

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO DE VIVIENDAS DE
DOS PLANTAS RESISTENTES A SISMOS DE ALTA
INTENSIDAD”**

PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL

Presentado por:
JORGE OSWALDO GUEVARA MENDOZA
JOHNNY GORKY VÁSCONEZ ARELLANO

GUAYAQUIL - ECUADOR

AÑO – 2016

AGRADECIMIENTO

Agradezco en primero lugar a Dios que me dio la oportunidad de vivir para poder cumplir con esta meta.

A mi madre Ximena Arellano y a mis hermanas Angélica, Gabriela, que en su momento han sabido formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores, ellas y mis demás hermanas son el motivo de mis esfuerzos para cumplir una de mis primeras metas.

A mi abuelita Sara Álvarez que con sus palabras me motivaban a llegar a ser un profesional y ella pudiera presenciarlo.

Johnny Gorky Vásquez Arellano

AGRADECIMIENTO

Agradezco principalmente a Dios y le doy gracias, porque me ha permitido culminar esta etapa de mi vida.

Agradezco la confianza que me brindan mis padres, apoyándome en el transcurso de mi vida, que junto a mi hermana nos demuestran su amor, corrigiendo nuestras faltas y celebrando nuestros triunfos.

Agradezco a todos mis compañeros de estudio, que en el transcurso de nuestra carrera universitaria compartimos muchas experiencias.

Agradezco la enseñanza que todos los profesores me impartieron durante toda mi vida estudiantil, gracias por brindar un poco de su tiempo y conocimiento ayudando a formar jóvenes de bien.

Jorge Oswaldo Guevara Mendoza

DEDICATORIA

A Dios, a mi madre y hermanas con mucho amor y cariño, y familia en general que han sido la base fundamental durante todo el camino que he recorrido para llegar a este momento.

Johnny Gorky Vásquez Arellano

DEDICATORIA

Principalmente a Dios dedico este trabajo, el que me ha dado fortaleza para continuar cuando he estado a punto de caer, y me ha permitido llegar hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

A mis queridos padres quienes me apoyaron todo el tiempo, tanto moral como económicamente y por ser ellos con humildad y sencillez mi mejor ejemplo.

A mi familia en general, ya que me han brindado su apoyo incondicional y por compartir conmigo buenos y malos momentos.

A todos mis amigos, que durante el transcurso de mi vida me han enseñado muchas cosas que me han permitido crecer como buen ser humano.

Jorge Oswaldo Guevara Mendoza

TRIBUNAL DE EVALUACIÓN

Ing. Miguel Chávez M., M.Sc. Ph.D
DIRECTOR DE PROYECTO

Ing. Alby Aguilar P., M.Sc.
COORDINADORA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de este Trabajo de Titulación, nos corresponde exclusivamente, y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”

(Reglamento de Graduación de la ESPOL)

Johnny Gorky Vásquez Arellano

Jorge Oswaldo Guevara Mendoza

RESUMEN

La presencia de los fenómenos naturales nos permite observar lo deficiente que son las construcciones en la actualidad, ya sea por mala práctica constructiva o por alguna otra razón. Por desgracia estas actividades han provocado cuantiosas pérdidas de vidas y pérdidas económicas.

El propósito de este proyecto es presentar alternativas de viviendas de dos plantas que sean seguras ante actividades sísmicas de gran magnitud, estando al alcance económico para las personas de bajo recursos económicos. Son evaluados desde el punto de vista ambiental, económico, funcional, y en la facilidad y tiempo de construcción de las mismas.

Las alternativas presentes se basan en construcciones realizadas con materiales de mampostería con características sísmica, cumpliendo las normas correspondientes para edificaciones sismo resistentes. Los diseños arquitectónicos que presenta el documento son de viviendas convencionales con capacidad para una familia promedio.

INDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO	II
AGRADECIMIENTO	III
DEDICATORIA	IV
DEDICATORIA	V
TRIBUNAL DE EVALUACIÓN	VI
DECLARACIÓN EXPRESA	VII
RESUMEN.....	VIII
CAPÍTULO 1.....	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Problemática	2
1.3. Justificación	4
1.4. Objetivos.....	5
1.4.1. Objetivo general	5
1.4.2. Objetivos específicos.....	6
CAPÍTULO 2.....	7
2. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	7
2.1. Sismicidad en Ecuador.....	7
2.2. Ubicación geográfica.....	13
2.3. Geología de la zona (Editar).....	15
CAPÍTULO 3.....	18
3. ALTERNATIVAS DE DISEÑOS.....	18
3.1. Presentación de alternativas	18
3.1.1. Alternativa 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente.....	18
3.1.2. Alternativa 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido	18
3.1.3. Alternativa 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento	19
3.2. Ventajas de las alternativas de vivienda.....	19
3.2.1. Alternativa 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente.....	19
3.2.2. Alternativa 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido	21
3.2.3. Alternativa 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento	23
3.3. Desventajas o restricciones de las alternativas de vivienda	25
3.3.1. Alternativa 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente.....	25
3.3.2. Alternativa 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido	27
3.3.3. Alternativa 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento	27
3.4. Análisis de selección de alternativa de vivienda	29
CAPÍTULO 4.....	30
4. CARACTERÍSTICAS Y ESPECIFICACIONES LAS ALTERNATIVAS DE VIVIENDAS.....	30
4.1. Elementos constituyentes de las alternativas de viviendas	34

4.1.1. Alternativa 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente.....	35
4.1.2. Alternativa 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido	37
4.1.3. Alternativa 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento	51
CAPÍTULO 5.....	67
5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LAS ALTERNATIVAS DE VIVIENDA	67
5.1. Cargas y combinaciones de cargas.....	68
5.2. Parámetros sísmicos.....	70
5.3. Modelo y análisis de las alternativas de vivienda	76
5.3.1. Alternativa 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente.....	79
5.3.2. Alternativa 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido	98
5.3.3. Alternativa 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento ...	107
CAPÍTULO 6.....	116
6. IMPLEMENTACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	116
6.1. Alternativa 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente	116
6.1.1. Cimentación	116
6.1.2. Colocación de los bloques.....	117
6.1.3. Detalles constructivos.....	120
6.2. Alternativa 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido.....	123
6.2.1. Cimentación	124
6.2.2. Instalación de la superestructura	125
6.3. Alternativa: 3 Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento.....	130
6.3.1. Cimentación	131
6.3.2. Instalación de la superestructura	132
6.3.3. Detalles Constructivos	134
CAPÍTULO 7.....	137
7. ANÁLISIS DE IMPACTO AMBIENTAL	137
7.1. Objetivo:.....	137
7.2. Introducción	138
7.3. Metodología	138
7.3.1. Matriz cualitativa de valoración de impacto ambiental (VIA)	142
7.4. Análisis del impacto ambiental del proyecto en estudio	145
CAPÍTULO 8.....	153
8. ANÁLISIS DE PRESUPUESTO REFERENCIAL.....	153
CAPÍTULO 9.....	155
9. ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LAS ALTERNATIVAS DE DISEÑO	155
9.1. Análisis comparativo entre las alternativas expuestas.....	155
9.1.1. Comportamiento estructural.....	155
9.1.2. Complejidad constructiva	156
9.1.3. Costo de obra	157
9.1.4. Impacto ambiental	158
9.2. Selección de alternativa	159
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	160

Conclusiones	160
Recomendaciones	161
BIBLIOGRAFÍA.....	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ANEXOS	
ANEXO 1: MEMORIA DE CÁLCULO (CÁLCULO GENERAL)	
ANEXO 2: MEMORIA DE CÁLCULO (ALTERNATIVA 1)	
ANEXO 3: MEMORIA DE CÁLCULO (ALTERNATIVA 2)	
ANEXO 4: MEMORIA DE CÁLCULO (ALTERNATIVA 3)	
ANEXO 5: (TABLAS)	
ANEXO 6: (PLANOS)	

ABREVIATURAS

ACI	: American Concrete Institute
ASTM	: American Society of Testing Materials
DICTUC	: Dirección de investigación científicas y tecnológicas de la Pontificia Universidad Católica de Chile
IDIEM	: Desarrollo de Innovación de Estructuras y Materiales
NEC	: Norma Ecuatoriana de la Construcción
NCh	: Norma chilena

SIMBOLOGÍA

A_e	: Área efectiva de la sección
A_{mv}	: Área efectiva para determinar esfuerzos cortantes
A_s	: Área del refuerzo a tracción equilibrado por la compresión en la mampostería
A_{se}	: Área efectiva del refuerzo a tracción
A_{s1}	: Área del refuerzo a tracción equilibrado por la compresión en la mampostería
A_{s2}	: Área del refuerzo a tracción equilibrado por el refuerzo de compresión
A_T	: Área tributaria.
A_v	: Área de refuerzo horizontal que resiste cortante
b	: Ancho efectivo para flexión (diseño de muro)
C	: coeficiente de respuesta sísmica.
C_s	: Coeficiente de respuesta sísmica reducido.
D	: Carga muerta o permanente distribuida.
d	: Distancia del borde extremo sometido compresión a la fuerza resultante a tensión.
d'	: Distancia desde el centroide del refuerzo en compresión flexión hasta la fibra extrema en compresión
d_1	: Distancia entre ejes paralelos
d_2	: Distancia entre ejes paralelos
E_s	: Módulo de elasticidad del acero de refuerzo
E_m	: Módulo de elasticidad de la mampostería
F_a	: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
F_d	: Desplazamiento para diseño en roca.
f_r	: Módulo de ruptura de la mampostería
F_s	: Comportamiento no lineal de los suelos.
f'_m	: resistencia a compresión de la mampostería
f_y	: Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
φ	: Factor de reducción de resistencia
φ_E	: Coeficiente de configuración estructural en elevación.
φ_p	: Coeficiente de configuración estructural en planta.
h_{eq}	: Altura equivalente.
h_{rec}	: Altura de recubrimiento
I	: Momento de inercia. (Anexo 1, cálculo de losa)
I	: Factor de importancia, según categoría de edificios.
L	: Sobrecarga o carga viva distribuida.
L_0	: Sobrecarga distribuida sin reducir.
L_r	: Sobrecarga reducida.
K_{LL}	: Factor de sobrecarga según el elemento de soporte.
M_n	: Momento nominal resistente
M_{cr}	: Momento de agrietamiento que viene dado por la ecuación.
M_u	: Momento mayorado solicitado de diseño
$M_{u,máx}$: Momento mayorado solicitado de diseño máximo
η	: Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
P_n	: Resistencia nominal a carga axial

P_u	: Fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre el muro
R	: Factor de reducción de resistencia sísmica.
R_e	: Coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.
R_1	: Factor de reducción para carga viva o sobre carga.
R_2	: Factor de reducción para carga viva o sobre carga.
r	: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.
ρ_n	: Cuantía del refuerzo que contribuye a resistir la fuerza cortante.
S	: Separación del refuerzo de corte medida a lo largo del eje vertical del muro
S_a	: Aceleración espectral en fracción de la gravedad.
t	: espesor efectivo para evaluar efecto de pandeo (diseño de muro)
T_0	: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
T_c	: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
V_n	: Fuerza cortante resistente nominal del muro.
V_m	: Resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por la mampostería
V_s	: Resistencia nominal por fuerza cortante contribuida por el refuerzo a cortante
V_u	: Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro.
W_u	: Carga de resistencia última o mayorada.
Z	: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Con las experiencias vividas ante los desastres ocasionados por movimientos telúricos y la vulnerabilidad de los suelos en ciertos sectores, se han venido desarrollando investigaciones para las construcciones de viviendas resistentes a sismos de grandes magnitudes. Con el fin de salvaguardar la vida de los seres que habitan en las viviendas, después de los terremotos de Chile y Haití, Ecuador creó la NEC (Norma ecuatoriana de construcción), planteando normas y especificaciones técnicas que toman en consideración estos eventos sísmicos.

Hermel Flores, Presidente de la Cámara de la Industria de la Construcción, menciona.

Es el comportamiento adecuado de los materiales y las estructuras ante un movimiento sísmico. Los edificios deben de ser capaces de deformarse en ese movimiento sin llegar a colapsar. Que logren disipar la energía que produce el sismo sin destruirse.

Existen organizaciones que se encargan de la investigación de nuevos sistemas de construcciones de viviendas, sistemas con características sismo resistentes y además que sean estas económicas. En la universidad de los Andes, Mérida, Venezuela, se desarrollan diseños de sistemas de construcción a base de tierra. Uno de estos sistemas desarrollados en las investigaciones fue construido con bloques de suelo cemento machihembrado, empleando bambú como refuerzo del muro, otro sistema desarrollado es el de paneles de estructuras metálicas con alma de poliestireno de alta densidad empleados para la construcción de los muros, escaleras, y cubiertas o losas para las viviendas, siendo este último sistema muy resistente ante los esfuerzos sísmicos.

Con el fin de brindar seguridad ante estos eventos sísmicos, el proyecto presentará alternativas para el diseño de viviendas resistentes a sismos de alta intensidad, considerando que sea accesible también para las personas de escasos recursos. Se realizarán comparaciones entre ellas tanto en el aspecto económico, funcional, ambiental, y en la facilidad y tiempo de construcción de las mismas.

1.2. Problemática

Pese a que en el Ecuador existen normas de construcción en la que las viviendas puedan resistir esfuerzos sísmicos, existen personas irresponsables

que no toman consideraciones de las mismas, construyendo así viviendas poco resistentes, poniendo en peligro la vida de los futuros habitantes de dichas viviendas.

