdidas físicas (vidas humanas e infraestructura) además de su natural impacto negativo, acarrear serios problemas de orden económico y social al desarrollo del país.

Considerando que el principal objetivo de la ingeniería civil es brindar seguridad a la comunidad, existe una constante preocupación e investigación en el ámbito de los sismos y de estructuras sismo resistentes.

Lograr que todas las estructuras construidas sean completamente invulnerables frente a las acciones sísmicas es técnica y económicamente inviable. Por esta razón se definen los principales objetivos del diseño sismo resistente como:

1. Evitar a toda costa la pérdida de vidas humanas
2. Minimizar los daños a la estructura, reduciendo así pérdidas económicas
3. Continuidad de estructuras de servicio básicos

Debido a la información sobre la historia sísmica, y el uso de un método probabilístico se usa la aceleración como un parámetro del diseño estructural.

Tabla 2-1 Desempeño requerido para una estructura

Probabilidad de Excedencia	Período de Retorno PR (Años)	Desempeño	Ocurrencia
50% - 50 Años	73	Operación	Frecuente
20% - 50 Años	225	Ocupación Inmediata	Ocasional
10% - 50 Años	475	Protección de Vidas	Raro
2% - 50 Años	2475	Prevención de Colapso	Muy raro

Donde:

- Operación: durante la vida útil de la estructura pueden ocurrir sismos pequeños o frecuentes en donde se podría aceptar daños no estructurales y que sean despreciables
- Ocupación Inmediata: para sismos ocasionales, prevenir daños en elementos no estructurales y deterioro limitado en elementos estructurales
- Protección de Vidas: en sismos raros se espera grandes daños en elementos estructurales y no estructurales
- Prevención del colapso: para sismos que ocurran rara vez, evitar la falla total de la estructura.

2.2 Fuerzas Sísmicas

Las fuerzas sísmicas sobre las estructuras dependen del peso de esta, el tipo de suelo, etc.

La fuerza real actuando en la estructura responde a la segunda ley de newton:

$$F = m \times a \quad (2.1)$$

Donde:

F: fuerza inducida por el sismo

m: masa de la estructura

a: aceleración generada en el sismo

En un sismo se generan fuerzas significativas en la estructura debido a las aceleraciones instantáneas que este produce, como se puede observar en la ecuación de Newton, la fuerza es directamente proporcional a la aceleración.

Todas las estructuras tienen la capacidad de soportar parte de la energía sísmica, en pequeños sismos esta energía es absorbida por la compresión y tensión en los elementos de la estructura que responden dentro del rango elástico. Sin embargo, en un sismo de mayor magnitud, se empieza a liberar la energía, ocasionando la fluencia en los elementos. Esto

produce deformaciones en el rango inelástico, por lo que las estructuras deben alcanzar niveles de ductilidad aceptables para que sean capaces de absorber la energía.

2.2.1 Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta es una función que engloba las respuestas máximas posibles de un sistema simple (un grado de libertad) frente a una componente de la acción del sismo en el suelo.

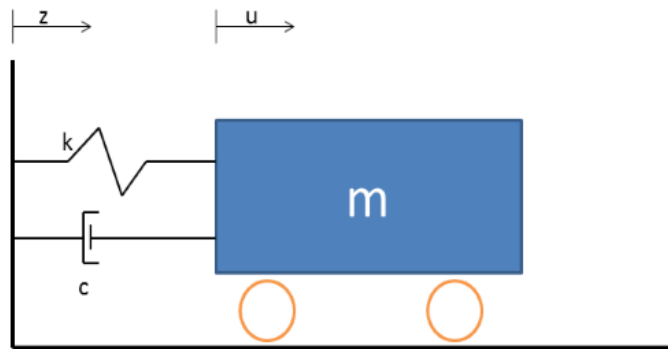


Figura 2-1 Sistema simplificado de un grado de libertad

Fuente: Ing. Juan Carlos Garcés, Curso Diseño Sismo Resistente PUCE.

2.2.2 Fuerza lateral Equivalente

Es un método de análisis estático en donde el sismo es representado como una fuerza horizontal aplicada a la estructura llamada Cortante Basal “V”. El cálculo del corte basal considera:

$$V = C \times W \quad (2.2)$$

W: Peso efectivo. Conformado por cargas gravitacionales como el peso propio y cargas permanentes

C: Coeficiente de respuesta sísmica. Ayuda a tomar el peso efectivo como una fracción del mismo y depende de:

- Zona sísmica (Parámetro de la aceleración del terreno)
- Tipo de suelo (Implantación de la estructura)

- Categoría de ocupación de la estructura (Factor de Importancia)
- Tipo de estructura (material y sistema)
- Período fundamental de vibración de la estructura

El corte basal es repartido en altura y aplicado en el centro de masas de la estructura donde los desplazamientos son elásticos. Las fuerzas y desplazamientos en la estructura se calculan asumiendo un comportamiento linealmente elástico.

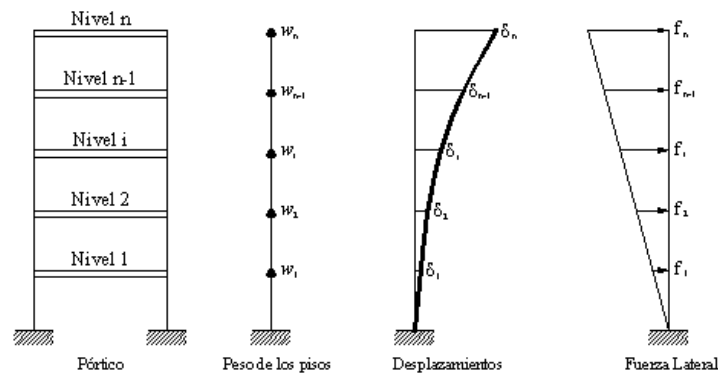


Figura 2-2 Desplazamientos y fuerza lateral

Fuente: http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/19/cap_xii.htm

2.3 Análisis Modal

En un sismo la vibración del suelo se transmite a todos los elementos de la estructura. Simplificadamente, las estructuras son idealizadas como péndulos invertidos, sometidos a una vibración en la base que produce un movimiento oscilatorio amortiguando gradualmente. En este modelo, cada piso es representado por una masa y se tendrá diferentes formas de vibración que dependerán de la masa y la rigidez de la estructura.

Como las estructuras son tridimensionales, existen tres direcciones posibles de desplazamiento (3 grados de libertad), donde cada modo tiene una forma de vibrar y desplazamientos específicos.

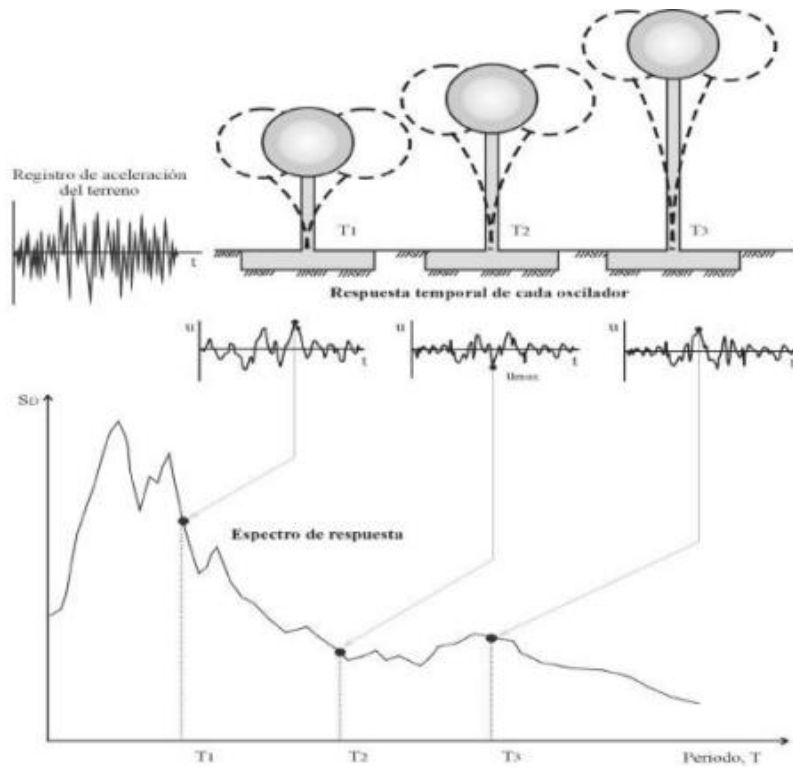


Figura 2-3 Efecto de péndula invertido en estructuras

Fuente: <http://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>

Estos modos de vibración no suceden al mismo tiempo, es por esto que se debe encontrar una combinación en la cual participe al menos el 90% de las masas en cada dirección ortogonal de la estructura.

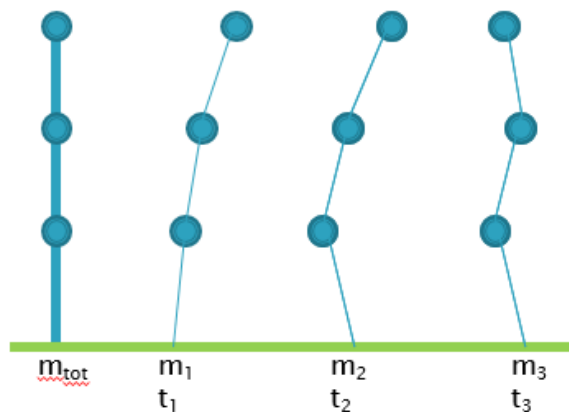


Figura 2-4 Modos de vibración

Fuente: Ing. Juan Carlos Garcés, Curso Diseño Sismo Resistente PUCE.

$$m_1 + m_2 + m_3 \geq 0.9 \times m_{tot} \quad (2.3)$$

Donde:

t: diferentes tiempos

m: diferentes masas

En programas computacionales de análisis estructural, el primer modo de vibración presenta el mayor periodo. Se asume que la estructura reaccionaría principalmente de este modo ante una acción sísmica, por lo que se lo toma como el periodo propio del cuerpo.

La respuesta máxima se obtiene combinando los modos de vibración con uno de los siguientes métodos:

- Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)

$$R = \sqrt{\sum R_i^2} \quad (2.4)$$

- Combinación cuadrática completa (CQC)

$$R = \sqrt{\sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} R_i R_j} \quad (2.5)$$

Donde ε_{ij} se conoce como coeficiente de correlación modal.

CAPÍTULO 3: NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) está basada principalmente en normas de Estados Unidos de Norte América (ASCE 7 para el análisis y ACI 318 para el diseño en hormigón armado), sin embargo existen ciertas diferencias y concesiones que no constan en la norma americana. En este capítulo se realiza un resumen de estas diferencias, enfocando el nuevo capítulo 10 (Vivienda de hasta 2 pisos con luces de hasta 5.0 m) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Este capítulo establece requisitos mínimos alternativos a los del cuerpo principal de la norma, destinado a viviendas sismo resistentes de hasta 2 pisos, con luces de hasta 5.0 m y a conjuntos de viviendas adosadas con dimensión máxima en planta de 30m. Para fines de este capítulo se asume como viviendas, estructuras que no superen los 6 metros de altura desde el nivel del terreno hasta la cubierta plana y 8 metros a la cumbrera (de ser techo inclinado). Considerando además, que la altura de entrepiso no debe sobrepasar los 3 metros.

3.1 Materiales

Todos los materiales utilizados en la construcción deben cumplir los parámetros mínimos establecidos en el capítulo 1 del NEC-11

3.2 Requisitos de Diseño

Los requisitos presentados en este capítulo son mínimos. Las viviendas diseñadas mediante el capítulo en análisis deberán poseer uno de los siguientes sistemas sismo resistentes:

- Pórticos resistentes a momento
- Muros portantes

El nuevo capítulo del NEC 11 determina que, si se opta por otro sistema se debe realizar un diseño con un método racional y que garantice seguridad a sus ocupantes frente a una acción sísmica.

Si el sistema constructivo admite la posibilidad de ampliación (en planta o elevación), se debe especificar los análisis y métodos necesarios para realizar dicha modificación.

3.3 Sistemas estructurales

A continuación se analizará dos sistemas estructurales descritos en el capítulo 10 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción:

3.3.1 Pórticos Resistentes a Momento

El capítulo analizado permite una reducción en las secciones establecidas por el capítulo 4 de la NEC, siempre y cuando los elementos correspondan a un diseño estructural resistente a los efectos causados por las fuerzas calculadas con los requisitos mencionados anteriormente.

Para la aplicabilidad de esta sección se debe reiterar que se limita a viviendas de 2 pisos en terreno plano sin posibilidad de ampliación en elevación.

Las paredes divisorias no cumplen ningún tipo de función estructural, siendo así, se debe evitar que la utilización de mampostería conlleve a problemas como columnas cortas y concentración de rigideces en la forma de piso débil. Se especifica también que el espesor de la mampostería sea de al menos 7cm.

3.3.1.1 Requisitos Mínimos

Los requisitos mínimos alternativos para este sistema estructural establecidos en el capítulo 10 se muestran en la tabla 10.3. Se recuerda que estos son apenas requisitos mínimos y que se debe realizar un análisis estructural considerando acciones gravitacionales y efectos sísmicos para el cálculo de la cuantía de refuerzo.

Tabla 3-1. Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas.

Número de pisos de la vivienda	Elemento	Luz máxima (m)	Altura total de entrepiso máxima (m)	Sección mínima base x altura (cm x cm)	Cuantía Longitudinal Mínima de acero laminado en caliente	Refuerzo de acero laminado Transversal Mínimo (estribos)
1	Columnas	4	2.5	20x20(a)	1%	φ8 mm @ 10 cm
	Vigas			15x20(b)	14/fy sup. 14/fy inf.	φ8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)
2	Columnas	4	2.5	Piso 1: 25x25 Piso 2: 20x20	1%	φ 8 mm @ 10 cm
	Vigas			20x20 (b)	14/fy sup. 14/fy inf.	φ8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)

Se puede observar que en la tabla no se especifican cuantías máximas, sin embargo, en el capítulo 4 del NEC se especifica que la cuantía longitudinal en columnas debe estar entre 1% y 3%. En el caso de vigas determina que la cuantía no debe exceder el 50% de la cuantía balanceada.

Como este capítulo no especifica procedimientos de diseño para los elementos, se refirió al Capítulo 4 del NEC-11 para el diseño de elementos de hormigón. Este capítulo se remite a la normativa ACI 318 para el diseño en hormigón armado, no obstante, presenta otros requisitos para el cálculo del refuerzo transversal de columnas (Figura 3-1).

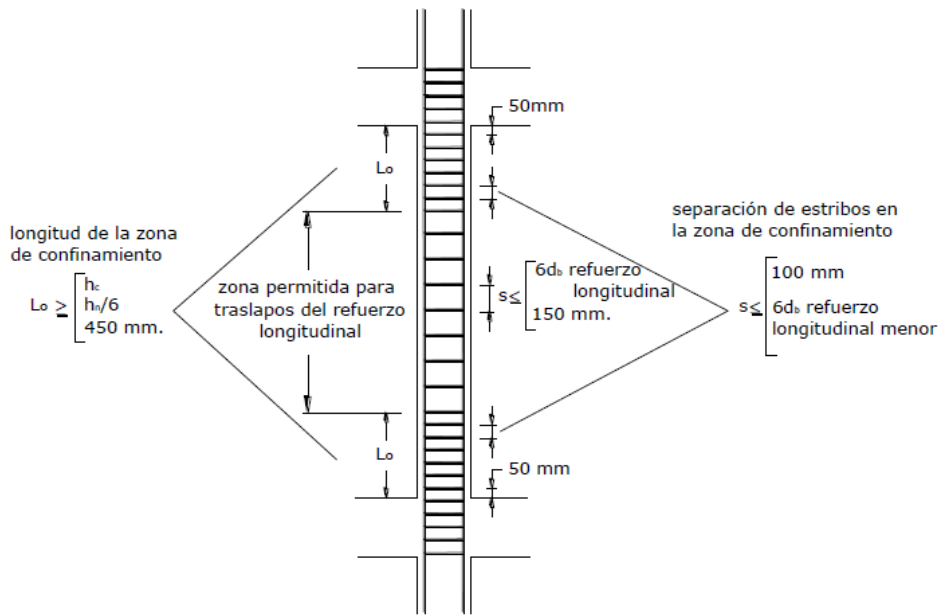


Figura 3-1 Separación de estribos

Fuente: Capítulo 4, NEC 11 (Figura 4.7)

Adicionalmente, se estipula que: cuando una dimensión del elemento sea igual a 500 mm o superior se debe colocar varillas longitudinales con amarres suplementarios separados no más de $x_i = 350\text{mm}$ en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (como se muestra en Figura 3-2).

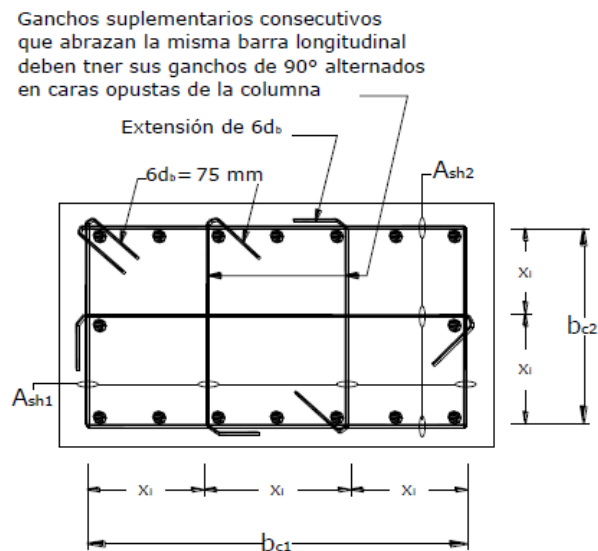


Figura 3-2 Refuerzo transversal en columnas

Fuente: Capítulo 4, NEC 11 (Figura 4.8)

3.3.2 Muros Portantes

La principal función de los muros portantes es resistir fuerzas laterales paralelas a su propio plano, desde el nivel donde se generan hasta la cimentación. Además de las cargas verticales debidas al peso propio, la cubierta y a los entrepisos si los hay.

Se debe cumplir con los requisitos mínimos del índice de densidad de muros en las dos direcciones de la planta que se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3-2. Índice de Densidad de Muros (d%) en cada dirección de la planta.

Número de Pisos	Sistema Constructivo	Índice de Densidad de muros en cada dirección en planta $d\% \geq A_w / A_p$
2	Muros Portantes reforzados	1.50%
1	Muros Portantes reforzados	1%
1 y 2	Sistemas Portantes Livianos	1%

Donde el índice de densidad de muros se define como:

$$d\% = \frac{\text{área de muros resistente}}{\text{área total de la edificación}} \quad (3.1)$$

En el capítulo se definen diversos tipos de muros portantes, para fines de la presente disertación se analizará únicamente los muros portantes de hormigón armado.

3.3.2.1 Mampostería No Reforzada

En el NEC-11 se define como mampostería no reforzada el sistema constituido por materiales como: tierra, adobe con o sin refuerzo de paja o similar, tapial, bahareque sin diagonales, arcilla cocida, bloques de hormigón simple sin ningún tipo de refuerzo.

La norma no recomienda la utilización de esta mampostería como parte del sistema resistente en regiones donde $Z \geq 0.25$ (ver 3.5.3.1). Se debe amarrar adecuadamente a la estructura en el caso de utilizarse como elemento no estructural.

3.3.2.2 Muros Portantes de Hormigón Armado

Los muros portantes de hormigón armado se consideran como tales siempre y cuando cumplan con lo estipulado en 3.7.3. Este sistema rígido consiste de muros de hormigón armado reforzado con varillas de acero corrugado o mallas electro-soldadas y vigas de acople, este tipo de estructuras no poseen columnas ni vigas, los muros resisten tanto las fuerzas verticales como las laterales y fallan principalmente por corte.

La norma NEC-11 estipula que para el diseño de muros portantes se debe referir a la norma ACI-318. Para los cálculos solo se considera la rigidez longitudinal de cada muro.

Los muros deben estar anclados a los elementos que los intersecan (pisos, cubiertas, otros muros, cimentación). Se transfieren los esfuerzos a la cimentación mediante refuerzo, pasadores y conectores mecánicos.

3.3.2.2.1 Requisitos Mínimos

- El espesor mínimo del muro debe ser el mayor entre 1/30 de la altura y 80mm.
- La cuantía de refuerzo mínima debe ser la mayor de las siguientes:

Tabla 3-3. Cuantía de Refuerzo mínima (eje vertical y horizontal)

Tipo de refuerzo	Cuantía
Barras corrugadas ($f_y = 420$ MPa)	0.0018
Refuerzo electro-soldado ($f_y \leq 600$ MPa)	$0.0018 \times \frac{420}{f_y \text{ (Mpa)}}$
	0.0012

- El espaciamiento máximo del refuerzo, tanto vertical como horizontal, debe ser el menor entre tres veces el espesor del muro y 300mm.
- La resistencia del hormigón f'_c debe ser mayor o igual a 18 MPa.

3.3.2.2.2 Factor de Reducción por Efectos de Excentricidad y Esbeltez

Se debe considerar los efectos de esbeltez y excentricidad en el cálculo de los muros. Se permite aproximar el valor del factor de reducción F_E de la siguiente manera:

En el caso de muros interiores que no soporten luces que diverjan en más de 50% se permite asumir $F_E = 0.7$. Para el caso de muros externos y/o con claros que diverjan en más de 50% se permite $F_E = 0.6$, también se adopta este F_E cuando la razón de carga viva y carga permanente sea mayor a uno.

Lo expuesto es aplicable siempre y cuando se cumpla a la vez lo siguiente:

- Se restrinja las deformaciones en los extremos del muro (inferior y superior) en la dirección ortogonal a su plano, mediante el sistema de piso, dadas u otros elementos.
- La carga axial posea una excentricidad de hasta $t/6$, además de que no existan fuerzas considerables normales al plano del muro/
- La razón altura libre y espesor del muro debe ser menor o igual a 20

Si las condiciones estipuladas no se cumplen, se toma el factor como el menor entre lo especificado y el resultante de la siguiente ecuación:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad (3.2)$$

Donde:

e' : excentricidad de la carga vertical más una excentricidad accidental igual a $t / 25$

t : espesor del muro

H : altura libre entre elementos que proporcionen apoyo lateral

k: factor de altura efectiva, obtenido de la **Tabla 3-4**.

Tabla 3-4. Valor del factor k

Tipo de muros	k
Muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior	2
Muros extremos en que se apoyan losas	1
Muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro	0.8

Si el muro analizado está conectado a muros transversales, contrafuertes, columnas, columnas de confinamiento, o que la deformación lateral se vea restringida, se calcula FE con la siguiente ecuación:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.90 \quad (3.3)$$

Donde L' se define como la separación de los elementos rigidizadores, como se muestra en la siguiente figura:

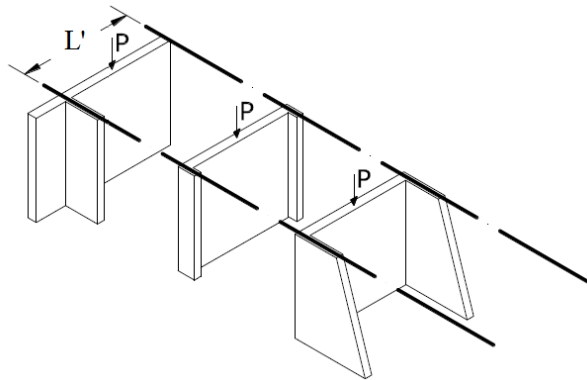


Figura 3-3 Restricción a la deformación lateral

Fuente: Capítulo 10, NEC 11 (Figura 10.10)

3.4 Planeamiento Estructural

Para que una estructura responda adecuadamente ante las solicitaciones no es suficiente que los elementos estructurales sean diseñados para resistir las cargas previstas. Se debe dar atención también al planeamiento estructural, es decir, a la disposición de estos elementos sísmo resistentes.

Se debe disponer los pórticos y los muros portantes de modo que proporcionen la resistencia al sísmo necesaria en las dos direcciones principales en planta. Esto se obtiene como consecuencia directa de la rigidez, por lo que se aconseja balancear la orientación de todos los elementos en las dos direcciones.

Se debe asegurar que las conexiones entre los diferentes elementos estructurales sea tal que transmitan de manera efectiva las cargas desde la cubierta hasta la cimentación. Los cimientos, por su vez deben transmitir las cargas al suelo de manera apropiada, evitando asentamientos excesivos y asentamientos diferenciales.

3.4.1 Configuración Estructural

El trabajo conjunto de los sistemas estructurales y la efectividad de nudos y uniones de elementos dependen de la uniformidad y regularidad de la estructura.

3.4.1.1 Continuidad Vertical

Los muros y pórticos se consideran como resistentes a momento si son continuos desde la cimentación hasta la cubierta. En el caso de muros continuos que posean mayor longitud en el segundo piso, solamente se considerará estructural la longitud igual a la del primer piso. Los muros individuales serán considerados estructurales cuando la relación entre altura y longitud no supere 4. En la siguiente figura se ejemplifica la continuidad y la discontinuidad en elevación.

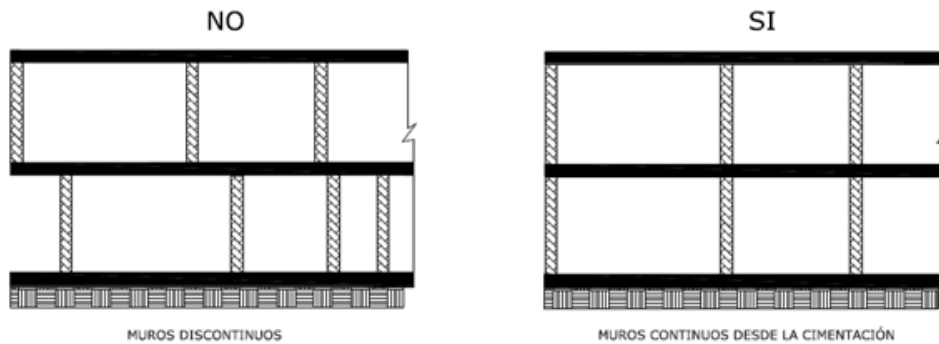


Figura 3-4 Discontinuidad

Fuente: Capítulo 10, NEC 11 (Figura 10.17)

3.4.1.2 Regularidad en planta

Para un mejor comportamiento sísmico la planta de la estructura deberá tender a lo regular y simétrico. Se da preferencia a formas cuadradas o rectangulares (con relación entre largo y ancho menor o igual a 4 y sin superar los 30m en cualquier dimensión). De no ser posible esta configuración, se deberá utilizar juntas de construcción. Las aberturas de piso no podrán superar el 25% del área total del piso individualmente y el 50% en conjunto.

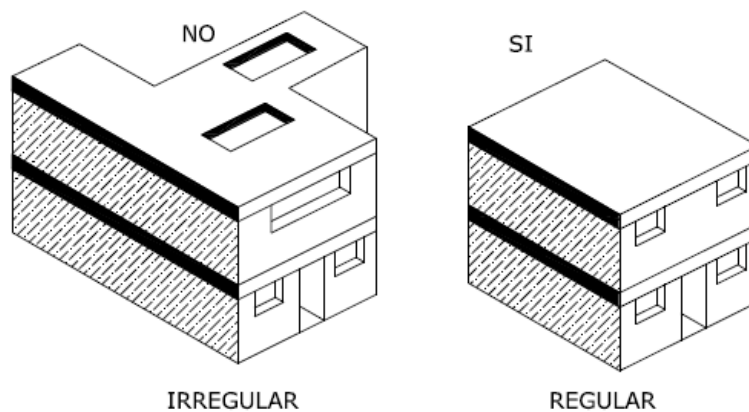


Figura 3-5 Irregularidad

Fuente: Capítulo 10, NEC 11 (Figura 10.18)

3.4.1.3 Regularidad en altura:

Se debe evitar las irregularidades en altura, tanto geométricas como de rigidez, si son inevitables se debe descomponer la estructura mediante juntas de construcción en formas regulares.

El capítulo en análisis no define un procedimiento de cálculo en el caso de irregularidades en planta o elevación, sin embargo, el cuerpo principal de la normativa describe el procedimiento de penalización a causa de irregularidades.

De existir irregularidad, se debe castigar el cortante basal calculado en 3.5.3.1 de la estructura dividiéndolo por los factores ϕ_E y ϕ_P , cuyo cálculo se muestra a seguir:

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \quad (3.4)$$

Donde:

Φ_P : factor de irregularidad en planta

Φ_{PA} : mínimo valor de ϕ_{PI} (ver **Tabla 3-5**) de cada piso i de la estructura cuando se presenten irregularidades del tipo 1

Φ_{PB} : mínimo valor de ϕ_{PI} de cada piso i de la estructura cuando se presenten irregularidades de los tipos 2 y/o 3.

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} \quad (3.5)$$

Donde:

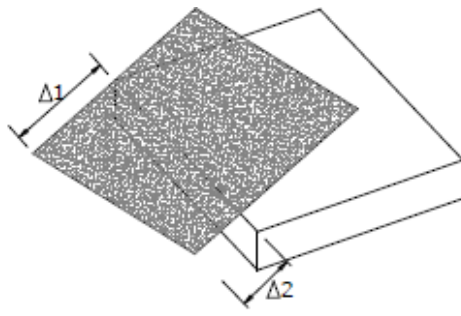
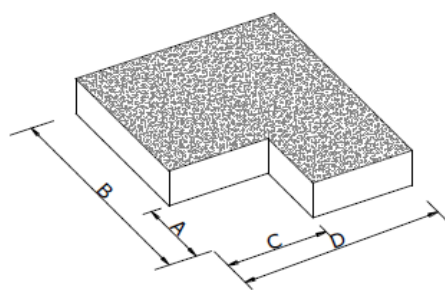
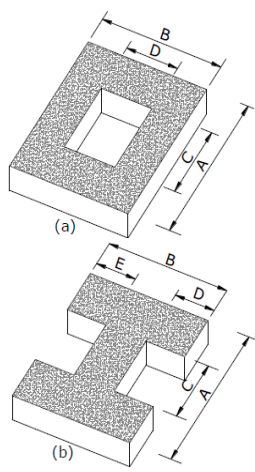
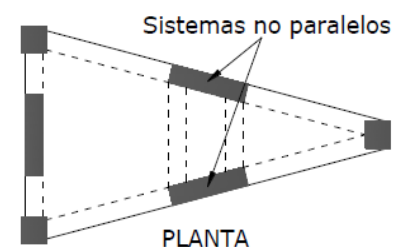
Φ_E : factor de irregularidad en elevación

Φ_{EA} : mínimo valor de ϕ_{EI} (ver **Tabla 3-6**) de cada piso i de la estructura cuando se presenten irregularidades del tipo 1

Φ_{EB} : mínimo valor de ϕ_{EI} de cada piso i cuando se presenten irregularidades de los tipos 2 y/o 3.

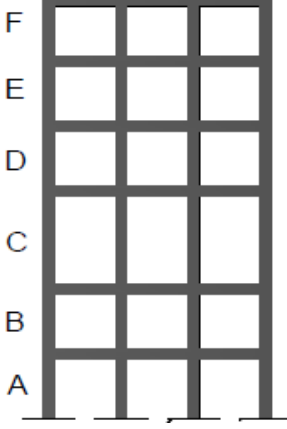
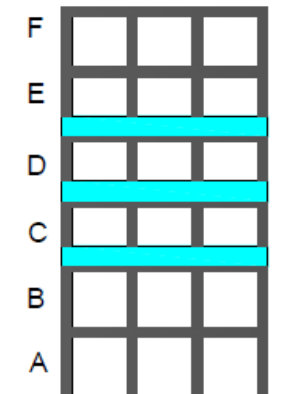
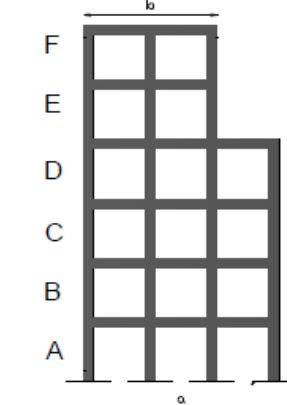
Si no existe ningún tipo de irregularidad se obvian estos factores tomándolos iguales a 1.

Tabla 3-5. Coeficientes de irregularidad en planta

IRREGULARIDADES PENALIZADAS EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi P_i = 0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ 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 $\phi P_i = 0.9$ $A > 0.15B$ 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 $\phi P_i = 0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$</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 $\phi P_i = 0.9$</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>	

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.

Tabla 3-6. Coeficientes de irregularidad en elevación

IRREGULARIDADES PENALIZADAS EN ELEVACION	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi E_i = 0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez > 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</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 $\phi E_i = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ 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 $\phi E_i = 0.9$ $a > 1.3 b$</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>	

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.

3.4.2 Simetría

Se debe procurar tener plantas simétricas en planta para evitar torsiones. La distribución de puertas y ventanas debe ser lo más simétrica posible, con el fin de que la estructura sea simétrica respecto a sus ejes. En el caso de que sea inevitable la presencia de asimetría, se debe subdividir la planta en módulos simétricos independientes mediante juntas. Módulos largos y angostos en planta, con longitudes mayores a tres veces su ancho, deben ser evitados.

3.4.3 Disposición de muros portantes

El sistema estructural de muros portantes debe ser formado por muros ortogonales o aproximadamente ortogonales entre sí. La longitud total de los muros debe ser similar en las dos direcciones de la planta.

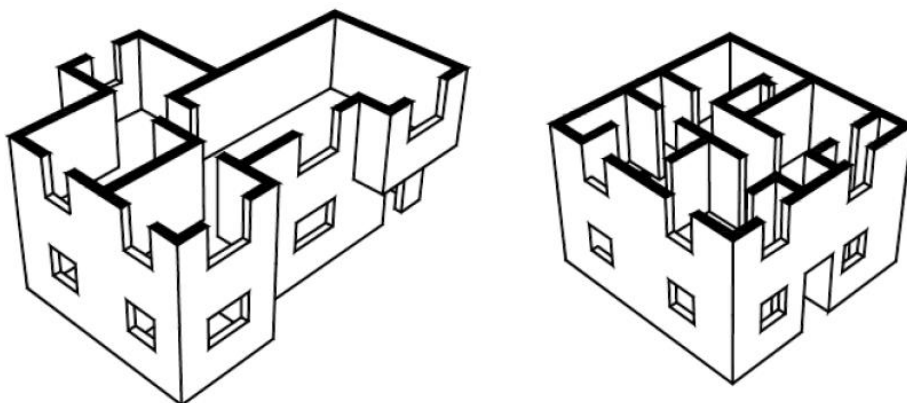


Figura 3-6 Disposición de Muros portantes

Fuente: Capítulo 10, NEC 11 (Figura 10.21)

Se permite aberturas en muros de hormigón armado siempre y cuando el área total de las aberturas sea menor al 35% del área total del muro. Se debe mantener una distancia entre dos aberturas y entre la abertura y el borde del muro de al menos 50cm o el 50% de la menor dimensión de la abertura, el que fuere menor.

3.4.4 Juntas Constructivas

En adición a los casos mencionados anteriormente, se requieren juntas constructivas en los casos a seguir:

- Cuando la relación entre longitud y ancho de la planta de la estructura sea mayor a 4.
- En terrenos con pendientes mayores a 30% se debe colocar junta de manera que no existan muros medianeros entre dos viviendas adyacentes.
- Viviendas construidas independientemente.

Se especifica en la norma que las juntas deben ser de al menos 2.5 cm. Las estructuras separadas por juntas de construcción deben actuar de manera independiente, sin embargo, pueden utilizar la misma cimentación y separarse en el nivel de sobre-cimiento.

En unidades habitacionales compuestas por varias viviendas, se requiere junta en los siguientes casos:

- Cuando alguna de las dimensiones sea mayor a 30m.
- Cuando exista un cambio en el nivel de terraza mayor de 400mm.
- Cuando se presenten cambios relevantes en la calidad del suelo.
- En el caso de numero de niveles diferentes en edificaciones contiguas.
- En el caso de que los niveles de entepiso no coincidan en edificaciones adosadas.

3.5 Determinación de Cargas

3.5.1 Carga Permanente

Debido a que el peso propio de la estructura se calcula automáticamente en los programas de análisis estructural, se calculó solamente la sobrecarga no considerada como por ejemplo el peso de mampostería, bloques huecos de hormigón para el alivianamiento de la losa, instalaciones y acabados.

3.5.2 Sobrecarga de Uso (Carga Viva)

Este tipo de cargas depende fundamentalmente de la utilización de la estructura, como este capítulo es aplicable exclusivamente a edificaciones dedicadas al uso residencial, se resume la tabla 1.2 del capítulo 1 – NEC-11 a lo siguiente:

Tabla 3-7. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, Lo

Ocupación de Uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00
Hoteles y residencias multifamiliares	
Habitaciones	2.00
Salones de uso público y sus corredores	4.80
Cubiertas*	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión	4.80
Cubiertas destinadas para propósitos especiales	
* En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza	

3.5.3 Carga Sísmica

El diseño sismo resistente propuesto en el nuevo capítulo se basa en fuerzas y establece que la resistencia lateral de la estructura sea mayor o igual a la requerida por efectos del sismo de diseño, esto es, el cortante basal. Se establece también que la consideración de derivas de piso puede ser obviada.

3.5.3.1 Cortante Basal

Se propone una simplificación del cálculo del cortante basal en la sección 10.3.1 del NEC-11

$$V_{sismico} = \frac{Z \times C \times W}{R} \quad (3.6)$$

Donde:

Z: factor determinado por la localización geográfica del proyecto (tabla 2.5.2 NEC 11)

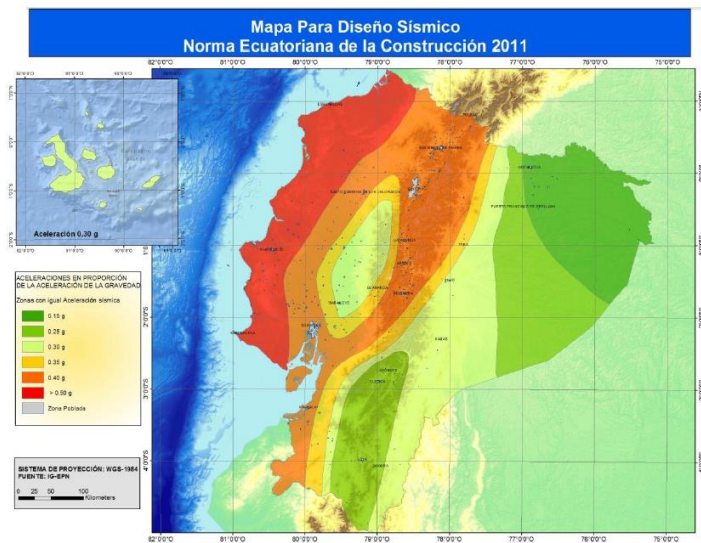


Figura 3-7. Mapa para diseño sísmico
Fuente: Capítulo 2, NEC 11 (Figura 2.1)



Figura 3-8. Aceleraciones por zona
Fuente: Capítulo 2, NEC 11 (Figura 2.1)

C: coeficiente de respuesta sísmica (tabla 10.1 del capítulo 10, NEC-11)

Tabla 3-8. Coeficiente de Respuesta Sísmica

Zona geográfica	C
Costa y Galápagos	2.4
Sierra y Oriente	3

W: peso sísmico efectivo de la estructura, igual a la carga muerta más un 25% de la carga viva para el caso de viviendas

R: factor de reducción de resistencia (ver Tabla 3-9)

Tabla 3-9. Sistemas estructurales de viviendas resistentes a cargas sísmicas

Sistema Estructural	Materiales	Coeficiente de reducción de respuesta estructural (R)	Limitación en altura (número de pisos)
Pórticos resistentes a Momento	Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, reforzado con acero laminado en caliente.	3	2 (b)
	Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, con armadura electro-soldada de alta resistencia.	2.5	2
	Acero Doblado en Frío	1.5	2 (b)
Muros Portantes	Mampostería No Reforzada y no confinada (c)	1	1
	Mampostería enchapada con malla de acero (a)	1.5	2 (b)
	Adobe y Tapial reforzado	1.5	2
	Bahareque	1.5	2
	Mampostería Reforzada	3	2 (b)
	Mampostería Confinada	3	2 (b)
	Muro de hormigón reforzado	3	2 (b)
	Muros livianos de acero (Steel Framing)	1.5	2
Muro de mortero armado u hormigón armado con alma de poliestireno (a)	1.5	2 (b)	

3.5.3.2 Distribución del Cortante Basal

En el apartado 2.7.2.4 Distribución Vertical de Fuerzas Laterales del Capítulo 2 Peligro Sísmico de la NEC se describe el procedimiento para la distribución del cortante basal.

$$F_x = \frac{w_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \times h_i^k} \times V \quad (3.7)$$

Donde:

F_x : componente del cortante basal aplicado en el piso x de la estructura

n: número de pisos

w_x : peso correspondiente al nivel x de la estructura

w_i : peso correspondiente al nivel i de la estructura

h_x : altura del piso x de la estructura

h_i : altura del piso i de la estructura

V: cortante basal calculado conforme anteriormente en 3.3.3.1

k: coeficiente en función del periodo de vibración de la estructura

Cuando:

$$T \leq 0.5s \rightarrow k = 1.0 \quad (3.8)$$

$$0.5 < T \leq 2.5s \rightarrow k = 0.75 + 0.5 T \quad (3.9)$$

$$T > 0.5s \rightarrow k = 2.0 \quad (3.10)$$

Cuanto a la distribución horizontal del cortante basal, debido a la regularidad de la estructura y uniformidad de la rigidez en el piso, se dividió la componente de piso del cortante basal por el número de nudos.

3.6 Combinaciones de Carga

El NEC-11 establece las siguientes combinaciones básicas para el diseño por última resistencia:

1. $1.4 D$
2. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
3. $1.2 D + 1.6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.5W)$
4. $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
5. $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
6. $0.9 D + 1.0 W$
7. $0.9 D + 1.0 E$

Excepción: El factor de carga de L para las combinaciones 3, 4, y 5 se permite igual a 0,5 en estructuras donde la carga viva sea menor o igual a 480 kg/m^2 , con excepción de garajes y áreas de acceso público.

Donde:

D: carga permanente (carga muerta)

E: carga de sísmica

L: sobrecarga (carga viva)

Lr: sobrecarga cubierta (carga viva)

R: carga de lluvia

S: carga de granizo

W: carga de viento

La norma indica que no es necesario considerar los efectos más desfavorables simultáneamente. El caso analizado se ubica en la ciudad de Quito, donde se considera crítica la carga sísmica por lo que se omiten cargas de lluvia, granizo y viento.

CAPÍTULO 4: NORMA ASCE 7

La normativa ASCE 7 establece las cargas de diseño estructural mínimas para edificios y otras estructuras, determinando por medio de estas cargas muertas, vivas, sísmicas, de viento, de lluvia, de nieve, hielo y sus respectivas combinaciones adecuadas para la construcción

4.1 Categoría de Diseño Sísmico

La norma ASCE 7 presenta siete diferentes categorías nombradas de la A a la F, donde la “A” es la de menor exigencia y la “F” hace consideraciones especiales para su diseño y detallamiento.

Tabla 4-1. Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración de respuesta de periodo corto

Valor de S_{DS}	Categoría de Riesgo	
	I, II o III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabla 4-2. Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de aceleración de respuesta de periodo 1-S

Valor de S_{D1}	Categoría de Riesgo	
	I, II o III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Sin embargo, la norma especifica que las estructuras de categoría I, II o III localizadas en lugares donde la aceleración del espectro de respuesta en periodo corto 1 segundo (S_1) es

mayor o igual a 0.75 se deben asignar a la categoría E y en el caso de categoría IV con las mismas condiciones de aceleración se deben asignar a la categoría F.

En el caso de la ciudad de Quito, las estructuras pertenecientes a las categorías de ocupación I, II o III se diseñan bajo la categoría E, puesto que la aceleración espectral S_1 es mayor a 0.75.

4.2 Sistemas estructurales

4.2.1 Pórticos a momento

La norma ASCE-7 presenta parámetros estructurales para los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas que dependen del tipo de sistema estructural. En el caso de sistemas de pórticos a momento se estipula lo siguiente:

Tabla 4-3. Factores y Coeficientes de Diseño Para Sistemas Sismo resistentes				
Pórticos a Momento	Coeficiente De Modificación de Respuesta	Factor de Sobre Resistencia	Factor de Amplificación de Desplazamientos	Limitación de Altura
	(R)	(Ω_0)	(Cd)	Categoría de Diseño "E"
Especiales de Hormigón Armado	8	3	5 1/2	NL
Intermedios de Hormigón Armado	5	3	4 1/2	NP
Ordinarios de Hormigón Armado	3	3	2 1/2	NP
NL= Sin Límite de Altura				
NP = No Permitido				

4.2.1.1 Requisitos de diseño

La normativa ASCE 7 trabaja en conjunto a la norma ACI 318 para elementos de hormigón armado, a continuación se muestran requisitos de diseño estipulados en dicha norma.

4.2.1.1.1 Columna fuerte – Viga débil

La norma ACI 318 establece en 21.6.2 el concepto de columna fuerte/viga débil y determina que debe cumplir con:

$$\sum M_n \text{ columna} \geq \sum 1.2 M_n \text{ viga} \quad (4.1)$$

Donde:

M_{nc} : Sumatoria de los momentos nominales de flexión en las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de la fuerza sísmica y que produzca el valor más bajo de resistencia a flexión.

M_{nb} : Sumatoria de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

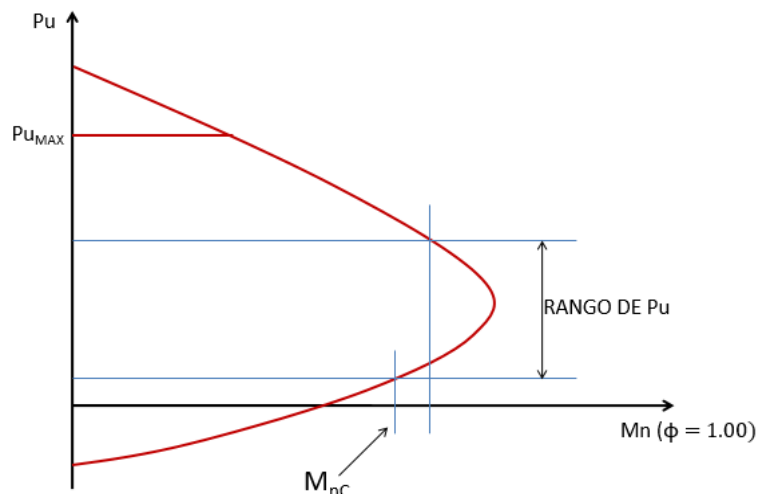


Figura 4-1 Diagrama de interacción

Fuente: Ing. Juan Carlos Garcés, Curso Diseño Sismo Resistente PUCE.

4.2.1.1.2 Refuerzo Transversal

En la sección 21.6.4 la norma ACI 318 determina los requisitos de diseño para el refuerzo transversal y traslapes, como se muestra en los esquemas. El apartado 7.10.5.1 de la norma ACI 318 determina que el diámetro mínimo para estribos es 10 mm.

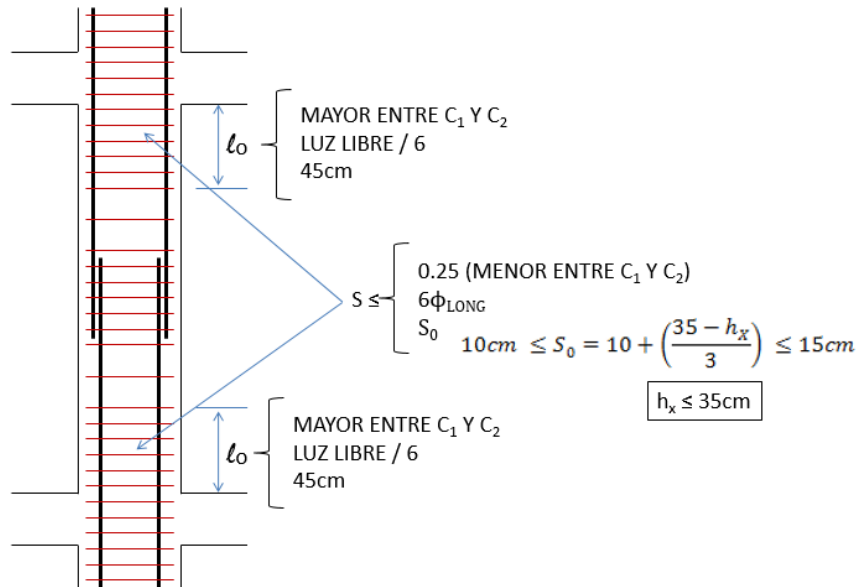


Figura 4-2 Requisitos refuerzo transversal en columnas

Fuente: Ing. Juan Carlos Garcés, Curso Diseño Sismo Resistente PUCE

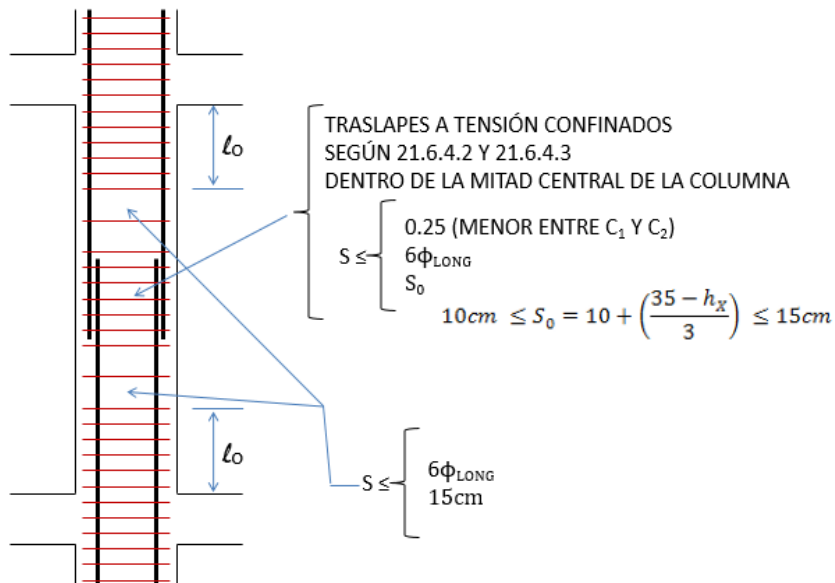


Figura 4-3 Traslapes mínimos en columnas

Fuente: Ing. Juan Carlos Garcés, Curso Diseño Sismo Resistente PUCE.

4.2.1.1.2.1 Refuerzo en zona Transversal Lo

Además, en el apartado 21.6.4.4 de la norma ACI 318 especifica que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares (A_{sh}) debe ser mayor o igual a lo siguiente:

$$A_{sh} \geq 0.3 \frac{S_b c f'c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (4.2)$$

$$A_{sh} \geq 0.09 \frac{S_b c f'c}{f_y} \quad (4.3)$$

Donde:

$$A_{ch} = N_1 \times N_2 \quad (4.4)$$

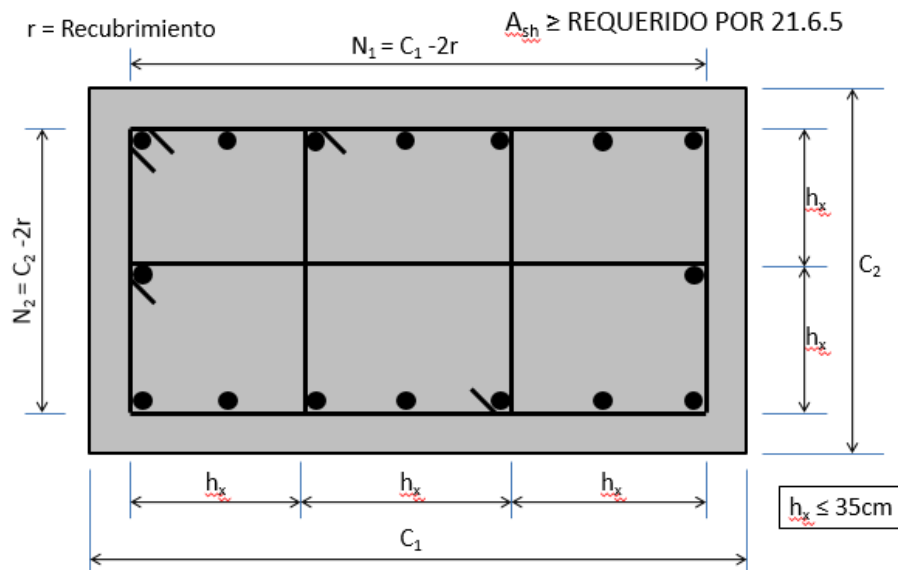


Figura 4-4 Refuerzo transversal en Lo

Fuente: Ing. Juan Carlos Garcés, Curso Diseño Sismo Resistente PUCE.

4.2.1.1.3 Corte Último para diseño

La fuerza cortante de diseño “Ve” se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se pueden generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento.

Se debe determinar las fuerzas en los nudos usando las resistencias a flexión máximas probables “Mpr” en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales mayoradas “Pu”, que actúan en él.

a) Momentos Resistentes de Columna Pu - Mn ($\phi = 1$, $f_y = 1.25 f_y$)

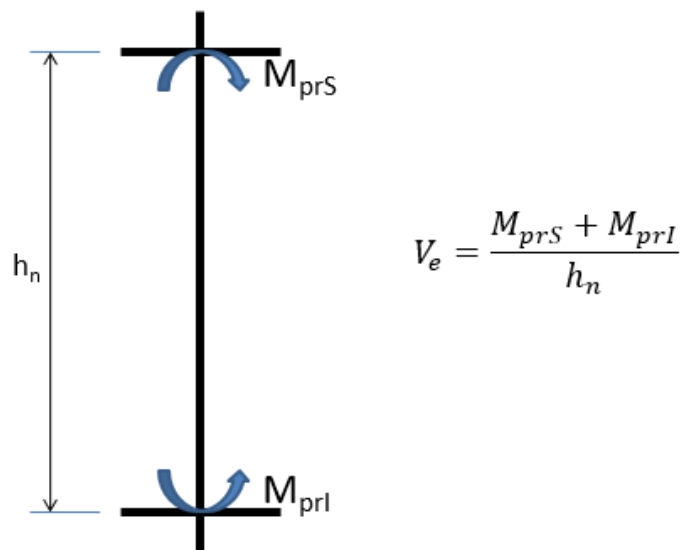


Figura 4-5 Momentos probables en las columnas

Fuente: Ing. Juan Carlos Garcés, Curso Diseño Sismo Resistente PUCE

Donde:

M_{prS} : Momento probable superior

M_{prI} : Momento probable inferior

h_n : Altura libre de la columna

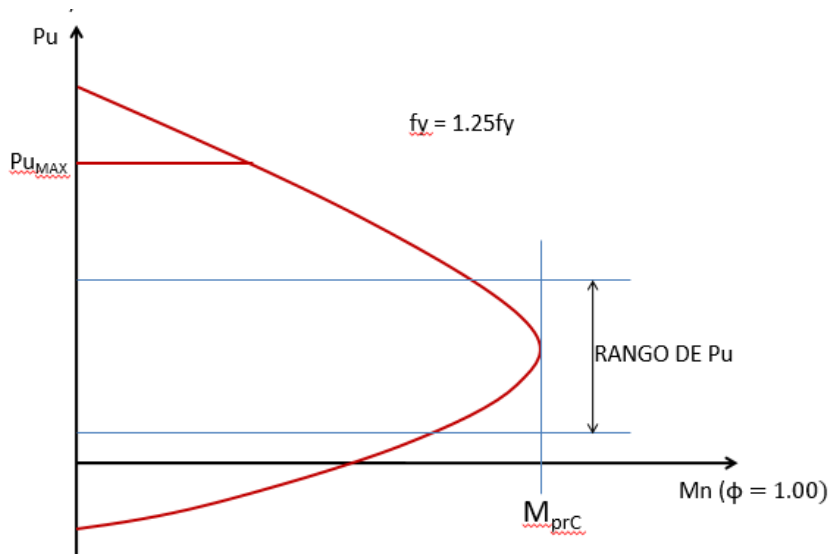


Figura 4-6 Momento resistente en la columna

Fuente: Ing. Juan Carlos Garcés, Curso Diseño Sismo Resistente PUCE

a) Momentos Resistentes de las Vigas que llegan a los Nudos

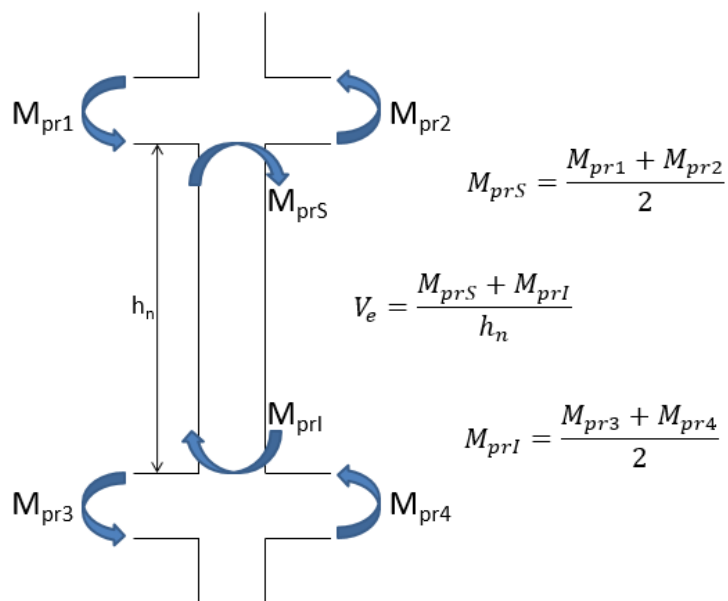


Figura 4-7 Momentos probables en las vigas

Fuente: Ing. Juan Carlos Garcés, Curso Diseño Sismo Resistente PUCE

Se elige como corte de diseño el mayor valor entre a) y b), siendo que el corte de diseño nunca puede sobrepasar el corte mayorado obtenido del análisis de la estructura.

4.2.2 Muros estructurales.

Los parámetros estructurales presentados por la norma ASCE-7 para sistemas de muros portantes son los siguientes:

Tabla 4-4. Factores y Coeficientes de Diseño Para Sistemas Sismo resistentes				
Muros de Corte	Coeficiente de Modificación de Respuesta	Factor de Sobre Resistencia	Factor de Amplificación de Desplazamientos	Limitación de Altura
	(R)	(Ω_0)	(Cd)	Categoría de Diseño "E"
Especiales de Hormigón Armado	8	3	5 1/2	NL
Intermedios de Hormigón Armado	5	3	4 1/2	NP
Ordinarios de Hormigón Armado	3	3	2 1/2	NP
NL= Sin Límite de Altura				
NP = No Permitido				

4.2.2.1 Requisitos de diseño ACI 318

A continuación se muestran requisitos de diseño estipulados en la norma ACI 318 para muros de hormigón armado.

4.2.2.1.1 Refuerzo mínimo

En el literal 21.9.2 de la normativa ACI 318 se estipula las cuantías de refuerzo vertical y horizontal mínimas.

Considerando:

ρ_L : Cuantía de refuerzo vertical

ρ_t : Cuantía de refuerzo horizontal

Cuando:

$$V_u \leq 0.27 A_{cv} \sqrt{f'c} \quad (4.5)$$

$\rho_L = 0.0012$ y $\rho_t = 0.0020$ para $\phi \leq 16$ mm

$\rho_L = 0.0015$ y $\rho_t = 0.0025$ para $\phi > 16$ mm

Cuando:

$$V_u > 0.27 A_{cv} \sqrt{f'c} \quad (4.6)$$

$\rho_L = 0.0025$

$\rho_t = 0.0025$

Además, cuando:

$$V_u > 0.53 A_{cv} \sqrt{f'c} \quad (4.7)$$

Se debe colocar dos capas de refuerzo

En todos los casos se debe observar que si $\frac{h_w}{l_w} \leq 2.00$, la cuantía ρ_L debe ser mayor o igual que la cuantía ρ_t .

4.2.2.1.2 Diseño por Cortante

En el literal 21.9.3 de la norma ACI 318 se determina que la fuerza cortante “ V_u ” debe obtenerse del análisis estructural considerando todas las combinaciones de carga. En el

numeral 21.9.4 de la misma norma se determina que el corte último no debe exceder al corte nominal, el cual se obtiene de la siguiente fórmula:

$$V_n \leq A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (4.8)$$

Donde el coeficiente α_c se obtiene de la siguiente manera:

$\frac{h_w}{l_w}$	α_c
≤ 1.5	0.80
≥ 2.0	0.53

Si se desea obtener algún caso intermedio se debe interpolar los valores.

Se determina “ V_n ” con la relación “ h_w/l_w ”, esta debe ser la mayor entre aquella para todo el muro (base-tope) y la existente para el segmento considerado (piso-piso).

4.2.2.1.3 Diseño por Flexión y Carga Axial

Los muros estructurales deben ser diseñados para las combinaciones de carga axial y momento de acuerdo a lo estipulado en la sección 10.2 y 10.3 de la norma ACI 318, exceptuando lo indicado en la distribución no lineal de esfuerzos. Además no existe limitante para ϕP_n máximo.

Según el ACI 318 se considera como efectivos el hormigón y el refuerzo longitudinal desarrollado dentro del ancho efectivo del ala, del elemento de borde y del alma del muro. Si existen aberturas se debe considerar su efecto.

A menos que se realice un análisis más detallado, el ancho efectivo del ala en secciones con alas debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad

de la distancia al alma de un muro adyacente y el 25% de la altura total del muro. Se determina la dimensión efectiva de alas como se muestra en la figura:

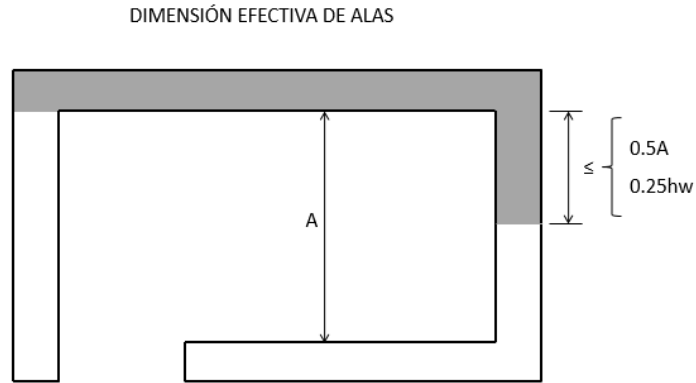


Figura 4-8 Dimensión efectiva de alas

Fuente: Ing. Juan Carlos Garcés, Curso Diseño Sismo Resistente PUCE

4.2.2.1.4 Elementos de borde

El apartado 21.9.6.3 de la normativa ACI 318S-08 indica que los muros estructurales requieren elementos de borde especiales en los bordes y aberturas si:

$$\sigma_{compresion} \geq 0.2 f'c \quad (4.9)$$

Donde $\sigma_{compresion}$ es el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema, calculado de la siguiente manera:

$$\sigma_{compresion} = \frac{Pu}{A} + \frac{0.5 M_U l_w}{l} \quad (4.10)$$

La fuerza P_u y el momento M_u deben estar mayorados e incluir los efectos de carga sísmica.

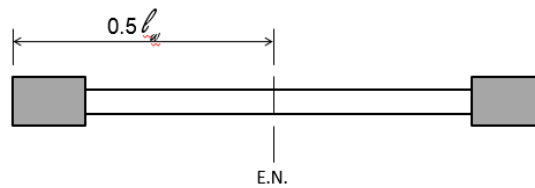


Figura 4-9 Elementos de borde

Fuente: Ing. Juan Carlos Garcés, Curso Diseño Sismo Resistente PUCE

Además, la norma estipula que los elementos de borde especiales pueden ser descontinuados donde se cumpla la siguiente condición:

$$\sigma_{compresion} > 0.15 f'c \quad (4.11)$$

4.2.2.1.5 Vigas de Acople

El ACI 318 establece diferentes procedimientos para el cálculo de vigas de acople, dependiendo de la relación l_n/h , siendo l_n la luz libre de la viga y h la altura de la viga.

Tabla 4-5. Diseño Vigas de Acople

l_n/h	ACI 318	Requisitos
≥ 4	21.9.7.1	Se diseña como una viga común sin necesidad de cumplir con ancho mínimo y máximo si se puede demostrar su estabilidad
< 2	21.9.7.2	Se deben reforzar con dos grupos de varillas diagonales
otros casos	21.9.7.3	Se puede optar por varillas diagonales o el diseño debe cumplir los mismos requisitos de una viga que pertenece a un sistema “especial”

4.3 Espectro de Respuesta de Diseño

Cuando se requiera un espectro de respuesta de diseño y no se utilice procedimientos específicos para el sitio, se debe calcularlo de la siguiente manera:

Para periodos menores a T_0 :

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (4.12)$$

Para periodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s :

$$S_a = S_{DS} \quad (4.13)$$

Para periodos mayores que T_s y menores o iguales a T_L :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (4.14)$$

Para periodos mayores que T_L :

$$S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \quad (4.15)$$

T es el periodo fundamental de la estructura en segundos

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (4.16)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (4.17)$$

T_L es el período de transición en un largo período, como se muestra en la figura:

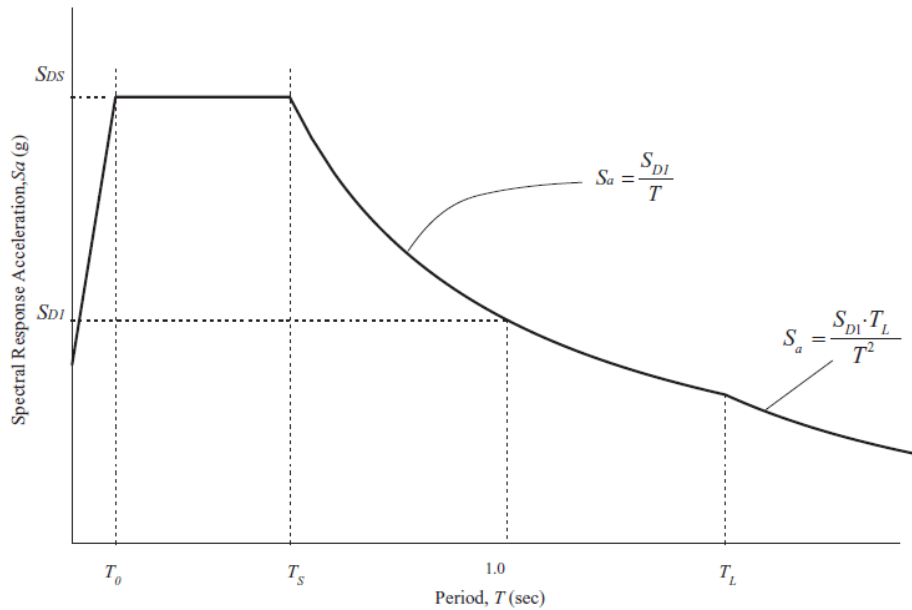


Figura 4-10 Espectro de Diseño de Respuesta

Fuente: Asce 7 (Figura 11.4-1)

4.4 Categoría de Ocupación de Estructuras

El ASCE 7 establece que las estructuras deben ser clasificadas basadas en el riesgo que representan a la vida humana y el daño que podrían ocasionar debido a su ocupación o uso. A seguir se lista las categorías y las estructuras que comprenden.

Categoría I: abarcan edificios y estructuras que representarían un bajo riesgo a las vidas humanas en caso de falla.

Categoría II: incluye todas las estructuras que no están definidas en las otras categorías.

Categoría III: contiene estructuras que, en caso de falla, representen un alto riesgo para la vida humana. Estructuras no incluidas en la categoría IV que puedan implicar un impacto económico alto o un gran inconveniente en la rutina de la comunidad en caso de que fallen. También se incluyen edificaciones que fabriquen, procesen, manejen, almacenen, utilicen o desechen sustancias peligrosas, tóxicas o explosivas y que representen un riesgo al público si liberadas.

Categoría IV: Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales o cuya falla representen un gran peligro para la comunidad. Incluye también edificaciones que

fabriquen, procesen, manejen, almacenen, utilicen o desechen sustancias peligrosas, tóxicas o explosivas y que representen peligro al público si liberadas. También abarcan estructuras necesarias para el correcto funcionamiento de otras estructuras contenidas en la categoría de riesgo IV.

Existe también en la norma una correlación entre el número de personas en riesgo y la categoría de ocupación, esta relación se expresa en el siguiente diagrama:

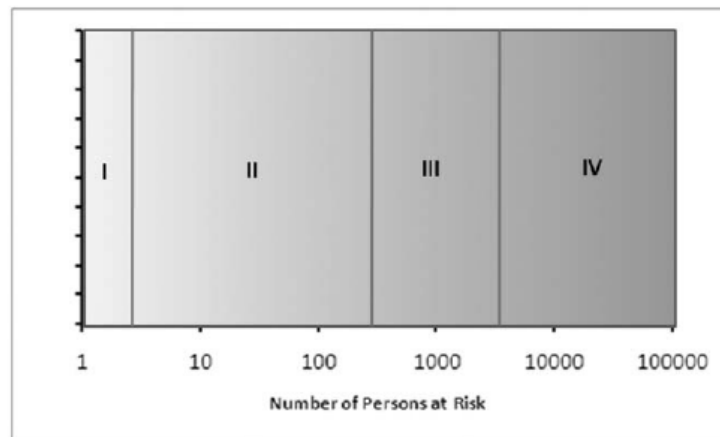


Figura 4-11 Relación Aproximada entre el número de Vidas en Riesgo por una Falla y la Categoría de Ocupación

Fuente: ASCE 7 (Figura C1-1)

4.5 Factor de Importancia (Ie)

Tabla 4-6. Factor de Importancia por Categoría de Ocupación para Carga Sísmica

Categoría de Ocupación	Ie
I	1
II	1
III	1.25
IV	1.5

El Factor de Importancia depende de la categoría de ocupación a la que pertenece la estructura.

4.6 Clasificación de Irregularidades

Las irregularidades (en planta o en elevación) pueden afectar el comportamiento de la estructura ante un sismo, es por esto que la norma ASCE 7 especifica las medidas que se deben tomar.

4.6.1 Irregularidad Horizontal

Tabla 4-7. Irregularidad Horizontal		
Tipo		Descripción
1a	Irregularidad Torsional	Existe cuando la máxima deriva de piso (calculada incluyendo torsión accidental) en un extremo de la estructura transversal a un eje es más que 1.2 veces el promedio de las derivas de piso en los dos extremos de la estructura. Los requerimientos de irregularidad torsional aplican solo a estructuras donde los diafragmas sean rígidos o semirrígidos.
1b	Irregularidad Torsional Extrema	Existe cuando la máxima deriva de piso (calculada incluyendo torsión accidental) en un extremo de la estructura transversal a un eje es más que 1.4 veces el promedio de las derivas de piso en los dos extremos de la estructura. Los requerimientos de irregularidad torsional aplican solo a estructuras donde los diafragmas son rígidos o semirrígidos.
2	Esquina Faltante	Existe cuando las proyecciones en planta de la estructura, a ambos lados de la esquina faltante, son superiores al 15% de la dimensión en planta de la estructura en la dirección del entrante.
3	Discontinuidad del Diafragma	Existe cuando hay diafragmas con discontinuidades o variaciones en la rigidez abruptas, incluyendo aquellos que tienen cortes o áreas abiertas mayores al 50% del área bruta del diafragma cerrado.
4	Desplazamiento Fuera del Plano	Existe cuando hay discontinuidades en el sistema resistente lateral, como desplazamientos en el plano de elementos verticales.
5	Sistemas no Paralelos	Existe cuando los elementos verticales del sistema resistente lateral no son paralelos o simétricos en relación a los ejes ortogonales principales de los sistemas laterales resistentes.

Para estructuras asignadas a la categoría de Diseño E o F que posean irregularidad horizontal Tipo 1b de la tabla 12.3-1 no deben ser permitidas

4.6.2 Irregularidades verticales

Tabla 4-8. Irregularidad Horizontal		
Tipo		Descripción
1a	Piso Blando	Existe cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor al 70% de la rigidez del piso superior o menos del 80% del promedio de rigideces de los 3 pisos superiores.
1b	Piso Blando Extremo	Existe cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor al 60% de la rigidez del piso superior o menor al 70% del promedio de rigideces de los 3 pisos superiores.
2	Irregularidad en la Masa	Existe cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor a 150% de la masa efectiva del piso adyacente. Un techo que sea más liviano que el piso inferior no tiene que ser considerado.
3	Irregularidad Geométrica Vertical	Existe cuando la dimensión horizontal del sistema resistente en cualquier piso es 130% mayor a la del piso adyacente.
4	Discontinuidad en el Plano del Sistema Resistente Lateral Vertical	Existe cuando el desplazamiento en el plano del sistema resistente lateral es mayor a la longitud del elemento o existe una reducción de la rigidez del elemento en un piso inferior.
5a	Piso Débil	Existe cuando la resistencia lateral es menor al 80% de la del piso superior. La resistencia lateral es el total de la resistencia lateral de todos los elementos resistentes sísmicos que soportan el cortante de piso en la dirección considerada.
5b	Piso Débil Extremo	Existe cuando la resistencia lateral es menor al 65% de la del piso superior. La resistencia lateral es el total de la resistencia lateral de todos los elementos resistentes sísmicos que soportan el cortante de piso en la dirección considerada.

Para estructuras asignadas a la categoría de Diseño E o F que posean irregularidad vertical tipo 1b, 5a, o 5b, de la tabla 12.3-2 no deben ser permitidas.

4.6.3 Diafragmas Rígidos

Los diafragmas constituidos por losas de hormigón o planchas de acero con capa de hormigón que tengan una relación luz/espesor de 3 o menos en estructuras que no tienen irregularidad en planta pueden ser idealizados como rígidos.

4.7 Dirección de la Carga Sísmica

La dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas en el diseño debe ser aquella que produzca los efectos más críticos.

Diseño para categoría B

Se permite que las fuerzas sísmicas de diseño sean aplicadas independientemente en cada dirección ortogonal y los efectos de interacción no son necesarios

Diseño para categoría C

Deben cumplir con los requisitos para categoría B, y además estructuras que tengan irregularidad horizontal tipo 5, deben usar al menos uno de los siguientes procedimientos:

- **Combinación Ortogonal:** Se considera satisfecho si los miembros y sus cimientos están diseñados para el 100% de las fuerzas en una dirección más el 30% de las fuerzas de la dirección perpendicular. Se utilizará la combinación que produzca los efectos máximos en los componentes.
- **Movimiento de tierra:** Se deberá analizar la estructura mediante el procedimiento de la respuesta en el tiempo al registro de aceleración aplicando pares ortogonales de acelerogramas en forma simultánea.

Los diseños para las categorías de la D a la F deben cumplir al menos con lo dictado para categoría C.

4.8 Procedimiento de Selección de Análisis

El análisis estructural se compondrá de uno de los tipos permitidos en la **Tabla 4-9**, basado en la categoría de diseño sísmico de la estructura, sistema estructural, propiedades dinámicas y regularidades

Tabla 4-9 Métodos de Análisis				
Categoría de Diseño Sísmico	Características Estructurales	Fuerza Lateral Equivalente	Espectro de Respuesta Modal	Historia de Respuesta Sísmica
B y C	Todas las otras estructuras	P	P	P
D,E ,F	Categoría de ocupación I o II, donde las estructuras no excedan los 2 pisos sobre la base	P	P	P
	Estructuras construidas con elementos livianos (Light frame)	P	P	P
	Estructuras sin irregularidades y que no excedan los 160ft de altura	P	P	P
	Estructuras sin irregularidades, que excedan los 160ft de altura y con $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Estructuras que no excedan los 160ft de altura y que posean solamente irregularidades en planta de tipo 2,3,4 o 5, o irregularidad vertical de tipo 4, 5a, o 5b	P	P	P
	Todas las otras estructuras	NP	P	P

P= Permitido, NP=No Permitido

Crterios para el Modelado

Se permite considerar la estructura empotrada en la base del modelo para determinar las cargas sísmicas. El peso efectivo sísmico (W) debe incluir el peso propio más la carga muerta sobre la base de la estructura.

Se debe construir un modelo matemático de la estructura con el propósito de determinar las fuerzas en los elementos, los desplazamientos resultantes de cargas aplicadas y los desplazamientos impuestos o efectos P-delta.

El modelo deberá incluir la rigidez y la fuerza de los elementos que son significativos para la distribución de fuerzas, deformaciones en la estructura y representan la distribución espacial de la masa y rigidez a lo largo de la estructura.

Además, se debe considerar los efectos de las secciones agrietadas en el modelo en las propiedades de rigidez de elementos de hormigón y mampostería.

4.9 Fuerza Lateral Equivalente

El corte basal para una dirección dada deberá ser calculado con la siguiente ecuación:

$$V = C_S \times W \quad (4.18)$$

Donde:

W: Peso efectivo Sísmico

C_S : Coeficiente de respuesta sísmica determinado como

$$C_S = \frac{S_{DS}}{R} \quad (4.19)$$

No es necesario que C_S sea mayor que:

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T^R} \text{ cuando } T \leq T_L \quad (4.20)$$

$$C_S = \frac{S_{D1} T_L}{T^{2R}} \text{ cuando } T > T_L \quad (4.21)$$

No es necesario que C_S sea menor que:

$$C_S \geq 0.01 \quad (4.22)$$

$$C_S \geq 0.044 S_{DS} I_e \quad (4.23)$$

Además en lugares donde S_1 sea mayor o igual a 0.6g, C_S no debe ser menor que:

$$C_S \geq \frac{0.5 S_1}{T} \text{ cuando } S_1 \geq 0.6g \quad (4.24)$$

4.9.1 Determinación del Período Fundamental de Vibración

El período fundamental de la estructura, T , en la dirección bajo consideración se establece utilizando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos de resistencia en un análisis debidamente justificado.