En muchos casos los proyectos son presentados ante el municipio para la obtención del permiso, en la mayoría de los municipios exigen la intervención de un ingeniero estructural luego de un determinado número de pisos, pero esto queda hasta ahí, es decir, que luego de que se otorga el permiso, las construcciones son dirigidas por maestros de obras mas no por ingenieros como es lo debido. La falta de la presencia de una persona capacitada para la construcción pone en riesgo la misma, ya que por distintos motivos no se siguen las especificaciones técnicas. Los motivos por las que suelen ocurrir la mayoría de los colapsos de las viviendas ante eventos sísmicos suelen ser:

- En algunos casos se construyen edificaciones con más niveles de pisos, en el lugar de la cantidad de niveles para el que fue diseñado, añadiéndole así una carga adicional a la estructura pudiendo llegar ésta a colapsar ante la presencia de esfuerzos sísmicos.
- Realizar métodos constructivos inadecuados que ponen en peligro la integridad de la edificación; como dejar expuestas varillas de hierro a la intemperie para en un futuro construir un nivel adicional, esta exposición

pudiendo ser a la lluvia o humedad del ambiente, a la sal como lo es en el caso de las zonas costeras, deteriorará significativamente a las varillas, incidiendo también un daño en el hormigón; o el reemplazo de los materiales, como lo es en el caso de algunas construcciones de la provincia de Manabí, en estas viviendas se utilizó arena de playa, con la presencia de la sal en la arena la estructura va siendo afectada con el paso del tiempo llegando a ser vulnerable; y se tienen entre otras muchas otras malas prácticas constructivas que ponen en riesgo la seguridad de la edificación.

Por motivo de estas actividades irresponsables por parte de los que llevan a cabo el proyecto constructivo se han perdido vidas ante la presencia de sismos, además de las pérdidas económicas.

1.3. Justificación

Hasta la actualidad se han venido presentando desastres ocasionados por las actividades sísmicas, ocasionando pérdida de vidas. Con el antecedente mencionado sobre los efectos que han ocasionado estos eventos sísmicos, es necesario la implementación de nuevas metodologías constructivas con el fin de mitigar estos sucesos tan penosos. Por estas razones, el propósito de este estudio es para brindar alternativas de construcción de viviendas resistentes a sismos de grandes magnitudes, con el

fin de prevenir pérdidas tanto de vida como económicas, o minimizar esto en lo mayor posible.

Se pretende proponer alternativas de viviendas con métodos constructivos de fácil manejo y de un costo relativamente bajo, ya que el costo que implica la construcción de las viviendas es uno de los motivos por lo que las personas optan por improvisar en este proceso, obteniendo así una construcción antitécnica e insegura ante la presencia de sismos. El bajo costo de las viviendas permitirá que exista mayor accesibilidad a personas de bajos recursos económicos, obteniendo así un lugar más seguro para habitar.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Proyectar alternativas de diseños de viviendas resistentes a sismos de alta intensidad, con complejidad moderada de métodos constructivos, y que sea de fácil adquisición por personas de bajos recursos.

1.4.2. Objetivos específicos

- Desarrollar sistemas constructivos que se apeguen a los lineamientos básicos de las normativas de edificaciones sismo-resistentes vigentes.
- Estimular la producción de soluciones constructivas innovadoras para sistema estructural sismo-resistente.
- Cotejar los sistemas de diseños en el aspecto; económico, funcional, ambiental, y en la facilidad y tiempo de construcción.

CAPÍTULO 2

2. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1. Sismicidad en Ecuador

Un sismo es un movimiento del terreno ocasionado por los desplazamientos de las placas tectónicas y la liberación de energía en el curso de una reorganización brusca de los materiales de la corteza terrestre.

El Ecuador se encuentra localizado en el cinturón de fuego del pacífico, una de las zonas que registra la mayoría de las actividades sísmica del planeta, y en la que se encuentran numerosos volcanes, algunos de ellos aún activos. El margen ecuatoriano es un límite convergente caracterizado por la subducción de la Placa Nazca bajo el Bloque Norandino. La placa Nazca en su proceso de subducción, porta consigo la cordillera asísmica de Carnegie, que es un alto batimétrico que influencia la geodinámica de la zona (Sandro, Marc, Nicole, & Bernard, 2005). A causa de estas características del sector, el ecuador ha presenciado sismos de grandes magnitudes que ocasionaron numerosas víctimas y cuantiosas pérdidas materiales.

En todas las regiones del país se presentan actividades sísmicas, en unas en mayores magnitudes que otras, entre los principales sismos de mayor magnitud mencionamos al ocurrido en Esmeraldas (1905 y el último que se dio el 19 de abril del 2016), Riobamba (1797) y el ocasionado por el reventador (1987) (Singaicho, 2009). A causa de estos grandes terremotos el Ecuador ha empezado a adoptar la cultura sísmica en el campo de la construcción.

La norma ecuatoriana de la construcción ha clasificado al país en lo referente al peligro sísmico en seis secciones, la Tabla 16 de la sección 10.2 presenta los valores del factor Z para cada población, los cuales representan el nivel de peligro sísmico del lugar.

En la **Figura 2.1** se ilustra las secciones de peligros sísmicos del país, en esta se puede observar que la zona de mayor peligro sísmico es la zona costera, por lo que esta zona ha sido considerada para fin de proyecto.

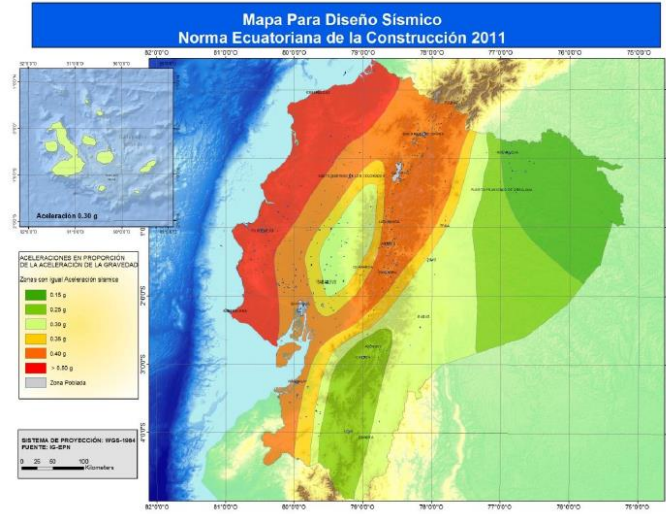


Figura 2.1 Mapa de zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el factor de zona de Z
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En la **Tabla 2.1** se muestran los eventos sísmicos considerados destructivos para las edificaciones.

Tabla 2.1 Terremotos ocurridos en Ecuador con intensidades Mayores o iguales a 8 MSK.

N° Evento	Año	Epicentro		M	Provincia	Int. Máx.
		Latitud	Longitud			
1	1587	0.00	-78.40	6.3	Pichincha	8
2	1645	-1.68	-78.55	7.0	Chimborazo	9
3	1574	-1.70	-78.80	6.3	Bolívar	8
4	1687	-1.10	-78.30	6.3	Tungurahua	8
5	1698	-1.45	-78.30	7.7	Tungurahua	9
6	1736	-0.80	-78.80	6.3	Pichincha	8
7	1749	-4.00	-79.20	6.3	Loja	8
8	1755	-0.21	-78.48	6.3	Pichincha	8
9	1757	-1.00	-78.60	7.0	Cotopaxi	8
10	1786	-1.65	-78.70	6.3	Chimborazo	8
11	1797	-1.43	-78.55	8.3	Chimborazo	11
12	1859	0.20	-78.50	6.3	Pichincha	8
13	1868	0.30	-78.20	7.0	Imbabura	9
14	1868	0.60	-78.00	6.3	Carchi	8
15	1896	-0.50	-80.45	7.0	Manabí	9
16	1906	1.00	-81.30	8.1	Esmeraldas	8
17	1911	-1.70	-78.70		Chimborazo	8
18	1913	-3.80	-79.40	6.3	Loja	8
19	1914	-0.50	-78.50	7.0	Pichincha	8
20	1923	-0.50	-78.50	6.3	Pichincha	8
21	1926	0.80	-77.90	6.5	Carchi	8
22	1929	-0.40	-78.55	6.3	Pichincha	8
23	1938	-0.30	-78.40	6.3	Pichincha	8
24	1942	0.01	-80.12	7.7	Manabí	9
25	1949	-1.25	-78.37	6.7	Tungurahua	10
26	1953	-3.40	-80.60	7.3	Loja	8
27	1958	1.22	-79.37	7.3	Esmeraldas	8
28	1961	-2.20	-78.90	6.1	Chimborazo	8
29	1964	-0.84	-80.29	5.7	Manabí	8
30	1970	-3.79	-80.66	6.3	Loja	8
31	1976	0.85	-79.63	6.0	Esmeraldas	8
32	1987	-0.09	-77.81	6.4	Napo	9
33	1995	-2.81	-77.95	6.9	Morona Santiago	8
34	1996	-1.05	-78.71	5.7	Cotopaxi	8
35	1998	-0.55	-80.53	6.2	Manabí	8

Fuente: (Singaicho, 2009)

Las zonas de interés para la aplicación de este proyecto, son aquellas zonas que poseen mayores intensidades sísmicas, en la que sobre salen los sectores de la Costa y sierra. Según el informe sísmico del instituto geofísico de la Escuela Politécnica del Litoral y la **Figura 2.1** que muestra las secciones de peligros sísmicos, entre las provincias con mayor intensidad sísmica están; Manabí, Esmeraldas, Tungurahua, Chimborazo e Imbabura.

Entre las provincias mencionadas, algunas tienen como fuente de ingreso actividades turísticas, por lo que posee grandes números de habitantes, sobre todo en temporadas de playas para la zona costera y de fiestas tradicionales en provincias de la sierra, es por esto que se pretenden implementar construcciones sismoresistentes, con el fin de salvaguardar la vida de los habitantes y turistas ante la presencia de sismos severos.



Figura 2.2 Fiesta tradicional de la asadura de Guejar Sierra
Fuente: (GuejarSierra.es)



Figura 2.3 Playa de Esmeraldas como zona turística
Fuente: (ecuadorbeaches.org)

Para diseño del proyecto se ha considerado la provincia de Manabí como referencia, considerando que este está dentro de las zonas sísmicas con mayor incidencia ante eventos sísmicos. Manabí es el tercer país más poblado del Ecuador (Celia, 2010), alguno de ellos atraídos por la biodiversidad de sus paisajes en atraídos. La **Figura 2.4** muestra la ilustración poblacional de la provincia de Manabí.



Figura 2.4 Mapa ilustrativo de la población de la Provincia de Manabí
Fuente: (Guerrero, s.f.)

2.2. Ubicación geográfica

La provincia de Manabí, en el cual se basará el proyecto para el diseño de las alternativas de viviendas, se encuentra en la zona costera al noroeste del Ecuador, localizado en las coordenadas $00^{\circ}55'35''$ de latitud sur y $83^{\circ}43'02''$ de longitud Oeste, su extensión territorial es de 18,878 Km² y está delimitada al norte por la provincia de Esmeraldas. Al sur por la provincia del Guayas. Al este por las provincias; Guayas, Los Ríos y Pichincha, y al oeste por el Océano Pacífico.



Figura 2.5 Ubicación geográfica de la Provincia de Manabí
Fuente: (Google.es)

El sector en el que se encuentra localizado la provincia de Manabí es uno de los más poblados en el Ecuador. La **Tabla 2.2** muestra algunos datos relevantes de esta provincia, estos datos demuestran la importancia de implementar nuevos sistemas estructurales que sean más resistentes ante

eventos extraordinarios como lo es un sismo, ya que además de ser un sector muy poblado, el índice de crecimiento es muy significativo.

Tabla 2.2 Datos principales de la provincia de Manabí

Descripción	Cantidad
Superficie	18'893.7 Km ²
Población total	1'186.125 Hab.
Población urbana	651.491 Hab.
Población rural	534.634 Hab.
Densidad de población	62.7 Hab/Km ²
Crecimiento demográfico	1.27%
Cantones	22
Juntas parroquiales	53

Fuente: (Guerrero, s.f.)

La ubicación geográfica de la provincia de Manabí además de proveerle ingresos mediante el turismo, le provee también de una elevada actividad pesquera, llegando Manta a ser el motor de la industria pesquera del Ecuador. A este puerto llegan cientos de cruceros con fines turísticos.



Figura 2.6 Puerto de Manta
Fuente: (El Costanero, 2012)

2.3. Geología de la zona (Editar)

La zona costera de estudio se ubica sobre terrenos cuyas elevaciones fluctúan entre los 200 y 600 m de altura, el sector está constituida en más de un noventa por ciento por rocas sedimentarias poco consolidadas y con una estratificación indefinida.

La geología del suelo cuenta con las siguientes formaciones:

- Formación Piñón: Diabasas, basaltos y doleritas
- Formación cayo: Lutitas y sedimentos de aporte volcánico
- Formación San Eduardo: Calizas arrecifales
- Formación cerro: Areniscas y microbrechas
- Formación Tosagua: Lutitas
- Formación Charapotó: Lutitas tobáceas y capas delgadas de areniscas
- Formación Onzole: Lutitas y limonitas laminadas
- Formación Borbón: Areniscas de grano medio, conglomeráticas
- Coluviales: Mezclas eterogéneas de bloques, boleos y gravas de rocas ígneas y sedimentaria de matriz arcillosa
- Terrazas aluviales: Arcillas, limos. Arenas arcillosas y gravas sueltas.
- Depósitos aluviales recientes

Siendo los principales tipos de rocas que se encuentran en la provincia las lutitas, lutitas arcillosas, limonitas tobáceas y areniscas pobremente cementadas (María A. , 2015).

Según la geología del lugar y la **Tabla 2.3** y

Tabla 2.4, le resistencia del suelo está entre una roca moderadamente resistente y moderadamente blanda predominando esta última.

Tabla 2.3 Parámetros asociados a la resistencia de las rocas

Tabla 4.11 - Parámetros asociados a la resistencia de las rocas. (Modificado de Waltham, 1994).