Como alternativa para realizar un análisis para determinar el período fundamental, T , se permite utilizar el período de construcción aproximado, T_a , calculado según la sección 12.8.2.1 del ASCE 7. Se calcula directamente como:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (4.25)$$

Donde:

h_n : altura en metros sobre la base al punto más alto de la estructura.

Los coeficientes “ C_t ” y “ x ” se obtendrán de la siguiente tabla:

Tabla

Tipo de Estructura	Ct	x
Pórticos a Momento de Acero	0.0724	0.8
Pórticos a Momento de Hormigón	0.0466	0.9
Pórticos de Acero arriostrados excéntricamente	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas	0.0488	0.75
Valores para unidades en metros		

Sistemas

El período fundamental, T, no deberá exceder el producto del coeficiente de límite superior en período calculado (C_u) de la **Tabla 4-11** y el período fundamental aproximado, T_a , $T_a = C_t h n x$ (4.25).

$$T \leq C_u \times T_a \quad (4.26)$$

Donde C_u se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 4-11. Coeficiente para el periodo superior del periodo calculado	
Aceleración Espectral de Diseño a 1 segundo (SD1)	C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0,2	1.4
0.15	1.6
≤ 0.10	1.7

Para el cálculo del periodo fundamental de vibración se requiere usar secciones con agrietamiento de servicio, tomadas del capítulo 10 del el Código ACI 318-08.

10.10.4.1 — Se permite usar las siguientes propiedades para los elementos en la estructura:

(a) Módulo de elasticidad	E_c de 8.5.1
(b) Momentos de inercia, I	
Elementos en compresión:	
Columnas	$0.70I_g$
Muros – no agrietados	$0.70I_g$
– agrietados	$0.35I_g$
Elementos a flexión:	
Vigas	$0.35I_g$
Placas planas y losas planas	$0.25I_g$
(c) Área	$1.0A_g$

Figura 4-12 Propiedades

Fuente: ACI 318

4.9.2 Distribución Vertical del Corte

La fuerza lateral “ F_x ” inducida en cualquier nivel debe ser determinada con las siguientes ecuaciones tomadas del ASCE 7:

$$F_x = C_{VX} \times V \quad (4.27)$$

Donde:

C_{VX} : Factor de distribución vertical

V : Corte basal de diseño

$$C_{VX} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (4.28)$$

Donde:

w_i y w_x : porción del peso localizado o asignado al nivel “ i ” o “ x ”.

h_i y h_x : altura en metros desde la base al nivel “ i ” o “ x ”.

k : exponente relacionado al período de la estructura

Para estructuras que tengan un período de 0.5seg o menos, $k = 1$

Para estructuras que tengan un período de 2.5seg o más, $k = 2$

Para períodos intermedios se interpola o se toma $k = 2$

4.9.3 Distribución horizontal

La distribución horizontal del corte basal en cualquier piso (V_x) se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (4.29)$$

Donde:

F_i : La porción del corte basal (V) inducida en el nivel i .

V_x : Corte basal en el nivel x .

El corte basal (V_x) se reparte entre los distintos elementos verticales del sistema sismo resistente en función a la rigidez lateral de los elementos

4.9.4 Torsión

4.9.4.1 Torsión Inherente

Para los diafragmas que no sean flexibles, la distribución de fuerzas laterales en cada nivel deberá considerar el efecto del momento de torsión inherente, M_t , resultantes de excentricidad entre las ubicaciones del centro de masa y el centro de rigidez.

4.9.4.2 *Torsión Accidental*

Torsión accidental de donde los diafragmas no son flexibles, el diseño debe incluir el momento torsional inherente (M_t) resultantes de la ubicación de las masas de la estructura, más los momentos de torsión accidentales (M_{ta}) causados por el supuesto desplazamiento del centro de masa en cada dirección desde su ubicación actual por una distancia igual al 5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

Donde las fuerzas sísmicas se apliquen, simultáneamente, en dos direcciones ortogonales, no es necesario que se aplique el desplazamiento requerido del 5% del centro de en las dos direcciones ortogonales al mismo tiempo. Sin embargo, se debe aplicar en el sentido que produzca mayor efecto.

4.10 Cargas

4.10.1 Cargas Muertas

Las cargas muertas consisten en el peso de todos los materiales de la construcción incorporados en el edificio, incluyendo, pero no limitados a, paredes, pisos, techos, cielos rasos, escaleras, construidas en tabiques, acabados, revestimientos y otros similares incorporados con fines arquitectónicos, elementos estructurales o equipos de servicio fijo incluyendo el peso de grúas.

Hormigón armado: 2400 kg/m³

Entrepisos: Tabiquerías y acabados: 250 kg/m²

Cubiertas: Tabiquerías y acabados: 250 kg/m²

4.10.2 Cargas Vivas

Se define como carga viva una carga producida por el uso y la ocupación del edificio u otra estructura, que no se incluya en las cargas de construcción o cargas ambientales tales como carga de viento, carga de nieve, etc.

La norma ASCE 7 define también la carga de techo, que puede ser producida por cualquiera de los siguientes escenarios:

- Durante el mantenimiento por los trabajadores, el equipo, y materiales
- Durante la vida de la estructura por objetos móviles, tales como jardineras u otros pequeños objetos decorativos

4.10.2.1 Cargas Vivas Uniformemente distribuidas

Las cargas vivas usadas en el diseño de la estructura deben ser las máximas esperadas por el uso u ocupación y en ningún caso deben ser menores a las cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas, incluyendo cualquier reducción permisible.

Tabla 4-12. Cargas Vivas Mínimas Uniformemente Distribuidas y Concentradas

Residencias	Unidades	
	kN/m ²	kg/m ²
Todas las otras áreas excepto escaleras	1.92	200
Techos ordinarios planos, a dos aguas y curvos	0.96	100

4.10.3 Carga Sísmica

4.10.3.1 Sismo Máximo Considerado

El Sismo Máximo Considerado (MCE – del inglés, Maximum Considered Earthquake) corresponde al movimiento del terreno definido para un evento con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años o un periodo de retorno de 2500 años.

Los valores de S_2 y S_1 son tomados de la página web perteneciente al USGS, y son correspondientes a la ciudad de Quito.

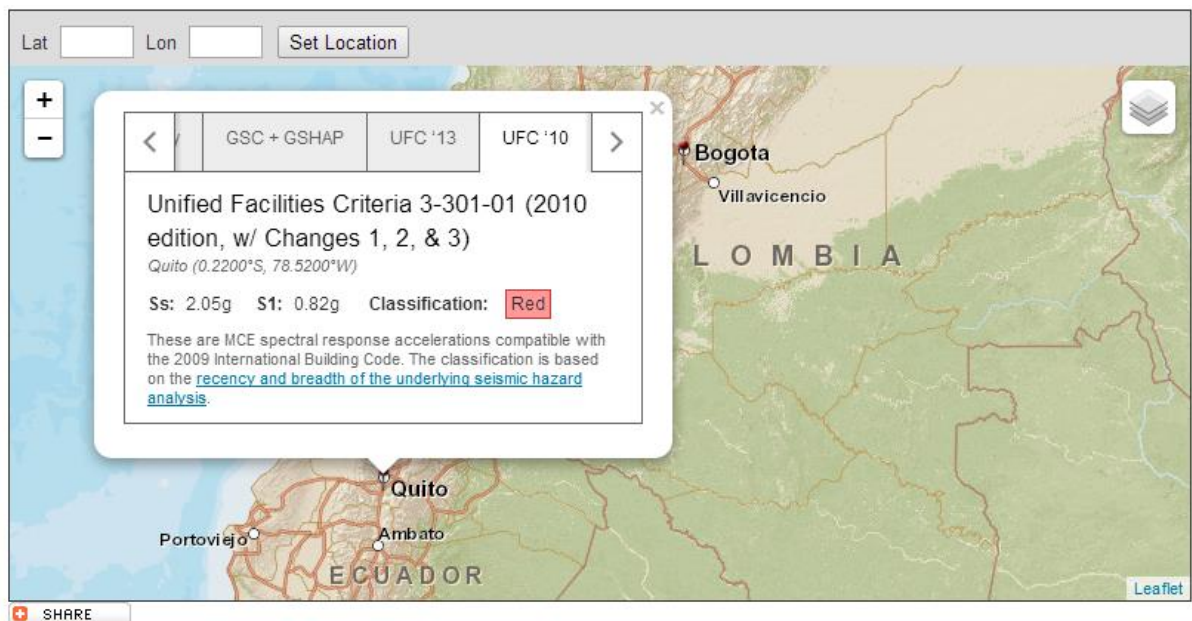


Figura 4-13. Valores de S_s y S_1

Fuente: <http://earthquake.usgs.gov/designmaps>

Donde:

S_s : Parámetro de respuesta espectral de aceleración a periodo corto (0,2 segundos)

S_1 : Parámetro de respuesta espectral aceleración a periodo de 1 segundo

Los parámetros del espectro de respuesta en aceleración con el MCE son S_{MS} (periodo corto) y S_{M1} (periodo 1 segundo), que son calculados con los factores

$$S_{MS} = Fa \times S_s \quad (4.30)$$

$$S_{M1} = Fv \times S_1 \quad (4.31)$$

Donde Fa y Fv se obtienen de las siguientes tablas:

Tabla 4-13. Coeficiente de Sitio, Fa					
Parámetro Espectral de respuesta en aceleración a periodo corto para el máximo sismo considerado					
Clase de Sitio	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Ver Sección 11.4.7				
NOTA: Use interpolación lineal para valores intermedios de Ss					

Tabla 4-14. Coeficiente de Sitio, Fv					
Parámetro Espectral de respuesta en aceleración a periodo de 1 segundo para el máximo sismo considerado					
Clase de Sitio	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Ver Sección 11.4.7				
NOTA: Use interpolación lineal para valores intermedios de S1					

Para poder determinar los factores F_a y F_v se debe conocer el tipo de suelo, esta clasificación se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 4-15. Clasificación del tipo de suelo						
Tipo de Suelo		Vs		N o Nch	Su	
A	Roca Dura	> 5000	ft/s	NA	NA	
B	Roca	2500 a 5000	ft/s	NA	NA	
C	Suelo muy denso y Roca blanda	1200 a 2500	ft/s	> 50	> 2000	psf
D	Suelo Rígido	600 a 1200	ft/s	15 a 50	1000 a 2000	psf
E	Suelo de arcilla blanda	< 600	ft/s	< 15	< 1000	psf
		Algunos perfiles con más de 10 ft de suelo tienen las siguientes características				
		<ul style="list-style-type: none"> • Índice de plasticidad $PI > 20$ • Contenido de Humedad $w \geq 40\%$ • Resistencia al corte sin drenaje $S_u < 500 \text{ psf}$ 				
F	El tipo de suelo necesita un análisis de acuerdo con la sección 21.1	Ver sección 20.3.1				
Para S1: $1 \text{ ft/seg} = 0.3048 \text{ m/s}$ $1 \text{ lb/ft}^2 = 0.0479 \text{ kN/m}^2$						

Los parámetros de respuesta de aceleraciones espectrales de diseño, se determinan con las siguientes ecuaciones:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (4.32)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (4.33)$$

4.11 Combinaciones de cargas

Las elementos estructurales y la cimentación deben ser diseñados de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor a los efectos de las cargas factoradas. Las combinaciones de carga mínimas estipuladas son:

1. $1.4D$

2. $1.2D + 1.6L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$

3. $1.2D + 1.6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.5W)$

4. $1.2D + 1.0W + L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$

5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$

6. $0.9D + 1.0W$

7. $0.9D + 1.0E$

El factor de carga de L para las combinaciones 3, 4, y 5 se permite igual a 0,5 en estructuras donde la carga viva sea menor o igual a 480 kg/m^2 , con excepción de garajes y áreas de acceso público

Donde:

D: carga muerta

L: carga viva

E: carga de sismo

S: carga de nieve

R: carga de lluvia

W: carga de Viento

En el caso de la ciudad de Quito, las cargas críticas son las sísmicas.

4.12 Determinación de la Deriva de Piso (Δ)

La deriva de piso debe ser calculada como la diferencia del desplazamiento del centro de masas de la parte superior e inferior del piso en consideración.

Donde los centros de masa no se alineen verticalmente, se permite calcular el desplazamiento en la parte inferior del piso basada en la proyección vertical del centro de masas del piso superior.

Para las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico C, D, E o F con irregularidad horizontal tipo 1a o 1b de la tabla 12.3-1, la deriva de piso de diseño, se calculará como la diferencia más grande de los desplazamientos a lo largo de cualquiera de los extremos de la estructura, entre el nivel superior y el nivel inferior del entrepiso en consideración.

El desplazamiento para el cálculo de la deriva debe ser calculado como:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I} \quad (4.34)$$

Donde:

C_d: factor de amplificación de deflexiones

Δ_{xe}: deflexión determinada mediante el análisis elástico

I: factor de importancia para la estructura

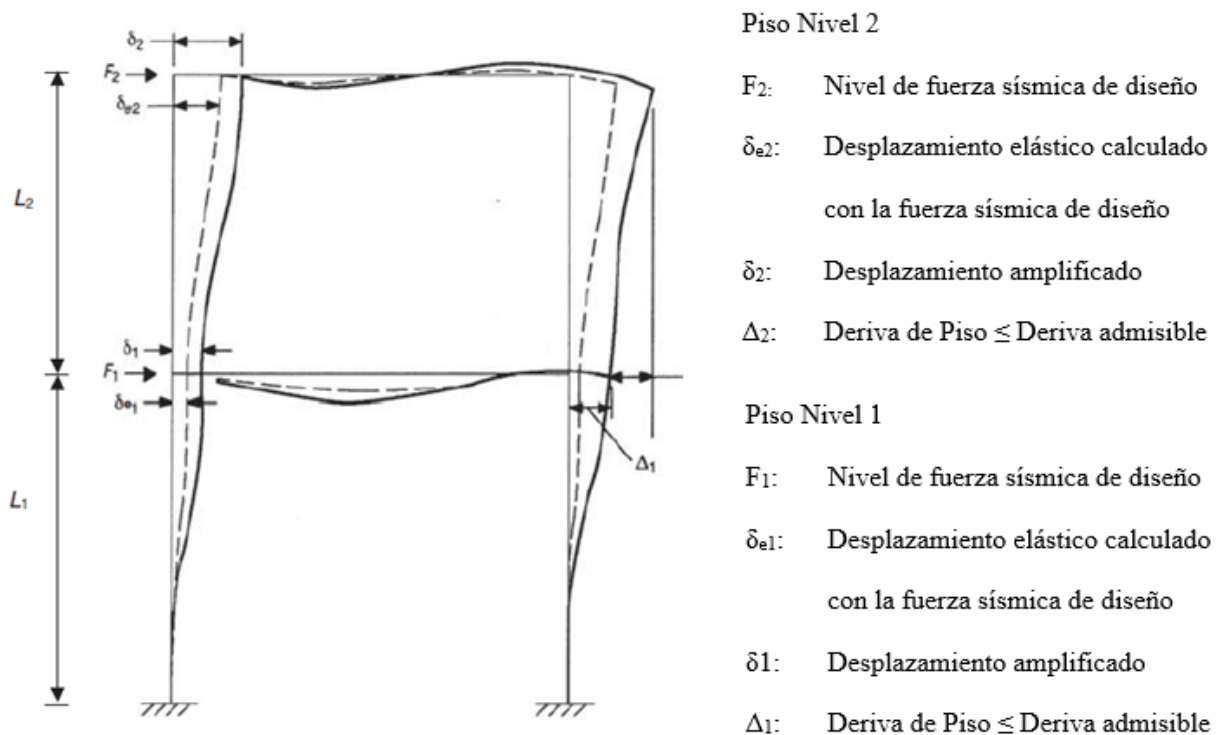


Figura 4-14 Derivas

Fuente: ASCE 7 (Figura 12.8-2)

Δ_1 = Deriva de Piso

Δ_1 / L_1 = Deriva de Piso

δ_2 = Desplazamiento total

Para el cálculo de las deflexiones se debe incluir la excentricidad accidental y el corte basal aplicado puede ser el calculado sin haber limitado el periodo al valor de $C_u \times T_a$

En las estructuras con solo pórticos a momento y asignados desde la categoría D hasta la F, la deriva no debe exceder $\Delta a/\rho$ en ningún piso, donde ρ es definido en Y $\Delta a/\rho$.

4.13 Efecto P-delta

Estos efectos no requieren ser considerados donde el coeficiente de estabilidad θ determinado con la siguiente ecuación sea igual o menor a 0.10

$$\theta = \frac{P_x \Delta I e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (4.35)$$

Donde:

P_x : Carga vertical total de diseño en y sobre el Nivel "x", ningún factor de carga necesita exceder 1.0

Δ : La deriva de diseño ocurriendo simultáneamente con V_x

I_e : Factor de importancia

V_x : La fuerza sísmica de corte actuando entre los Niveles "x" y "x-1"

h_{sx} : La altura del entrepiso bajo el nivel "x".

Cd: factor de amplificación para deflexiones

Coefficiente de estabilidad:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta cd} \leq 0.25 \quad (4.36)$$

Donde:

β : relación entre la demanda de corte y la capacidad de corte del piso entre los niveles “x” y “x-1”. Se permite tomar “ $\beta = 1$ ” en forma conservadora.

Cuando el coeficiente de estabilidad “ θ ” es mayor que 0.10 pero menor o igual que “ $\theta_{m\acute{a}x}$ ”, los efectos “ $P\Delta$ ” deben ser tomados en cuenta y los desplazamientos, fuerzas en los elementos serán determinadas por un análisis racional

Alternativamente, se permite multiplicar los desplazamientos y las fuerzas de los elementos por:

$$\frac{1}{1-\theta} \quad (4.37)$$

Donde $\theta > \theta_{m\acute{a}x}$, la estructura es potencialmente inestable y necesita una reestructuración

CAPÍTULO 5: DISEÑO SEGÚN LA NORMATIVA NEC-11

Con el fin de analizar la aplicabilidad del capítulo 10 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se procuró utilizar los parámetros mínimos estipulados en dicha norma y mencionados en el capítulo 3 de la presente disertación.

Para simular los efectos de excentricidad exigidos por la norma se elaboraron cinco diferentes modelos en el programa Robot Structural Analysis, en los cuales se aplicaron un par de fuerzas en los extremos de la estructura con el fin de obtener resultados equivalentes a los obtenidos con las posibles excentricidades de la fuerza sísmica.

5.1 Sistema de pórtico a momento

Se utilizó un modelo de vivienda de dos pisos de 8m x 8m, con luces de 4 m y losas bidireccionales alivianadas de 20cm de espesor.



Figura 5-1 Modelo de estructura con pórticos a momento

5.1.1 Materiales

Hormigón con resistencia a los 28 días a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo en varillas, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

5.1.2 Cargas de diseño

Tabla 5-1. CARGAS (Cap. 1 - NEC 11)

Peso Propio		
Peso Propio (Programa ROBOT)	54.53	ton
Carga Permanente		
Baldosa de cerámica (con mortero de cemento)	20	kg/m ²
Mampostería	200	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Bloque de alivianamiento	48	kg/m ²
total=	273	kg/m ²
Cubierta		
Baldosa de cerámica (con mortero de cemento)	20	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Bloque de alivianamiento	48	kg/m ²
total=	73	kg/m ²
Carga Viva		
Entrepiso		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	200	kg/m ²
Cubierta		
Cubiertas planas	70	kg/m ²
Carga Sísmica		
$V_{sismico} = \frac{Z \times C \times W}{R \times \emptyset_P \times \emptyset_E} = 0.4 \times W$		
Z=	0.4	(Quito)
C=	3	(Sierra y Oriente)
W=	81.00	ton
R=	3	H. A. reforzado con acero laminado en caliente
∅P=	1	Regular
∅E=	1	Regular
Vsísmico=	32.40	ton

5.1.3 Diseño de vigas

Se realizó el calculo de la viga del primer piso en el eje 1 del modelo de ROBOT Structural.

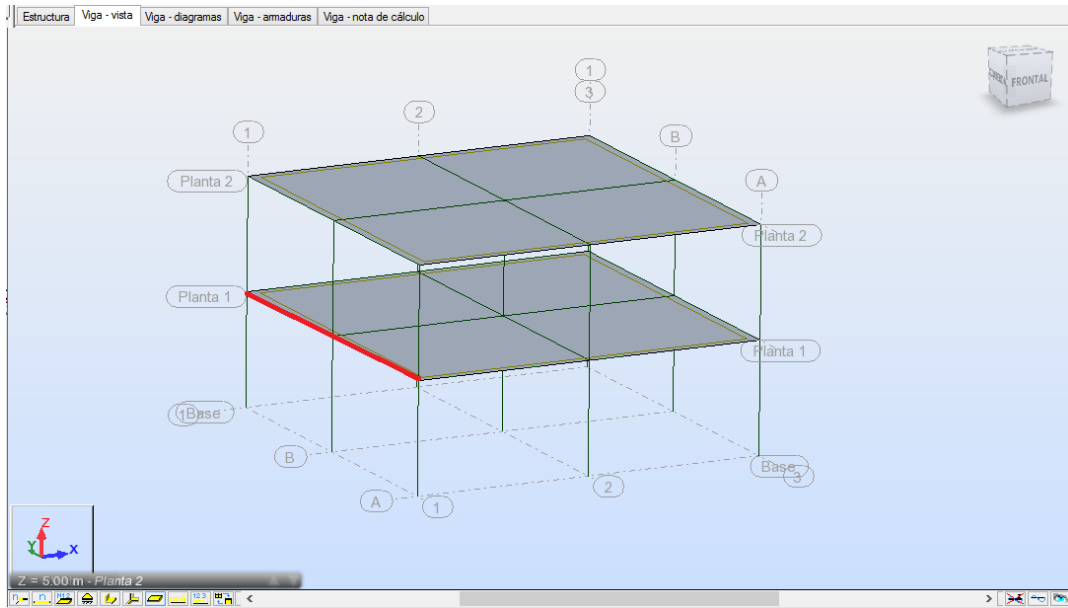


Figura 5-2

Se eligieron vigas de 20 x 20 cm (mínimo permitido por el cap. 10 NEC)

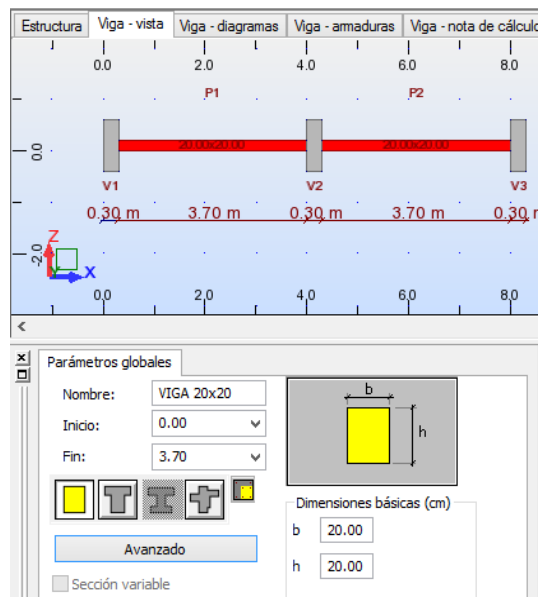


Figura 5-3

Los resultados obtenidos del análisis estructural fueron los siguientes:

2.4.1 Solicitaciones ELU

Tramo	M _t máx. (T ² m)	M _t mín. (T ² m)	M _{iz} (T ² m)	M _d (T ² m)	Q _{iz} (T)	Q _d (T)
P1	1.161	-0.187	-1.762	-1.759	2.986	-3.634
P2	1.137	-0.180	-1.753	-1.782	2.920	-3.759

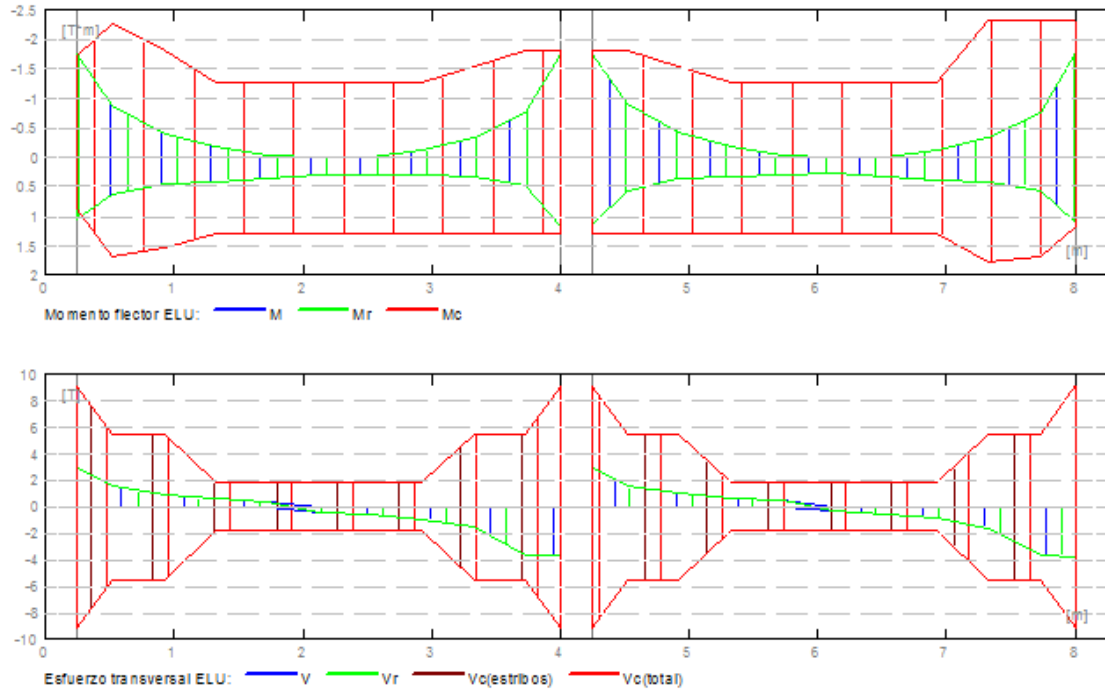


Figura 5-4

Como se puede observar, el refuerzo proporcionado (M_c y V_c , representado por las líneas rojas) cumple las exigencias de las solicitaciones presentes (M_r , representado por las líneas verdes).

Se realizan los diseños para el momento obtenido en la cara de la columna y en la mitad de la viga con lo descrito en la norma ACI 318 y los requerimientos mínimos estipulados por el capítulo 10 del NEC 11.

En la cara de la columna:

Tabla 5-2. VIGA RECTANGULAR DOBLEMENTE ARMADA

Datos	FLEXION			
Resultados	21.5.1 (ACI 318-08)			
Dimensiones				
b	=	20	cm	≥ 20cm
h	=	20	cm	≥ 20cm
Luz Libre	=	3.7	m	
Carga Actuante (momento)				
Mu	=	1.78		t.m
Ø Flexión	=	0.9		
Ø Corte	=	0.85		
Carga Actuante (distribuida)				
D	=	0.280		t/m ²
L	=	0.20		t/m ²
Wu	=	0.44		t/m
Parámetros mínimos				
recubrimiento	=	2.5	cm	
e entre varillas	=	2	cm	
Materiales				
f'c	=	210	kg/cm ²	
fy	=	4200	kg/cm ²	
Øestribo	=	8	mm	
CALCULOS				
d	=	16.1	cm	
d'	=	3.9	cm	
Mu/Ø	=	1.98	t.m	
ρb	=	0.0214		
f's	=	1120.2	kg/cm ²	
f's	=	1120.25	kg/cm ²	
As1	=	3.34	cm ²	
As2	=		cm ²	
Carga Actuante (momento)				
M1	=	2.04		t.m
M2	=	no es necesario armadura superior		t.m
As Máx	=	3.45		cm ²
As Mín	=	1.07		cm ²
Refuerzo Calculado				
As sup	=	3.34	cm ²	
As inf	=	CUMPLIR MINIMOS		
Mínimos				
As inf	=	1.13		cm ²
0.5 x As inf	=	2.26		cm ²
Refuerzo Seleccionado				
		# Varillas	Ø	As
As sup	=	4	12	4.52 MAXIMO
As inf	=	3	12	3.39 OK

En la mitad de la viga:

Datos	Tabla 5-3. FLEXION			
Resultados	21.5.1 (ACI 318-08)			
Dimensiones				
b	=	20	cm	$\geq 20\text{cm}$
h	=	20	cm	$\geq 20\text{cm}$
Luz Libre	=	3.7	m	
Mitad de la viga				
Parámetros mínimos				
recubrimiento	=	2.5	cm	
e entre varillas	=	2	cm	
Materiales				
f'c	=	210	kg/cm ²	
f _y	=	4200	kg/cm ²	
Øestribo	=	8	mm	
Carga Actuante (momento)				
M _u	=	0.12	t.m	
Ø Flexión	=	0.9		
Ø Corte	=	0.85		
Carga Actuante (distribuida)				
D	=	0.280	t/m ²	
L	=	0.20	t/m ²	
W _u	=	0.44	t/m	
CALCULOS				
d	=	16.1	cm	
d'	=	3.9	cm	
M _u /Ø	=	0.13	t.m	
ρ _b	=	0.0214		
f _s	=	1120.2	kg/cm ²	
f _s	=	1120.25	kg/cm ²	
As ₁	=	0.20	cm ²	
As ₂	=		cm ²	
Refuerzo Calculado				
As inf	=	1.07	cm ²	
As sup	=	CUMPLIR MINIMOS		
Mínimos				
As sup	=	1.07	cm ²	
0.25 x As inf	=	0.57	cm ²	
Refuerzo Seleccionado				
		# Varillas	Ø	As
As inf	=	2	12	2.26 OK
As sup	=	2	12	2.26 OK

Diseño a cortante en toda la longitud de la viga:

Tabla 5-4. CORTE 21.5.3 (ACI 318-08)					
Mizq	=	1.78	t.m		
Mder	=	1.78	t.m	L/4	= 0.93 m
				Zona central	= 1.84 m
a inf	=	6.65			
Mpr inf	=	3.03	t.m		
a sup	=	4.99			
Mpr sup	=	2.42	t.m	RA	= 0.81 t
				RB	= 0.81 t
VG	=	0.807	t		
VE	=	2.95	t	Vu/Ø A	= 0.95 t
VC	=	0.00	t	Vu/Ø B	= 0.95 t
Av	=	1.01	cm ²		

Diagrama de Corte

ESTRIBOS

En L/4			Zona Central		
x	=	0 - 0.93 m	x	=	0.93 - 2.77 m
S _{minimo} (cm)	=	5 cm	S _{minimo} (cm)	=	10.00 cm
Vs	=	0.95 t	Vs	=	0.47 t
$\frac{Av \times fy \times d}{Vs}$	=	71.64 cm	$\frac{Av \times fy \times d}{Vs}$	=	144.05 cm
S	=	5.00 cm	S	=	10.00 cm
S	=	5.00 cm	S	=	10 cm

Se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 5-5. Resultados cara de la columna	
Disposición de varillas	
As sup	
Capa 1	4 Ø 12
As inf	
Capa 1	3 Ø 12
NO SON NECESARIOS GANCHOS	
ESTRIBOS	
L/4 =	Ø 8mm @ 5 cm
Zona Central =	Ø 8mm @ 10 cm

Tabla 5-6. Resultados mitad de la viga	
Disposición de varillas	
As inf	
Capa 1	2 Ø 12
As sup	
Capa 1	2 Ø 12
NO SON NECESARIOS GANCHOS	
ESTRIBOS	
L/4 =	Ø 8mm @ 5 cm
Zona Central =	Ø 8mm @ 10 cm

Los detalles de la viga se encuentran en los planos anexos respectivos.

5.1.4 Diseño de columnas

En un primer momento se optó por realizar el diseño con columnas de 25x25 cm, puesto que este es el mínimo indicado en el capítulo 10 del NEC 11. Sin embargo, estas dimensiones no proveen capacidad necesaria en combinaciones sísmicas. Finalmente se eligieron columnas de 30x30 cm.

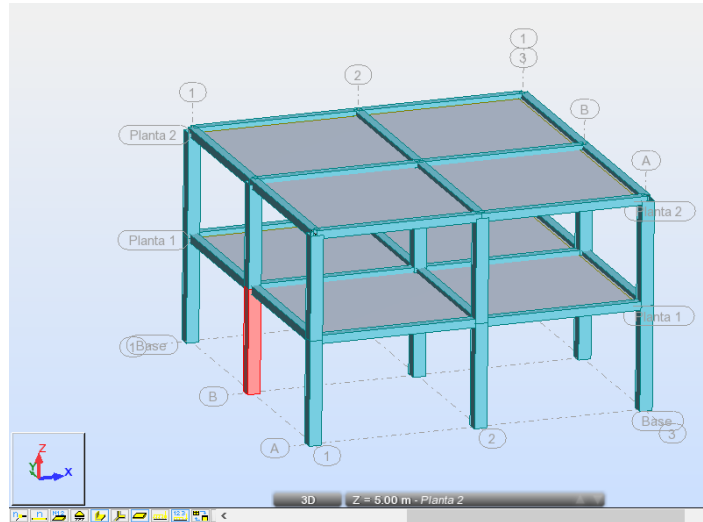


Figura 5-5

Se opta por diseñar la columna que exige mayor cuantía de refuerzo según el programa computacional de análisis, en este caso la columna No 8 con 3.57%, como se puede observar por la siguiente figura:

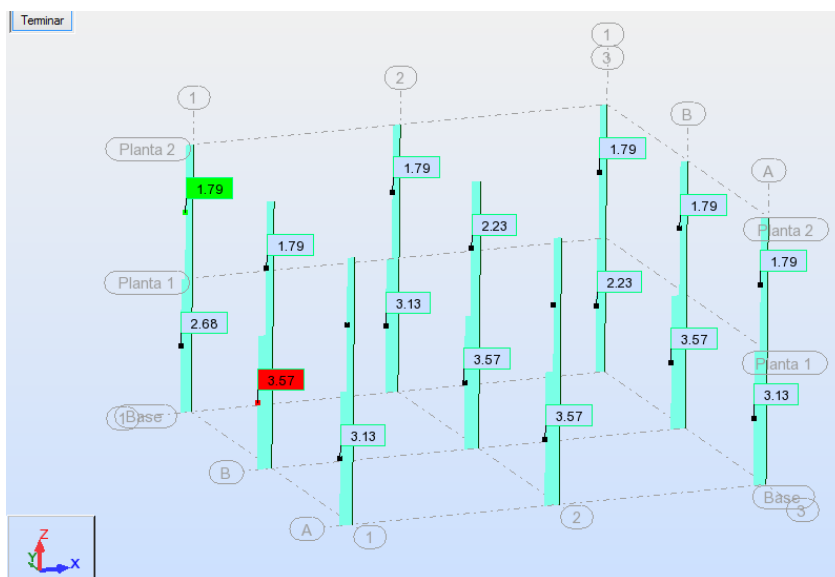


Figura 5-6

Generalmente, en viviendas de baja altura, las columnas críticas son aquellas que poseen los momentos máximos y no las de mayor carga axial. En la siguiente tabla se muestra las cargas críticas a las que está sometida la columna en análisis:

	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
MAX	19.852	3.857	3.685	0.070	7.597	7.213
Barra	8	8	8	8	8	8
Nudo	1735	1735	1735	1735	1735	1735
Caso	50 (C)	94 (C)	4	51 (C)	51 (C)	94 (C)
MIN	-4.397	-3.857	-4.405	-0.070	-6.994	-7.213
Barra	8	8	8	8	8	8
Nudo	1735	1735	1735	1735	1735	1735
Caso	4	57 (C)	51 (C)	88 (C)	4	57 (C)

Figura 5-7

Se debe reiterar que se realiza el diseño de la columna de acuerdo a las solicitaciones por línea de la tabla. No se debe tomar valores máximos de carga axial y valores máximos de momentos simultáneamente, puesto que estos no suceden a la vez.

Barra/Nudo/Caso	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
8/ 1735/ 50 (C)	19.852>>	-1.415	-4.405	0.069	7.597	-2.652
8/ 1735/ 4	-4.397<<	0.283	3.685	-0.070	-6.994	0.537
8/ 1735/ 94 (C)	4.840	3.857>>	0.831	-0.018	-1.867	7.213
8/ 1735/ 57 (C)	16.781	-3.857<<	-1.825	0.018	2.701	-7.213
8/ 1735/ 4	-4.397	0.283	3.685>>	-0.070	-6.994	0.537
8/ 1735/ 51 (C)	19.846	0.849	-4.405<<	0.070	7.597	1.579
8/ 1735/ 51 (C)	19.846	0.849	-4.405	0.070>>	7.597	1.579
8/ 1735/ 88 (C)	1.775	-0.849	3.411	-0.070<<	-6.764	-1.579
8/ 1735/ 51 (C)	19.846	0.849	-4.405	0.070	7.597>>	1.579
8/ 1735/ 4	-4.397	0.283	3.685	-0.070	-6.994<<	0.537
8/ 1735/ 94 (C)	4.840	3.857	0.831	-0.018	-1.867	7.213>>
8/ 1735/ 57 (C)	16.781	-3.857	-1.825	0.018	2.701	-7.213<<

Figura 5-8

Se verifica que tanto las cargas axiales como los momentos últimos superan a los requeridos, garantizando la resistencia con factores de seguridad mayores a 1.

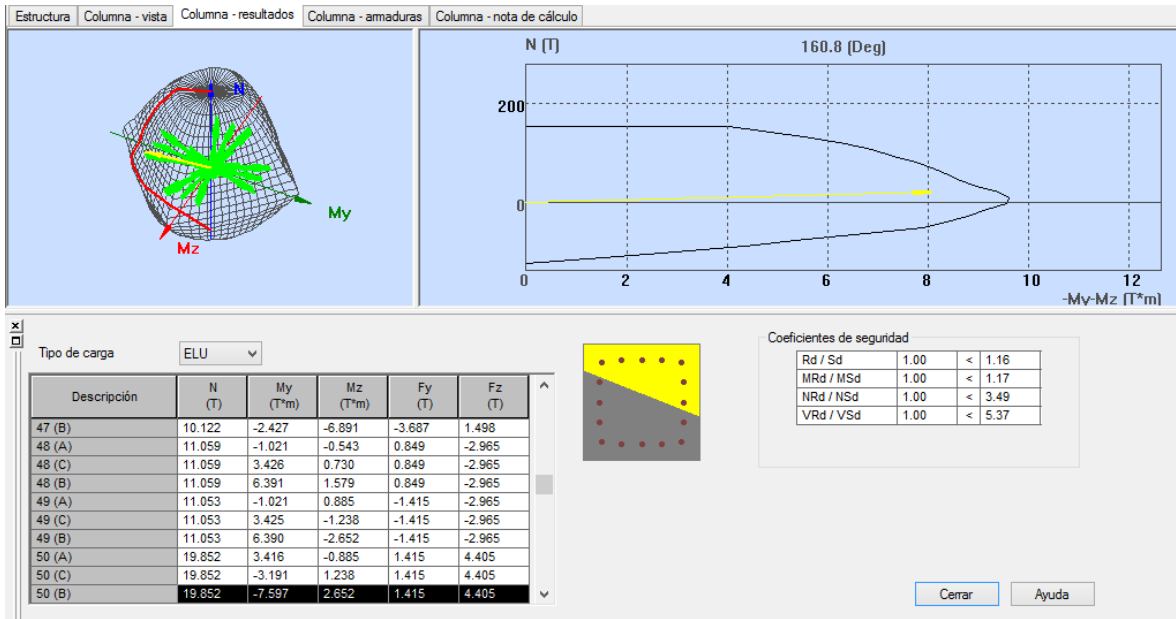


Figura 5-9

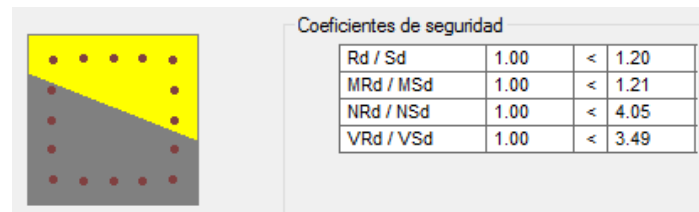


Figura 5-10

Se realiza el análisis de la sección de dimensiones 30cm x 30cm, refuerzo de 16 varillas con diámetro de 16 mm.