Roca	Densidad Seca t/m ³	Porosidad %	UCS media MPa	UCS satura da MPa	Módulo de Elastici- dad GPa	Resisten- cia a la tracción MPa	Resistencia al cizalle ^a MPa	Ángulo de fricción φ°
Granito	2.7	1	200		75	15	35	55
Basalto	2.9	2	250		90	15	40	50
Grauwaca	2.6	3	100	100	60	15	30	45
Arenisca (Cb)*	2.2	12	70	50	30	5	15	45
Arenisca (Tr)**	1.9	25	20	10	4	1	4	40
Caliza (Cb)*	2.6	3	100	90	60	10	30	35
Caliza (Jr)***	2.3	15	25	15	15	2	5	35
Limolita (Cb)	2.3	10	40	20	10	1		30
Lutita (Cb)	2.3	15	20	5	2	0.5		25
Carbón	1.4	10	30		10	2		
Yeso	2.2	5	25		20	1		30
Sal	2.1	5	12		5			
Mármol	2.6	1	100		60	10	32	35
Gneiss	2.7	1	150		45	10	30	30
Esquisto	2.7	3	60		20	2		25
Pizarra	2.7	1	90		30	10		25

*Cb=carbonífera **Tr=trásica ***Jr=jurásica
^a Resistencia al cizalle directo, no confinado.

Fuente: (Waltham, 1994)

Tabla 2.4 descripción y estimación de la resistencia de la roca en terreno

Descripción roca	UCS(Mpa)	Características
Roca muy resistente	>200	Rebote del martillo
Roca resistente	100-200	Se rompe con un golpe firme de martillo
Roca moderadamente resistente	50-100	Se marca con el martillo
Roca moderadamente blanda	10-50	No se rompe con la mano
Roca blanda	1.5-10	Se rompe con un elemento punzante
Roca muy blanda	0.6-1.5	Se rompe con la mano
Suelo muy firme	0.3-0.6	Se marca con la uña

Fuente: (Waltham, 1994)

CAPÍTULO 3

3. ALTERNATIVAS DE DISEÑOS

3.1. Presentación de alternativas

3.1.1. **Alternativa 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente**

Estos tipos de viviendas están conformada por muros construidos con piezas huecas reforzados interiormente en el sentido vertical y en las juntas de mortero en el sentido horizontal con barras de acero de alta resistencia o reforzados con mallas electrosoldadas ahogada en mortero cubriendo en su totalidad a la mampostería así como a los elemento de confinamiento.

3.1.2. **Alternativa 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido**

Es un sistema constructivo para viviendas a base de paneles estructurales, constituido por una estructura tridimensional de acero de alta resistencia con alma de poliestireno expandido, este es ahogado en mortero de espesor variable dependiendo de la edificación. Este sistema fue desarrollado por primera vez en el año 1977 en California, Estados Unidos.

3.1.3. Alternativa 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento

La vivienda está constituida por paredes de material ferrocemento, este es una variación del hormigón armado, constituido por mallas de alambres continuas de pequeño calibre los cuales están unidos a poca distancia, y ocasionalmente barras de acero de armazón. La malla puede ser hecha de metal u otro material que resulte adecuado, impregnadas con mortero a base de arena fina y cemento Portland, formando láminas delgadas y presentando un mayor refuerzo de acero con respecto al concreto armado. Un material que ha mostrado ser apropiado para la construcción de viviendas de bajo costo es el ferrocemento (Bedoya, 2005). Los costos de este material son relativamente bajos en comparación con los materiales tradicionales usados en la construcción.

3.2. Ventajas de las alternativas de vivienda

3.2.1. Alternativa 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente

- Constructivas: El proceso constructivo, al emplear mano de obra calificada y una modulación perfecta en el diseño arquitectónico de la vivienda, proporciona una reducción

en el tiempo y eficiencia en la construcción de los muros, con la consecuente disminución de costos por menos actividades, equipos y mano de obra.

- Las conducciones eléctricas y sanitarias se pueden colocar dentro de las celdas verticales de los muros elaborados con bloques.
- Debido a que el sistema es reforzado interiormente, es decir el refuerzo se coloca dentro de las celdas de los bloques de mampostería, por lo que se elimina la utilización de formaleta y obra falsa de la estructura.
- Disminución de desperdicios de material de construcción al momento de levantar los muros y seguir con los acabados, dependiendo de la modulación de las unidades de mampostería.
- Acústicas y Térmicas: La construcción de mampostería reforzada interiormente posee características físicas que proporciona al sistema un buen aislamiento térmico y acústico.
- Estructurales: Los elementos de la fachada pueden ser portantes, brindando la doble función estructural y arquitectónica.

3.2.2. Alternativa 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido

El sistema presenta excelentes cualidades entre las que están:

- Constructivas: La metodología de construcción no necesita de un personal muy capacitado, la trabajabilidad o manipulación de los elementos constructivos y de los materiales de construcción no es nada compleja.
- Estructurales: El hormigón es proyectado o colocado mediante chicoteo manual en todos los paneles de un nivel de piso dándole a la estructura un mejor comportamiento monolítico.
- Sísmica: Una vez construida la vivienda los muros tendrán un comportamiento tipo cajón, estos sistemas presentan las características de un muro de carga las cuales son transmitidas a la cimentación, si son bien construidos estos sistemas distribuyen muy bien las cargas verticales y horizontales en toda su dimensión. Este tipo de sistema fue diseñado con el fin de reducir el peso de las viviendas y a su vez darle la resistencia necesaria para soportar las fuerzas laterales sísmicas inducidas.

- Acústicas y térmicas: El panel de poliestireno expandido en la cavidad interior del muro hace que este tenga una excelente propiedad térmica y acústica obteniendo así en el interior de la vivienda un lugar acogedor ante temperaturas extremas que posiblemente se den en el exterior y tranquilo para habitar.

Otra de las ventajas es que las tuberías de las instalaciones pueden ser colocadas sin que se vea afectado la funcionalidad del muro estructural, ya que este va incrustado en el interior del panel de poliestireno el cual es reducido con aire caliente o soplete.

El tiempo de construcción y el costo son menores que el sistema constructivo tradicional, en cuanto al costo puede llegar hasta un 25% menor.

En cuanto a lo ambiental el panel es muy amigable ya que el poliestireno expandido es reciclable, las construcciones realizadas con este sistema de paneles producen desperdicios mínimos, estos pueden ser reciclados en la misma planta de producción. El empleo de encofrado no es necesario para viviendas de una planta y mínimo para más de una.

Actualmente el sector de la construcción es responsable del consumo de 40% de la energía producida a nivel mundial. Además, el 25% de los residuos en el mundo corresponden a la construcción. (PANELDOM.com, 2015)

3.2.3. Alternativa 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento

Ventajas a nivel constructivo

En lo referente a ferrocemento como sistema constructivo se tienen varias ventajas, entre las principales se encuentran las siguientes (Ortiz, 2006; Bermúdez y Hernández, 2015):

- Sus partes y piezas pueden ser livianas y fáciles de transportar.
- Larga vida útil, con mínimo mantenimiento.
- Permite la utilización de sistemas mixtos (el ferrocemento puede ser usado con otros materiales, como por ejemplo: madera, metalcon, etc.).
- Permite distintos tipos de terminaciones y texturas tanto interiores como exteriores.
- Permite mediante la conformación de los paneles de muros, que todas las instalaciones queden en su interior.
- Permite la prefabricación y la industrialización por medios avanzados.
- Mayor resistencia al impacto, debido a su gran flexibilidad.

- Resiste el agrietamiento, lo que aumenta su impermeabilidad y detiene la corrosión.
- Mayor facilidad de construcción y reparación. Por la simplicidad de los procesos constructivos no requiere personal especializado. Las partes dañadas se sustituyen con mortero que al fraguar regenera las características del elemento a reparar.
- Mayor facilidad de construcción y reparación. Por la simplicidad de los procesos constructivos no requiere personal especializado. Las partes dañadas se sustituyen con mortero que al fraguar regenera las características del elemento a reparar.
- Presenta excelentes condiciones de habitabilidad y confort, considerando su buen aislamiento térmico, acústico, al fuego, a la abrasión e infiltración.

Ventajas comportamiento sísmico

- Estructuras con elevado amortiguamiento interno.
- Estructuras con gran reserva de energía que permiten su recuperación estructural aún después de estar sometidas a acciones severas.
- Estructuras en general de períodos de vibración bajos con poca influencia de los efectos secundarios.

- Su bajo período de vibración posibilita estructuras con buen comportamiento emocional de las personas.
- Aunque el peso específico del ferrocemento es similar al del hormigón, no representa un agravante por pequeño espesor de sus elementos.
- Resistencia a la tracción superior a la del hormigón armado.

3.3. Desventajas o restricciones de las alternativas de vivienda

3.3.1. Alternativa 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente

En la sección 3.1.4 de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE_VIVIENDA, 2015) delimita que para viviendas de mampostería no confinada y no reforzada está limitada a una planta, esto obliga al uso de elementos de confinamiento estructural siendo esta el sistema de construcción tradicional, y si a esta le agregamos ya sea el refuerzo interno horizontal y vertical o el recubrimiento con malla electrosoldada estaríamos incrementando el costo de la edificación.

Aun siendo debidamente reforzados, puede presentar agrietamiento diagonal sin desprenderse, producto por las fuerzas laterales sísmicas.

No es conveniente su combinación con otros sistemas estructurales flexibles porque es el comportamiento combinado bajo sismos obliga a tener precauciones de alto costo (A. 2012, 12, 2016)

El empleo de este sistema constructivo está limitado por la complejidad en la metodología constructiva, la cantidad de obrero importante mediamente calificado y la falta de control de calidad, para que se lleve a cabo un correcto proceso constructivo como el colocado del refuerzo y llenado de los huecos con mortero de las piezas es necesario una supervisión más elaborada y detallada (María P. s., s.f.), lo cual es sumamente importante ya que lo que se está construyendo es un elemento estructural.

En la **Figura 3.1** se puede ver que es importante la traba entre las columnas de hormigón y la mampostería. Esta solución es costosa, muy rígida y no tiene la ventaja de la ductilidad (flexibilidad).

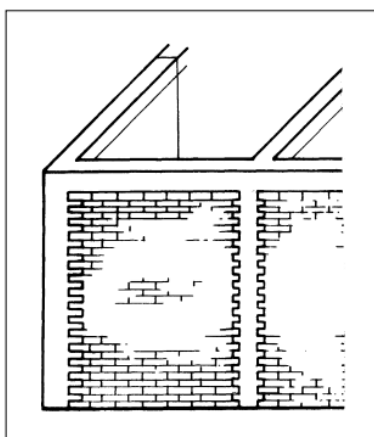


Figura 3.1 Estructura de hormigón armado con relleno de mampostería

Fuente: (Minke, 2005)

3.3.2. Alternativa 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido

Para viviendas de dos pisos y si la losa está construida también por los paneles estructurales, estos deben estar dispuesta continuamente en dirección vertical y de la misma longitud en lo mayor posible, ya que en caso de no serlo este dejaría de comportarse como muro portante.

La norma sugiere que se debe evitar las adiciones o modificaciones ya que estos se verían afectados estructuralmente, en caso de querer hacerlo se tendría que rediseñar o justificar técnicamente por un profesional estructural.

Limitaciones a viviendas de dos planas, para viviendas de más plantas se deberá realizar modificaciones en el sistema estructural mediante cálculo, pero esto variaría el sistema descrito en este proyecto, ya que requería de elementos estructurales adicionales que no están compuesto por el panel estructural con alma de poliestireno expandido.

3.3.3. Alternativa 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento

Desventajas a nivel constructivo

Así mismo se debe mencionar las principales desventajas del ferrocemento a nivel constructivo, presentadas en el Libro Embarcaciones de Ferrocemento del Ing. Fernández Bell, Ing. Rodríguez Rodríguez, Ing. Silva Walker, Ing. Infante Ferrer, y Silva Rodríguez (Ing. Fernández, 1988):

- El ferrocemento es un material más pesado que el acero.
- Es menos resistente a las cargas de impacto si lo enfrentamos al acero y a la madera.
- La mezcla de hormigón y la colocación de las mallas debe ser monitoreada por mano de obra calificada ya que errores en estos procesos disminuyen la calidad de los paneles (CECAT, 2010).

Desventajas comportamiento sísmico

- Concentración de armaduras en las uniones con tendencia a disminuir la resistencia del mortero.
- Se obtienen estructuras en las que es difícil lograr altos niveles de ductilidad.
- Modelación matemática poco fiable para un análisis sísmico elasto-plástico de un edificio real.

- Necesidad de disponer de cinturones sismo resistentes a nivel de los pisos, para proporcionar una resistencia y rigidez adecuada a los entresijos y cubiertas de los edificios.
- Cuando las obras habitacionales son de más de dos niveles, se requiere la colocación de pernos entre los paneles, para garantizar de una forma mecánica, el trabajo en conjunto de los paneles.

3.4. Análisis de selección de alternativa de vivienda

La selección de la alternativa será realizada luego de comparar los resultados del análisis estructural de cada una de las alternativas de vivienda.

CAPÍTULO 4

4. Características y especificaciones las alternativas de viviendas

Para fin del estudio del proyecto se considerará un modelo de vivienda típico para la alternativa propuesta, con capacidad para una familia promedio (4-5 personas), contando con los espacios necesarios para el buen vivir de la familia a ocupar la vivienda.

Según las características que presenta la edificación, se aplicarán los requerimientos mínimos de la norma NEC-SE-VI (seguridad estructural de la vivienda de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m), orientado a viviendas construidas a base de muros portantes con alma de poliestireno.