DATOS		RESULTADOS		Tabla 5-7. Análisis de columna rectangular simétrica (ACI 318S -08)			
Lado "b" =	30,00	cm	Pu (t)	19,5	t		
Lado "h" =	30,00	cm	> 0		Cumple	21.6.1	
f'c =	210	Kg/cm ²	> 0.10 * f'c * Ag	18,90	Cumple		
B1 =	0,85		b ≥ 30 cm	Cumple		21.6.1.1	
Ec =	218819,79	Kg/cm ²	b/h ≥ 0.4	Cumple		21.6.1.2	
f'y =	4200	Kg/cm ²	Ag	900,00	cm ²		
Es =	2400000	Kg/cm ²	Ast	32,17	cm ²		
Recubrimiento	2,50	cm	As min	9,00	cm ²		
∅ Longitudinal	16	mm	As max	54,00	cm ²		
Área de 1 varilla longitudinal	2,01	cm ²	ρ (Cuantía)	3,574%			
Diámetro de los estribos	8	mm					
Número de Capas	5		Espaciamiento	5,45	cm		
No. de varillas:			d1	25,90	cm		
Capa 1	5	As = 10,05 cm ²	d2	20,45	cm		
Capa 2	2	As = 4,02 cm ²	d3	15,00	cm		
Capa 3	2	As = 4,02 cm ²	d4	9,55	cm		
Capa 4	2	As = 4,02 cm ²	d5	4,10	cm		
Capa 5	5	As = 10,05 cm ²	d6		cm		
Capa 6	0	As = cm ²	d7		cm		
Capa 7	0	As = cm ²	d8		cm		
Capa 8	0	As = cm ²	d9		cm		
Capa 9	0	As = cm ²	d10		cm		
Capa 10	0	As = cm ²					
AS TOTAL		32,17 cm²					

Se observa que la columna tiene una cuantía mayor al 3%, máximo recomendado en la sección 3.3.1.1.

Columna fuerte – Viga débil (ACI 318-08, 21.6.2)

Tabla 5-8. Datos del diagrama de interaccion de secciones rectangulares

C	cm	infinito	35,29	31,09	27,79	23,22	17,25	15,36	14,21	13,06	12,17	11,28	10,75	10,22	9,70	9,17	S/N
Pn	T	290,02	260,64	232,02	206,84	166,97	99,50	71,64	60,55	48,41	36,74	27,00	20,89	14,40	7,46	0,00	-135,11
Mn	T.m	0,00	3,17	6,48	8,71	11,43	14,83	16,08	16,03	15,94	15,69	15,23	14,92	14,59	14,22	13,81	0,00
e	cm	S/N	1,22	2,79	4,21	6,84	14,91	22,45	26,47	32,93	42,72	56,42	71,45	101,32	190,59	S/N	S/N
φ		0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,74	0,78	0,83	0,90	0,90
Pu	T	203,01	182,45	162,41	144,79	116,88	69,65	50,15	42,38	33,89	25,72	18,90	15,40	11,24	6,22	0,00	-121,60
Mu	T.m	0,00	2,22	4,53	6,10	8,00	10,38	11,26	11,22	11,16	10,99	10,66	11,00	11,39	11,86	12,43	0,00

LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DE LA COLUMNA DEBE CALCULARSE PARA LA FUERZA AXIAL MAYORADA, CONGRUENTE CON LA DIRECCIÓN DEL SISMO Y QUE CONDUZCA AL VALOR MÁS BAJO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN.

RANGO DE PU

Pu1 = 19,85 T Pu2 = 0,00 T

Tabla 5-9

Fuerza Axial Mayorada	Pu	Ton	33,89	25,72	18,90	15,40	11,24	6,22	0,00
Momento Nominal Resistente	Mn	Ton m	15,94	15,69	15,23	14,92	14,59	14,22	13,81

Momentos Nominales resistentes en la Viga que llega a la columna:

Tabla 5-10. Viga 1								
Datos			Armado	As	a	Mpr		Mpr 1
				cm ²		Ton m		Ton m
b =	20	cm	3 ø 12	3.39	4.99	Superior	2.42	4.14
d =	16.1	cm	2 ø 12	2.26	3.33	Inferior	1.71	

Viga 2
Mpr 2
Ton m
4.14

Por lo tanto:

$$\sum M_{n\ columna} \geq \sum 1.2M_{n\ viga}$$

$$13.81 + 11C.C9C4 \geq 1.2 * (7.33 + 7.33)$$

$$23.88 \geq 17.59 \text{ Cumple}$$

5.1.4.1 Refuerzo Transversal

Tabla 5-11. Refuerzo Transversal ACI 318-11, 21.6.4		DATOS	
		RESULTADOS	
Lado menor columna	=	30	cm
Lado mayor columna	=	30	cm
Luz libre	=	2,30	m
Varilla Longitudinal	=	16	mm
Varilla Transversal	=	8	mm
Zona de confinamiento			
lo ≥			
Lado mayor	=	30,00	cm
Ln/6 "luz libre"	=	38,33	cm
Por norma	=	45,00	cm
Lo calculado	=	45,00	cm
Lo adoptado	=	45,00	cm

Tabla 5-12

Espaciamiento dentro del confinamiento $S \leq$			Espaciamiento dentro de la Zona Central $S \leq$		
			Sin Traslape en la Zona Central		
Por norma	=	10,00 cm	6 db long	=	9,6 cm
6 db long	=	9,6 cm	Por norma	=	15 cm
So	=	9,60 cm	S1	=	9,60 cm
So adoptado	=	7,50 cm	S adoptado	=	7,50 cm

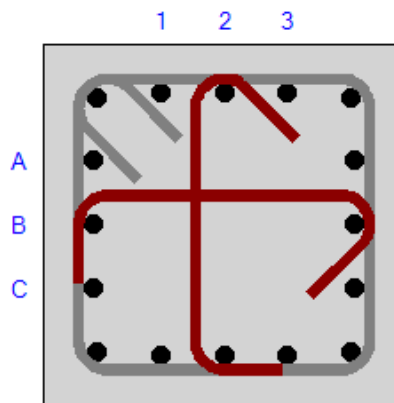


Figura 5-11

5.1.4.2 Corte Último para diseño

b) Momentos Resistentes de Columna $P_u - M_n$ ($\phi = 1$, $f_y = 1.25 f_y$)

Tabla 5-13

P_u	Momento Probable		Altura Libre (hn)	V_e (1)
	Superior	Inferior		
T	T.m	T.m	m	T
19,50	12,03	12,03	2,30	10,46

c) Momentos Resistentes de las Vigas que llegan a los Nudos

DATOS		Tabla 5-14. Momentos Probables Máximos En Las vigas			
RESULTADOS					
f _c	= 210	Kg/cm ²	$a = \frac{1.25 * f_y * A_s}{0.85 * f'_c * b}$		$M_{pr} = A_s * (1.25 * f_y) * (d - \frac{a}{2})$
f _y	= 4200	Kg/cm ²			
h _n	= 2.30	m			

Viga 1										Viga 2	Columna
Datos				Armado	As cm ²	a	Mpr		Mpr 1	Mpr 2	Mpr Sup
b	=		cm				T.m	T.m	T.m	T.m	T.m
b	=	20	cm	3 ø 12	3.39	4.99	Superior	2.42	4.14	4.14	4.14
d	=	16.1	cm	2 ø 12	2.26	3.33	Inferior	1.71			

Viga 3										Viga 4	Columna
Datos				Armado	As cm ²	a	Mpr		Mpr 1	Mpr 2	Mpr Inf
b	=		cm				T.m	T.m	T.m	T.m	T.m
b	=	0	cm	0 ø 0	0.00	0.00	Superior	0.00	0.00	0.00	0.00
d	=	0	cm	0 ø 0	0.00	0.00	Inferior	0.00			

Corte (V2) 1.80 T

Cortante obtenido del Análisis Estructural con el programa ROBOT Structural:

En dirección de C1 y C2: V_e (3) = 4,40 Ton

Se elige V (3) como Corte de Diseño

5.1.5 Diseño de Nudos

En un pórtico a momento se debe garantizar que los nudos sean capaces de resistir las exigencias de cortante. Se tomaron los requisitos de la sección 21.7 de la norma ACI para las siguientes verificaciones:

Tabla 5-15. NUDOS 21.7 (ACI 318-11)										
Columna			$\geq 20 \times \varnothing_{var}$ OK $\geq 20 \times \varnothing_{var}$ OK	Materiales						
C1=	30	cm		f'c=	210	kg/cm ²				
C2=	30	cm	fy=	4200	kg/cm ²					
Corte Columna										
Ve sup=	4.40	t								
Ve inf=	4.40	t								
VIGAS										
Dimensión										
	b		Confinamiento							
V1	20	cm	NO							
V2	20	cm	NO							
V3	20	cm	NO							
V4	0	cm	NO							
			# Caras		0					
			Confinadas:							
CALCULOS										
Dirección:		Horizontal			Dirección:		Vertical			
x=		15 cm			x=		15 cm			
a=		30 cm			a=		30 cm			
Aj=		900 cm ²			Aj=		900 cm ²			
Vn=		$3.2 \sqrt{f'c} \times Aj$			Vn=		$3.2 \sqrt{f'c} \times Aj$			

Vn=	41.74 t	Vn=	41.74 t
\emptyset =	0.85	\emptyset =	0.85
$\emptyset Vn$ =	35.47 t	$\emptyset Vn$ =	35.47 t
Dirección:	Horizontal	Dirección:	Vertical
	Nudo de Borde		Nudo Interior
	$\emptyset Vn \geq Vu$		$\emptyset Vn \geq Vu$
1) Vu=	13.41 t	OK 1) Vu=	25.29 t OK
2) Vu=	19.35 t	OK 2) Vu=	25.29 t OK

RESULTADOS			
Dirección:	Horizontal	Dirección:	Vertical
	Nudo de Borde		Nudo Interior
Vu > $\emptyset Vn$	CUMPLE	Vu > $\emptyset Vn$	CUMPLE

5.2 Sistema de muros portantes

El modelo utilizado se basa en el ejemplo presentado en el capítulo 10 del NEC 11. Se optó por realizar la vivienda de interés popular con muros portantes de hormigón armado.

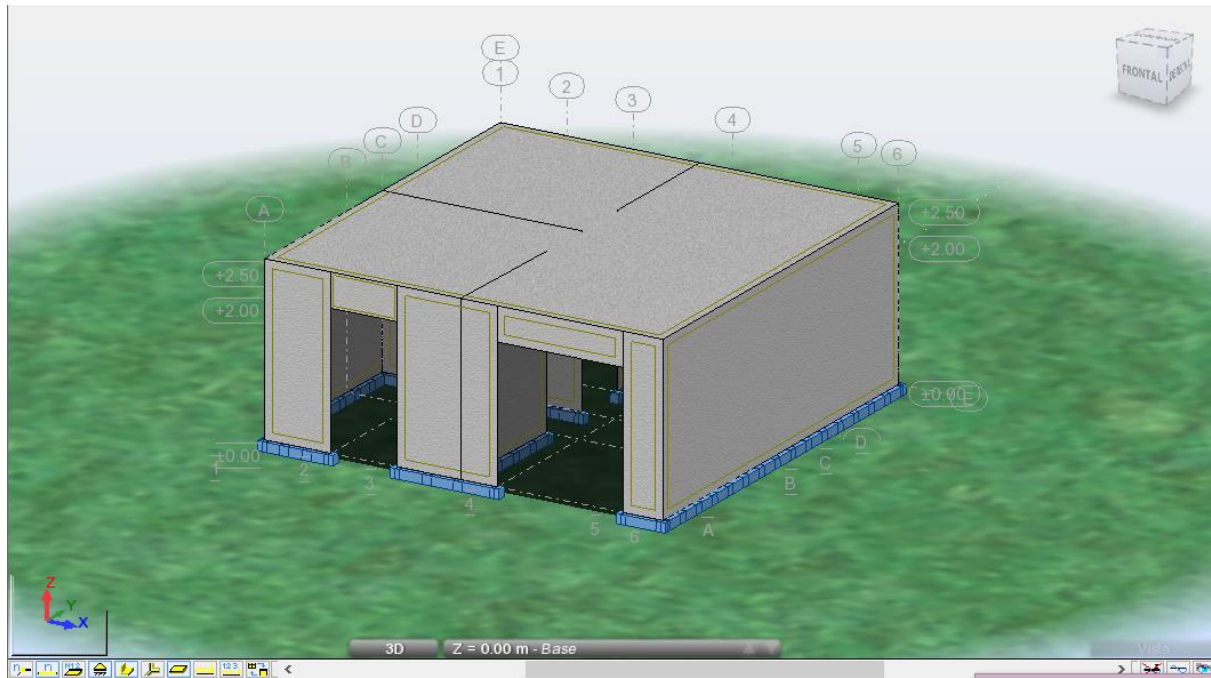


Figura 5-12

5.2.1 Materiales

Hormigón con resistencia a los 28 días a la compresión: $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo en varillas, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

5.2.2 Combinaciones de Carga

Se muestran las combinaciones utilizadas por el programa ROBOT, donde:

Tabla 5-16. CASOS DE CARGA

No	Carga
1	PESO PROPIO
2	CARGA MUERTA
3	CARGA VIVA
5	SISMO EN "X"
6	SISMO EN "Y"

1	$(1+2)^*1.40$	31	$(1+2)^*1.20+6^*1.00+5^*-0.30$
2	$(1+2)^*1.20+3^*1.60$	32	$(1+2)^*1.20+6^*-1.00+5^*0.30$
3	$(1+2)^*1.20+3^*1.00$	33	$(1+2)^*1.20+6^*-1.00+5^*-0.30$
4	$(1+2)^*1.20$	34	$(1+2)^*0.90+5^*1.00+6^*0.30$
5	$(1+2)^*1.20+3^*0.50+5^*1.00$	35	$(1+2)^*0.90+5^*1.00+6^*-0.30$
6	$(1+2)^*1.20+3^*0.50+5^*-1.00$	36	$(1+2)^*0.90+5^*-1.00+6^*0.30$
7	$(1+2)^*1.20+5^*1.00$	37	$(1+2)^*0.90+5^*-1.00+6^*-0.30$
8	$(1+2)^*1.20+5^*-1.00$	38	$(1+2)^*0.90+6^*1.00+5^*0.30$
9	$(1+2)^*1.20+3^*0.50+6^*1.00$	39	$(1+2)^*0.90+6^*1.00+5^*-0.30$
10	$(1+2)^*1.20+3^*0.50+6^*-1.00$	40	$(1+2)^*0.90+6^*-1.00+5^*0.30$
11	$(1+2)^*1.20+6^*1.00$	41	$(1+2)^*0.90+6^*-1.00+5^*-0.30$
12	$(1+2)^*1.20+6^*-1.00$	42	$(1+2)^*1.47+3^*0.50+5^*1.00$
13	$(1+2)^*0.90$	43	$(1+2)^*1.47+3^*0.50+5^*1.00$
14	$(1+2)^*0.90+5^*1.00$	44	$(1+2)^*1.47+3^*0.50+5^*-1.00$
15	$(1+2)^*0.90+5^*-1.00$	45	$(1+2)^*1.47+3^*0.50+5^*-1.00$
16	$(1+2)^*0.90+6^*1.00$	46	$(1+2)^*1.47+5^*1.00+6^*0.30$
17	$(1+2)^*0.90+6^*-1.00$	47	$(1+2)^*1.47+5^*1.00+6^*-0.30$
18	$(1+2)^*1.20+3^*0.50+5^*1.00$	48	$(1+2)^*1.47+5^*-1.00+6^*0.30$
19	$(1+2)^*1.20+3^*0.50+5^*1.00$	49	$(1+2)^*1.47+5^*-1.00+6^*-0.30$
20	$(1+2)^*1.20+3^*0.50+5^*-1.00$	50	$(1+2)^*1.47+3^*0.50+6^*1.00$
21	$(1+2)^*1.20+3^*0.50+5^*-1.00$	51	$(1+2)^*1.47+3^*0.50+6^*1.00$
22	$(1+2)^*1.20+5^*1.00+6^*0.30$	52	$(1+2)^*1.47+3^*0.50+6^*-1.00$
23	$(1+2)^*1.20+5^*1.00+6^*-0.30$	53	$(1+2)^*1.47+3^*0.50+6^*-1.00$
24	$(1+2)^*1.20+5^*-1.00+6^*0.30$	54	$(1+2)^*1.47+6^*1.00+5^*0.30$
25	$(1+2)^*1.20+5^*-1.00+6^*-0.30$	55	$(1+2)^*1.47+6^*1.00+5^*-0.30$
26	$(1+2)^*1.20+3^*0.50+6^*1.00$	56	$(1+2)^*1.47+6^*-1.00+5^*0.30$
27	$(1+2)^*1.20+3^*0.50+6^*1.00$	57	$(1+2)^*1.47+6^*-1.00+5^*-0.30$
28	$(1+2)^*1.20+3^*0.50+6^*-1.00$	58	$(1+2)^*1.17+5^*1.00+6^*0.30$
29	$(1+2)^*1.20+3^*0.50+6^*-1.00$	59	$(1+2)^*1.17+5^*1.00+6^*-0.30$
30	$(1+2)^*1.20+6^*1.00+5^*0.30$	60	$(1+2)^*1.17+5^*-1.00+6^*0.30$

61	$(1+2)*1.17+5*-1.00+6*-0.30$
62	$(1+2)*1.17+6*1.00+5*0.30$
63	$(1+2)*1.17+6*1.00+5*-0.30$
64	$(1+2)*1.17+6*-1.00+5*0.30$
65	$(1+2)*1.17+6*-1.00+5*-0.30$
66	$(1+2)*0.93+3*0.50+5*1.00$
67	$(1+2)*0.93+3*0.50+5*1.00$
68	$(1+2)*0.93+3*0.50+5*-1.00$
69	$(1+2)*0.93+3*0.50+5*-1.00$
70	$(1+2)*0.93+5*1.00+6*0.30$
71	$(1+2)*0.93+5*1.00+6*-0.30$
72	$(1+2)*0.93+5*-1.00+6*0.30$
73	$(1+2)*0.93+5*-1.00+6*-0.30$
74	$(1+2)*0.93+3*0.50+6*1.00$
75	$(1+2)*0.93+3*0.50+6*1.00$
76	$(1+2)*0.93+3*0.50+6*-1.00$
77	$(1+2)*0.93+3*0.50+6*-1.00$
78	$(1+2)*0.93+6*1.00+5*0.30$
79	$(1+2)*0.93+6*1.00+5*-0.30$
80	$(1+2)*0.93+6*-1.00+5*0.30$
81	$(1+2)*0.93+6*-1.00+5*-0.30$
82	$(1+2)*0.63+5*1.00+6*0.30$
83	$(1+2)*0.63+5*1.00+6*-0.30$
84	$(1+2)*0.63+5*-1.00+6*0.30$
85	$(1+2)*0.63+5*-1.00+6*-0.30$
86	$(1+2)*0.63+6*1.00+5*0.30$
87	$(1+2)*0.63+6*1.00+5*-0.30$
88	$(1+2)*0.63+6*-1.00+5*0.30$
89	$(1+2)*0.63+6*-1.00+5*-0.30$

5.2.3 Cargas de diseño

Tabla 5-17. CARGAS (Cap. 1 - NEC 11)

Peso Propio		
Peso Propio (Programa ROBOT)	21.59	ton
Carga Permanente		
Acabados	20	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
total=	25*	kg/m ²
Carga Viva		
Cubierta		
Cubiertas planas	70	kg/m ²
Carga Sísmica		
$V_{sismico} = \frac{Z \times C \times W}{R \times \emptyset_P \times \emptyset_E} = 0.4 \times W$		
Z=	0.4	(Quito)
C=	3	(Sierra y Oriente)
W=	23.12	ton
R=	3	H. A. reforzado con acero laminado en caliente
∅P=	1	Regular
∅E=	1	Regular
Vsísmico=	9.25	ton

*Se asumió una carga de 50 kg/m²

Distribución del Corte Basal:

Por medio de las tablas presentadas en los capítulos anteriores, se obtienen los siguientes coeficientes:

$$C_t = 0.047 \quad h_n = 2.5\text{m} \quad \alpha = 0.9 \quad T = 0.107$$

Tabla 5-18. Distribución del corte (Cap 2. NEC 11)

Numero de piso	hi	wx	hx	wx.hx ^k	Fx
1	2.5	23.12	2.5	57.80	9.25

5.2.4 Diseño de muros

Para el diseño de los muros se eligió el panel 11 del modelo, destacado en la siguiente figura:

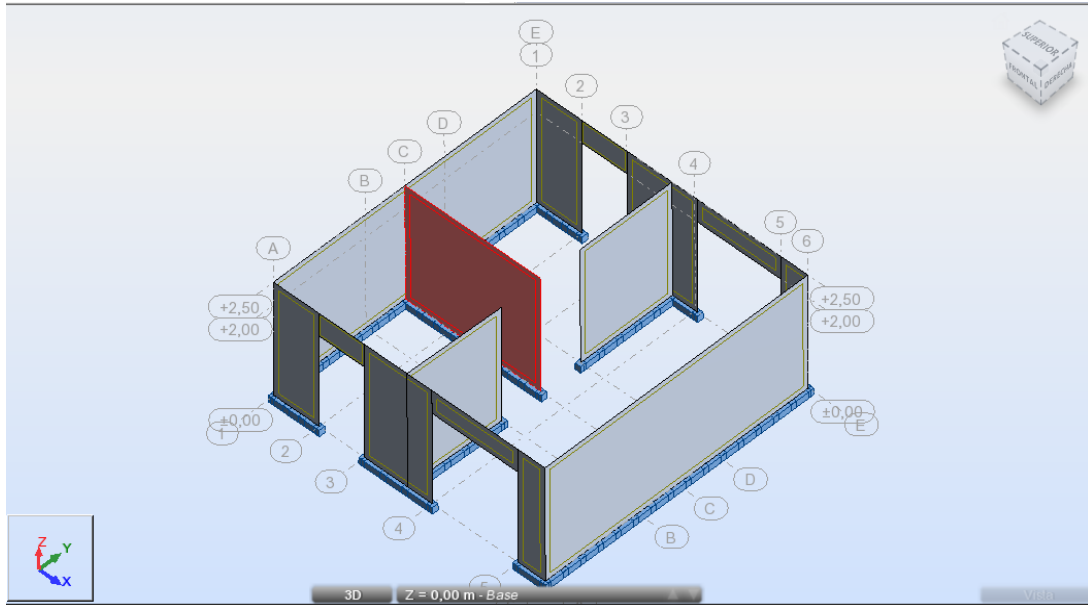


Figura 5-13

Solicitaciones últimas (ROBOT Structural Analysis):

Corte

Combinación dimensionante: ELU.44

$V_u = -4.47 \text{ T}$

Compresión y Flexión

Borde izquierdo:

Combinación dimensionante: ELU.1

$M_u = 0.68 \text{ T.m}$

$N_u = 4.76 \text{ T}$

$A_{sL} = 0.10 \text{ cm}^2$

Borde derecho:

Combinación dimensionante: ELU.84

$M_u = -4.14 \text{ T.m}$

$N_u = -0.66 \text{ T}$

$A_{sR} = 0.44 \text{ cm}^2$

Elementos de Borde:

Se realizó la verificación de esfuerzos para determinar si son necesarios elementos especiales de borde.

DATOS		Tabla 5-19. MURO RECTANGULAR - NEC 11	
RESULTADOS			
BORDE IZQUIERDO		BORDE DERECHO	
Pu	= 4.33 Ton	Pu	= 4.65 Ton
Mu	= 0.70 Ton m	Mu	= 2.13 Ton m
Vu	= 5.37 Ton	Vu	= 5.37 Ton
f'c	= 180 Kg/cm ²	f'c	= 180 Kg/cm ²
f'c ≥ 180 Kg/cm²	Cumple	f'c ≥ 180 Kg/cm²	Cumple
f'y	= 4200 Kg/cm ²	f'y	= 4200 Kg/cm ²
lw	= 3.00 m	lw	= 3.00 m
tw	= 0.10 m	tw	= 0.09 m
tw ≥ 0.08 m	Cumple	tw ≥ 0.08 m	Cumple
tw ≥ 1/30 hw	Cumple	tw ≥ 1/30 hw	Cumple
hw	= 2.50 m	hw	= 2.50 m
c	= 1.50 m	c	= 1.50 m
Acv	= 0.27 m ²	Acv	= 0.27 m ²
I	= 0.20 m ⁴	I	= 0.20 m ⁴
Esfuerzos		Esfuerzos	
σ	= 21.22 Ton/m ²	σ	= 33.00 Ton/m ²
0.2 f'c	= 360.00 Ton/m ²	0.2 f'c	= 360.00 Ton/m ²
σ ≤ 0.2 f'c	No Necesita Elementos Especiales de borde <i>ACI 21.9.6.3</i>	σ ≤ 0.2 f'c	No Necesita Elementos Especiales de borde <i>ACI 21.9.6.3</i>

Tabla 5-20 Verificación de Corte

Refuerzo			
Vu1	=	9.78 Ton	<i>ACI 21.9.2.1</i>
Vu < Vu1		Cumple	
Para barras corrugadas			
ρl (Horizontal)	=	0.0018 Cumple	
ρt (vertical)	=	0.0018 Cumple	
hw/lw ≤ 2	=	0.8333 $\rho_l \geq \rho_t$	<i>ACI 21.9.4.3</i>

Capas de Refuerzo			
Vu2	=	19.20 Ton	
Vu < Vu2		Necesita 1 sola capa	<i>ACI 21.9.2.2</i>

Resistencia Nominal al Cortante			
αc	=	0.80	
Vn	=	49.39 Ton	<i>ACI 21.9.4.1</i>
Vu < Vn		Cumple	
Vu max		46.08 Ton	
Vu max > Vu		Cumple	

Espaciamientos permitidos:

Tabla 5-21. Espaciamiento Máximo Horizontal y Vertical		
$3*tw$	=	27.00 cm
Norma	=	30.00 cm
S	≤	27.00 cm

Verificación de flexión y compresión:

BORDE IZQUIERDO

Pu= 4,33 T
Mu= 0,70 T.m

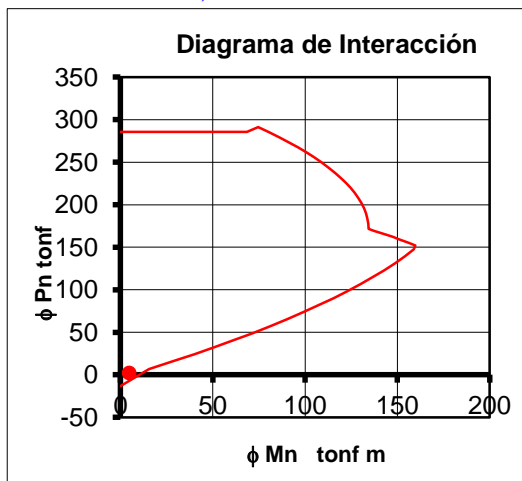


Figura 5-14

BORDE DERECHO

Pu= 2,13 T
Mu= 4,65 T.m

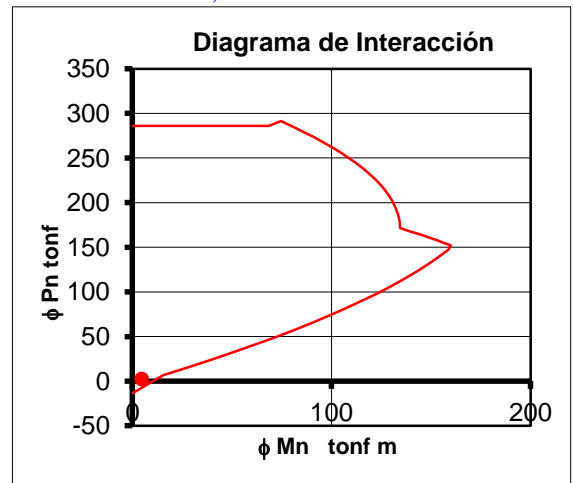


Figura 5-15

Diseño:

Tabla 5-22

Refuerzo Horizontal			
ρ	=	0.0018	
l	=	100	cm
d	=	10	cm
As min	=	1.62 cm ² /ml	
As Total			
4	∅	8	= 2.011
Espaciamiento			
1	∅	8	@ 25

Tabla 5-23

Refuerzo Vertical			
ρ	=	0.0018	
l	=	100	cm
d	=	10	cm
As min	=	1.62 cm ² /ml	
As Total			
4	∅	8	= 2.011
Espaciamiento			
1	∅	8	@ 25

5.2.5 Diseño de vigas de acople

Se analizan los dos tipos de vigas de acople que existen en el modelo, una que posee una luz libre de 1.0 m y la otra que posee una luz libre de 1.90 m.

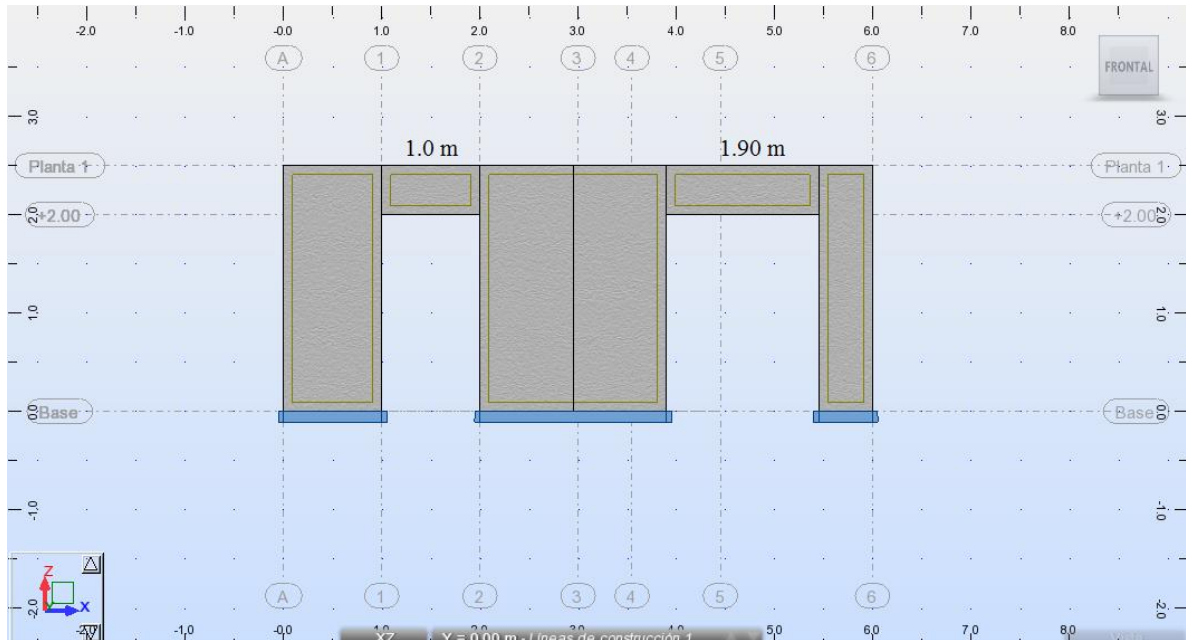


Figura 5-16

Se determina que procedimiento seguir para el diseño de las vigas de acople, conforme lo expuesto en 4.15.4

Tabla 5-24

ln (m)	h (m)	ln/h	ACI 318	Diseño
1	0.50	2	21.9.7.3	Viga: Especial
1.90	0.50	3.8	21.9.7.3	Viga: Especial

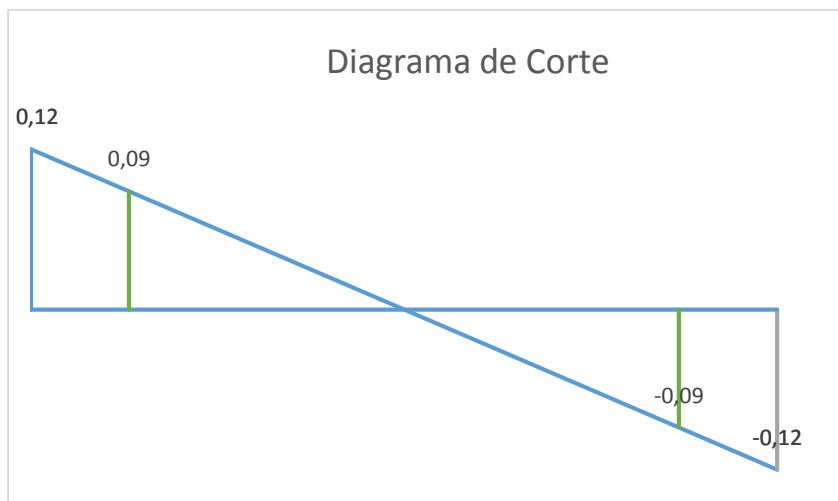
Como se puede observar, los dos tipos de vigas de acople presentan un valor de ln/h entre 2 y 4, por lo que se diseña como una viga perteneciente al tipo de diseño especial.

Diseño de la viga de acople con luz libre de 1.0 m:

Datos	Tabla 5-25. FLEXION			
Resultados	21.5.1 (ACI 318-08)			
Dimensiones				
b	= 10 cm	Cara de la columna		
h	= 50 cm			
Luz Libre	= 1.00 m			
Parámetros mínimos				
recubrimiento	= 2.5 cm			
e entre varillas	= 1 cm			
Materiales				
f'c	= 210 kg/cm ²			
fy	= 4200 kg/cm ²			
Øestribo	= 8 mm			
Carga Actuante (momento)				
Mu	= 0.25 t.m			
Ø Flexión	= 0.9			
Ø Corte	= 0.85			
Carga Actuante (distribuida)				
D	= 0.05 t/m ²			
L	= 0.1 t/m ²			
Wu	= 0.11 t/m			
CALCULOS				
d	= 46.3 cm	M1 = 8.43 t.m		
d'	= 3.7 cm	M2 = no es necesario armadura superior t.m		
Mu/Ø	= 0.28 t.m	As Máx = 4.96 cm ²		
pb	= 0.0214	As Mín = 1.54 cm ²		
f's	= 4470.6 kg/cm ²			
f's	= 4200.00 kg/cm ²			
As1	= 0.14 cm ²			
	0.01			
As2	= cm ²			
REFUERZO CALCULADO				
As sup	= 1.51	Mínimos		
As inf	= CUMPLIR MINIMOS	As inf = 1.54 cm ²		
		0.5 x As inf = 1.01 cm ²		
REFUERZO SELECCIONADO				
	# Varillas	Ø	As	
As sup	= 4	8	2.01	OK
As inf	= 4	8	2.01	OK

**Tabla 5-26. CORTE
21.5.3 (ACI 318-08)**

Mizq	=	0.25	t.m				
Mder	=	0.25	t.m	L/4	=	0.25	m
				Zona central	=	0.50	m
a inf	=	5.91					
Mpr inf	=	4.48	t.m				
a sup	=	5.91					
Mpr sup	=	4.48	t.m	RA	=	0.06	t
				RB	=	0.06	t
VG	=	0.055	t	Vu/Ø A	=	0.06	t
VE	=	17.92	t	Vu/Ø B	=	0.06	t
VC	=	0.00	t				
Av	=	1.01	cm ²				



ESTRIBOS

En L/4	
x	= 0 - 0.25 m
S _{minimo} (cm)	= 5 cm
V _s	= 0.06 t
$\frac{Av \times fy \times d}{Vs}$	= 2962.52 cm
S	= 5.00 cm
S	= 5.00 cm

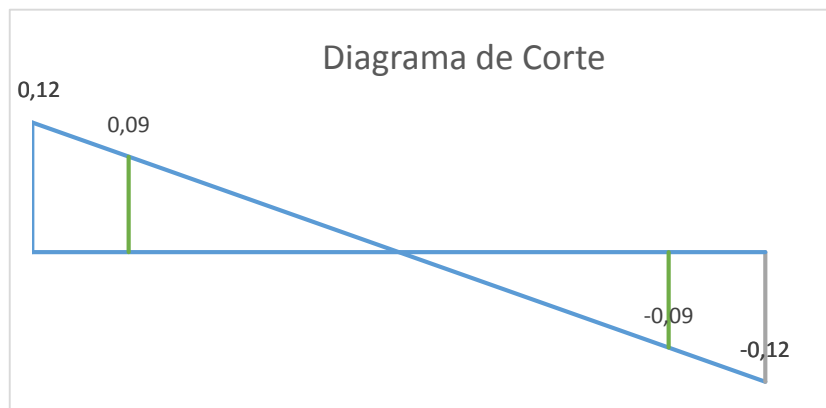
Zona Central	
x	= 0.25 - 0.75 m
S _{minimo} (cm)	= 10.00 cm
V _s	= 0.03 t
$\frac{Av \times fy \times d}{Vs}$	= 5925.04 cm
S	= 10.00 cm
S	= 10 cm

Diseño de la viga de acople con luz libre de 1.90 m:

Datos	Tabla 5-27. FLEXION		
Resultados	21.5.1 (ACI 318-08)		
Dimensiones			
b	=	10	cm
h	=	50	cm
Luz Libre	=	1.90	m
		Cara de la columna	
Parámetros mínimos			
recubrimiento	=	2.5	cm
e entre varillas	=	1	cm
Materiales			
f _c	=	210	kg/cm ²
f _y	=	4200	kg/cm ²
Øestribo	=	8	mm
Carga Actuante (momento)			
Mu	=	0.56	t.m
Ø Flexión	=	0.9	
Ø Corte	=	0.85	
Carga Actuante (distribuida)			
D	=	0.05	t/m ²
L	=	0.1	t/m ²
Wu	=	0.11	t/m
CALCULOS			
d	=	46.3	cm
d'	=	3.7	cm
Mu/Ø	=	0.62	t.m
ρ _b	=	0.0214	
f _s	=	4470.6	kg/cm ²
f _s	=	4200.00	kg/cm ²
As1	=	0.32	cm ²
		0.03	
As2	=		cm ²
M1	=	8.43	t.m
M2	=	no es necesario armadura superior	t.m
As Máx	=	4.96	cm ²
As Mín	=	1.54	cm ²
REFUERZO CALCULADO			
As sup	=	1.51	
As inf	=	CUMPLIR MINIMOS	
REFUERZO SELECCIONADO			
		# Varillas	Ø
As sup	=	4	8
As inf	=	4	8
		As	
		2.01	OK
		2.01	OK
Mínimos			
As inf	=	1.54	cm ²
0.5 x As inf	=	1.01	cm ²

**Tabla 5-28. CORTE
21.5.3 (ACI 318-08)**

Mizq	=	0.56	t.m				
Mder	=	0.56	t.m	L/4	=	0.25	m
				Zona central	=	1.40	m
a inf	=	5.91					
Mpr inf	=	4.48	t.m				
a sup	=	5.91					
Mpr sup	=	4.48	t.m	RA	=	0.10	t
				RB	=	0.10	t
VG	=	0.105	t				
VE	=	9.43	t	Vu/Ø A	=	0.12	t
VC	=	0.00	t	Vu/Ø B	=	0.12	t
Av	=	1.01	cm ²				



ESTRIBOS

En L/4			
x	=	0 - 0.25	m
S minimo (cm)	=	5	cm
Vs	=	0.12	t
$\frac{Av \times fy \times d}{Vs}$	=	1559.22	cm
S	=	5.00	cm
S	=	5.00	cm

Zona Central			
x	=	0.25 - 1.65	m
S minimo (cm)	=	10.00	cm
Vs	=	0.09	t
$\frac{Av \times fy \times d}{Vs}$	=	2116.09	cm
S	=	10.00	cm
S	=	10	cm

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Tabla 5-29. RESULTADOS (LN = 1.0 m)		
Disposición de varillas		
As sup		
Capa 1	2	Ø 8
Capa 2	2	Ø 8
As inf		
Capa 1	2	Ø 8
Capa 2	2	Ø 8
NO SON NECESARIOS GANCHOS		
ESTRIBOS		
L/4 =	Ø 8mm @ 5 cm	
Zona Central =	Ø 8mm @ 10 cm	

Tabla 5-30. RESULTADOS (LN = 1.90 m)		
Disposición de varillas		
As sup		
Capa 1	2	Ø 8
Capa 2	2	Ø 8
As inf		
Capa 1	2	Ø 8
Capa 2	2	Ø 8
NO SON NECESARIOS GANCHOS		
ESTRIBOS		
L/4 =	Ø 8mm @ 5 cm	
Zona Central =	Ø 8mm @ 10 cm	

Se muestran los detalles de los muros en los planos anexos respectivos.