Datos de la alternativa de vivienda:

- Área de construcción de 39 m² en la implantación
- Área total de construcción de 78m².
- C.O.S. (coeficiente de ocupación del suelo) de 76.5%.
- C.U.S. (coeficiente de utilización del suelo) de 159.2%..

La **Figura 4.1** y **Figura 4.2** presenta la distribución de los espacios de la vivienda, constituyendo los siguientes espacios:

- Sala
- Comedor
- Cocina
- Baño de visita
- Tres habitaciones (una habitación máster) con baño compartido

Los espacios están pensados para una circulación sin conflictos dentro de la vivienda.

Se establece simetría en ambos ejes para una mayor facilidad en la organización de la estructura soportante de acero.

Las fachadas frontal y posterior serán construidas en aluminio y vidrio, siendo ligeras, las cuales permitirán el ingreso de la luz natural.

ESTRUCTURA DE VIVIENDA DE 39m² (6X6.5)
MURO ESTRUCTURAL CON ALMA DE POLIESTIRENO
DOS PLANTAS CON CUBIERTA LIVIANA

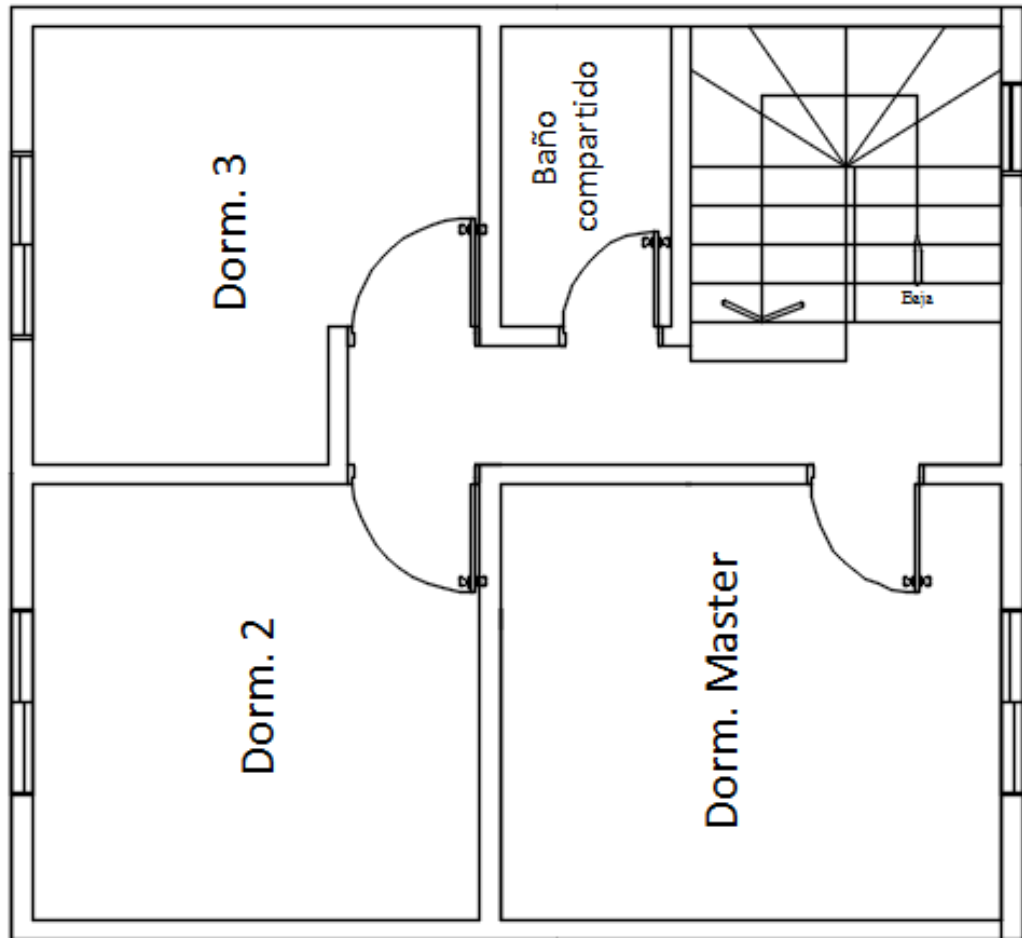


Figura 4.1 Planta alta de vivienda
Fuente: (Autores, 2016)

ESTRUCTURA DE VIVIENDA DE 39m² (6X6.5)
MURO ESTRUCTURAL CON ALMA DE POLIESTIRENO
DOS PLANTAS CON CUBIERTA LIVIANA

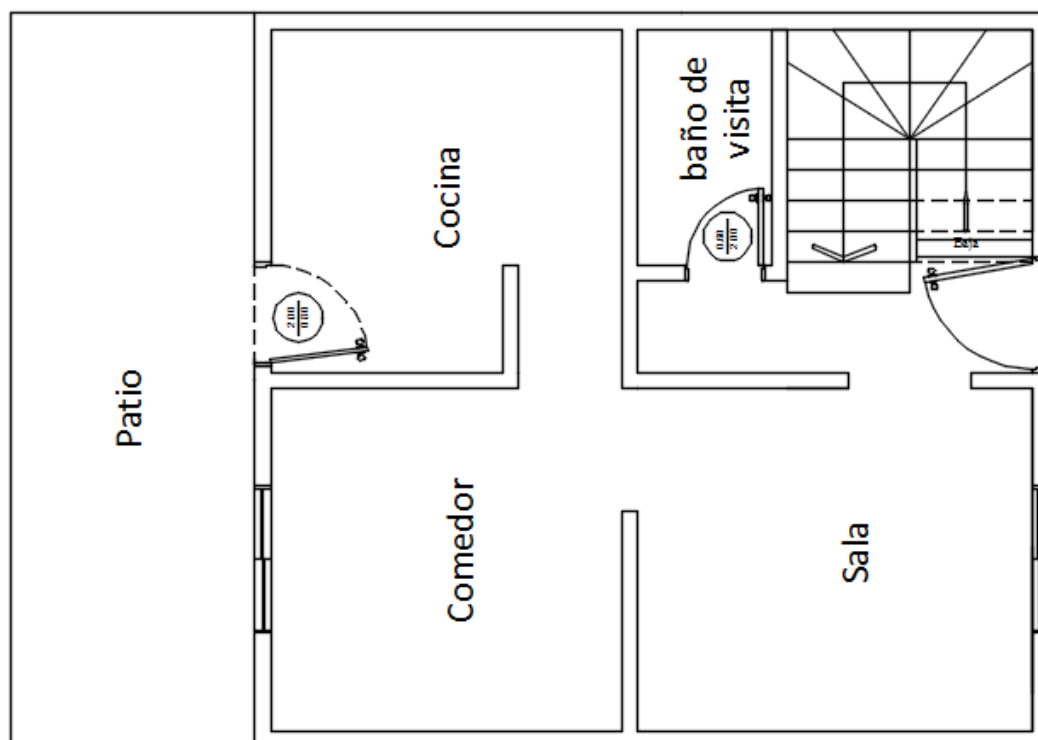


Figura 4.2 Planta baja de vivienda
Fuente: (Autores, 2016)

4.1. Elementos constituyentes de las alternativas de viviendas

En general la norma ecuatoriana de la construcción exige que los materiales de construcción cumplan con los siguientes requisitos:

- Resistencias mecánicas acordes con el uso que recibirán.
- Estabilidad química (resistencia a agentes agresivos).
- Estabilidad física (dimensional).
- Seguridad para su manejo y utilización.
- Protección de la higiene y salud de obreros y usuarios.
- No conspirar contra el ambiente.
- Aislamiento térmico y acústico (colaborar en el ahorro de energía).
- Estabilidad y protección en caso de incendio (resistencia al fuego).
- Comodidad de uso, estética y economía.

Los materiales de construcción deben ser evaluados y verificados por organismos competentes estos son, el Reglamento Técnico Ecuatoriano (RTE INEN) y la Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN) que se encuentren vigentes.

4.1.1. Alternativa 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente

Los elementos empleados en los muros portantes son los siguientes:

- Piezas de hormigón (o bloques de hormigón)
- Cal
- Mortero de pega
- Mortero de relleno
- Acero de refuerzo

Piezas de hormigón

Bloques de hormigón de resistencia 120 Kgf/cm²,

Cal

El uso de cal en construcciones de mampostería estructural debe satisfacer los requisitos indicados, para cal viva la norma NTE INEN 0248, para Cal hidratada NTE INEN 0247 (ASTM C207).

Mortero de pega

Mortero cuyas características deben ser de buena plasticidad, consistencia, retención de agua mínima para la hidratación del cemento. Además, proporcionar una buena adherencia con los bloques de mampostería para desarrollar su acción cementante. Cumpliendo con la norma NTE INEN 0247 (ASTM C207)

Mortero de relleno

Mortero que debe tener buena consistencia y suficiente fluidez para penetrar en las celdas de los bloques sin segregación. Cumpliendo con la norma ASTM C476.

Acero de refuerzo

Los refuerzos que se empleen en los diferentes tipos de mampostería estructural debe estar embebido en concreto, mortero de relleno o mortero de pega, cumpliendo los requisitos mínimos de recubrimiento mínimo, anclaje, adherencia y separación mínima y máxima con respecto a las unidades de mampostería y a otros refuerzos, es decir debe cumplir las especificaciones de la NEC-SE-MP.

4.1.2. Alternativa 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido

La vivienda está constituida en su totalidad por el panel estructural de poliestireno expandido, entre las empresas fabricantes de este tipo de panel se ha considera a la empresa COVINTEC como referencia para especificaciones de los elementos, el panel ha sido sometido a ensayos certificados por la universidad de Chile menciona más adelante, el panel además de ser aplicado para la construcción de los muros portantes, puede también ser utilizada para la construcción de los detalles estéticos, como parte de los mesones, e incluso darle forma a elementos no estructurales que sean con fin estético.

Los elementos empleados en los muros portantes son los siguientes:

- Paneles de estructura metálica con alma de poliestireno expandido.
- Accesorios de refuerzo del panel
- Mortero
- Acero de refuerzo

Panel estructural

Las dimensiones del panel son de 1.22X2.44m, está constituido por una estructura tridimensional de alambre galvanizado de 2.03mm de diámetro electrosoldado en cada punto de contacto.

La estructura de acero galvanizado consta de una armadura vertical de configuración tipo cerchas Warren ubicadas cada 5cm, unidas por alambres horizontales de las mismas características soldados en cada punto de contacto.

En el interior de la armadura se incorpora el alma de poliestireno expandido, estos son tiras verticales ubicadas entre las armaduras verticales perfectamente ajustadas, la densidad del poliestireno expandido es de 10Kg/m³. La retícula de alambre está 9.5mm separada del poliestireno, lo cual permitirá un correcto amarre del mortero aplicado en cada cara del panel.

Luego del estucado del panel, este genera un muro sólido para el fin destinado.

(Ver lámina 08 en Anexo 6)

Descripción de ensayos realizados al panel estructural

Los muros portantes deben ser sometidos a varios ensayos con el fin de demostrar que son lo suficientemente resistente para soportar las cargas que le serán impuestas durante su funcionamiento para el fin destinado. Deben resistir las condiciones a las que probablemente serán expuestas como: altas temperaturas, cargas verticales, cargas horizontales en caso de sismos, esfuerzos flexión, transmitancia térmica y capacidad de aislamiento acústico.

Cabe recalcar que los ensayos realizados se basan en normas chilenas, estas normas fueron creadas a partir de normas estándares internacionales de las cuales también están basadas las normas ecuatorianas.

Los ensayos realizados por una de las empresas que fabrican paneles estructurales con las características mencionadas haciendo referencia a la empresa COVINTEC, los ensayos fueron realizados en la universidad de Chile y certificados por el ministerio de viviendas y urbanismo, los resultados de los mismos serán brevemente presentados a continuación.

Resistencia al fuego F-120 con el certificado de ensaye N° 923.17

El ensayo se basa en la norma Chilena NCh935/1. Of 97 de incendio en edificios.

Los criterios que aplica la norma son:

- Capacidad de soporte de carga
- Aislamiento térmico
- Estanqueidad
- Emisión de gases inflamables

En las normas que hace referencia el documento se mencionan las especificaciones con mayores detalles.

Se sigue el **procedimiento SII-PP-350**, es el procedimiento que debe seguir el ensayo para determinar la resistencia al fuego de elementos de construcción verticales (tabiques y muros).

El ensayo consiste en exponer una de las caras del panel al calor de un horno de modo de aplicarle un temperatura según la curva normalizada tiempo – temperatura señalada en la norma chilena, en NCh 935/1 of 97, regida por la **ec.(1)** del presente documento.

Durante el ensayo se registra la temperatura del horno, la temperatura de la cara no expuesta y todas las observaciones de acuerdo al comportamiento de la probeta en término de los criterios de resistencia al fuego señalados en la norma mencionada con anterioridad.

Resultados del ensayo:

- EL panel fue sometido a sobrecarga mecánica de 120 Kg. Por metro lineal, y mantuvo su estabilidad mecánica hasta el final del ensayo.
- La temperatura puntual máxima admisible de 195°C en la cara no expuesta al fuego se dio a los 131 minutos de inicio del ensayo. En ese instante la temperatura promedio era de 150°C.
- El elemento se mantuvo estanco a las llamas hasta el final del ensayo.
- El panel no emitió gases inflamables durante todo el ensayo.
- El ensayo se dio por terminado a los 131 minutos.

De acuerdo a la clasificación de resistencia al fuego mencionado en el Anexo A de la norma NCh935/1, el panel es de la **clase F120** indicando una excelente resistencia al fuego.

Aislación acústica con el certificado de ensaye N° 196.019

EL ensayo fue realizado bajo las normas Chilena (NCH 2785 2003), para las gamas de frecuencias comprendidas entre 125 y 4000Hz, los cuales representa a los sonidos más comunes.