CAPÍTULO 6: DISEÑO SEGÚN LA NORMATIVA ASCE 7

6.1 Sistema de pórtico a momento

Se utilizó un modelo de vivienda de dos pisos de 8m x 8m, con luces de 4 m y losas alivianadas de 20cm de espesor.

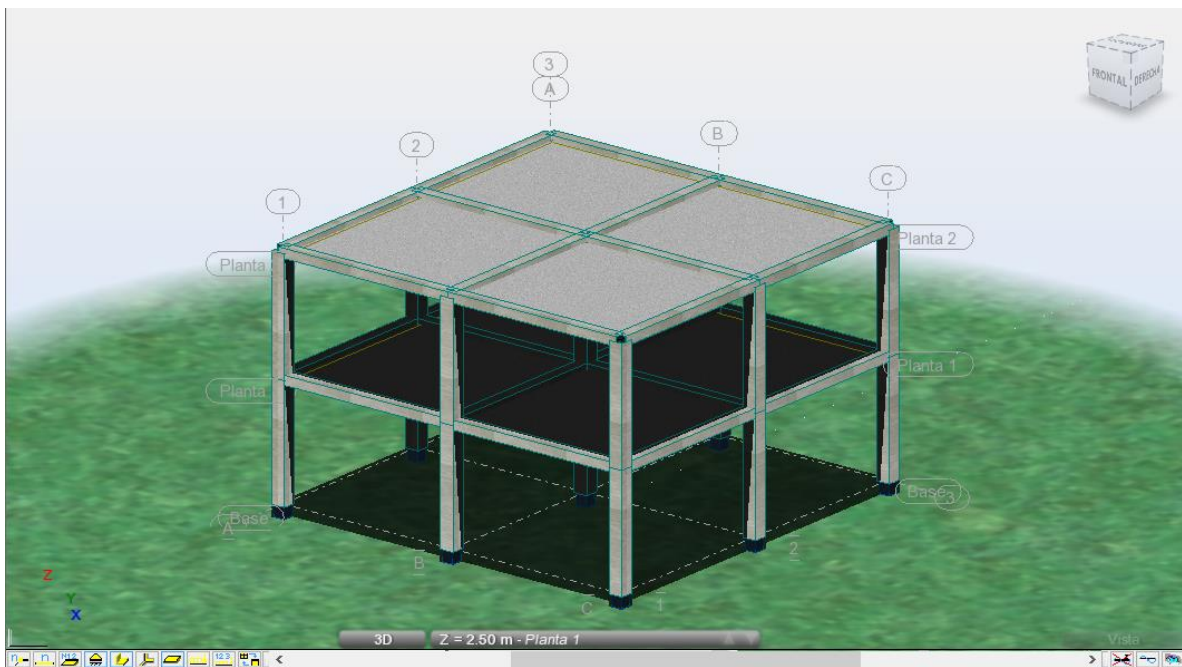


Figura 6-1

6.1.1 Materiales

Hormigón con resistencia a los 28 días a la compresión: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo en varillas, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

6.1.2 Cargas de diseño

Tabla 6-1. CARGAS (ASCE 7)

Carga Permanente		
Entrepiso		
Baldosa de cerámica (con mortero de cemento)	20	kg/m ²
Mampostería	200	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Bloque de alivianamiento	48	kg/m ²
total=	273	kg/m ²
Cubierta		
Acabados	20	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Bloque de alivianamiento	48	kg/m ²
total=	73	kg/m ²
Carga Viva		
Entrepiso		
Residencias	200	kg/m ²
Cubierta		
Cubiertas planas	100	kg/m ²

En el modelo estructural se han aproximado las cargas de la siguiente manera:

Carga Muerta en el entre piso = 280 kg/m²

Carga Muerta en la cubierta = 80 kg/m²

Carga Sísmica

Se toman las aceleraciones de la página USGS, y que corresponderían a una Zona sísmica IV en el Ecuador

Tabla 6-2. Parámetros para Corte Basal

Aceleraciones Espectrales de Sitio		
Ubicación: <i>Quito</i>		Tipo
Ss	2,04	De periodo corto (0,20 segundos)
S1	0,82	De periodo 1 segundo

Parámetros Para Suelo Tipo C		
Fa	1,00	<i>Tabla 4-13</i>
Fv	1,30	<i>Tabla 4-14</i>

Parámetros Máximos		
SMs	2,04	<i>(4.16)</i>
SM1	1,07	<i>(4.17)</i>

Parámetros de Diseño		
SDs	1,360	<i>(4.18)</i>
SD1	0,711	<i>(4.19)</i>

Gráfico del Espectro de respuesta de diseño

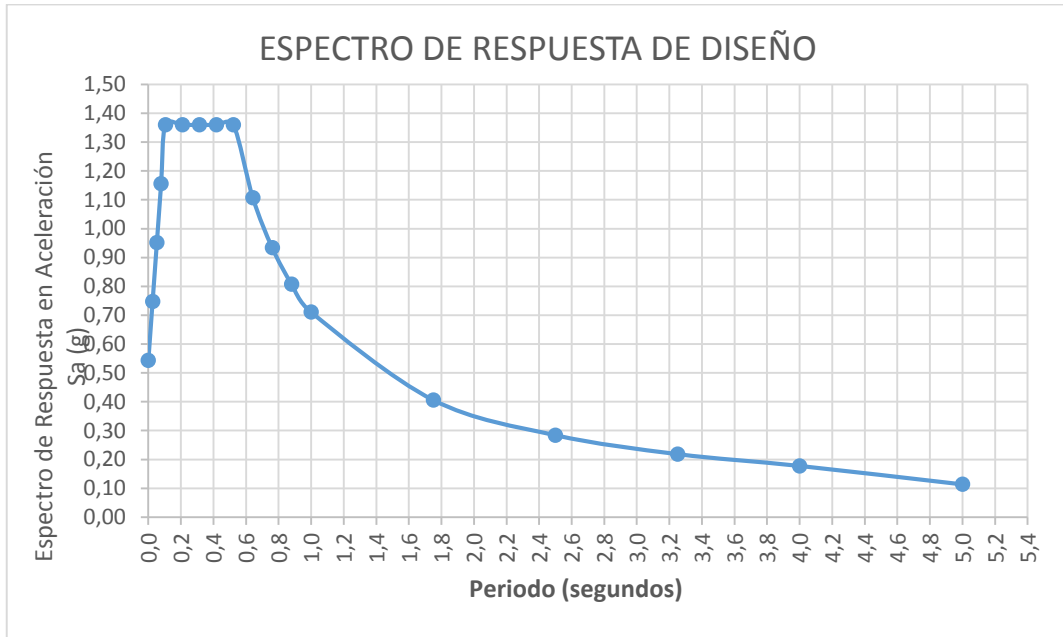


Figura 6-2

Sistema Estructural

En los pórticos especiales no se permiten vigas banda, sin embargo, con el propósito de comparar la Norma ASCE7 con la norma NEC-11, se opta por castigar los factores de reducción de fuerza sísmica, sobre resistencia y amplificación de desplazamientos.

Corte Basal

La ocupación de la edificación es de tipo residencial, por lo que se encuentra en Categoría de uso II.

Tabla 6-3. Corte Basal					DATOS
					RESULTADOS
Factor de Modificación	R	=	4		
Factor de Importancia	Ie	=	1		
Peso Efectivo	W	=	82,86	Ton	12.8-1
Coefficiente de respuesta sísmica	Cs	=	0,34		12.8-2
Límites de Cs					
Límite inferior (1)	Cs inf	=	0,010	Cumple	12.8-5
Límite inferior (2)	CS inf	=	0,060	Cumple	12.8-5
Límite Superior cuando $T \leq TL$	Cs sup	=	0,640	Cumple	12.8-3
Periodo Fundamental	Ta	=	0,1984	seg	12.8-7
	hn	=	5,00	m	
	Ct	=	0,0466		Tabla 12.8-2
	x	=	0,9		Tabla 12.8-2
Periodo Máximo Permitido	Tmáx (Cu * Ta)	=	0,278	seg	Cu * Ta
	Cu	=	1,4		Tabla 12.8-1
Corte Basal			28,172	Ton	

En el programa Robot Structural se obtuvo el peso propio de la estructura igual a 59.82 T y la carga muerta igual a 23.04 T, con estos datos se procede al cálculo del peso efectivo de la estructura

$$W = 59.82 + 23.04 = 82.86 \text{ Ton}$$

Corte Basal

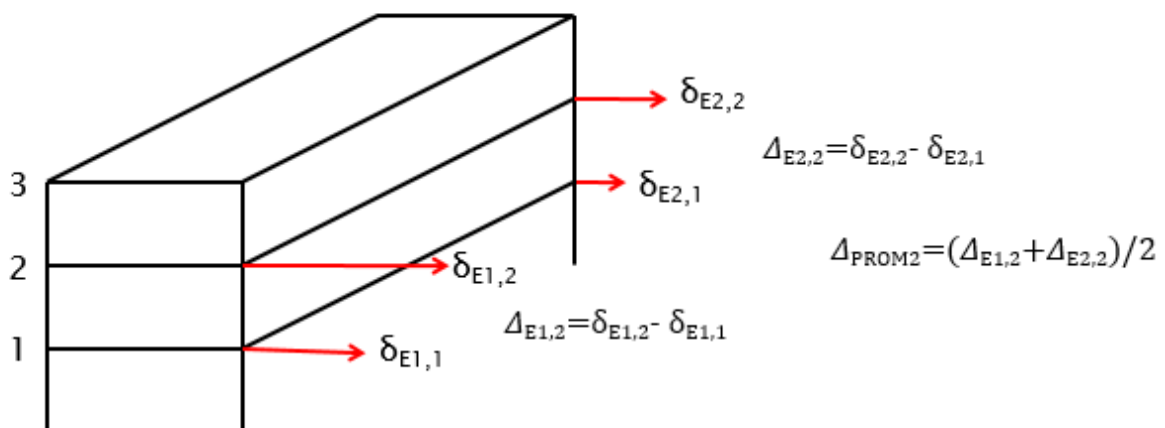
$$V = W * C_s = 82.86 * 0.34 = 28,172 \text{ Ton}$$

$$0.85 * V = 23.94 \text{ Ton}$$

Se comprueba que el Factor aplicado C_s cumpla con los límites establecidos en la Normativa.

El corte basal dinámico se calcula igual a 23.71 T. Este valor es menor que el 85% del corte calculado por el método de la fuerza lateral equivalente, se debería aplicar un factor de corrección para R. No obstante, se ha realizado un análisis estático, el cual resulta más conservador, por lo que se ha optado por mantener el corte basal de 28.17 T.

Control de derivas y torsión



$$\Delta_N = \delta_{X(N)} - \delta_{X(N-1)}$$

CONTROL DE DERIVAS Y TORSIÓN

DATOS
RESULTADOS

Cd = 3.5

Ie = 1

$\rho = 1$

Limite admisible 0.02 H

CM= CENTRO DE MASAS
E1=EXTREMO 1
E2=EXTREMO 2

DIRECCION EN "X" - Sin excentricidad Accidental																			
DATOS			DESPLAZAMIENTOS						CONTROL DE DERIVAS				CONTROL DE TORSIÓN				CONTROL DE TORSIÓN EXTREMA		
			Elásticos			Ultimos													
Pisos	H	Nudos			$\delta e - CM$	$\delta e - E1$	$\delta e - E2$	$\delta u - CM$	$\delta u - E1$	$\delta u - E2$	Δ_{adm}	$\Delta - CM$	$\Delta - E1$	$\Delta - E2$	Δ_{MIN}	Δ_{MAX}	Δ_{MEDIA}	1.2 * Δ_{MEDIA}	1.4 * Δ_{MEDIA}
	m	CM	E1	E2	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
2	2.5	23	25	27	1.222	1.221	1.221	4.277	4.274	4.274	5.00	Cumple 2.28	Cumple 2.29	Cumple 2.29	2.28	2.29	2.28	Cumple 2.74	Cumple 3.19
1	2.5	10	14	18	0.571	0.568	0.568	1.999	1.988	1.988	5.00	Cumple 2.00	Cumple 1.99	Cumple 1.99	1.99	2.00	1.99	Cumple 2.39	Cumple 2.79
0		9	13	17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000									

Factor para el Cálculo de $\Theta_{máx}$

$\beta = 1$

DIRECCION EN "X" - Sin excentricidad Accidental									
Control de PA									
Pisos	H	CM +PP	CV	Px	Fx	Vx	Θ	$\Theta_{máx}$	PA
	m	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton			
2	2.5	40.93	6.4	47.33	16.74	16.74	0.00737	0.14286	No se considera
1	2.5	60.13	12.8	120.26	11.43	28.17	0.00972	0.14286	No se considera

0		101.06	19.2		28.17	0			
---	--	--------	------	--	-------	---	--	--	--

DIRECCION EN "X" - Con excentricidad Accidental ey-																			
DATOS			DESPLAZAMIENTOS						CONTROL DE DERIVAS				CONTROL DE TORSIÓN				CONTROL DE TORSIÓN EXTREMA		
			Elásticos			Últimos													
Pisos	H	Nudos			$\delta_e - CM$	$\delta_e - E1$	$\delta_e - E2$	$\delta_u - CM$	$\delta_u - E1$	$\delta_u - E2$	Δ_{adm}	$\Delta - CM$	$\Delta - E1$	$\Delta - E2$	Δ_{MIN}	Δ_{MAX}	Δ_{MEDIA}	$1.2 * \Delta_{MEDIA}$	$1.4 * \Delta_{MEDIA}$
	m	CM	E1	E2	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
2		23	25	27	1.222	1.222	1.220	4.277	4.277	4.270		Cumple	Cumple	Cumple				Cumple	Cumple
	2.5										5.00	2.28	2.29	2.28	2.28	2.29	2.28	2.74	3.19
1		10	14	18	0.571	0.569	0.568	1.999	1.992	1.988		Cumple	Cumple	Cumple				Cumple	Cumple
	2.5										5.00	2.00	1.99	1.99	1.99	2.00	1.99	2.39	2.79
0		9	13	17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000									

DIRECCION EN "X" - Con excentricidad Accidental ey-									
Control de PΔ									
Pisos	H	CM +PP	CV	Px	Fx	Vx	Θ	Θmáx	PΔ
	m	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton			
2		40.93	6.4	47.33	16.74	16.74	0.00737	0.14286	No se considera
	2.5								
1		60.13	12.8	120.26	11.43	28.17	0.00972	0.14286	No se considera
	2.5								
0		101.06	19.2		28.17	0			

El control de derivas (torsión) se ha realizado para sismo en los ejes “X” y “Y” sin excentricidad. Al ser una estructura simétrica en planta los resultados son idénticos, en ninguno de los casos se superan los límites admisibles. Esto resulta en una estructura sin ningún tipo de irregularidad y estable en el caso P-Delta.

Para efectos de una excentricidad accidental se han considerado los siguientes casos en las diferentes direcciones del sismo:

1. DIRECCION EN "X" - Con excentricidad Accidental ey-
2. DIRECCION EN "X" - Con excentricidad Accidental ey+
3. DIRECCION EN "Y" - Con excentricidad Accidental ex-
4. DIRECCION EN "Y" - Con excentricidad Accidental ex+

Los resultados presentados para el caso 1 corresponden también a los casos faltantes, debido a que es una estructura simétrica y a que en ninguna de estas combinaciones la estructura presenta irregularidades horizontales 1a y 1b.

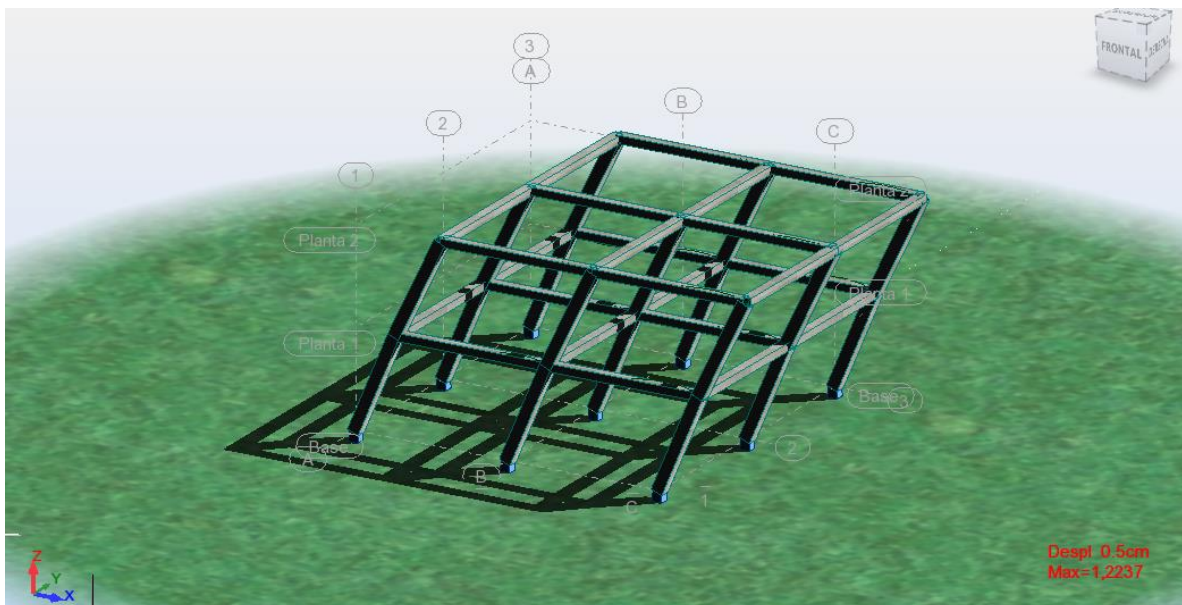


Figura 6-3

6.1.3 Diseño de vigas

En el siguiente ejemplo se muestra los cálculos realizados para el diseño de la viga del Eje A - Tramo 1-3.

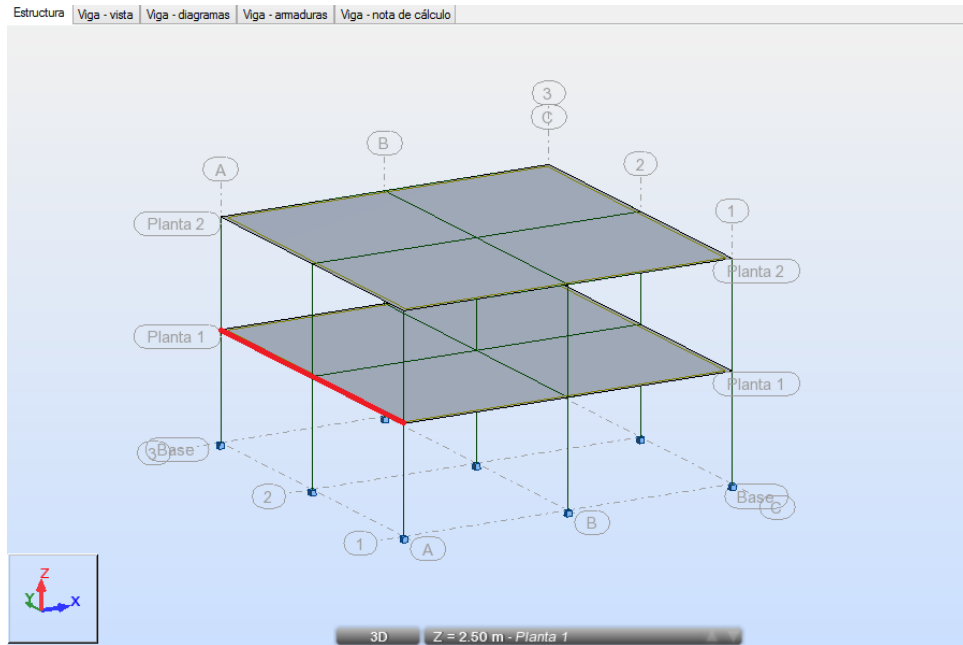


Figura 6-4

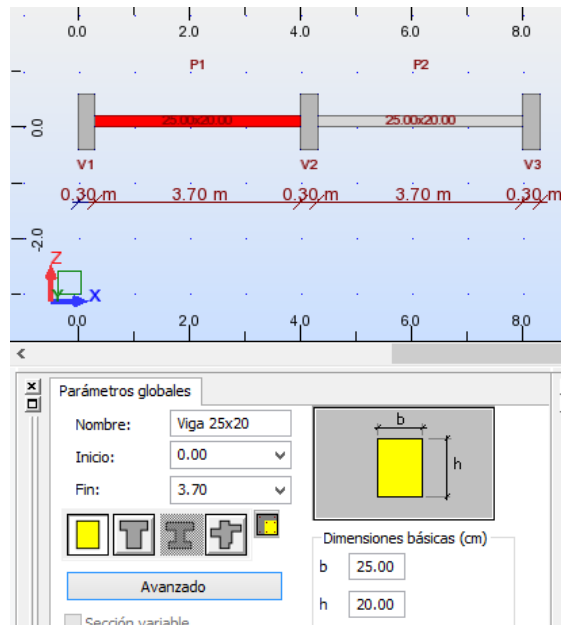


Figura 6-5

Se realizó el diseño mediante el programa ROBOT Structural Analysis, y se obtuvieron los siguientes gráficos

2.4.1 Solicitaciones ELU

Tramo	M _{tmáx.} (T ² m)	M _{tmín.} (T ² m)	M _{iz} (T ² m)	M _d (T ² m)	Q _{iz} (T)	Q _d (T)
P1	1,263	-0,323	-2,202	-2,224	3,037	-3,666
P2	1,252	-0,296	-2,252	-2,176	3,103	-3,593

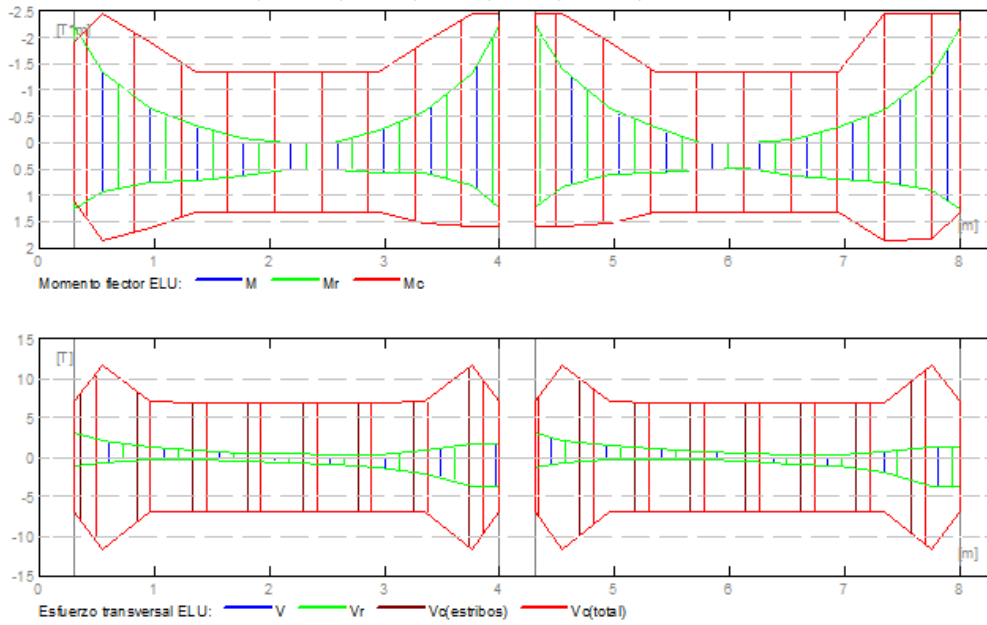


Figura 6-6

Como se puede observar la capacidad a flexión de la viga (M_c), supera al Momento Requerido (M_r)

Se realiza el diseño para el momento obtenido en la cara de la columna y en la mitad de la viga con lo descrito en la norma ACI 318.

En la cara de la columna:

Datos	Tabla 6-4. FLEXION			
Resultados	21.5.1 (ACI 318-08)			
Dimensiones				
b	=	25	cm	$\geq 25\text{cm}$
h	=	20	cm	$\leq b/0.30$
Luz Libre	=	3.7	m	
Carga Actuante (momento)				
Mu	=	2.28	t.m	
\emptyset Flexión	=	0.9		
\emptyset Corte	=	0.85		
Parámetros mínimos				
recubrimiento	=	2.5	cm	
e entre varillas	=	2	cm	
Materiales				
f'c	=	210	kg/cm ²	
fy	=	4200	kg/cm ²	
\emptyset estribo	=	10	mm	
Carga Actuante (distribuida)				
D	=	0.28	t/m ²	
L	=	0.2	t/m ²	
Wu	=	0.44	t/m	
CALCULOS				
d	=	15.9	cm	
d'	=	4.1	cm	
Mu/ \emptyset	=	2.53	t.m	
ρ_b	=	0.0214		
f's	=	797.7	kg/cm ²	
f's	=	797.74	kg/cm ²	
As1	=	4.37	cm ²	
As2	=	0.51	cm ²	
M1	=	2.49	t.m	
M2	=	0.05	t.m	
As Máx	=	9.94	cm ²	
As Mín	=	1.33	cm ²	
REFUERZO CALCULADO				
As inf	=	4.37	cm ²	
As sup	=	0.51	cm ²	
REFUERZO SELECCIONADO				
		# Varillas	\emptyset	As
As inf	=	4	12	4.52 OK
As sup	=	3	12	3.39 OK

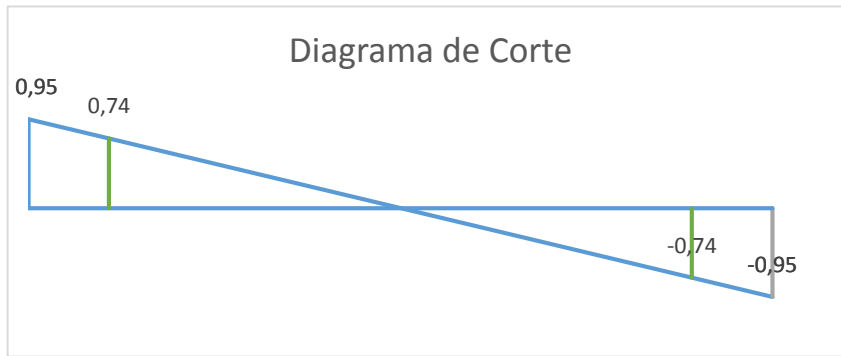
En la mitad de la viga:

Datos	Tabla 6-5. FLEXION 21.5.1 (ACI 318-08)			
Resultados				
Dimensiones				
b	= 25 cm	≥ 25cm		
h	= 20 cm	≤ b/0.30		
Luz Libre	= 3.7 m			
Mitad de la viga				
Parámetros mínimos				
recubrimiento	= 2.5 cm			
e entre varillas	= 2 cm			
Materiales				
f'c	= 210 kg/cm ²			
f _y	= 4200 kg/cm ²			
Øestribo	= 10 mm			
Carga Actuante (momento)				
M _u	= 0.32	t.m		
Ø Flexión	= 0.9			
Ø Corte	= 0.85			
Carga Actuante (distribuida)				
D	= 0.28	t/m ²		
L	= 0.2	t/m ²		
W _u	= 0.44	t/m		
CALCULOS				
d	= 15.9 cm			
d'	= 4.1 cm			
M _u /Ø	= 0.36 t.m			
ρ _b	= 0.0214			
f's	= 797.7 kg/cm ²			
f's	= 797.74 kg/cm ²			
As1	= 0.54 cm ²			
As2	= cm ²			
M1	= 2.49	t.m		
M2	= no es necesario armadura superior	t.m		
As Máx	= 9.94	cm ²		
As Mín	= 1.33	cm ²		
REFUERZO CALCULADO				
As inf	= 1.33	cm ²		
As sup	= CUMPLIR MINIMOS	cm ²		
Mínimos				
As sup	= 1.33	cm ²		
0.25 x As inf	= 0.57	cm ²		
REFUERZO SELECCIONADO				
	# Varillas	Ø	As	
As inf	= 2	12	2.26	OK
As sup	= 2	12	2.26	OK

Diseño para cortante en toda la longitud de la viga:

**Tabla 6-6. CORTE
21.5.3 (ACI 318-08)**

Mizq	=	2.28	t.m				
Mder	=	2.28	t.m				
				2h	=	0.40	m
				Zona central	=	2.9	m
a inf	=	5.32					
Mpr inf	=	3.14	t.m				
a sup	=	3.99					
Mpr sup	=	2.48	t.m	RA	=	0.81	t
				RB	=	0.81	t
VG	=	0.807	t				
VE	=	3.04	t	Vu/Ø A	=	0.95	t
VC	=	0.00	t	Vu/Ø B	=	0.95	t
Av	=	1.57	cm ²				



ESTRIBOS

En 2h		Zona Central	
x	= 0 - 0.4 m	x	= 0.4 - 3.3 m
S minimo (cm)	= 3.98 (d/4)	S minimo (cm)	= 7.95 cm
	= 7.2 (6xØmenor)		
	= 15 cm		
Vs	= 0.95 t	Vs	= 0.74 t
$\frac{Av \times fy \times d}{Vs}$	= 110.54 cm	$\frac{Av \times fy \times d}{Vs}$	= 141.04 cm
S	= 3.98 cm	S	= 7.95 cm
S	= 4.00 cm	S	= 5 cm

Se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 6-7. RESULTADOS CARA DE LA COLUMNA		
Disposición de varillas		
As sup		
Capa 1	4	Ø 12
As inf		
Capa 1	3	Ø 12
NO SON NECESARIOS GANCHOS		
ESTRIBOS		
2h =	Ø 10mm @ 4 cm	
Zona Central =	Ø 10mm @ 5 cm	

Tabla 6-8. RESULTADOS MITAD DE LA VIGA		
Disposición de varillas		
As inf		
Capa 1	2	Ø 12
As sup		
Capa 1	2	Ø 12
NO SON NECESARIOS GANCHOS		
ESTRIBOS		
2h =	Ø 10mm @ 4 cm	
Zona Central =	Ø 10mm @ 5 cm	

Se muestran los detalles de las columnas en los planos anexos respectivos.

6.1.4 Diseño de columnas

Se eligen columnas de 30x30 cm para el diseño, puesto que esta es la dimensión mínima según la norma ACI 318

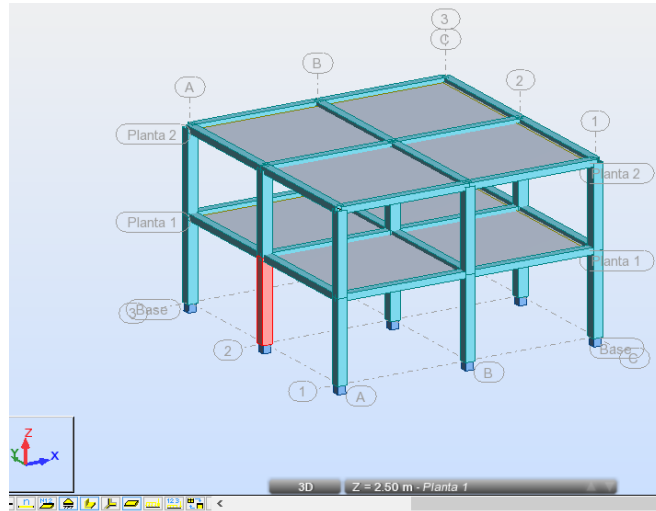


Figura 6-7

Se opta por diseñar la columna que exige mayor cuantía de refuerzo según el programa computacional de análisis, en este caso la columna No 2, como se puede ver por la siguiente figura:

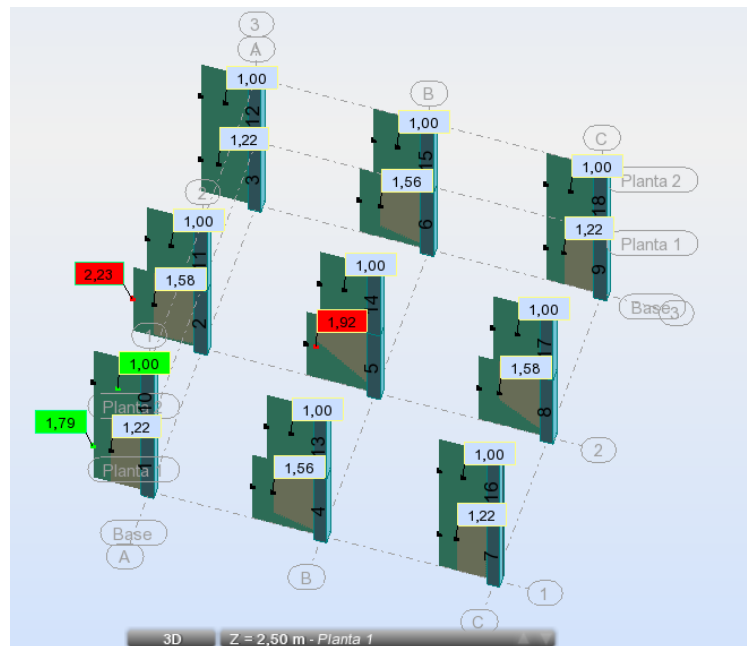


Figura 6-8

Generalmente, en viviendas de baja altura, las columnas críticas son aquellas que poseen los momentos máximos y no las de mayor carga axial.

En la siguiente tabla se muestra las cargas críticas a las que está sometida la columna en análisis:

	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
MAX	19,504	3,370	3,157	0,002	6,000	5,510
Barra	2	2	2	2	2	2
Nudo	3	3	3	3	3	3
Caso	50 (C) (CQC)	94 (C) (CQC)	5	94 (C) (CQC)	50 (C) (CQC)	94 (C) (CQC)
MIN	-3,485	-3,370	-3,948	-0,002	-5,338	-5,510
Barra	2	2	2	2	2	2
Nudo	3	3	3	3	3	3
Caso	5	57 (C) (CQC)	50 (C) (CQC)	57 (C) (CQC)	5	57 (C) (CQC)

Figura 6-9

Se debe reiterar que se realiza el diseño de la columna de acuerdo a las solicitaciones por línea de la tabla. No se debe tomar valores máximos de carga axial y valores máximos de momentos simultáneamente, puesto que estos no suceden a la vez.

Barra/Nudo/Caso	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
2/ 3/ 50 (C) (CQC)	19,504>>	-1,011	-3,948	-0,001	6,000	-1,653
2/ 3/ 5	-3,485<<	0,000	3,157	0,000	-5,338	0,000
2/ 3/ 94 (C) (CQC)	5,315	3,370>>	0,643	0,002	-1,347	5,510
2/ 3/ 57 (C) (CQC)	17,065	-3,370<<	-1,738	-0,002	2,264	-5,510
2/ 3/ 5	-3,485	0,000	3,157>>	0,000	-5,338	0,000
2/ 3/ 50 (C) (CQC)	19,504	-1,011	-3,948<<	-0,001	6,000	-1,653
2/ 3/ 94 (C) (CQC)	5,315	3,370	0,643	0,002>>	-1,347	5,510
2/ 3/ 57 (C) (CQC)	17,065	-3,370	-1,738	-0,002<<	2,264	-5,510
2/ 3/ 50 (C) (CQC)	19,504	-1,011	-3,948	-0,001	6,000>>	-1,653
2/ 3/ 5	-3,485	0,000	3,157	0,000	-5,338<<	0,000
2/ 3/ 94 (C) (CQC)	5,315	3,370	0,643	0,002	-1,347	5,510>>
2/ 3/ 57 (C) (CQC)	17,065	-3,370	-1,738	-0,002	2,264	-5,510<<

Figura 6-10

Se verifica que tanto las cargas axiales como los momentos últimos superan a los requeridos, garantizando la resistencia con factores de seguridad mayores a 1.