La

Tabla 4.1 presenta la clasificación de los ambientes sonoros según la norma Chilena NCH 352 basada en la norma ISO140:

Tabla 4.1 Clasificación de los ambientes sonoros

AMBIENTE	NIVEL
Muy tranquilo	30 dB o menos
Tranquilo	30 – 40 dB
Moderadamente tranquilo	40 – 50 dB
Ruidoso	50 – 60 dB
Muy ruidoso	60 – 70 dB
Insoportable	70 – 80 dB
Inadmisible	Más de 80 dB

Fuente: (COVINTEC, 2014)

Resultados:

La probeta que fue sometida a ensayo tiene las dimensiones de 1.62m de ancho por 1.42m de alto con un espesor de 110mm.

La probeta que fue ensayada presenta una aislación acústica de 40db(A) y una clase de transmisión sonora equivalente CTS de 40(db) determinada gráficamente según norma ASTM E 413-73.

Según la

Tabla 4.1 y con el correcto proceso de construcción de la edificación se tendría un lugar entre tranquilo y moderadamente tranquilo para habitar.

Transmitancia térmica con el certificado de ensaye N° 197.134

Para el ensayo se utilizó una probeta de 2.2m de ancho por 2.2m de alto. El ensayo se rigió bajo la norma NCH851 "Aislación térmica – Determinación de coeficientes de transmisión térmica por método de la cámara térmica".

Tabla 4.2 condiciones de ensayo de Transmitancia térmica correspondiente al C.E. N° 197.734

Temperatura promedio en el ambiente caliente	31,2°C
Temperatura promedio en el ambiente frío	1,5°C
Velocidad promedio del aire en el lado caliente	0,1 m/seg
Velocidad promedio del aire en el lado frío	0,3 m/seg
Potencia entregada	18,5 W
Área de ensayo	5,0 m ²
Área de medición	0,865 m ²

Fuente: (COVINTEC, 2014)

Resultado:

El valor de la Transmitancia térmica que se obtuvo del ensayo fue de 0.72 W/m²°C, un valor muy bajo considerando que el valor de Transmitancia máximos permitidos están entre 1.5W/m²°C y 3W/m²°C para las distintas zonas de la región.

Mortero para revestimiento del panel certificado de en ensayo N° 205.549

Las características que debe poseer la mezcla del mortero son; una retentividad superior a 70%, fluidez superior de 120% y alcanzar el esfuerzo de compresión deseado.

Para el proceso del ensayo se siguieron las siguientes normas:

- EL procedimiento de mezclado (NCH 158)
- Retentividad (ASTM C 91)
- Fluidez (ASTM 109)
- Flexotracción y compresión (NCH 158)

Resultado:

El ensayo dio como resultado que la dosificación óptima para alcanzar las características deseadas es de 1:0.25:4 para cemento, cal y arena respectivamente.

Compresión axial con el certificado de ensaye N° 233.819

Se basa en la norma Chilena NCH801 of 2003, la probeta ensayada constó de las dimensiones de 1.22m de ancho, 2.44 de alto, 11cm de carga de mortero y 330Kg de masa. El ensayo se realizó para muros con concreto de 7.2, 12.7 y 13.2 MPa.

Según se observa en la **Tabla 4.3** la deformación máxima para el muro con concreto de 7.2MPa ante la carga máxima de 122.3KN alcanzada fue de 1.3mm.

Tabla 4.3 Resultados de ensayo a la compresión excéntrica al panel

Muestra del panel (N°)	Pérdida de proporcionalidad ⁽¹⁾				Resistencia máxima			
	Carga aplicada (kN)	Carga normalizada ⁽²⁾ (kN/m)	Deflexión Central (mm)	Deformación axial (mm)	Carga aplicada (kN)	Carga normalizada ⁽²⁾ (kN/m)	Deflexión central (mm)	Deformación Axial (mm)
1	.. ⁽³⁾	.. ⁽³⁾	.. ⁽³⁾	.. ⁽³⁾	122.3	98.6	3.2	1.3
2	.. ⁽³⁾	.. ⁽³⁾	.. ⁽³⁾	.. ⁽³⁾	201.8	162.7	4.3	2.2
3	52.6	42.4	1.4	0.1	156.8	126.5	7.4	2.2

Fuente: (COVINTEC, 2014)

Impacto de cuerpo blando con el certificado de ensaye N°612412-01

El ensayo se basa en la norma NCH 804 2003, la probeta constó de las dimensiones de 1.22m de ancho, 2.44 de alto, 11cm de carga de mortero y 330Kg de masa. El ensayo se realizó para muros con concreto de 7.2, 12.7 y 13.2 MPa.

Los requisitos que rige la norma NCH806 “Arquitectura y Construcción. Paneles Prefabricados. Clasificación y Requisitos” son:

- Para energía de impacto de 120 Joule no presenta daño aparente.
- Para energía de 240 Joule el panel no se rompe.
- La deflexión residual en lo zona elástica no debe exceder el 30% la deflexión bajo el impacto (instantánea).

Los muros portantes recibieron la energía de impacto máxima de 390 Joule del ensayo sin mostrar daño a simple vista

Flexión con el certificado de ensaye N° 612412-02

El ensayo se basa en la norma NCH803 2003, la probeta constó de las dimensiones de 1.22m de ancho, 2.44m de alto, 11cm de carga de mortero y 330Kg de masa. El ensayo se realizó para muros con concreto de 7.2, 12.7 y 13.2MPa.

Según los resultados del ensayo, el panel no clasifica en cuanto a su comportamiento a la flexión de acuerdo a la norma NCH806 of 71, debido a que la carga de pérdida de proporcionalidad es menor al valor mínimo de 2.5Kn/m especificado en la norma.

La **Tabla 4.4** presenta las deflexiones máximas para los tres paneles, se puede observar que la deflexión máxima en el panel con resistencia de 7.2MPa fue de 46.8mm.

Tabla 4.4 Resultados de pérdida de proporcionalidad y deflexión máxima

Muestra del panel (N°)	Pérdida de proporcionalidad ⁽¹⁾			Resistencia máxima ⁽²⁾		
	Carga total aplicada (kN)	Carga normalizada ⁽²⁾ (kN/m)	Deflexión central (mm)	Carga total aplicada (kN)	Carga normalizada ⁽²⁾ (kN/m)	Deflexión central (mm)
1	2.8	2.3	1.3	15.8	12.9	46.8
2	2.8	2.3	1.4	16.6	13.6	52.8
3	2.7	2.2	0.8	15.9	13.1	42.8

Fuente: (COVINTEC, 2014)

Carga horizontal con el certificado de ensaye N° 612412-04

El ensayo se basa en la norma NCH803 2003, la probeta constó de las dimensiones de 1.22m de ancho, 2.44m de alto, 11cm de carga de mortero y 330Kg de masa. El ensayo se realizó para muros con concreto de 7.2, 12.7 y 13.2MPa.

Tabla 4.5 Resultaos de ensayo de carga horizontal al panel

Muestra del Panel (N°)	Pérdida de proporcionalidad ⁽²⁾			Resistencia máxima		
	Carga horizontal aplicada (kN)	Carga horizontal normalizada ⁽²⁾ (kN/m)	Deformación Horizontal (mm)	Carga horizontal aplicada (kN)	Carga horizontal normalizada ⁽²⁾ (kN/m)	Deformación horizontal (mm)
1	8.2	3.3	1.2	25.4	10.2	3.7
2	10.7	4.3	1.2	26.8	10.8	5.9
3	6.5	2.6	0.7	25.3	10.2	5.0

Fuente: (COVINTEC, 2014)

La falla del panel por efecto de la carga horizontal se debía al desprendimiento de las barras de anclaje por su falta de adherencia, es una falla típica en muros portantes.

Los resultados del panel clasifican al mismo, según la ordenanza general de urbanismo y construcción, en la categoría C, el cual permite construir viviendas de hasta 4 niveles con altura libre de piso a cielo menor o igual a 5m.

Flexión de losa con el certificado de ensaye N° 612412-05

La probeta consta de dos módulos, uno de 1.22m de ancho por 2.44m de alto y otro de 1.22m de ancho y 0.60m de largo, con estucos de 45 a 50mm de espesor, unido a través de dos trozos de malla galvanizado similares a las del panel estructural traslapándose y engrapándose 100mm a cada lado de este. El ensayo se realizó para muros con concreto de 4.8, 8.4 y 8.7MPa.

Tabla 4.6 Resultados del ensayo de flexión fuera del plano al panel

Muestra del panel (N°)	Pérdida de proporcionalidad ⁽¹⁾			Resistencia máxima ⁽²⁾		
	Carga total aplicada (kN)	Carga normalizada ⁽²⁾ (kN/m)	Deflexión central (mm)	Carga total aplicada (kN)	Carga normalizada ⁽²⁾ (kN/m)	Deflexión central (mm)
1	4.77	3.82	1.04	67.97	54.38	... ⁽⁴⁾
2	7.10	5.68	1.47	67.74	54.19	34.36
3	5.11	4.09	0.54	65.22	52.18	27.66

Fuente: (COVINTEC, 2014)

La falla del panel se debe a la rotura por flexión y corte (falla combinada) del revestimiento de hormigón y de mortero en la zona de unión de los módulos del panel (zona con discontinuidad en el armazón de alambre).

En la muestra N°1, la medición de la deflexión se interrumpe por falla antes de alcanzar la carga máxima.

Accesorios del panel estructural

El panel cuenta con tres accesorios adicionales:

- Malla esquinera: Esta malla es colocada en todos los vértices de la edificación tanto paredes como losa o losa de cubierta, para que el elemento trabaje como un solo cuerpo.
- Mallas de unión: Esta malla une a los muros y losas dispuestas longitudinalmente, para que el elemento trabaje como un solo cuerpo.
- Escalerillas (Armaduras verticales): Las escalerillas interviene en el momento de que el panel es cortado para variar su dimensión y colocado en el borde expuesto

Las dimensiones de las rejillas de los accesorios son los mismos que las del panel estructural.

(Ver lámina 09 en Anexo 6)

Mortero

Mortero de resistencia a la compresión de 70Kg/cm², debe poseer las características dispuestas en la sección 8.6.6. de la noma ecuatoriana de la

construcción (NEC-SE_VIVIENDA, 2015) y ser proyectada como menciona la misma.

El diseño, elaboración y vertido de hormigón de la capa de compresión en losa con alma de poliestireno debe regirse a la sección 8.6.7 de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-VIVIENDA, este hormigón puede ser preparado en obra o premezclado, cumpliendo que el agregado grueso sea menor a 15mm o lo especificado en planos estructurales.

Acero de refuerzo

El acero de refuerzo empleado para este sistema es el acero estructural tradicional con una resistencia de 4200Kg/cm².

Planos

Los planos que se presenta en esta sección son:

- Plano arquitectónico (general)
- Plano de disposición general de los tableros.

(Ver láminas 01 en Anexo 5)

4.1.3. Alternativa 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento

El constituyente principal de la vivienda es el panel de ferrocemento, dispuestos para que trabajen como un sistema de muros portantes tipo cajón.

Los elementos empleados en los muros portantes son los siguientes:

Panel estructural

Las dimensiones del panel son de 1.44X0.55m, cuyo espesor es de 2.5 cm con una densidad de 2337 kg/m³. Los demás detalles se encuentran en los anexos.

Descripción de ensayos realizados al panel estructural

Estos ensayos están basados en las últimas investigaciones efectuadas en Chile y se desarrollaron en las plantas de cemento que pertenecen a cementos Bío Bío, a cargo de las respectivas asesorías técnicas.

Autores:

- Víctor Carrasco. Ing. Const., Jefe Asesoría Técnica Cementos Bío Bío zona sur.
- Carlos Pineda., Ing. Civil, Jefe Asesoría Técnica Cementos Bío Bío zona centro.
- Vicente Zetola. Ing. Const., Jefe Asesoría Técnica Cementos Bío Bío zona norte.

Los ensayos fueron orientados por la Dirección de Investigaciones Científicas y Tecnológicas de la Pontificia Universidad Católica de Chile (DICTUC), y por la Investigación, Desarrollo e Innovación de Estructuras y Materiales (IDIEM).

Los ensayos son considerados para paneles estándar, doble panel, doble cámara de aire, con aislación en las dos caras interiores de los paneles que conforman el Muro.

Ensayo de propiedades no estructurales del ferrocemento

Ensayo de conductividad y transmitancia térmica.

Sistema constructivo, con dos paneles de Mortero de espesor de 2,5 a 3,0 cm cada uno, dos placas de poliestireno expandido de 20 Mm y dos cámaras de aire de 25 Mm cada una, el valor de transmitancia térmica del muro es de 0,88 W/m²k.

Ensayo de resistencia acústica

De acuerdo a ensayos realizados bajo norma ASTM 413-73 los paneles de ferrocemento con doble cámara y aislación, tienen un índice de reducción acústica de 39 dB (A).

Ensayo de resistencia al fuego

De acuerdo a ensayos realizados bajo norma NCh 435 Of 84, los paneles de ferrocemento con doble cámara y aislación, tienen una resistencia al fuego de F-60 (75 min).

En general en el siguiente cuadro se dan a conocer los resultados obtenidos en los laboratorios de materiales de la Universidad del Bío Bío e IDIEM Santiago.