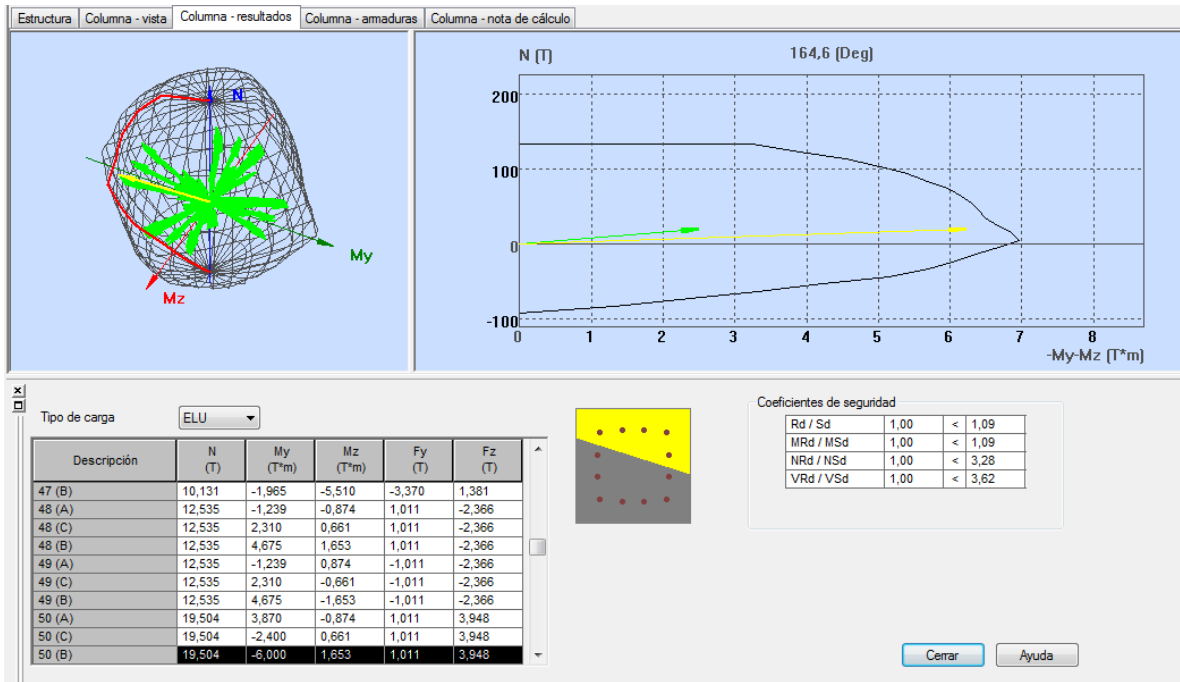


Figura 6-11

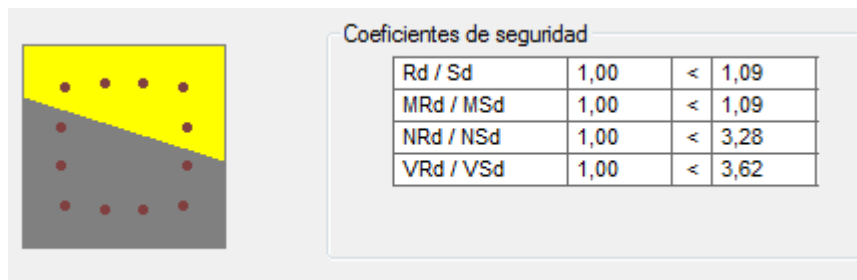


Figura 6-12

Se realiza el análisis de la sección de dimensiones 30cm x 30cm, refuerzo de 12 varillas con diámetro de 16 mm.

DATOS		Tabla 6-9. ANALISIS DE COLUMNA RECTANGULAR SIMETRICA	
RESULTADOS			
Lado "b" =	30,00 cm	Pu (t)	19,5 Ton
Lado "h" =	30,00 cm	Pu > 0	Cumple
f'c =	210 Kg/cm ²	> 0.10 * f'c * Ag	18,90 Cumple
B1 =	0,85	b ≥ 30 cm	Cumple
Ec =	218819,79 Kg/cm ²	b/h ≥ 0.4	Cumple
f'y =	4200 Kg/cm ²	Ag	900,00 cm ²
Es =	2400000 Kg/cm ²	Ast	24,13 cm ²
Recubrimiento	4,00 cm	As min	9,00 cm ²
∅ Longitudinal	16 mm	As max	54,00 cm ²
Área de 1 varilla longitudinal	2,01 cm ²	ρ (Cuantía)	2,681%
Diámetro de los estribos	10 mm		
Número de Capas	4	Espaciamiento	6,13 cm
No. de varillas Capa 1	4	As =	8,04 cm ²
No. de varillas Capa 2	2	As =	4,02 cm ²
No. de varillas Capa 3	2	As =	4,02 cm ²
No. de varillas Capa 4	4	As =	8,04 cm ²
No. de varillas Capa 5	0	As =	0,00 cm ²
No. de varillas Capa 6	0	As =	0,00 cm ²
No. de varillas Capa 7	0	As =	0,00 cm ²
No. de varillas Capa 8	0	As =	0,00 cm ²
No. de varillas Capa 9	0	As =	0,00 cm ²
No. de varillas Capa 10	0	As =	0,00 cm ²
AS TOTAL			24,13 cm ²
		d1	24,20 cm
		d2	18,07 cm
		d3	11,93 cm
		d4	5,80 cm
		d5	0,00 cm
		d6	0,00 cm
		d7	0,00 cm
		d8	0,00 cm
		d9	0,00 cm
		d10	0,00 cm

Se observa que la columna tiene una cuantía mayor al 3%, por lo que no se recomienda cambio de sección.

Columna fuerte – Viga débil (ACI 318-08, 21.6.2)

Tabla 6-10. DATOS DEL DIAGRAMA DE INTERACCION DE SECCIONES RECTANGULARES

C	cm	infinito	35,29	30,25	25,25	22,30	16,86	14,35	13,27	12,20	11,81	11,42	10,82	10,22	9,62	9,02	S/N
Pn	Ton	257,68	238,20	206,14	170,75	147,21	93,04	58,65	47,96	36,26	31,72	27,00	19,29	13,01	6,74	0,00	-101,34
Mn	Ton.m	0,00	1,82	5,31	8,01	9,31	11,23	11,94	11,66	11,31	11,17	11,02	10,76	10,41	10,02	9,58	0,00
e	cm	S/N	0,76	2,57	4,69	6,32	12,07	20,36	24,31	31,20	35,21	40,80	55,77	80,05	148,65	S/N	S/N
φ		0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,75	0,79	0,84	0,90	0,90
Pu	Ton	180,37	166,74	144,30	119,53	103,05	65,13	41,05	33,57	25,38	22,21	18,90	14,42	10,29	5,66	0,00	-91,20
Mu	Ton m	0,00	1,27	3,71	5,61	6,51	7,86	8,36	8,16	7,92	7,82	7,71	8,04	8,24	8,42	8,62	0,00

La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección del sismo y que conduzca al valor más bajo de resistencia a flexión.

RANGO DE PU Pu1 = 19,50 T Pu2 = 0,00

Tabla 6-11

Fuerza Axial Mayorada	Pu	Ton	22,21	18,90	14,42	10,29	5,66	0,00
Momento Nominal Resistente	Mn	Ton m	11,17	11,02	10,76	10,41	10,02	9,58

DATOS		Tabla 6-12. Momentos Probables Máximos En Las vigas							
RESULTADOS									
f_c	=	210	Kg/cm ²	$a = \frac{1.25 * f_y * A_s}{0.85 * f'_c * b}$				$M_{pr} = A_s * (1.25 * f_y) * (d - \frac{a}{2})$	
f_y	=	4200	Kg/cm ²						
h_n	=	2.30	m						
Viga 1									
Datos			Armado	As cm ²	a	Mpr t.m		Mpr 1 t.m	Viga 2 Mpr 2 t.m
b	=	25	cm	4 ø 12	4,52	5,32	Superior	3,14	4,87
d	=	15,9	cm	2 ø 12	2,26	2,66	Inferior	1,73	

Por lo tanto:

$$\sum M_{n \text{ columna}} \geq \sum 1.2 M_{n \text{ viga}}$$

$$9.58 + 9.58 \geq 1.2 * (7.33 + 7.33)$$

$$19.16 \geq 17.59 \text{ Cumple}$$

6.1.4.1 Refuerzo Transversal

Tabla 6-13. Refuerzo Transversal ACI 318-11, 21.6.4			
DATOS			
RESULTADOS			
Lado menor columna	=	30	cm
Lado mayor columna	=	30	cm
Luz libre	=	2,30	m
Varilla Longitudinal	=	16	mm
Varilla Transversal	=	10	mm
Zona de confinamiento			
$l_o \geq$			
Lado mayor	=	30,00	cm
$l_n/6$ "luz libre"	=	38,33	cm
l_o	=	45,00	cm
Lo calculado	=	45,00	cm
Lo adoptado	=	45,00	cm

Tabla 6-14

Espaciamiento dentro del confinamiento			Espaciamiento dentro de la Zona Central		
$S \leq$			$S \leq$		
			Sin Traslape en la Zona Central		
Lado Menor/4	=	7,50 cm	6 db long	=	9,6 cm
6 db long	=	9,6 cm	Por norma	=	15 cm
So	=	15 cm			
hx	=	10 Cumple			
So	=	7,50 cm	S1	=	9,60 cm
So adoptado	=	7,50 cm	S adoptado	=	7,50 cm

Refuerzo en zona Transversal Lo

DATOS	Tabla 6-15. Refuerzo Transversal en "lo"		
RESULTADOS	ACI 318-11 (21.6.4.4)		
fc	=	210,00	Kg/cm ²
fy	=	4200,00	Kg/cm ²
No de Varillas longitudinales	=	12,00	
Varilla Longitudinal	=	16,00	mm
Ast	=	24,13	cm ²
Recubrimiento	=	4,00	cm
c1 (lado mayor)	=	30,00	cm
c2 (lado menor)	=	30,00	cm
Ag	=	900,00	cm ²
N1	=	22,00	cm
N2	=	22,00	cm
Ach	=	484,00	cm ²

bc (Perpendicular al Sismo en "X")	=	22,00	cm
So	=	7,50	cm
Ash1 X	=	2,13	cm ²
Ash2 X	=	0,7425	cm ²
Ash X	=	2,13	cm ²
No de Varillas	∅	=	
3	10	=	2,356 cm ²

bc (Perpendicular al Sismo en "Y")	=	22,00	cm
So	=	7,50	cm
Ash1 Y	=	2,13	cm ²
Ash2 Y	=	0,7425	cm ²
Ash Y	=	2,13	cm ²
No de Varillas	∅	=	
3	10	=	2,356 cm ²

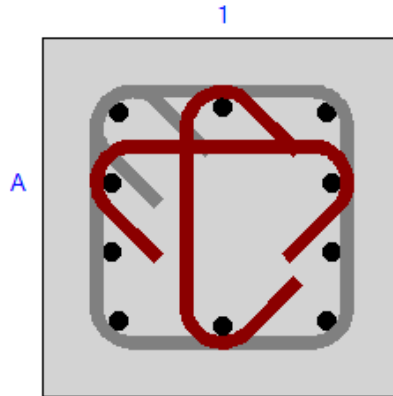


Figura 6-13

6.1.4.2 Corte Último para diseño

a) Momentos Resistentes de Columna Pu - Mn (Ø= 1, fy = 1.25 fy)

Tabla 6-16

Pu	Momento Probable		Altura Libre (hn)	Ve (1)
	Superior	Inferior		
T	T.m	T.m	m	T
19.50	12.03	12.03	2.30	10.46

b) Momentos Resistentes de las Vigas que llegan a los Nudos

DATOS		Tabla 6-17. Momentos Probables Máximos En Las vigas	
RESULTADOS			
f _c =	210 Kg/cm ²	$Mpr = As * (1.25 * fy) * (d - \frac{a}{2})$	
f _y =	4200 Kg/cm ²		
hn =	2.30 m		

Viga 1										Viga 2		Columna	
Datos			Armado	As cm ²	a	Mpr		Mpr 1 T.m	Mpr 2 T.m	Mpr Sup T.m			
b	=	cm				Superior	T.m						
25	=	cm	4 ø 12	4.52	5.32	Superior	3.14	4.87	4.87	4.87			
15.9	=	cm	2 ø 12	2.26	2.66	Inferior	1.73						

Corte (V2) 2.12 T

DATOS		Tabla 6-18. Corte de Diseño	
RESULTADOS			
$f'c$	=	210.00	Kg/cm ²
f_y	=	4200.00	Kg/cm ²
P_u	=	19.77	T
Lado mayor	=	30.00	cm $d = 25$ cm
Lado menor	=	30.00	cm
A_g	=	900.00	cm ²
V_u	=	3.948	T
V_c	=	0.00	T
S_o	=	7.50	cm
V_s	=	3.95	T
A_v necesario	=	0.280	cm ²
Av provisto			
2 \emptyset de 10	=	1.57	cm ²

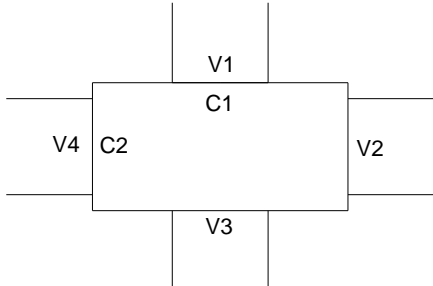
Cortante obtenido del Análisis Estructural con el programa ROBOT Structural:

En dirección de C1 y C2: $V_e(3) = 3.37$ Ton

Se elige $V(3)$ como Corte de Diseño

6.1.5 Diseño de Nudos

En un pórtico a momento se debe garantizar que los nudos sean capaces de resistir las exigencias de cortante. Se tomaron los requisitos de la sección 21.7 de la norma ACI para las siguientes verificaciones:

Tabla 6-19. NUDOS 21.7 (ACI 318-11)			
Columna		Materiales	
C1= 30 cm	$\geq 20 \times \emptyset_{var}$ OK	$f'c=$ 210 kg/cm ²	
C2= 30 cm	$\geq 20 \times \emptyset_{var}$ OK	$f_y=$ 4200 kg/cm ²	
Corte Columna			
$V_{e\ sup}=$ 3.95 t			
$V_{e\ inf}=$ 3.95 t			
			

VIGAS

	Dimensión b	Confinamiento
V1	25 cm	SI
V2	25 cm	SI
V3	25 cm	SI
	cm	NO

# Caras Confinadas:	3
---------------------	---

	x	# Varillas	Ø	As	# Varillas	Ø	A's
V1	15 cm	4	12	4.52 cm ²	2	12	2.26 cm ²
V2	15 cm	5	12	5.65 cm ²	3	12	3.39 cm ²
V3	15 cm	4	12	4.52 cm ²	2	12	2.26 cm ²
V4	0 cm			0.00 cm ²			0.00 cm ²

CALCULOS

Dirección: Horizontal	Dirección: Vertical
x= 15 cm	x= 15 cm
a= 30 cm	a= 30 cm
Aj= 900 cm ²	Aj= 900 cm ²
$V_n = 4 \sqrt{f'_c} \times A_j$	$V_n = 4 \sqrt{f'_c} \times A_j$
Vn= 52.17 t	Vn= 52.17 t
Ø= 0.85	Ø= 0.85
ØVn= 44.34 t	ØVn= 44.34 t

Dirección: Horizontal	Dirección: Vertical
Nudo de Borde	Nudo Interior
$\text{Ø}V_n \geq V_u$	$\text{Ø}V_n \geq V_u$
1) Vu= 13.86 t OK	1) Vu= 31.68 t OK
2) Vu= 25.74 t OK	2) Vu= 31.68 t OK

RESULTADOS

Dirección: Horizontal	Dirección: Vertical
Nudo de Borde	Nudo Interior
Vu > ØVn CUMPLE	Vu > ØVn CUMPLE

6.2 Sistema de muros portantes

Se realizó un modelo de vivienda de interés social, con la planta similar a la vivienda utilizada como ejemplo en el capítulo 10 del NEC 11.

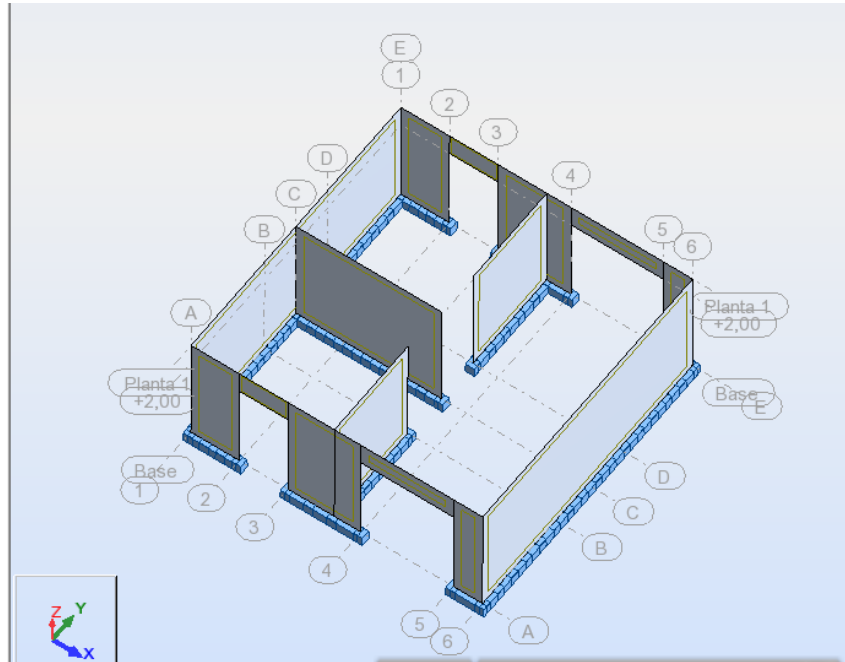


Figura 6-14

6.2.1 Materiales

Hormigón con resistencia a los 28 días a la compresión: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo en varillas, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

6.2.2 Combinaciones de Carga

Se muestran las combinaciones utilizadas por el programa ROBOT, donde:

Tabla 6-20. CASOS DE CARGA

No	Carga
1	PESO PROPIO
2	CARGA MUERTA
3	CARGA VIVA
5	SISMO EN "X"
6	SISMO EN "Y"

1	$(1+2)*1.40$	31	$(1+2)*1.20+6*1.00+5*-0.30$
2	$(1+2)*1.20+3*1.60$	32	$(1+2)*1.20+6*-1.00+5*0.30$
3	$(1+2)*1.20+3*1.00$	33	$(1+2)*1.20+6*-1.00+5*-0.30$
4	$(1+2)*1.20$	34	$(1+2)*0.90+5*1.00+6*0.30$
5	$(1+2)*1.20+3*0.50+5*1.00$	35	$(1+2)*0.90+5*1.00+6*-0.30$
6	$(1+2)*1.20+3*0.50+5*-1.00$	36	$(1+2)*0.90+5*-1.00+6*0.30$
7	$(1+2)*1.20+5*1.00$	37	$(1+2)*0.90+5*-1.00+6*-0.30$
8	$(1+2)*1.20+5*-1.00$	38	$(1+2)*0.90+6*1.00+5*0.30$
9	$(1+2)*1.20+3*0.50+6*1.00$	39	$(1+2)*0.90+6*1.00+5*-0.30$
10	$(1+2)*1.20+3*0.50+6*-1.00$	40	$(1+2)*0.90+6*-1.00+5*0.30$
11	$(1+2)*1.20+6*1.00$	41	$(1+2)*0.90+6*-1.00+5*-0.30$
12	$(1+2)*1.20+6*-1.00$	42	$(1+2)*1.47+3*0.50+5*1.00$
13	$(1+2)*0.90$	43	$(1+2)*1.47+3*0.50+5*1.00$
14	$(1+2)*0.90+5*1.00$	44	$(1+2)*1.47+3*0.50+5*-1.00$
15	$(1+2)*0.90+5*-1.00$	45	$(1+2)*1.47+3*0.50+5*-1.00$
16	$(1+2)*0.90+6*1.00$	46	$(1+2)*1.47+5*1.00+6*0.30$
17	$(1+2)*0.90+6*-1.00$	47	$(1+2)*1.47+5*1.00+6*-0.30$
18	$(1+2)*1.20+3*0.50+5*1.00$	48	$(1+2)*1.47+5*-1.00+6*0.30$
19	$(1+2)*1.20+3*0.50+5*1.00$	49	$(1+2)*1.47+5*-1.00+6*-0.30$
20	$(1+2)*1.20+3*0.50+5*-1.00$	50	$(1+2)*1.47+3*0.50+6*1.00$
21	$(1+2)*1.20+3*0.50+5*-1.00$	51	$(1+2)*1.47+3*0.50+6*1.00$
22	$(1+2)*1.20+5*1.00+6*0.30$	52	$(1+2)*1.47+3*0.50+6*-1.00$
23	$(1+2)*1.20+5*1.00+6*-0.30$	53	$(1+2)*1.47+3*0.50+6*-1.00$
24	$(1+2)*1.20+5*-1.00+6*0.30$	54	$(1+2)*1.47+6*1.00+5*0.30$
25	$(1+2)*1.20+5*-1.00+6*-0.30$	55	$(1+2)*1.47+6*1.00+5*-0.30$
26	$(1+2)*1.20+3*0.50+6*1.00$	56	$(1+2)*1.47+6*-1.00+5*0.30$
27	$(1+2)*1.20+3*0.50+6*1.00$	57	$(1+2)*1.47+6*-1.00+5*-0.30$
28	$(1+2)*1.20+3*0.50+6*-1.00$	58	$(1+2)*1.17+5*1.00+6*0.30$
29	$(1+2)*1.20+3*0.50+6*-1.00$	59	$(1+2)*1.17+5*1.00+6*-0.30$
30	$(1+2)*1.20+6*1.00+5*0.30$	60	$(1+2)*1.17+5*-1.00+6*0.30$

61	$(1+2)*1.17+5*-1.00+6*-0.30$
62	$(1+2)*1.17+6*1.00+5*0.30$
63	$(1+2)*1.17+6*1.00+5*-0.30$
64	$(1+2)*1.17+6*-1.00+5*0.30$
65	$(1+2)*1.17+6*-1.00+5*-0.30$
66	$(1+2)*0.93+3*0.50+5*1.00$
67	$(1+2)*0.93+3*0.50+5*1.00$
68	$(1+2)*0.93+3*0.50+5*-1.00$
69	$(1+2)*0.93+3*0.50+5*-1.00$
70	$(1+2)*0.93+5*1.00+6*0.30$
71	$(1+2)*0.93+5*1.00+6*-0.30$
72	$(1+2)*0.93+5*-1.00+6*0.30$
73	$(1+2)*0.93+5*-1.00+6*-0.30$
74	$(1+2)*0.93+3*0.50+6*1.00$
75	$(1+2)*0.93+3*0.50+6*1.00$
76	$(1+2)*0.93+3*0.50+6*-1.00$
77	$(1+2)*0.93+3*0.50+6*-1.00$
78	$(1+2)*0.93+6*1.00+5*0.30$
79	$(1+2)*0.93+6*1.00+5*-0.30$
80	$(1+2)*0.93+6*-1.00+5*0.30$
81	$(1+2)*0.93+6*-1.00+5*-0.30$
82	$(1+2)*0.63+5*1.00+6*0.30$
83	$(1+2)*0.63+5*1.00+6*-0.30$
84	$(1+2)*0.63+5*-1.00+6*0.30$
85	$(1+2)*0.63+5*-1.00+6*-0.30$
86	$(1+2)*0.63+6*1.00+5*0.30$
87	$(1+2)*0.63+6*1.00+5*-0.30$
88	$(1+2)*0.63+6*-1.00+5*0.30$
89	$(1+2)*0.63+6*-1.00+5*-0.30$

6.2.3 Cargas de diseño

Tabla 6-21. CARGAS (ASCE 7)

Carga Permanente		
Acabados	20	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
total=	25*	kg/m ²
Carga Viva		
Cubierta		
Cubiertas planas	100	kg/m ²

*Se optó por una carga de 50 kg/m².

Corte Basal:

Tabla 6-22. Aceleraciones Espectrales de Sitio

Ubicación: Quito		Tipo
Ss	2,04	De periodo corto (0,20 segundos)
S1	0,82	De periodo 1 segundo

Parámetros Para Suelo Tipo C

Fa	1,00	Tabla 4-13
Fv	1,30	Tabla 4-14

Parámetros Máximos

SMs	2,04	(4.16)
SM1	1,07	(4.17)

Parámetros de Diseño

SDs	1,36	(4.18)
SD1	0,71	(4.19)

Se calcula el espectro de diseño con los datos mostrados y lo descrito en el apartado 4.4 de la presente disertación.

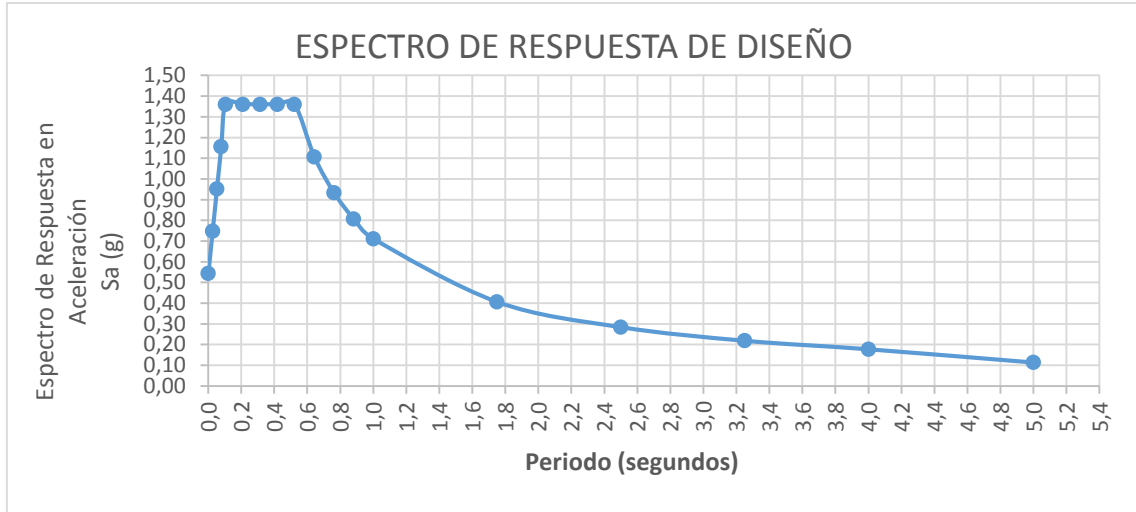


Figura 6-15

Tabla 6-23 Corte Basal				DATOS	
				RESULTADOS	
Factor de Modificación	R	=	4		
Factor de Importancia	Ie	=	1		
Peso Efectivo	W	=	26.45	Ton	12.8-1
Coefficiente de respuesta sísmica	Cs	=	0.34		12.8-2
Límites de Cs					
Límite inferior (1)	Cs inf	=	0.010	Cumple	12.8-5
Límite inferior (2)	CS inf	=	0.060	Cumple	12.8-5
Límite Superior cuando $T \leq TL$	Cs sup	=	1.308	Cumple	12.8-3
Periodo Fundamental	Ta	=	0.0970	seg	12.8-7
	hn	=	2.50	m	
	Ct	=	0.0488		Tabla 12.8-2
	x	=	0.75		Tabla 12.8-2
Periodo Máximo Permitido	Tmáx (Cu * Ta)	=	0.136	seg	Cu * Ta
	Cu	=	1.4		Tabla 12.8-1
Corte Basal			8.993 Ton		

6.2.4 Diseño de muros

Se realizó el diseño del elemento 22 en el eje C, como se muestra en la figura:

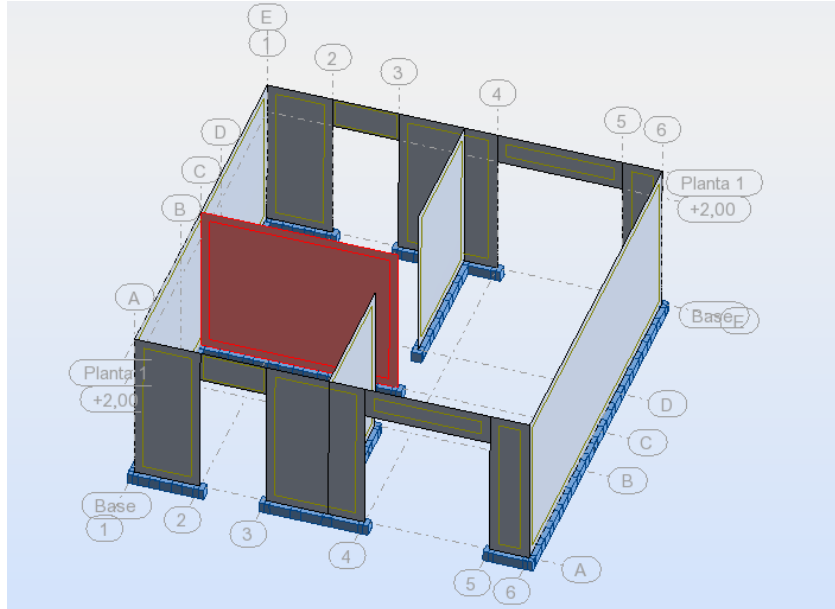


Figura 6-16

Solicitaciones últimas (ROBOT Structural Analysis):

Corte

Combinación dimensionante: ELU.44

$V_u = -4.47 \text{ T}$

Compresión y Flexión

Borde izquierdo:

Combinación dimensionante: ELU.1

$M_u = 0.68 \text{ T.m}$

$N_u = 4.76 \text{ T}$

$A_{sL} = 0.10 \text{ cm}^2$

Borde derecho:

Combinación dimensionante: ELU.84

$M_u = -4.14 \text{ T.m}$

$N_u = -0.66 \text{ T}$

$A_{sR} = 0.44 \text{ cm}^2$

Elementos de Borde:

Se realizó la verificación de esfuerzos para determinar si son necesarios elementos especiales de borde.

DATOS	Tabla 6-24. MURO RECTANGULAR
RESULTADOS	

BORDE IZQUIERDO			BORDE DERECHO		
Pu	=	4.76 Ton	Pu	=	0.68 Ton
Mu	=	0.96 Ton m	Mu	=	4.14 Ton m
Vu	=	4.47 Ton	Vu	=	4.47 Ton
f'c	=	210 Kg/cm ²	f'c	=	210 Kg/cm ²
f'y	=	4200 Kg/cm ²	f'y	=	4200 Kg/cm ²
lw	=	3.00 m	lw	=	3.00 m
tw	=	0.10 m	tw	=	0.10 m
hw	=	2.50 m	hw	=	2.50 m
c	=	1.50 m	c	=	1.50 m
Acv	=	0.30 m ²	Acv	=	0.30 m ²
I	=	0.23 m ⁴	I	=	0.23 m ⁴

Esfuerzos		
σ	=	22.27 Ton/m ²
0.2 f'c	=	420.00 Ton/m ²
σ ≤ 0.2 f'c	No Requiere elementos especiales de borde	
		<i>ACI 21.9.6.3</i>

Esfuerzos		
σ	=	29.87 Ton/m ²
0.2 f'c	=	420.00 Ton/m ²
σ ≤ 0.2 f'c	No Requiere elementos especiales de borde	
		<i>ACI 21.9.6.3</i>

Tabla 6-25. Verificación de corte

Refuerzo			
Vu1	=	11.74 Ton	<i>ACI 21.9.2.1</i>
Vu < Vu1	Cumple		
Para $\phi \leq 16$ mm			
ρl (Horizontal)	=	0.0012	
ρt (vertical)	=	0.0020	
hw/lw ≤ 2	=	0.8333	ρl ≥ ρt <i>ACI 21.9.4.3</i>
Capas de Refuerzo			
Vu2	=	23.04 Ton	
Vu < Vu2	Necesita 1 sola capa <i>ACI 21.9.2.2</i>		

Resistencia Nominal al Cortante			
α_c	=	0.80	
V_n	=	59.98	Ton ACI 21.9.4.1
$V_u < V_n$		Cumple	
$V_u \text{ max}$		55.30	Ton
$V_u \text{ max} > V_u$		Cumple	

Espaciamientos permitidos:

Tabla 6-26. Espaciamiento Máximo Horizontal			
$l_w / 5$	=	60.00	cm
$3 * t_w$	=	30.00	cm
ACI	=	45.00	cm
S	\leq	30.00	cm ACI 21.9.2.1

Espaciamiento Máximo Vertical			
$l_w / 3$	=	75.00	cm
$3 * t_w$	=	30.00	cm
ACI	=	45.00	cm
S	\leq	30.00	cm ACI 21.9.2.1

Verificación de flexión y compresión:

BORDE IZQUIERDO

$P_u = 4,76$ T
 $M_u = 0,68$ T.m

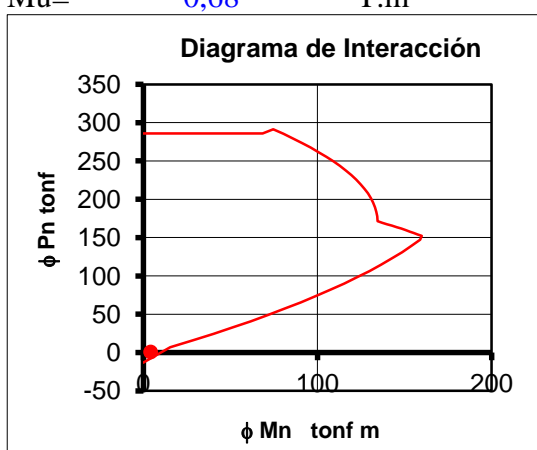


Figura 6-17

BORDE DERECHO

$P_u = 0,66$ T
 $M_u = 4,14$ T.m

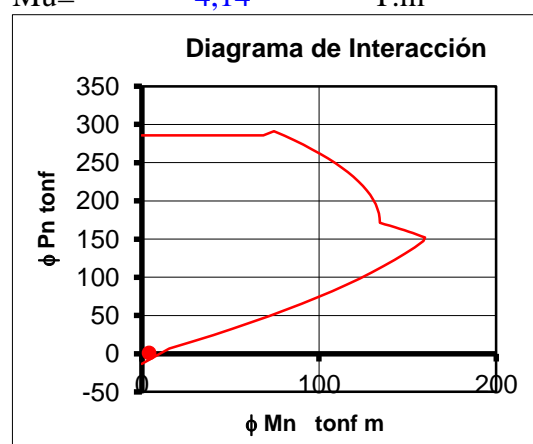


Figura 6-18

Diseño:

Tabla 6-27. Refuerzo Horizontal				
ρ	=	0.0020		
l	=	100.00	cm	
d	=	10.00	cm	
As min	=	2.00	cm ² /ml	
As Total				
4	∅	8	=	2.011
Espaciamiento				
1	∅	8	@	25.00

Tabla 6-28. Refuerzo Vertical				
ρ	=	0.0020		
l	=	100.00	cm	
d	=	10.00	cm	
As min	=	2,00	cm ² /ml	
As Total				
4	∅	8	=	2.011
Espaciamiento				
1	∅	8	@	25.00

6.2.5 Diseño de vigas de acople

En el modelo analizado existen dos tipos de vigas de acople, siendo que una posee una luz libre de 1.0 m y la otra de 1.90 m.

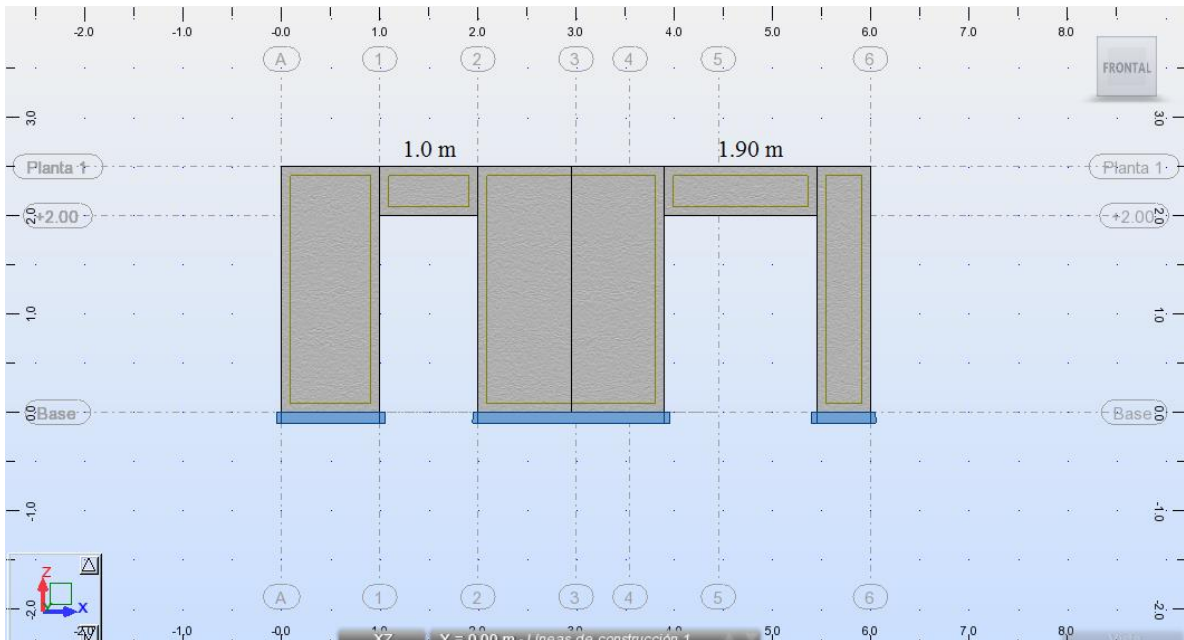


Figura 6-19

Se determina que procedimiento seguir para el diseño de las vigas de acople, conforme lo expuesto en 4.15.4

Tabla 6-29

ln (m)	h (m)	ln/h	ACI 318	Diseño
1	0.50	2	21.9.7.3	Viga: Especial
1.90	0.50	3.8	21.9.7.3	Viga: Especial

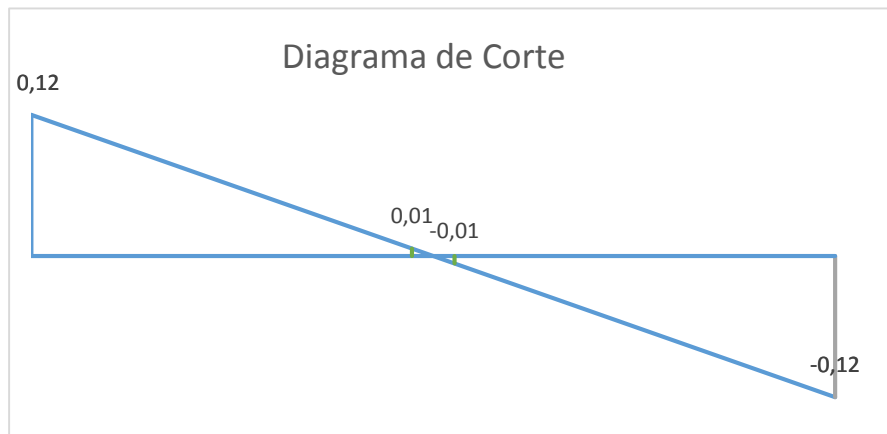
Como se puede observar, los dos tipos de vigas de acople presentan un valor de ln/h entre 2 y 4, por lo que se diseña como una viga perteneciente al tipo de diseño especial.