Tabla 4.7 Resultados de ensayos en laboratorio de propiedades no estructurales del ferrocemento

Propiedades	Elementos	Norma	Resultado	Certificación
Densidad	Lámina 25 m/m		2337 kg/m ³	U. B. B. N° 00257
Conductividad Térmica	Lámina 25 m/m	NCh 850 Of. 83	0.32 (W/mk)	U. B. B. N° 00258
Transmitancia Térmica	Panel doble cámara de aire c/aislación poliestireno exp.	NCh 851 Of. 83	0,85 (W/m ² k)	U. B. B. N° 00259
Resistencia Acústica	Panel doble cámara de	ASTM E 413-73	39 dB (A)	IDIEM N° 215384

Propiedades	Elementos	Norma	Resultado	Certificación
	aire c/aislación			
Resistencia al Fuego	Panel doble cámara de aire c/aislación	NCh 435 Of. 84	F-60 (75 min.)	IDIEM N° 215384
Resistencia al Fuego	En losa y sobrelosa	NCh 435 Of. 84	F-90 (96 min.)	IDIEM N° 215389
Factor "G"	Vivienda	Norma U. B. B.	2.34 (W/m ³ k)	U. B. B. N° 00260
Permeabilidad al agua	Paneles	UNE 85-206	No se observa manchas de agua	U. B. B. N° 040/2002

Fuente: (Barrientos, 2007)

Ensayos de propiedades estructurales del ferrocemento

Ensayo de carga horizontal (corte) o carga cíclico

Los muros armados sometidos al ensayo de corte están conformados por seis paneles de ferrocemento, cuyos esfuerzos de corte fueron aplicados cíclicamente con amplitud máxima monotónicamente creciente, mediante un marco de carga de 100 ton de capacidad de carga vertical y 100 ton de carga horizontal. Este ensayo fue realizado mediante deformaciones horizontales controladas, comenzando desde 2mm hasta 47mm, por medio de un gato hidráulico dispuesto horizontalmente.



Figura 4.3: DICTUC. Ensayo de carga horizontal (corte)
Fuente: (Carrasco, 2010).

Los resultados obtenidos en los ensayos de corte cíclico se aprecian en la tabla:

Historia teórica de deformaciones (mm): 2 – 4 – 7 – 10 – 14 – 18 – 23 – 28 – 34 – 47

Tabla 4.8 Resultados de ensayos de corte cíclico

Carga axial máxima (ton)	Dirección en que ocurre	1ra Fisura Importante		Carga máxima		Desprendimiento de paneles	
		V1ra (ton)	δ 1ra (mm)	Vmax (ton)	δ max (mm)	Vdesp (ton)	δ desp (mm)
27.9	(+)	17.5	9.4	19.4	9.0	11.6	16.4
19.3	(-)	12.4	8.6	3.4	11.8	11.4	16.7
	Promedio	15.0	9.0	16.4	10.4	11.5	16.6
27.9	(-)	16.3	6.2	18.3	6.2	12.3	10
29.5	(+)	17.2	10.4	21.5	14.4	21.5	14.4
	Promedio	17.8	8.3	19.9	10.3	16.9	12.2
30.7	(-)	11.9	3.4	20.5	6.2	18.5	7.7
23.9	(-)	10.8	8.2	15.1	15.8	10.5	21.5
	Promedio	11.4	5.8	17.8	11.0	14.5	14.6

23.9	(-)	7.0	5.7	15.8	13.6	12.7	18.3
24.7	(-)	10.5	8.9	15.5	12.5	14.7	15.5
	Promedio	8.8	7.3	15.7	13.1	13.7	16.9

Fuente: (Carrasco et al., 2007).

Como conclusión de este ensayo los autores sugieren que la resistencia de diseño de los muros se estime como la carga mínima entre las cargas de la 1ra fisura diagonal importante, carga máxima y carga de desprendimiento de paneles afectada inicialmente por un factor de 2 considerando la situación en que los muros se comporten como un muro en voladizo (empotrado en la base y libre en el extremo superior) y posteriormente para un factor de seguridad mínimo recomendable para este caso de 2. La carga de diseño será:

$$V = \frac{\frac{\min(V_1, V_{max}, V_{desp})}{2}}{F.S.} \quad \text{con } F.S. \geq 2$$

Ensayo de carga vertical (compresión)

Los muros armados sometidos al ensayo de compresión están conformados por cuatro paneles de ferrocemento, cuyos esfuerzos de corte fueron aplicados mediante un marco de carga de 100 ton de capacidad de carga vertical. En este ensayo se realizaron al menos cinco ciclos de carga-descarga, permaneciendo la carga máxima por 5 min., y comenzando el nuevo ciclo 1 min después de haber finalizado la descarga.



Figura 4.4: DICTUC. Ensayo de carga vertical (compresión)
Fuente: (Carrasco, 2010).

Los resultados obtenidos en los ensayos de carga vertical se aprecian en la tabla:

Tabla 4.9 Resultados de ensayos de carga vertical

Carga axial máxima (ton)	Deformación máxima por compresión (mm)	Deformación máxima por pandeo (mm)	Modo de falla
56.03	1.13	1.15	No presenta
48.03	1.66	6.06	No presenta

Fuente: (Carrasco et al., 2007).

En la tabla se puede observar que todos los muros ensayados tuvieron un desempeño adecuado.

Como conclusión de este ensayo los autores sugieren que la resistencia de diseño de los muros se estime como la carga mínima entre los muros ensayados dividida por un factor de seguridad mínimo recomendable de 2. La carga de diseño será:

$$P_{diseño} = \frac{P_{min}}{F.S.} \quad \text{con } F.S. \geq 2$$

Ensayo de carga transversal (flexión)

El muro sometido al ensayo de flexión se encontraba apoyado en ambos extremos en su longitud menor ($L=116$ cm), soportando una carga 5 toneladas aplicada mediante un gato hidráulico. Los demás detalles se pueden observar en la figura donde se proyecta que el eje de la viga de madera se encontraba a $\frac{1}{4}$ de la luz libre del muro.

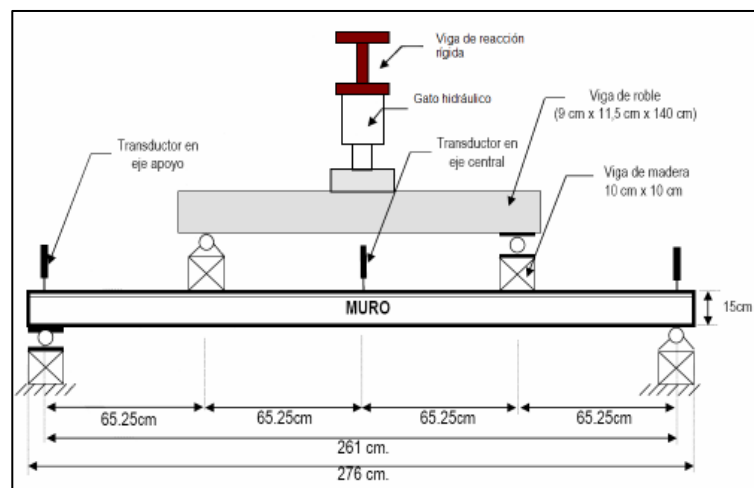


Figura 4.5: DUCTUC. Esquema de carga transversal
Fuente: (Carrasco et al., 2007).



Figura 4.6: DICTUC. Ensayo del panel, ensayo a flexión de losa
Fuente: (Carrasco, 2010)

Los resultados obtenidos en los ensayos de carga transversal se aprecian en la tabla:

Tabla 4.10 Resultados de ensayo de carga transversal

Modo de carga	Modo de falla	Carga máxima (ton)	Momento máximo (ton-m)	Corte máximo Vu (ton)
Vu en los 1/4 de la luz	Corte	4.60	1.50	2.30
Vu en los 1/4 de la luz	Corte	3.94	1.29	1.97
PROMEDIO		4.27	1.39	2.14

Fuente: (Carrasco et al., 2007).

Como conclusión en este ensayo los autores observaron que en todos los muros la falla fue por corte en la base de los muros, siendo el motivo debido a la discontinuidad entre cadena de fundación y paneles, ya que el único elemento resistente fueron las columnas laterales de confinamiento.

Ensayo de carga de impacto

Este ensayo consiste en golpear el panel con una masa normalizada (saco de arena de 27,2 kg) desde diferentes alturas. Cada impacto se produce en 15 cm y en cada uno se mide la deformación que se produce en el panel en la mitad de la altura de éste. El ensayo continúa hasta llegar a una altura de 120 cm o bien la rotura del panel.



Figura 4.7: DICTUC. Ensayo de carga de impacto
Fuente: (Carrasco, 2010).

Los resultados obtenidos en los ensayos de carga de impacto se aprecian en la tabla:

Tabla 4.11 Resultados de ensayos de carga de impacto

Impacto	Nivel de Servicio	Nivel de Resistencia	Nivel de Rotura
1/2 de la luz	Cumple	Cumple	Cumple

Fuente: (Carrasco et al., 2007).

$E = 40(J)$: Sin daño aparente.

E = 80 (J) : Sin daño aparente.

E = 120 (J) : (Nivel de servicio) sin daño aparente.

E = 160 (J) : 1ra fisura.

E = 200 (J) : Aumenta la fisuración.

E = 240 (J) : (Nivel de resistencia). Aumenta el espesor de las fisuras.

E = 280 (J) : Sin daño adicional aparente.

E = 320 (J): (Nivel de rotura). Sin daño adicional aparente.

Como conclusión en este ensayo los autores observaron, que los muros ensayados cumplen las exigencias de la norma NCh 804 of. 2003 en los tres niveles de daño.

En general en el siguiente cuadro se dan a conocer los resultados obtenidos en los laboratorios de materiales de la Universidad del Bío Bío e IDIEM Santiago.

Tabla 4.12 Resultados de ensayos en laboratorio de propiedades estructurales del ferrocemento

Ensayo	Normas		Norma DIN
	NCh	DIN	
Resistencia a la compresión	801 E of 70	53.421	*Tipo VI clase A *Grado 3 con carga de rotura superior a 8000 kg/ml con límite de proporcionalidad = a 4000 kg/ml

Ensayo	Normas		Norma DIN
	NCh	DIN	
Resistencia a la flexión	803 E of 70	53.423	*Carga rotura 500 kg/ml *Grado AT1 con rango entre 500 kg/ml y un límite de proporcionalidad mayor a 250 kg/ml
Resistencia al impacto	804 E of 2003		Mayor a 250 Joules
Resistencia al punzonamiento	805 E of 70		H30 es de 18 kg/cm ²
Resistencia a la adherencia			Mínimo 2 kg/cm ²
Resistencia a la flexión como losa	803 E of 70	53.423	Para un panel de 0.55 x 2.25 m con nervios mayores a 9 ton. de carga axial, sin deformación

Fuente: (Barrientos, 2007)

Durabilidad y Corrosión

Dado que el espesor de recubrimiento del ferrocemento es menor que en el hormigón, el agente corrosivo tiene más facilidad para llegar al acero y debilitarlo. También el área total de acero en el hormigón es menor que en el ferrocemento, entonces en el caso que exista corrosión los elementos de ferrocemento se ven más afectados que los de hormigón (Villegas, 2005).

Algunos factores que afectan la durabilidad y corrosión en los elementos son la localización de estos, la colocación del mortero, así como la compacidad (Villegas, 2005).

Como conclusión general de todos los ensayos expuestos desde un punto de vista estructural, los resultados de estos satisfacen los requerimientos y dan seguridad a la estructura en servicio.

Mortero

Es la mezcla homogénea compuesta de cemento, arena y agua, pudiendo eventualmente añadirse aditivos que mejoren o modifiquen algunas de sus propiedades originales, las mismas que están dadas por el tipo y la calidad de los materiales componentes y la proporción en que se prepara (UNATSABAR 2003).

Es importante mencionar que la densidad media del mortero que debe considerarse, depende de la cantidad de armadura reticulada utilizada, por ejemplo, si el elemento cuenta con una tela de mallas metálicas de celdas pequeñas, la densidad media se toma igual a 2300 kg/m³, con dos telas de mallas 2400 kg/m³ y para un mayor número de telas la densidad media se aumenta en 50 kg/m³ por cada tela de malla adicional (Fuentes, 2010).

Además, es necesario tener en cuenta dos importantes relaciones que son fundamentales para analizar la resistencia mecánica del mortero (Fuentes, 2010):

Relación árido/cemento: se recomienda entre 1, 1.5 y 2 pudiendo llegar a 2.5 - 3.0 en construcciones de poca importancia.

Relación agua/cemento: se recomienda entre 0.35 y 0.5 en peso dependiendo de la forma y de la técnica en que sea colocado. Si se coloca a mano la proporción necesaria puede llegar a ser mayor de 0.5.

La resistencia del mortero es inversamente proporcional a su relación agua/cemento, mientras la laborabilidad es directamente proporcional a la cantidad de agua usada (Fuentes, 2010).

Áridos para mortero de ferrocemento

El agregado normalmente a usar para la elaboración de mortero de alta calidad para estructuras de ferrocemento es la arena natural de tamaño máximo 5 mm, y que con relación a la composición granulométrica se utilizará arenas que pasan por la malla No. 4 y quedan retenidas en la malla No. 200. Además debe cumplir con la especificación establecida en la Norma ASTM C33-86 (Puche y Quintana, 2016), para arena media o normal, con módulos de finura entre 2,4 y 3,3 (Barrientos, 2004).

Agua

Para mezclar el mortero (preparación del mortero) se debe considerar la calidad del agua, ya que es de vital importancia para el ferrocemento endurecido resultante (curado del ferrocemento) (Bermúdez, Hernández, 2015).

El agua debe ser fresca, exenta de impurezas y turbiedad, libre de sustancias orgánicas, álcalis, aceites, cieno, lama, azúcar, cloruros, ácidos y otras soluciones que puedan ocasionar corrosión del refuerzo, deterioro de las propiedades del mortero y el manchado de las superficies expuestas (Bermúdez, Hernández, 2015). El agua de mar no debe ser utilizada para este proceso. Usualmente el agua destinada al uso público resulta satisfactoria (Wainshtok, 1998; Mesa et al., 1989; Paul y Pama, 1992).

Cemento

Debido a los pequeños espesores y al pequeño recubrimiento que poseen las armaduras, la calidad del cemento puede afectar en el comportamiento final del elemento. El cemento que se emplee en la elaboración del mortero para ferrocemento, debe cumplir con las normativas de calidad. En general la utilización de cemento tipo I o Portland, ha resultado en comportamientos satisfactorios.

Acero de refuerzo

La función principal del refuerzo es conformar la estructura del ferrocemento actuando como marco y soportar el peso del mortero sin fraguar, y después absorber los esfuerzos de tracción que el mortero por sí solo no sería capaz de soportar.

Los tipos de refuerzos se pueden clasificar en:

- Armadura difusa: Se constituye por telas de mallas galvanizadas o soldadas, cuyo diámetro varía entre 0.4 mm hasta 1.6 mm y sus separaciones entre alambres de la malla varían entre 0.32 cm hasta 5 cm (Briso y Castillo, 2010).

Las más utilizadas son la tela de malla hexagonal o de gallinero, la malla semiexagonal, la malla cuadrada entrelazada y la malla cuadrada soldada (Villegas, 2005).

- Armadura discreta: Está compuesta por alambres o barras de acero de pequeño diámetro generalmente entre 4 y 12 mm.

Se distingue dos tipos de armaduras discretas: la armadura de esqueleto constituida de barras de acero dulce de diámetros pequeños, las cuales son soldadas o amarradas entre sí, y la armadura suplementaria constituida generalmente por barras de acero estructural y trabaja en conjunto con las mallas de la armadura difusa (Villegas, 2005).

CAPÍTULO 5

5. Análisis estructural de las alternativas de vivienda

Para iniciar un diseño sísmoresistente, es importante tener en cuenta factores mencionados a continuación:

- Tener forma regular (en caso de no serlo, utilizar juntas constructivas)
- Bajo peso
- Mayor rigidez
- Buena estabilidad
- Suelo firme y buena cimentación
- Estructura apropiada
- Materiales competentes
- Calidad de la construcción
- Capacidad de disipar energía
- Fijación de acabados e instalaciones

La edificación a diseñar será proyectada para resistir las fuerzas sísmicas y verticales que se generan en él. Como lo ya expuesto con anterioridad, la

vivienda será diseñada basada en la implementación de muros portantes, constituidas con alma de poliestireno expandido.

Para el análisis estructural de las alternativas de diseño se empleó la norma ecuatoriana de la construcción para vivienda de dos niveles (NEC-SE-VIVIENDA) y diseño sismoresistente (NEC-SE-DS), el análisis sísmico se lo realizó mediante el método sísmico estático, también se empleó el código para construcciones de concreto estructural (ACI). Los cálculos realizados del proyecto se encuentran en el **Anexo 1**.

Para el análisis de los muros estructurales se ha empleado el software ETAB 2015, y para el análisis de la cimentación y losa se ha hecho uso del software SAFE 2014.

5.1. Cargas y combinaciones de cargas

Cargas

Para el análisis estructural se considerarán las siguientes cargas

- Cargas permanentes (o cargas muertas) **(NEC-SE_CG)**
- Carga sobrepuesta (o carga muerta) **(NEC-SE_CG)**
- Carga sísmica **(NEC-SE-DS)**

La NEC establece que para viviendas de dos plantas no es necesario revisar la acción de cargas accidentales, a excepción de la acción del viento sobre cubiertas flexibles, lo cual no aplica en las viviendas expuestas, por lo que no se aplicará en el análisis.

El Anexo 1 presenta el cálculo de reducción para carga viva

Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas dispuestas en la norma ecuatoriana de la construcción referente a las cargas no sísmicas a emplearse son las siguientes:

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L
- 1.2D+L
- 1.2D ± E + L
- 0.9D
- 0.9D ± E

5.2. Parámetros sísmicos

Para el análisis sísmico se han considerado los siguientes parámetros de acuerdo a las características de la vivienda expuestos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015):

- Factor $Z=0.5$
- Tipo de suelo C (SENPLADES, 2015)
- Coeficientes de perfil del suelo:
 - F_a : 1.18 (para $Z=0.5$ y tipo de suelo C)
 - F_d : 1.25 (para $Z=0.5$ y tipo de suelo C)
 - F_s : 1.45 (para $Z=0.5$ y tipo de suelo C)
- $\eta=1.80$, para provincias de la costa excepto Esmeraldas
- Factor $r=1$, para tipo de suelo C
- Factor $R=1.5$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)
- Factor $I=1.0$

Donde,

- Z : Es la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

- F_a : Es el coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
- F_d : Factor de amplificación del desplazamiento para diseño en roca.
- F_s : Factor que considera el comportamiento no lineal de los suelos.
- η : Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
- r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.
- R : Factor de reducción de resistencia sísmica
- I : Factor de importancia, según categoría de edificios.
- C_s : coeficiente de respuesta sísmica

El Anexo 1 presenta el cálculo del espectro elástico e inelástico para el análisis sísmico de la estructura.

La **Figura 2.1** presenta la gráfica de las 6 zonas sísmicas del Ecuador, caracterizadas por el factor de zona Z .

Tabla 5.1 valores de aceleración espectral elástico (S_a) e inelástico (C_s) para diversos periodos T (seg)

T (seg)	S_a (m/seg ²)	C_s (m/seg ²)
0.00	0.590	0.393
0.15	1.062	0.708

0.84	1.062	0.708
1.00	0.897	0.598
1.50	0.598	0.399
2.00	0.449	0.299
2.50	0.359	0.239
3.00	0.299	0.199
3.50	0.256	0.171
4.00	0.224	0.150
4.50	0.199	0.133
5.00	0.179	0.120
5.50	0.163	0.109
6.00	0.150	0.100
6.50	0.138	0.092
7.00	0.128	0.085
7.50	0.120	0.080
8.00	0.112	0.075
8.50	0.106	0.070
9.00	0.100	0.066
9.50	0.094	0.063
10.00	0.090	0.060

Fuente: (Autores)

La **Figura 5.1** Presenta los espectro elásticos e inelásticos de acuerdo a la zona sísmica seleccionada para el proyecto. Para el espectro inelástico se usó un valor $R= 1.5$ como exige la norma, esto implica a que el diseño se realizará para que la estructura tenga la capacidad de absorber los esfuerzos al corte que actúen en la edificación en el momento de un sismo, llegando a tener comportamiento más rígido.

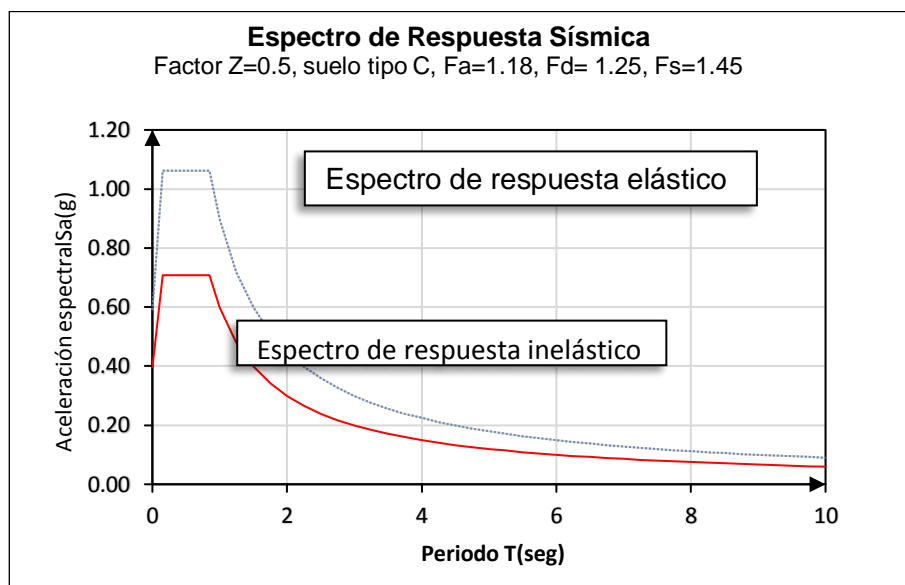


Figura 5.1 Espectro de respuesta Elástico e Inelástico
Fuente: (Autores, 2016)

La **Figura 5.2** presenta el comportamiento de las estructuras ante los efectos sísmicos en relación de las fuerzas verticales y las deformaciones laterales de la edificación, en el cual el valor del factor R dependerá del tipo de estructura a diseñar.

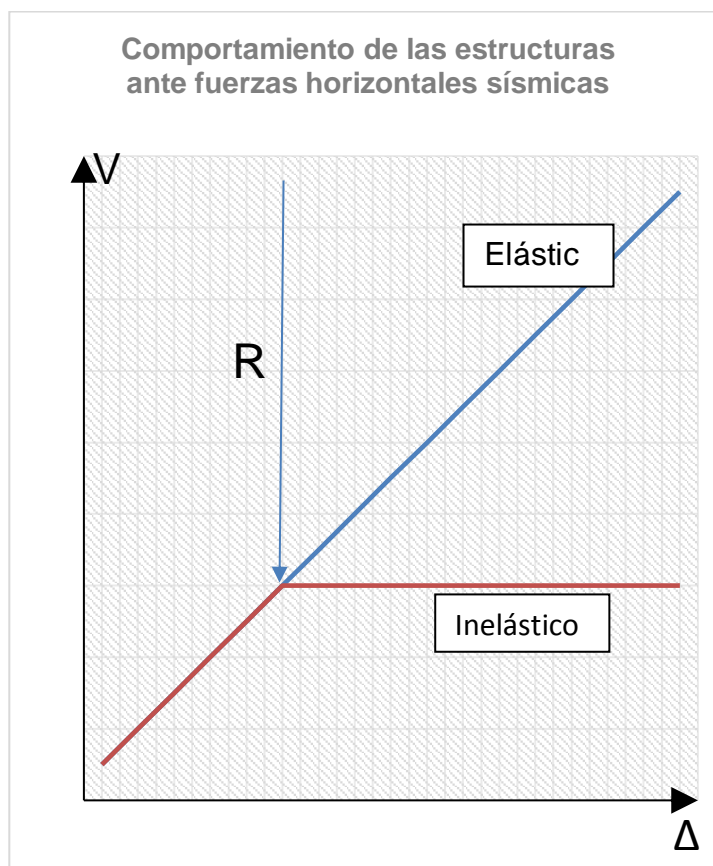


Figura 5.2 Representación Gráfica del comportamiento estructural ante el espectro elástico e inelástico en relación esfuerzo cortante - deformación
Fuente: (Autores, 2016)

Cargas de servicio solicitados

Las cargas a ingresar en el programa ETABS para el respectivo análisis de la estructura son presentadas a continuación.

Cargas permanentes (o cargas muertas)

Tabla 5.2 Valores de carga permanente (o carga muerta) residencial

Descripción	Carga(Ton/m2)
Baldosa cerámica (6mm)	0.108
Cielo raso de Gypsum (13mm)	0.01
Ductos, enlucidos y accesorios	0.04

Fuente: (NEC SD CG, 2015)

Las cargas por peso propio son consideradas en el programa ETABS, para lo cual se le ingresará las respectivas propiedades del material que componen los elementos estructurales como:

- Dimensionamiento
- Peso específico
- Resistencia a la compresión para el concreto
- Esfuerzo de fluencia para acero.
- Módulos de elasticidad.

Cargas viva (o sobrecarga de uso)

La tabla 9 del apéndice 4.2 de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC SD CG, 2015), muestra las sobrecargas mínimas distribuidas y concentradas según su ocupación.

Tabla 5.3 Valores de sobrecarga (o carga viva) residencial

Descripción	Carga(Ton/m2)
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0.2Ton/m2
Carga de cubierta	0.1Ton/m2

Fuente: (NEC SD CG, 2015)

5.3. Modelo y análisis de las alternativas de vivienda

La **Figura 5.3** presenta el modelo de la vivienda en el programa ETABS 2015, el modelo presenta la configuración de la vivienda antes mencionada, incluyendo la escalera y la cimentación. En el programa ETABS se ha realizado el análisis de los muros estructurales ante los efectos de las cargas impuestas, incluyendo el efecto sísmico, y mediante el programa SAFE 2014 se realizó el análisis de la cimentación y la losa de entrepiso.

Nota: La dirección del eje X es paralelo a la vista frontal de la vivienda, la dirección del eje Y es paralelo al vista lateral de la vivienda.