Diseño de la viga de acople con luz libre de 1.0 m:

Datos	Tabla 6-30. FLEXION	
Resultados	21.5.1 (ACI 318-08)	
Dimensiones		
b	= 10	cm
h	= 50	cm
Luz Libre	= 1.0	m
Parámetros mínimos		
recubrimiento	= 2.5	cm
e entre varillas	= 2	cm
Materiales		
f'c	= 210	kg/cm ²
fy	= 4200	kg/cm ²
Øestribo	= 10	mm
		Cara de la columna
		Carga Actuante (momento)
Mu	= 0.14	t.m
Ø Flexión	= 0.9	
Ø Corte	= 0.85	
		Carga Actuante (distribuida)
D	= 0.05	t/m ²
L	= 0.1	t/m ²
Wu	= 0.11	t/m
CALCULOS		
d	= 46.1	cm
d'	= 3.9	cm
Mu/Ø	= 0.16	t.m
pb	= 0.0214	
f's	= 4373.9	kg/cm ²
f's	= 4200.00	kg/cm ²
As1	= 0.08	cm ²
As2	=	cm ²
REFUERZO CALCULADO		
As sup	= 1.54	
As inf	= CUMPLIR MINIMOS	
REFUERZO SELECCIONADO		
	# Varillas	Ø As
As sup	= 4	8 2.01 OK
As inf	= 4	8 2.01 OK
		Mínimos
As inf	= 1.54	cm ²
0.5 x As inf	= 1.01	cm ²
M1	= 8.36	t.m
M2	= no es necesario armadura superior	t.m
As Máx	= 11.53	cm ²
As Mín	= 1.54	cm ²

Tabla 6-31. CORTE
21.5.3 (ACI 318-08)

Mizq	=	0.14	t.m			
Mder	=	0.14	t.m			
				2h	=	1.00 m
				Zona central	=	0 m
a inf	=	5.91				
Mpr inf	=	4.11	t.m			
a sup	=	5.91				
Mpr sup	=	4.11	t.m	RA	=	0.06 t
				RB	=	0.06 t
VG	=	0.055	t			
VE	=	16.44	t	Vu/Ø A	=	0.06 t
VC	=	0.00	t	Vu/Ø B	=	0.06 t
Av	=	1.57	cm ²			



ESTRIBOS

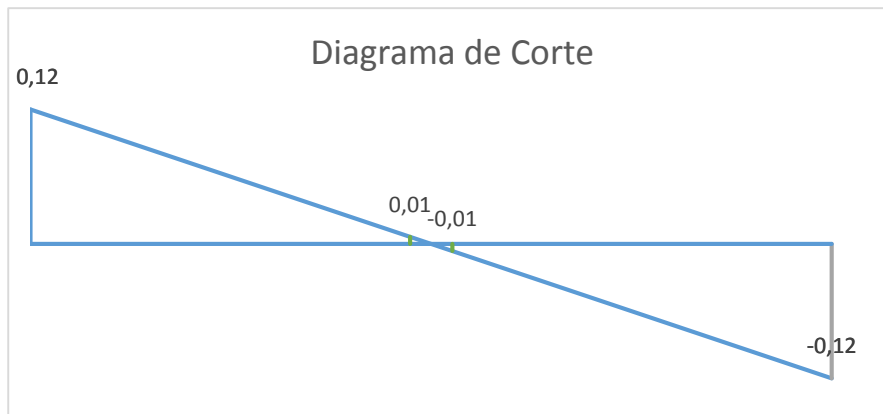
En 2h			
x	=	0 - 1	m
S _{minimo} (cm)	=	10.48	(d/4)
		4.8	(6xØ _{menor})
		15	cm
V _s	=	0.06	t
$\frac{Av \times fy \times d}{Vs}$	=	4272.08	cm
S	=	4.80	cm
S	=	5	cm

Diseño de la viga de acople con luz libre de 1.90 m:

Datos	Tabla 6-32. FLEXION						
Resultados	21.5.1 (ACI 318-08)						
Dimensiones							
b	=	10	cm	Cara de la columna			
h	=	50	cm				
Luz Libre	=	1.9	m				
Parámetros mínimos							
recubrimiento	=	2.5	cm				
e entre varillas	=	2	cm				
Materiales							
f'c	=	210	kg/cm ²				
f _y	=	4200	kg/cm ²				
Øestribo	=	10	mm				
Carga Actuante (momento)							
Mu	=	0.51	t.m				
Ø Flexión	=	0.9					
Ø Corte	=	0.85					
Carga Actuante (distribuida)							
D	=	0.05	t/m ²				
L	=	0.1	t/m ²				
Wu	=	0.11	t/m				
CALCULOS							
d	=	46.1	cm	M1	=	8.36	t.m
d'	=	3.9	cm	M2	=	no es necesario armadura superior	t.m
Mu/Ø	=	0.57	t.m	As Máx	=	11.53	cm ²
ρ _b	=	0.0214		As Mín	=	1.54	cm ²
f _s	=	4373.9	kg/cm ²				
f _s	=	4200.00	kg/cm ²				
As ₁	=	0.30	cm ²				
As ₂	=		cm ²				
REFUERZO CALCULADO							
As sup	=	1.54		Mínimos As inf = 1.54 cm ² 0.5 x As inf = 1.01 cm ²			
As inf	=	CUMPLIR MINIMOS					
REFUERZO SELECCIONADO							
		# Varillas	Ø	As			
As sup	=	4	8	2.01	OK		
As inf	=	4	8	2.01	OK		

**Tabla 6-33. CORTE
21.5.3 (ACI 318-08)**

Mizq	=	0.51	t.m				
Mder	=	0.51	t.m				
				2h	=	1.00	m
				Zona central	=	0	m
a inf	=	5.91					
Mpr inf	=	4.41	t.m				
a sup	=	5.91					
Mpr sup	=	4.41	t.m	RA	=	0.10	t
				RB	=	0.10	t
VG	=	0.105	t				
VE	=	9.28	t	Vu/Ø A	=	0.12	t
VC	=	0.00	t	Vu/Ø B	=	0.12	t
Av	=	1.57	cm ²				



ESTRIBOS

En 2h		
x	=	0 - 1.90 m
S _{minimo} (cm)	=	11.18 (d/4)
	=	4.8 (6xØ _{menor})
		15 cm
V _s	=	0.12 t
$\frac{Av \times fy \times d}{Vs}$	=	2398.72 cm
S	=	4.80 cm
S	=	5.00 cm

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Tabla 6-34. RESULTADOS (LN = 1.0 m)	
Disposición de varillas	
As sup	
Capa 1	2 Ø 8
Capa 2	2 Ø 8
As inf	
Capa 1	2 Ø 8
Capa 2	2 Ø 8
NO SON NECESARIOS GANCHOS	
ESTRIBOS Ø 10mm @ 5 cm	

Tabla 6-35. RESULTADOS (LN = 1.90 m)	
Disposición de varillas	
As sup	
Capa 1	2 Ø 8
Capa 2	2 Ø 8
As inf	
Capa 1	2 Ø 8
Capa 2	2 Ø 8
NO SON NECESARIOS GANCHOS	
ESTRIBOS Ø 10mm @ 5 cm	

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES

Al analizar las dos normativas, ASCE 7 y NEC 11, se puede concluir que la aplicabilidad del nuevo capítulo, en cuanto a sistemas de pórticos a momento y a muros portantes, es limitada exclusivamente a viviendas de razón social.

En cuanto a las nuevas secciones mínimas propuestas por el NEC 11:

- Al analizar las columnas de 25x25 cm, en estructuras con pórticos de dos pisos y luces de 4 m, incluyendo carga sísmica, se determinó que su capacidad última no era suficiente. Se optó por el cambio a una sección de 30x30 cm, la cual coincide con la sección mínima especificada por la norma ACI 318.
- Se logró realizar el diseño de la estructura con la dimensión mínima de vigas propuesta por el nuevo capítulo del NEC 11 (a pesar de que se tuvo que disminuir el recubrimiento de los elementos a 2,5 cm). Sin embargo, al utilizar estas dimensiones mínimas, el refuerzo en las columnas se incrementó en relación al otro modelo, disminuyendo así la posible ventaja económica de este. Por otro lado, la normativa NEC no debería permitir la utilización de vigas banda en zonas de alto riesgo sísmico, debido a la carencia de ductilidad adecuada expuesta anteriormente.

En el caso de los muros portantes, los diseños resultaron iguales, pero hay que recalcar que el ACI estipulaba una cuantía mínima mayor a la del NEC, sin embargo este requería menores espaciamientos del refuerzo, lo que condujo a la misma cuantía determinada por el ACI 318S-08.

Se concluye que es más factible diseñar viviendas de baja altura de acuerdo a las disposiciones de las normas cuando se utiliza el sistema de muros portantes, puesto que son eficientes y, al contrario de lo pórticos a momento, cumplen con la mayoría de los mínimos estipulados.

El objetivo del nuevo capítulo es reducir las dimensiones y refuerzo en los elementos estructurales, sin embargo, las solicitaciones a las que está sometida la estructura no

cambian, por consiguiente los diseños resultan similares a los del cuerpo principal de la norma ecuatoriana.

La fracción de peso aplicada como corte basal en pórticos, con la norma NEC es de 0,4 mientras que con la ASCE 7 es de 0,34, esta diferencia se debe principalmente a que la norma ecuatoriana incluye un 25% de la carga viva al peso efectivo de la estructura, lo que en el ASCE 7 se aplica solamente en caso de estructuras destinadas a almacenamiento o bodegaje.

Esta norma podría ser aplicable únicamente a zonas de peligro sísmico bajo o, como máximo, moderado ($a \leq 0.25g$).

Finalmente, el nuevo capítulo de la norma ecuatoriana tiene vacíos, y en muchos de los casos, es poco explicativo en cuanto al procedimiento de diseño, terminando por orientar de manera incorrecta a los usuarios.

BIBLIOGRAFÍA

Edward J. Tarbuck, Frederick K. Lutgens, Dennis Tasa, Ciencias De La Tierra. Una Introducción A La Geología Física, Person Education, S.A., Madrid, Décima Edición 2013

Ted Nield, Libro Supercontinente. La Increíble Historia De La Vida En Nuestro Planeta, Ediciones Paidós Ibérica, S. A. España, 2008

J. Tuzo Wilson, La Deriva Continental Y Tectónica De Placas, Editorial Blume España, Segunda Edición A 1976

Fernando Oshiro Higa, Seguridad Y Supervivencia De Un Terremoto – Manual De Prevención

Lima - Perú, 1982

Revista Acta Oceanográfica Del Pacífico. Vol. 16, No. 1, 2010-2011

Artículo: Aplicación Del Método De Zonación Morfo-Estructural Para Identificar Nudos Sismogénicos En La Región Costera Y Cadenas Montañas De Los Andes Septentrionales Del Ecuador

Autores: Kervin Chunga, Alessandro M. Michetti, Alexander I. Gorshkov, Giuliano F. Panza, Alexander Soloviev, Carlos Martillo.

Revista Sigma Inventando Técnica E Informativa Del Colegio De Ingenieros De Pichincha, Número 16, Año 6. Noviembre 2009.

Christian Hirsch, Alexandra Alvarado, Hugo Yepes, M. Sébrier, V. Hugo Pérez., Artículo: Falla Activa De Quito Y Fuentes Sismogénicas Regionales: Un Estudio Del Riesgo Sísmico De Quito (Ecuador) Con El Análisis De Sedimentos Cuaternarios, Inst. Fr. Études Andines, 1996.

Francisco Rivadeneira, Mónica Segovia, Alejandra Alvarado, José Egred, Liliana Troncosa, Sandro Vaca, Hugo Yepes Ig –Epn, Breves Fundamentos Sobre Los Terremotos En El Ecuador, Corporación Editora Nacional, Quito – Ecuador, 2007

Asce Standard, Asce Sei 7-05, Minimum Design Loads For Buildings And Other Structures, American Society Of Civil Engineers.

Aci 318-08, Requisitos De Reglamento Para Concreto Estructural Y Comentario, American Concrete Institute.

Ibc, International Building Code, International Code Council, Usa, 2006.

Comité Ejecutivo De La Norma Ecuatoriana De La Construcción, Norma Ecuatoriana De La Construcción, Nec-11, 2011, Quito, Ecuador.

Netgrafía

<http://www.ebah.com.br/content/ABAAABvvkAA/ondas-sismicas>

www.lapetus.uchile.cl/lapetus/c1/download.php?id=2133

<http://cidbimena.desastres.hn/pdf/spa/doc2249/doc2249-b.pdf>

<http://fisicasanbartolome.wikispaces.com/file/view/Actividad+Ondas+Sismicas.pdf>

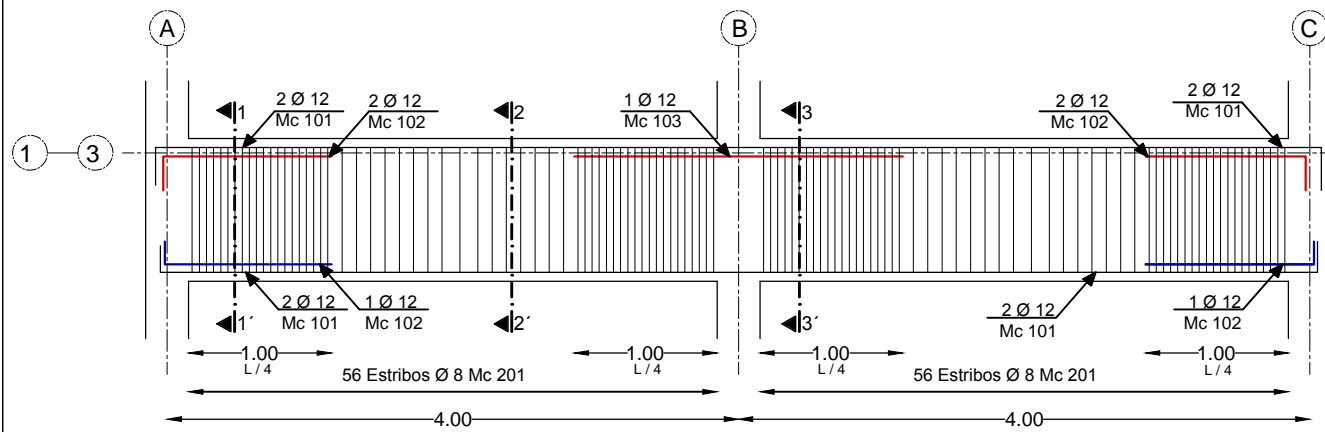
http://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/inpres/comentarios_cap7.pdf

http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/783/RODRIGUEZ_NU%C3%91EZ_MIGUEL_COMPORTEAMIENTO_FUERZA_CORTANTE.pdf?sequence=1

<http://www.slideshare.net/urzuarq/muros-y-refuerzos-de-muros>

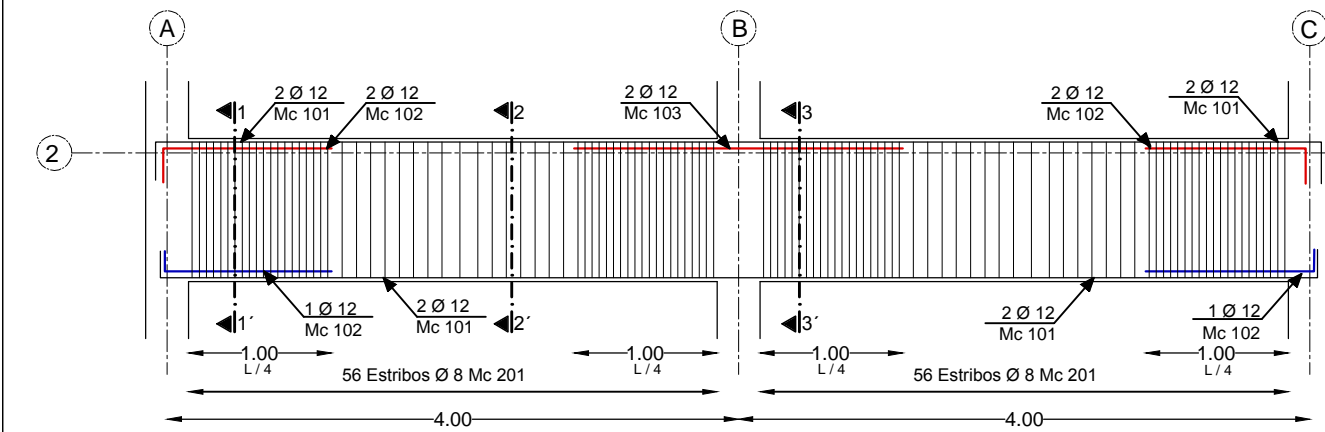
<http://www.slideshare.net/KevinArnoldVasquezBarreto/muros-de-corte-o-placas>

PLANOS ESTRUCTURALES



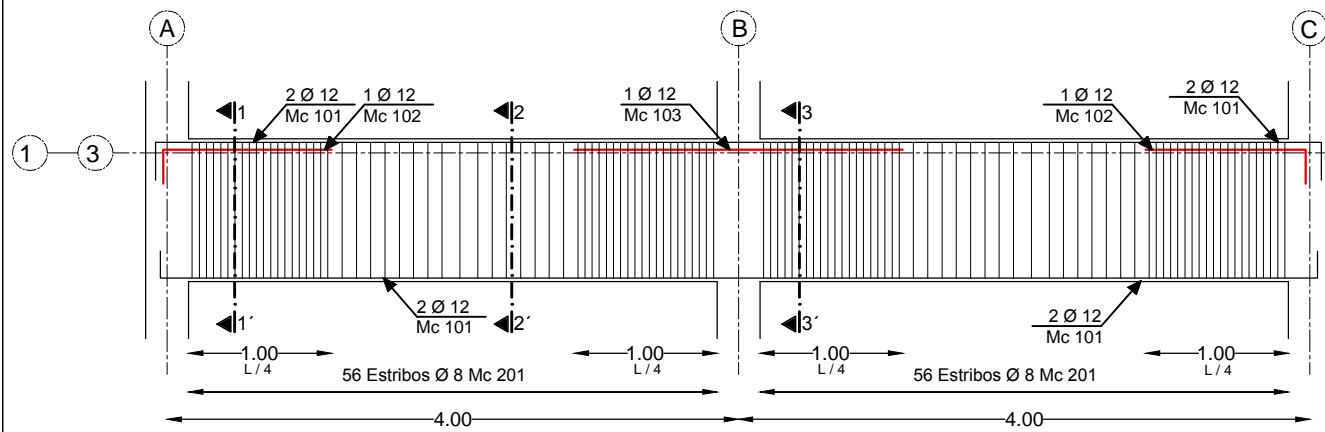
VIGA DE BORDE EJES A-B-C/1-3 1-2-3/A-C NV. +2.50m

ESCALA HORIZONTAL 1/50
ESCALA VERTICAL 1/10



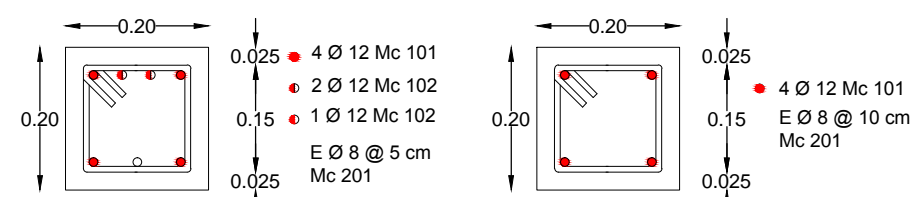
VIGA CENTRAL A-B-C/2 1-2-3/B NV. +2.50m

ESCALA HORIZONTAL 1/50
ESCALA VERTICAL 1/10



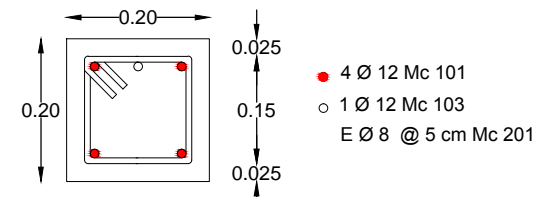
VIGA TIPO A-B-C/1-2-3 1-2-3/A-B-C NV. +5.00m

ESCALA HORIZONTAL 1/50
ESCALA VERTICAL 1/10

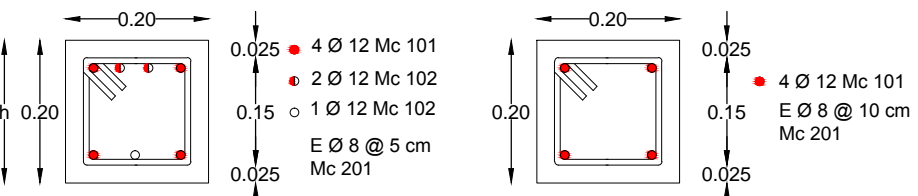


CORTE 1-1'
ESC 1/10

CORTE 2-2'
ESC 1/10

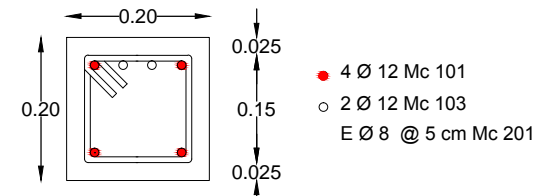


CORTE 3-3'
ESC 1/10

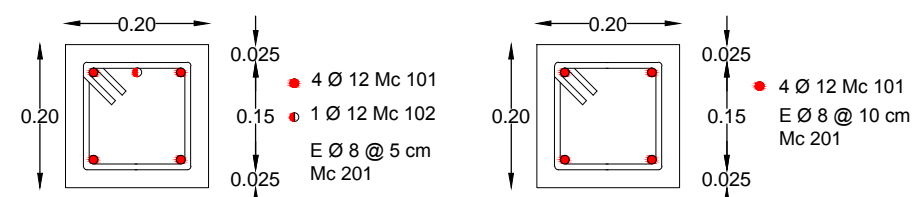


CORTE 1-1'
ESC 1/10

CORTE 2-2'
ESC 1/10

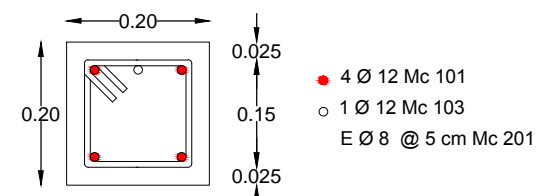


CORTE 3-3'
ESC 1/10



CORTE 1-1'
ESC 1/10

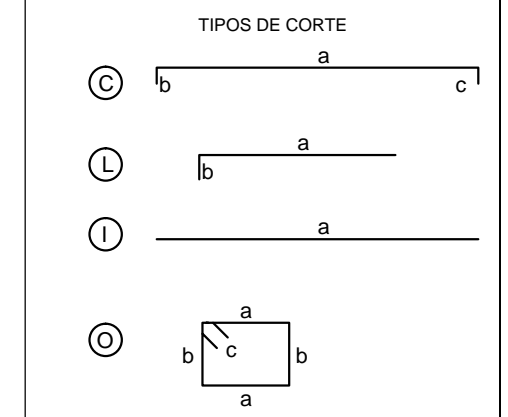
CORTE 2-2'
ESC 1/10



CORTE 3-3'
ESC 1/10

CUADRO DE RESUMEN			
Ø	Longitud	Peso	Peso Total
mm	Total (m)	(Kg/m)	(Kg)
12	507,40	0,888	450,57
8	1008,00	0,395	398,16
Σ Total			848,73

Volúmen de Hormigón en Vigas: 1,90 m³



CUADRO DE RESUMEN			
Ø	Longitud	Peso	Peso Total
mm	Total (m)	(Kg/m)	(Kg)
12	507,40	0,888	450,57
8	1008,00	0,395	398,16
Σ Total			848,73

Volúmen de Hormigón en Vigas: 1,90 m³

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

TÍTULO DE LA DISERTACIÓN
Diseño de estructuras para viviendas de hasta 2 Pisos aplicando la Norma Nec 11 y la Norma Asce 7 en la Ciudad de Quito

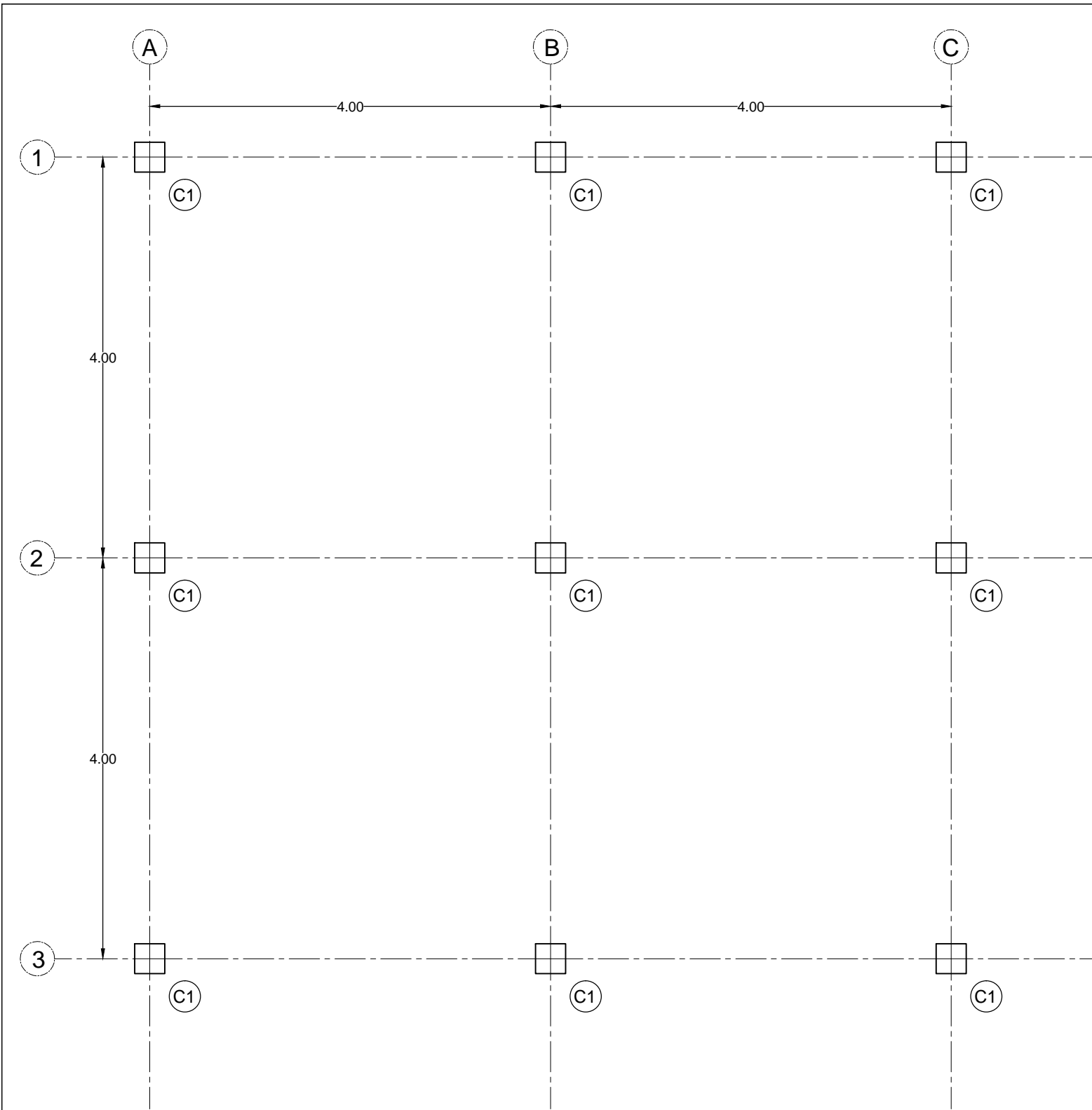
INTEGRANTES: José Miguel Parrales Clavijo Claudia Prehn Garcés	ESCALA: Indicada
	FECHA: 2014

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
Hormigón f'c = 210 Kg/cm²
Acero en Varillas fy = 4200 Kg/cm²

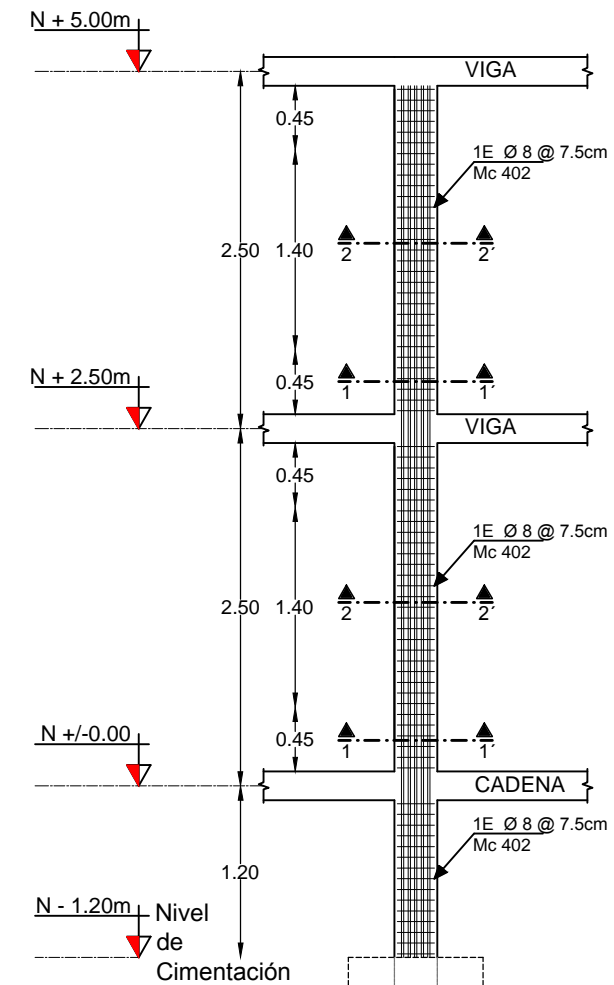
RECUBRIMIENTOS:
Columnas 4 cm
Vigas 2.5 cm

CÓDIGO: A.C.1 - 318S-08 Y NEC 11

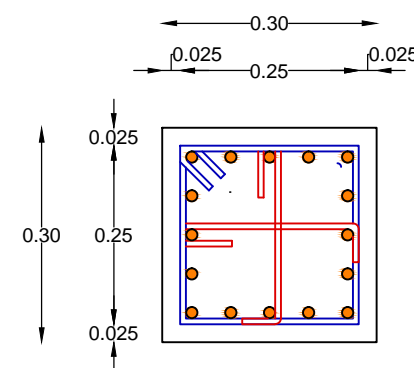
CONTENIDO: Plano de Vigas	LÁMINA: 1/2
------------------------------	-----------------------



PLANTA DE COLUMNAS
ESC 1/50



COLUMNA TIPO C1
ESC 1/50

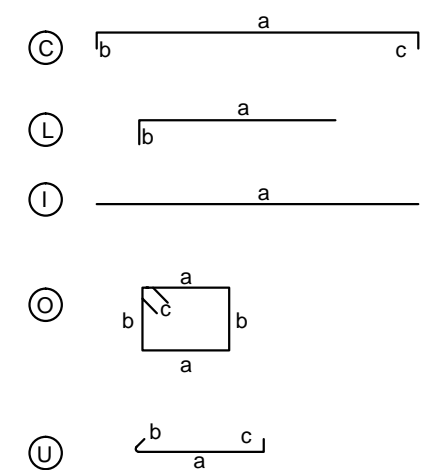


CORTE 1-1' y 2-2'
ESC 1/10

- 16 Ø 16 Mc 401
- 1 Est Ø 8 Mc 402 @ 7.5 cm
- 2 Vinchas Ø 8 Mc 403 @ 7.5 cm

PLANILLA DE ACERO								
ELEMENTO : COLUMNA								
Mc	Tipo	No	Ø	Dimensiones			Longitud	
				a (m)	b (m)	c (m)	Desarrollada (m)	Total (m)
401	L	108	16,00	6,00	0,25		6,25	675,00
402	O	558	8,00	0,25	0,25	0,075	1,15	641,70
403	U	1116	8,00	0,25	0,075	0,075	0,40	446,40

TIPOS DE CORTE



CUADRO DE RESUMEN

Ø	Longitud	Peso	Peso Total
mm	Total (m)	(Kg/m)	(Kg)
16	675,00	1,578	1065,15
8	1088,10	0,395	429,80
Σ Total			1494,95

Volúmen de Hormigón en Columnas	5,00	m3
---------------------------------	------	----

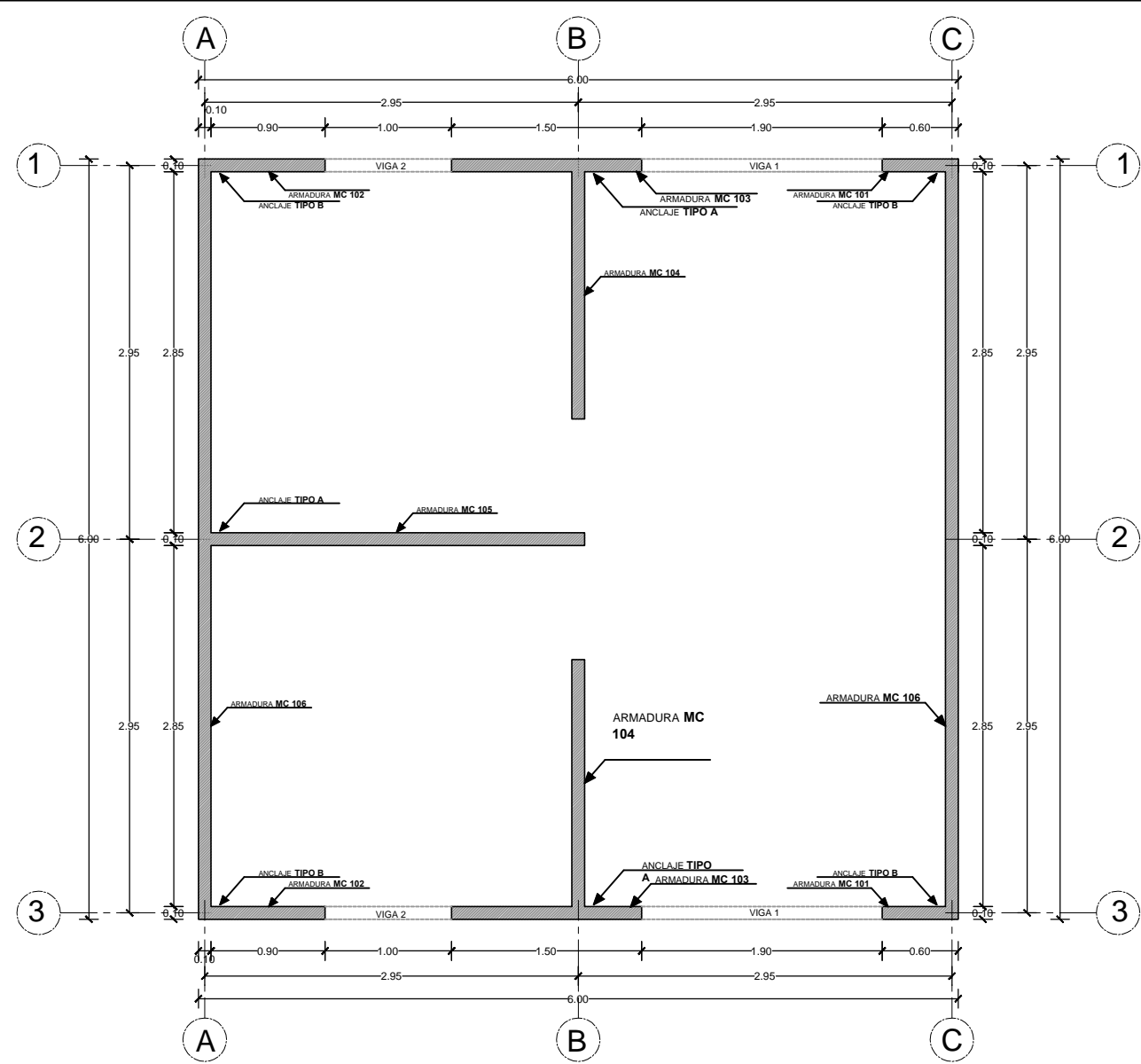
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

TÍTULO DE LA DISERTACIÓN
Diseño de estructuras para viviendas de hasta 2 Pisos aplicando la Norma Nec 11 y la Norma Asce 7 en la Ciudad de Quito

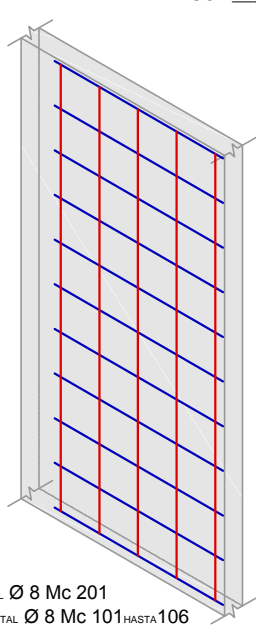
INTEGRANTES: José Miguel Parrales Clavijo Claudia Prehn Garcés	ESCALA: Indicada
	FECHA: 2014

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS: Hormigón f'c = 210 Kg/cm2 Acero en Varillas fy = 4200 Kg/cm2
RECUBRIMIENTOS: Columnas 2.5 cm Vigas 2.5 cm
CÓDIGO: A.C.1 - 318S-08 Y NEC 11

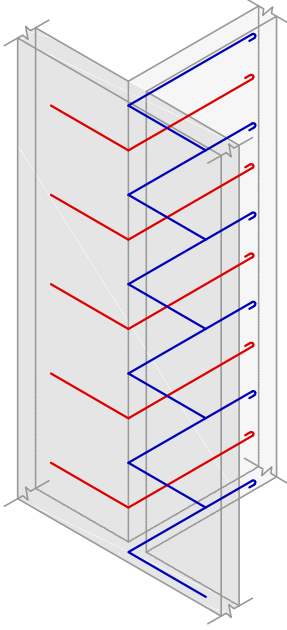
CONTENIDO: Plano de Columnas	LÁMINA: 2/2
---------------------------------	----------------



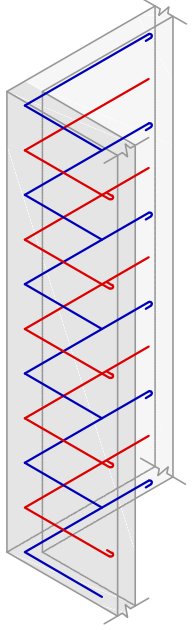
PLANTA DE MUROS
ESC 1/50



ARMADURA TIPO
ESC 1/50

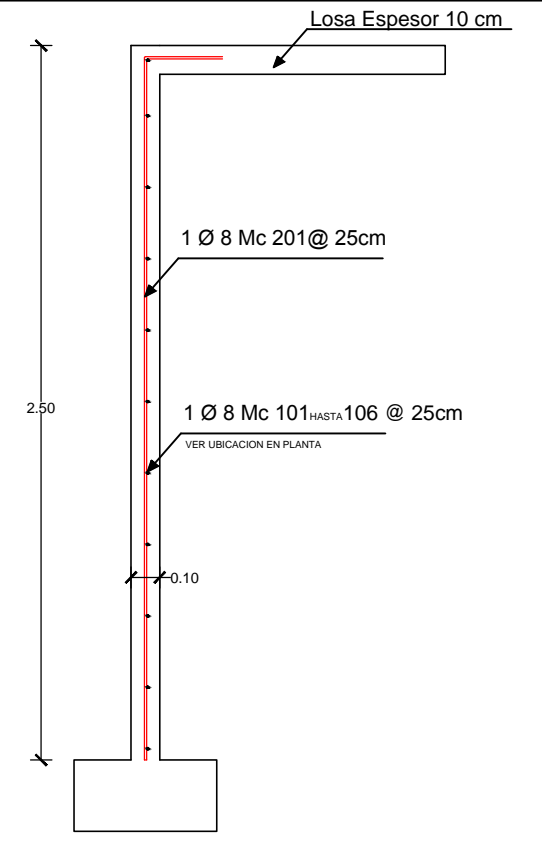


ANCLAJE TIPO A
ESC 1/50

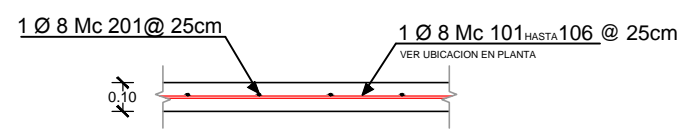


ANCLAJE TIPO B
ESC 1/50

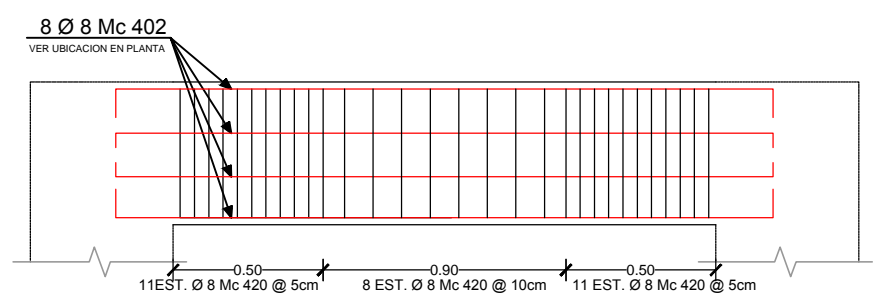
● VERTICAL Ø 8 Mc 201
● HORIZONTAL Ø 8 Mc 101 HASTA 106



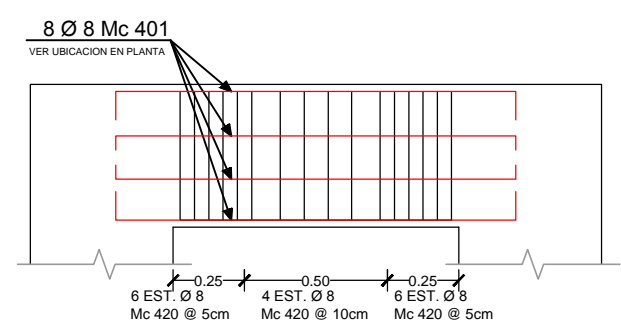
CORTE TIPO
ESC 1/25



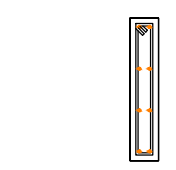
PLANTA TIPO
ESC 1/25



VIGA TIPO 1
ESC 1/25



VIGA TIPO 2
ESC 1/25

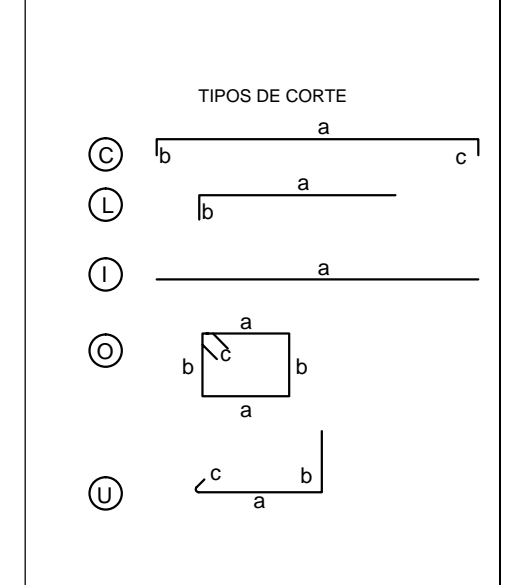


● 8 Ø 8 Mc 401
1 Est Ø 8 Mc 420 @ 10cm y 5 cm

SECCION VIGA
ESC 1/25

CUADRO DE VARILLAS										
ELEMENTO: MUROS										
Mc	Tipo	No	Dimensiones			Longitud				
			mm	a	b	c	Desarrollada	Total		
101	G	22	8	0,50	0,50	0,075	1,075	23,65		
102	G	22	8	0,90	0,50	0,075	1,475	32,45		
103	U	22	8	1,40	0,08	0,075	1,550	34,1		
104	G	22	8	1,95	0,50	0,075	2,525	55,55		
105	G	11	8	2,95	0,50	0,075	3,525	38,775		
106	U	22	8	5,90	0,08	0,075	6,050	133,1		
201	L	102,00	8,00	2,45	0,50		2,95	300,9		

CUADRO DE VARILLAS										
ELEMENTO: VIGAS										
Mc	Tipo	No	Dimensiones			Longitud				
			mm	a	b	c	Desarrollada	Total		
401	C	16	8,00	1,40	0,15	0,15	1,70	27,20		
402	C	16	8,00	2,30	0,15	0,15	2,60	41,60		
420	O	92	8,00	0,05	0,45	0,08	1,15	105,80		



CUADRO DE RESUMEN			
Ø	Longitud	Peso	Peso Total
mm	Total (m)	(Kg/m)	(Kg)
8	793,13	0,395	313,28
Σ Total			313,28

Volúmen de Hormigón 5,20 m3

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

TÍTULO DE LA DISERTACIÓN
Diseño de estructuras para viviendas de hasta 2 Pisos aplicando la Norma Nec 11 y la Norma Asce 7 en la Ciudad de Quito

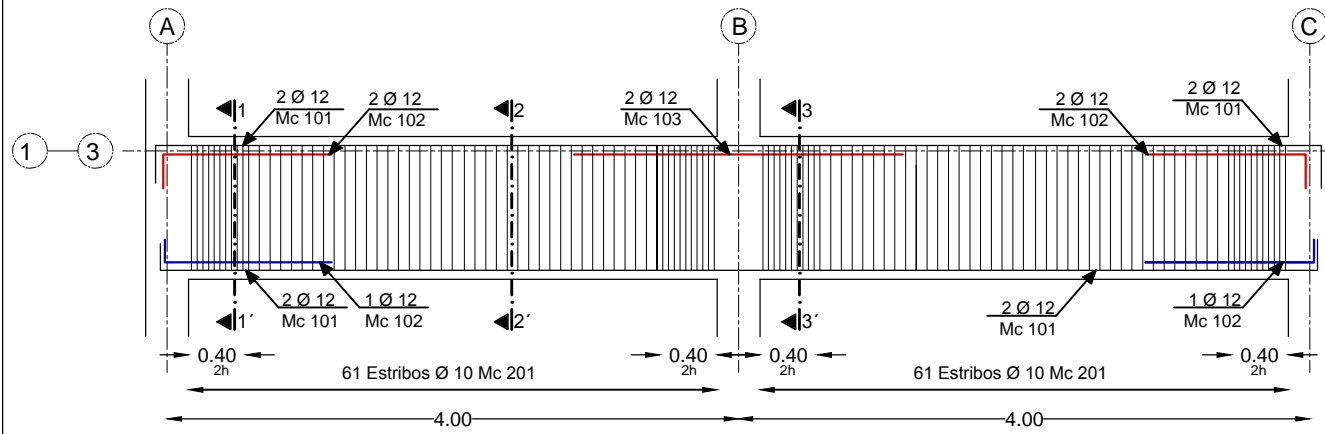
INTEGRANTES: José Miguel Parrales Clavijo Claudia Prehn Garcés	ESCALA: Indicada
	FECHA: 2014

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
Hormigón f'c = 210 Kg/cm2
Acero en Varillas fy = 4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTOS: Columnas 4 cm
Vigas 2.5 cm

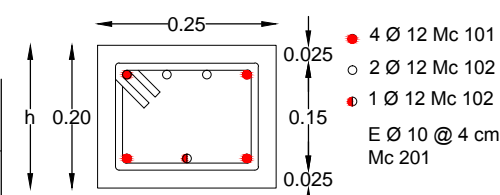
CÓDIGO: A.C.1 - 318S-08 Y NEC 11

CONTENIDO: Plano de Muros	LÁMINA: 1/2
------------------------------	-----------------------

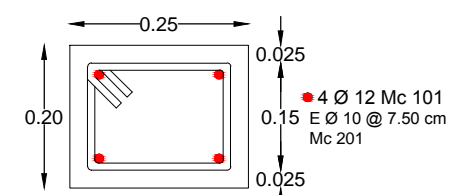


VIGA DE BORDE EJES A-B-C/1-3 1-2-3/A-C NV. +2.50m

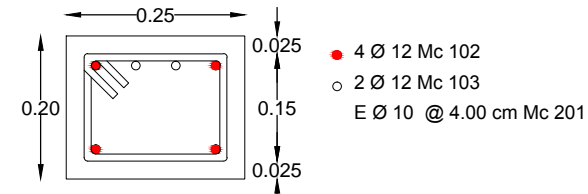
ESCALA HORIZONTAL 1/50
ESCALA VERTICAL 1/10



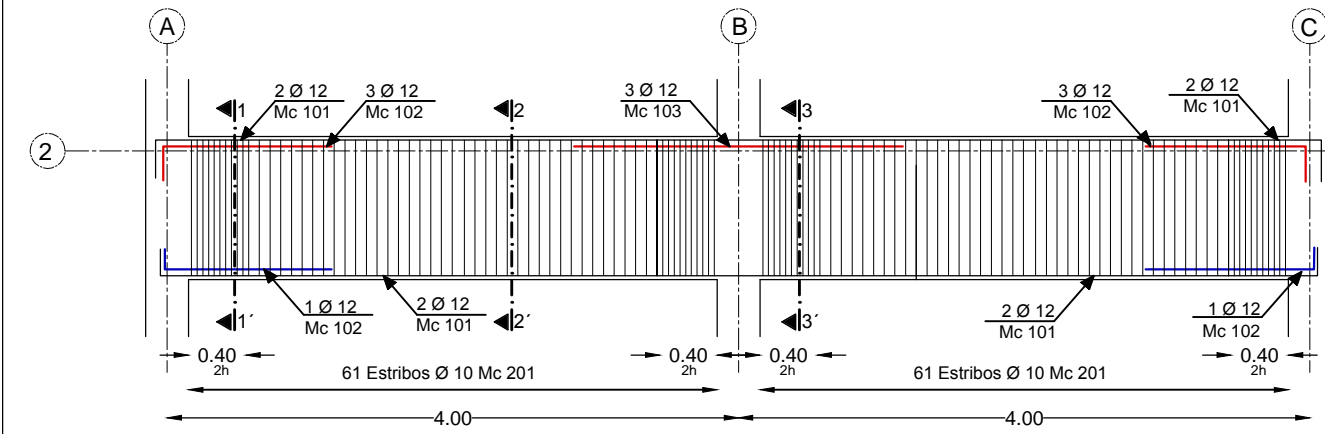
CORTE 1-1'
ESC 1/10



CORTE 2-2'
ESC 1/10

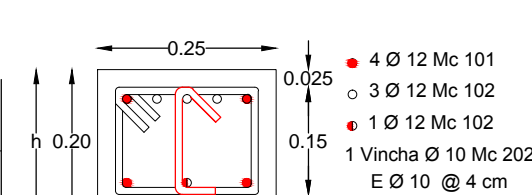


CORTE 3-3'
ESC 1/10

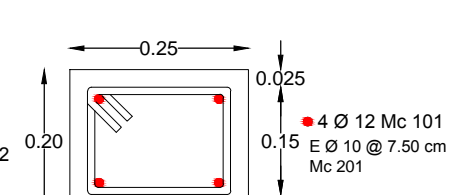


VIGA CENTRAL A-B-C/2 1-2-3/B NV. +2.50m

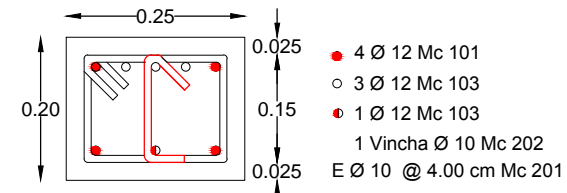
ESCALA HORIZONTAL 1/50
ESCALA VERTICAL 1/10



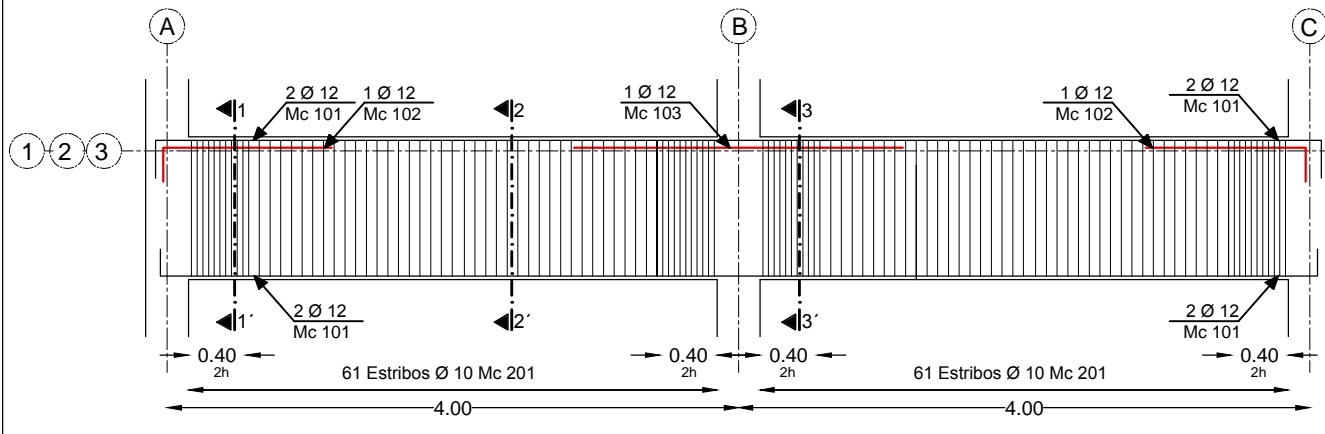
CORTE 1-1'
ESC 1/10



CORTE 2-2'
ESC 1/10

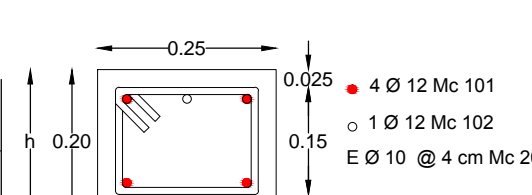


CORTE 3-3'
ESC 1/10

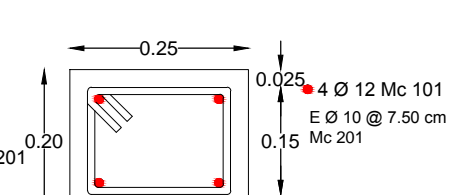


VIGA TIPO A-B-C/1-2-3 1-2-3/A-B-C NV. +5.00m

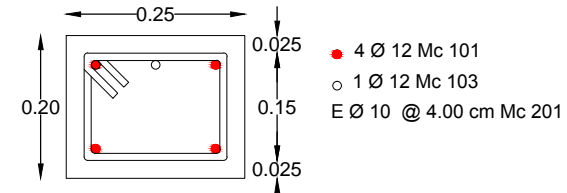
ESCALA HORIZONTAL 1/50
ESCALA VERTICAL 1/10



CORTE 1-1'
ESC 1/10



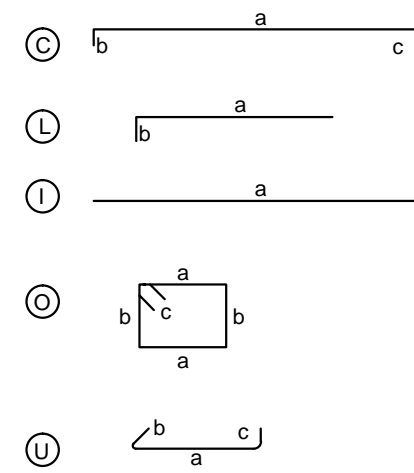
CORTE 2-2'
ESC 1/10



CORTE 3-3'
ESC 1/10

PLANILLA DE ACERO								
ELEMENTO : VIGA								
Mc	Tipo	No	Dimensiones			Longitud		
			φ (mm)	a (m)	b (m)	c (m)	Desarrollada (m)	Total (m)
101	C	48	12,00	8,00	0,25	0,25	8,50	408,00
102	L	52	12,00	1,25	0,15		1,40	72,80
103	I	22	12,00	2,30			2,30	50,60
201	O	1464	10,00	0,20	0,10	0,075	0,75	1098,00
202	U	154	10,00	0,15	0,075	0,075	0,30	46,20

TIPOS DE CORTE



CUADRO DE RESUMEN

φ (mm)	Longitud Total (m)	Peso (Kg/m)	Peso Total (Kg)
12	531,40	0,888	471,88
10	1144,20	0,617	705,97
Σ Total			1177,85

Volúmen de Hormigón en Vigas: 2,40 m³

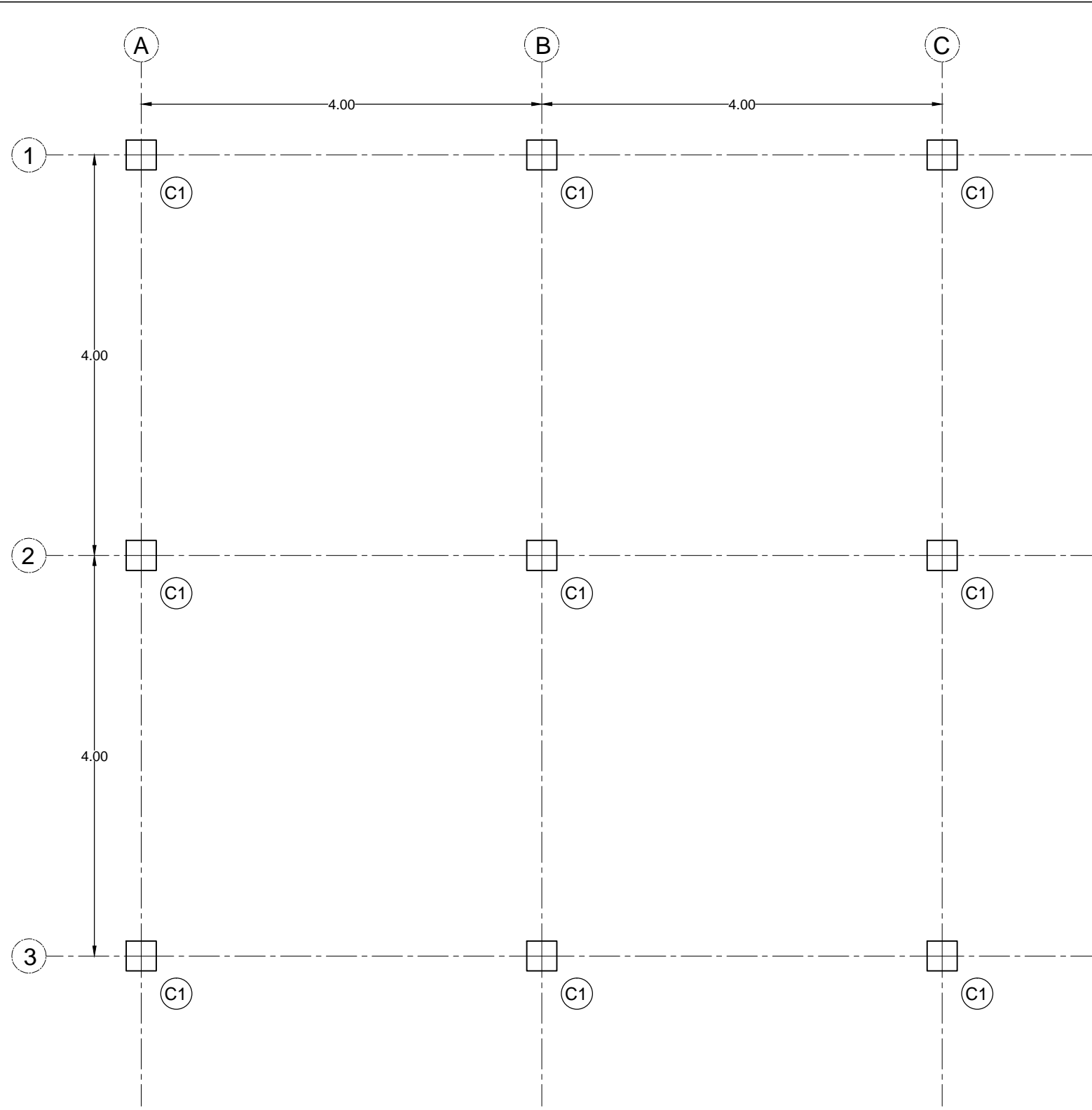
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

TÍTULO DE LA DISERTACIÓN
Diseño de estructuras para viviendas de hasta 2 Pisos aplicando la Norma Nec 11 y la Norma Asce 7 en la Ciudad de Quito

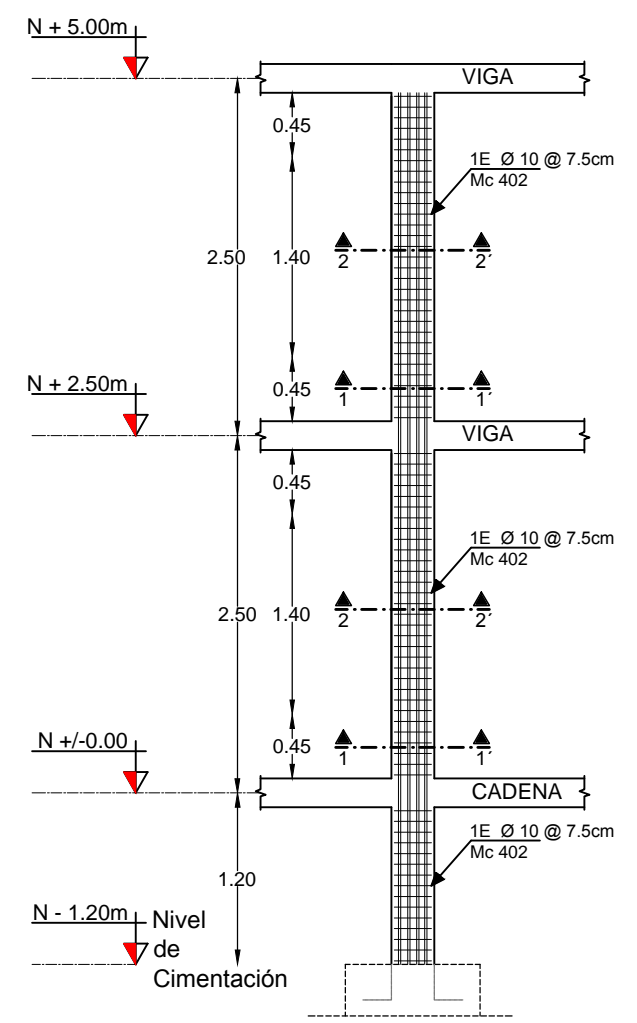
INTEGRANTES: José Miguel Parrales Clavijo, Claudia Prehn Garcés
ESCALA: Indicada
FECHA: 2014

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
Hormigón f'c = 210 Kg/cm²
Acero en Varillas fy = 4200 Kg/cm²
RECUBRIMIENTOS: Columnas 4 cm, Vigas 2.5 cm
CÓDIGO: A.C.1 - 318S-08

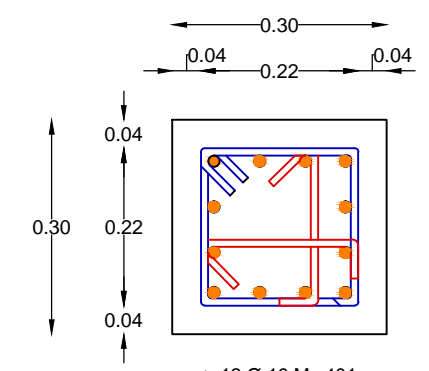
CONTENIDO: Plano de Vigas
LÁMINA: 1/2



PLANTA DE COLUMNAS
ESC 1/50



COLUMNA TIPO C1
ESC 1/50

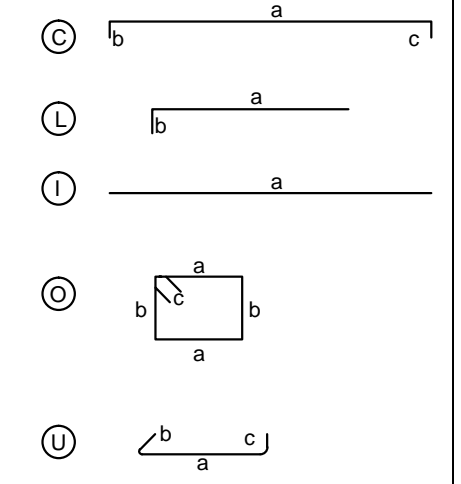


CORTE 1-1' y 2-2'
ESC 1/10

- 12 Ø 16 Mc 401
- 1 Est Ø 10 Mc 402 @ 7.5 cm
- 2 Vichas Ø 10 Mc 403 @ 7.5 cm

PLANILLA DE ACERO								
ELEMENTO : COLUMNA								
Mc	Tipo	No	Dimensiones			Longitud		
			mm	a (m)	b (m)	c (m)	Desarrollada (m)	Total (m)
401	L	108	16,00	6,00	0,25		6,25	675,00
402	O	558	10,00	0,25	0,25	0,075	1,15	641,70
403	U	1116	10,00	0,25	0,075	0,075	0,40	446,40

TIPOS DE CORTE



CUADRO DE RESUMEN

Ø	Longitud	Peso	Peso Total
mm	Total (m)	(Kg/m)	(Kg)
16	675,00	1,578	1065,15
10	1088,10	0,617	671,36
Σ Total			1736,51

Volúmen de Hormigón en Columnas	5,00	m3
---------------------------------	------	----

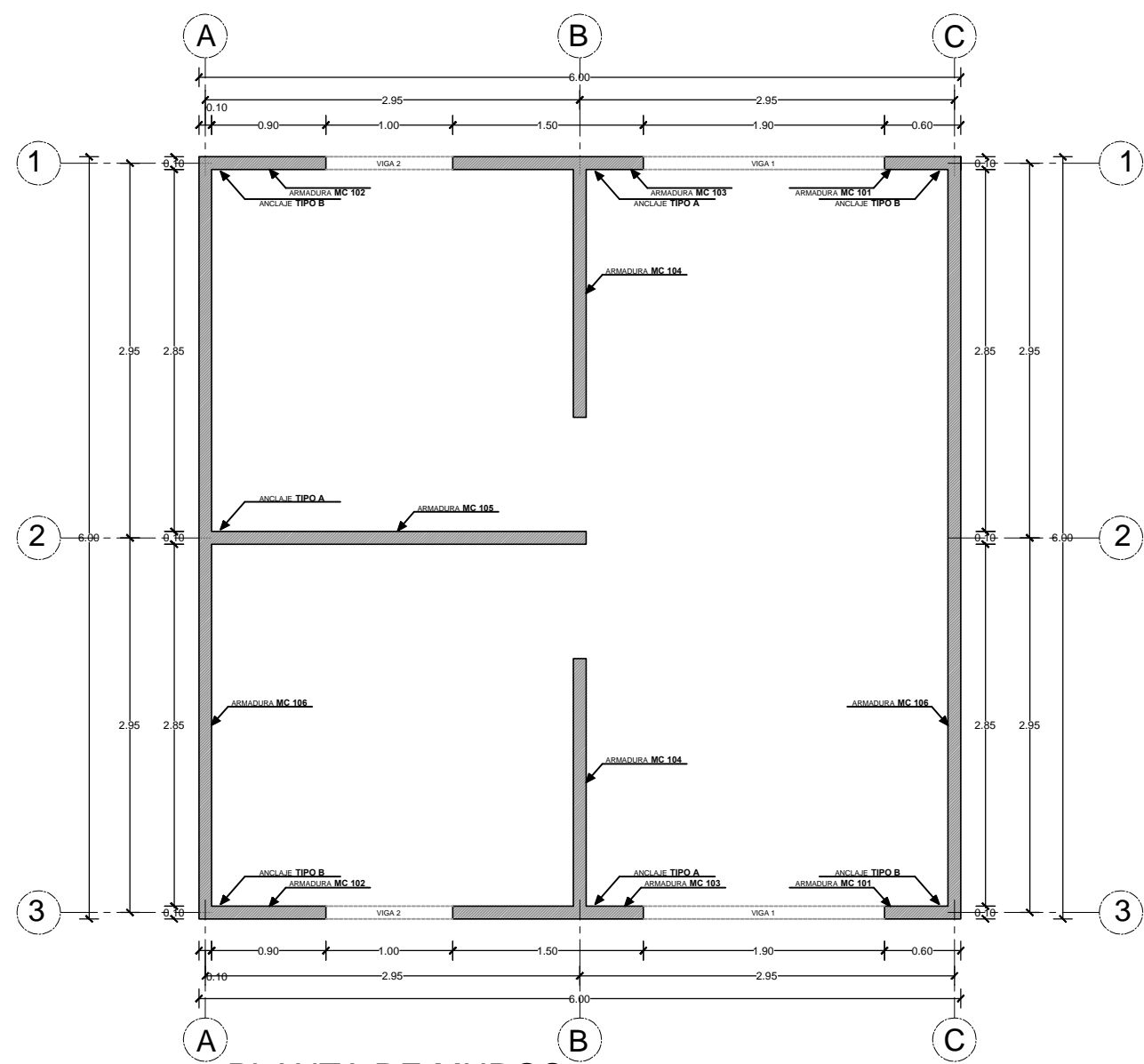
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

TÍTULO DE LA DISERTACIÓN
Diseño de estructuras para viviendas de hasta 2 Pisos aplicando la Norma Nec 11 y la Norma Asce 7 en la Ciudad de Quito

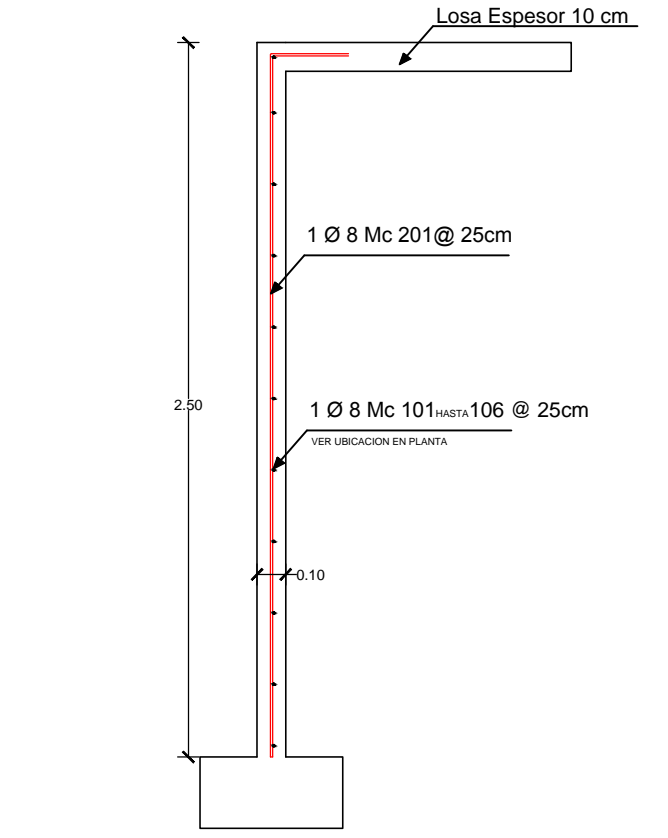
INTEGRANTES: José Miguel Parrales Clavijo Claudia Prehn Garcés	ESCALA: Indicada
	FECHA: 2014

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS: Hormigón f'c = 210 Kg/cm2 Acero en Varillas fy = 4200 Kg/cm2
RECUBRIMIENTOS: Columnas 4 cm Vigas 2.5 cm
CÓDIGO: A.C.1 - 318S-08

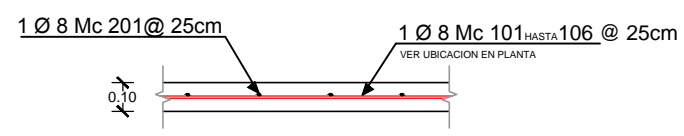
CONTENIDO: Plano de Columnas	LÁMINA: 2/2
---------------------------------	-----------------------



PLANTA DE MUROS
ESC 1/50



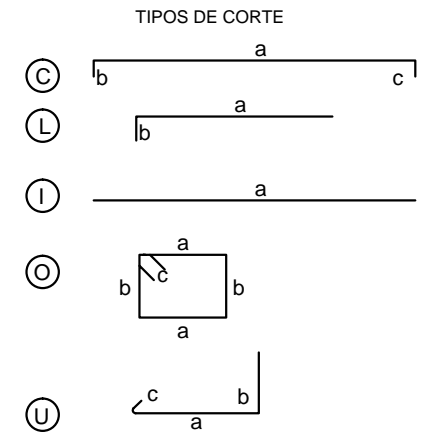
CORTE TIPO
ESC 1/25



PLANTA TIPO
ESC 1/25

CUADRO DE VARILLAS										
ELEMENTO: MURO										
Mc	Tipo	No	Dimensiones			Longitud				
			mm	a	b	c	Desarrollada	Total		
101	G	22	8	0,50	0,50	0,075	1,075	23,65		
102	G	22	8	0,90	0,50	0,075	1,475	32,45		
103	U	22	8	1,40	0,08	0,075	1,550	34,1		
104	G	22	8	1,95	0,50	0,075	2,525	55,55		
105	G	11	8	2,95	0,50	0,075	3,525	38,775		
106	U	22	8	5,90	0,08	0,075	6,050	133,1		
201	L	102,00	8,00	2,45	0,50		2,95	300,9		

CUADRO DE VARILLAS										
ELEMENTO: VIGAS										
Mc	Tipo	No	Dimensiones			Longitud				
			mm	a	b	c	Desarrollada	Total		
401	C	16	8,00	1,40	0,15	0,15	1,70	27,20		
402	C	16	8,00	2,30	0,15	0,15	2,60	41,60		
420	O	116	8,00	0,05	0,45	0,08	1,15	133,40		



CUADRO DE RESUMEN			
Ø	Longitud	Peso	Peso Total
mm	Total (m)	(Kg/m)	(Kg)
8	820,73	0,395	324,19
Σ Total			324,19

Volúmen de Hormigón 5,20 m3

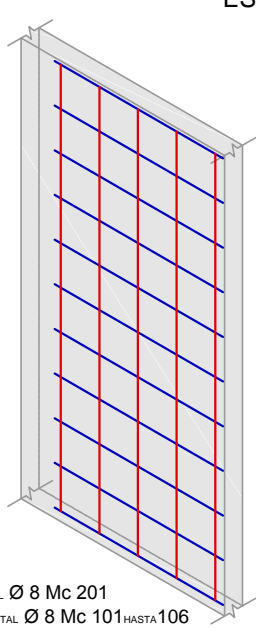
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

TÍTULO DE LA DISERTACIÓN
Diseño de estructuras para viviendas de hasta 2 Pisos aplicando la Norma Nec 11 y la Norma Asce 7 en la Ciudad de Quito

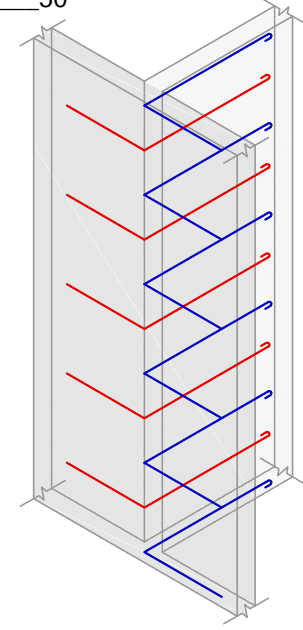
INTEGRANTES: José Miguel Parrales Clavijo, Claudia Prehn Garcés
ESCALA: Indicada
FECHA: 2014

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
Hormigón f'c = 210 Kg/cm2
Acero en Varillas fy = 4200 Kg/cm2
RECUBRIMIENTOS: Columnas 4 cm, Vigas 2.5 cm
CÓDIGO: A.C.1 - 318S-08 Y ASCE 7

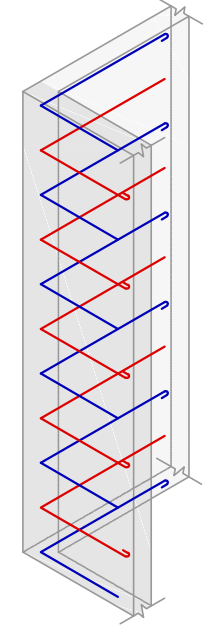
CONTENIDO: Plano de Muros
LÁMINA: 2/2



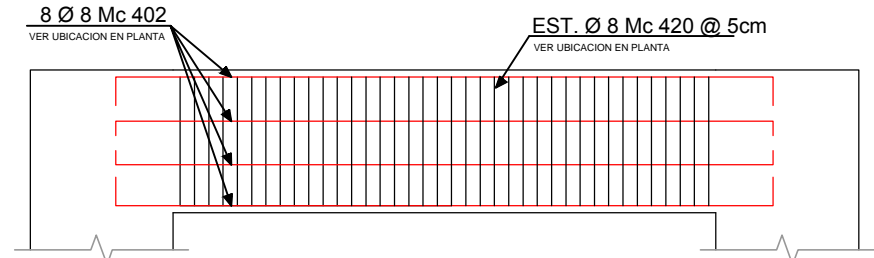
ARMADURA TIPO
ESC 1/50



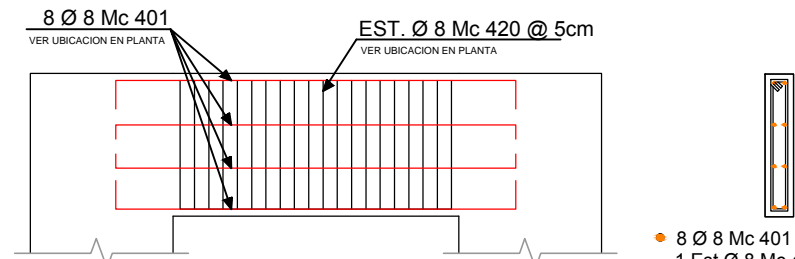
ANCLAJE TIPO A
ESC 1/50



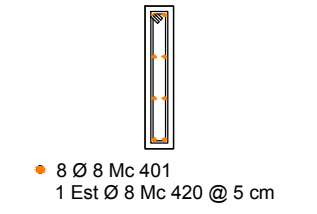
ANCLAJE TIPO B
ESC 1/50



VIGA TIPO 1
ESC 1/25



VIGA TIPO 2
ESC 1/25



SECCION VIGA
ESC 1/25

● VERTICAL Ø 8 Mc 201
● HORIZONTAL Ø 8 Mc 101 hasta 106