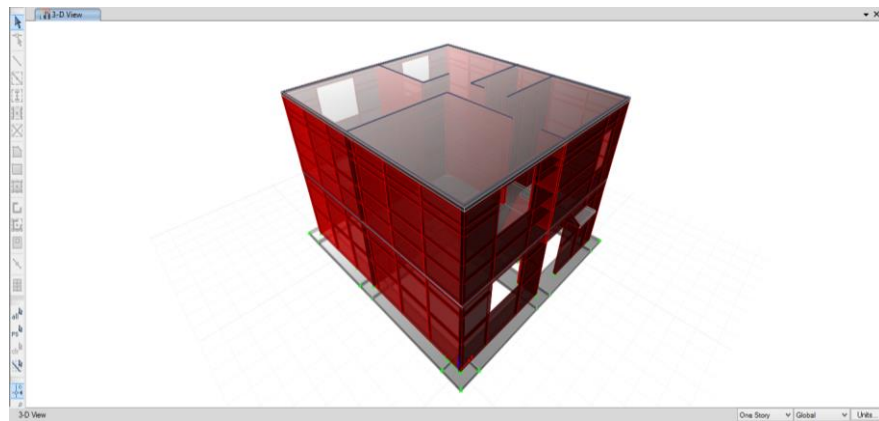


Figura 5.3 Modelo de la alternativa de vivienda (ETABS 2015)

Fuente: (Autores, 2016)

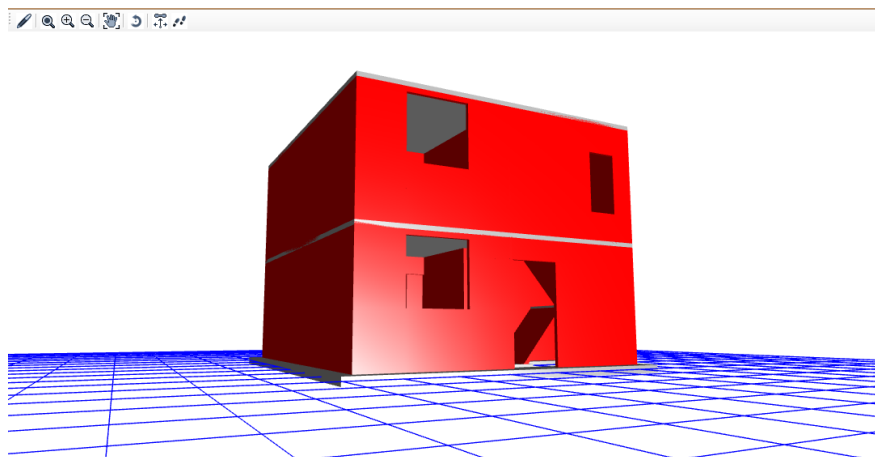


Figura 5.4 Vista frontal del modelo (ETABS 2015)

Fuente: (Autores, 2016)

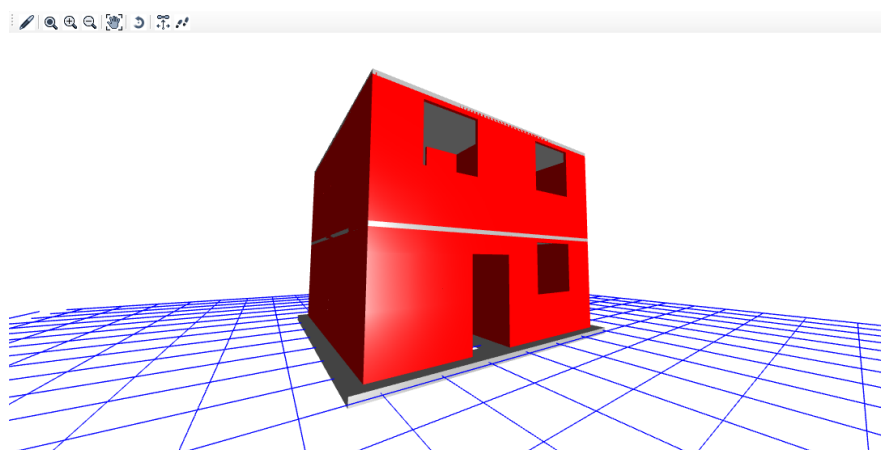


Figura 5.5 Vista posterior del modelo (ETABS 2015)
Fuente: (Autores, 2016)

Análisis de losa de entrepiso asignada a las tres alternativas de vivienda

Para el diseño se consideró una losa alivianada empleando paneles estructurales con alma de poliestireno expandido, se empleó un hormigón cuya resistencia es de 180 Kg/cm^2 , los cálculos respectivos se encuentran en el Anexo 1.

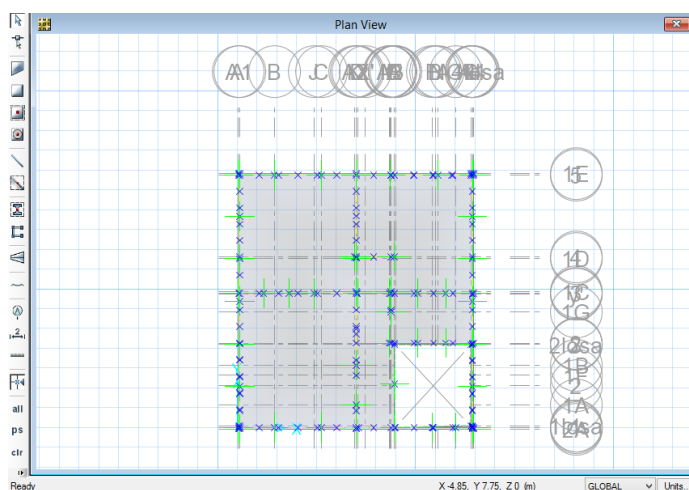


Figura 5.6 Modelo de Losa (SAFE)
Fuente: (Autores, 2016)

La **Figura 5.7** presenta la deformada de la carga vertical de la losa de entre piso.

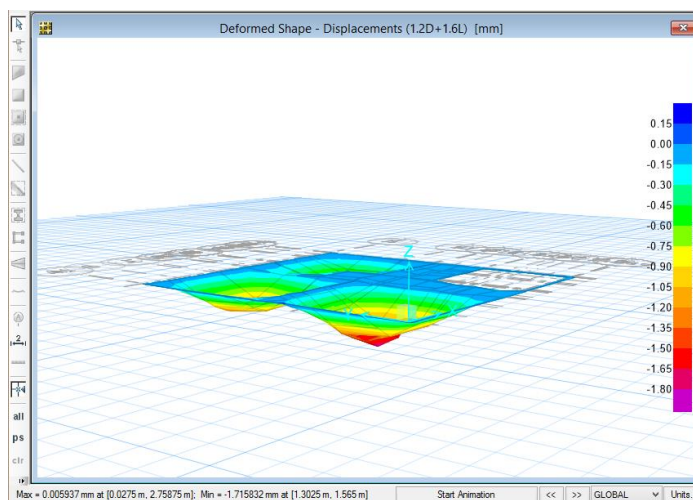


Figura 5.7 Deformada de losa ante carga vertical (SAFE)
Fuente: (Autores, 2016)

5.3.1. Alternativa 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente

Análisis del modelo

Los cálculos correspondientes de los resultados presentados en esta sección se encuentran en el Anexo 2.

Análisis y resultados de muros en ETABS

Distribución del cortante basal

La **Tabla 0.14** presenta los parámetros empleados para el análisis en el modelo.

El periodo fundamental obtenido luego de las iteraciones en el modelo fue de 0.039seg en la dirección X y 0.036 en la dirección Y, este valor tiene relación con la rigidez que posee el muro portante, puesto a que estos al ser tan rígidos su aceleración espectral se aproxima al de la roca, son diseñados para absorber grades magnitudes de energía sin presentar deformaciones considerables.

La **Tabla 5.4** y

Tabla 5.5 muestran el valor de las fuerzas horizontales obtenida mediante iteraciones, la primera tabla muestra los valores iniciales obtenidos con el periodo fundamental calculado como indica la norma , la segunda tabla muestra el resultado de la primera iteración realizada, en la segunda iteración el resultado de análisis modal dio un valor de periodo fundamental que difería en milésimas a la anterior por lo que se detuvo la iteración.

Tabla 5.4 Fuerzas horizontales iniciales por nivel de piso

Nivel	T modal (s)	
	Fx (T) (Ton)	Fy (T)(ton)
2	17.557	17.539

1	11.438	11.427
V_{base}	28.995	28.966

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 5.5 Fuerzas horizontales primera iteración por nivel de piso

Nivel	T modal (s)	
	0.039	0.036
	Fx (T) (Ton)	Fy (T)(ton)
2	19.594	19.339
1	12.766	12.600
V_{base}	32.360	31.939

Fuente: (Autores, 2016)

Análisis de deriva

Según la sección 3.1.1 de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE_VIVIENDA, 2015), el análisis de derivas de pisos para viviendas no es mandatorio ya que el diseño de viviendas se basa en fuerzas.

La **Figura 5.8** muestra la deformada de la vivienda en la dirección de mayor desplazamiento absoluto con un valor de 0.26mm durante el análisis modal.

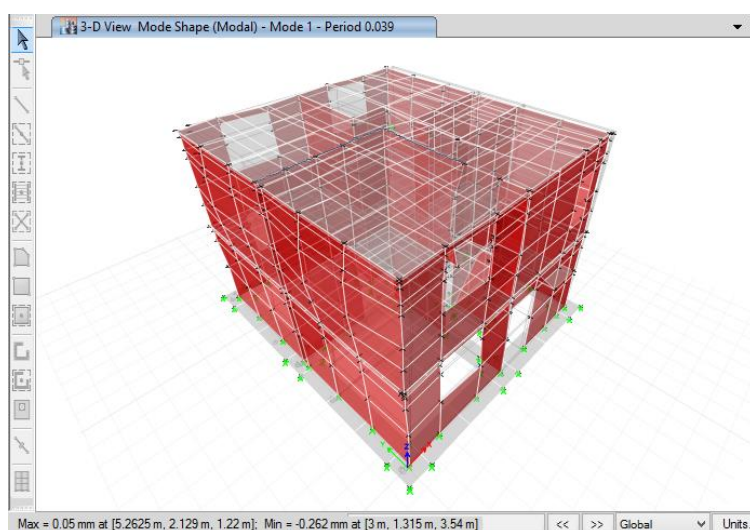


Figura 5.8 Deformada en la dirección de mayor desplazamiento (dirección X) (ETABS)
Fuente: (Autores, 2016)

Esfuerzo al cortante

La **Figura 5.9** muestra el diagrama de esfuerzo al cortante en Kg/cm^2 en la dirección de mayor esfuerzo con un valor de $8.02\text{Kg}/\text{cm}^2$.

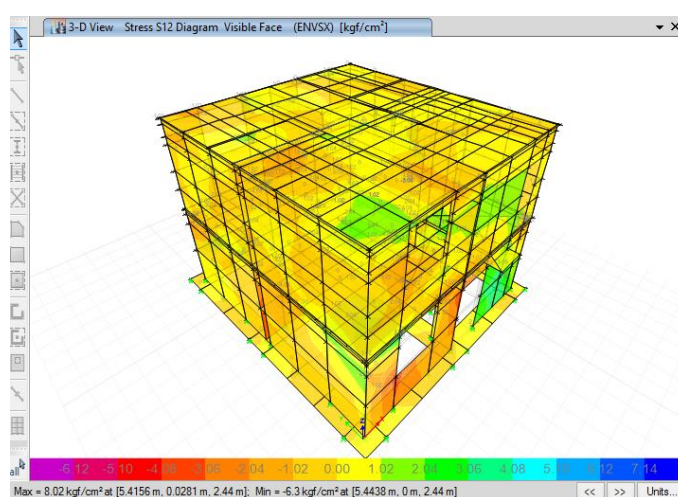


Figura 5.9 Diagrama de esfuerzo al cortante en Kg/cm^2 en la dirección de máximo valor (ETABS)
Fuente: (Autores, 2016)

Esfuerzo a la compresión

La **Figura 5.10** muestra el diagrama de esfuerzo a la compresión en Kg/cm^2 en la dirección de mayor esfuerzo con un valor de $37.66\text{Kg}/\text{cm}^2$, teniendo en cuenta que la resistencia de la mampostería es de $120\text{Kg}/\text{cm}^2$ podemos decir que la estructura es lo suficientemente resistente y es capaz de soportar otro nivel más volviendo a analizar el efecto sísmico en la estructura y obtener el refuerzo necesario.

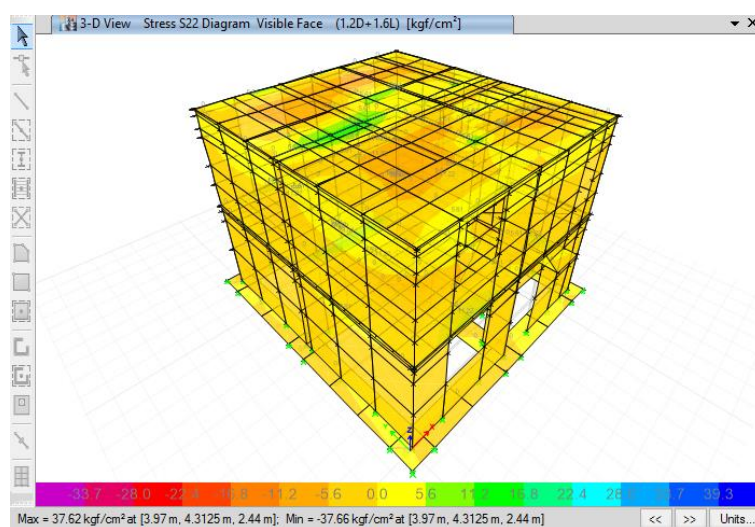


Figura 5.10 Diagrama de esfuerzo a la compresión en Kg/cm^2 en la dirección de máximo valor (ETABS).

Fuente: (Autores, 2016)

Resultados del cálculo de refuerzos de los muros

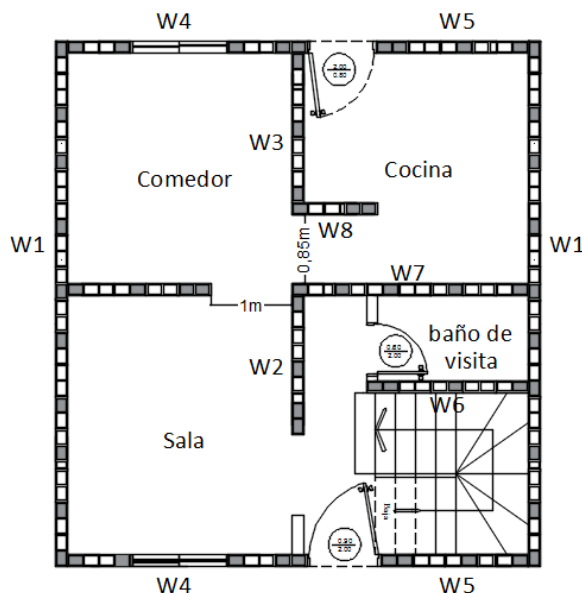


Figura 5.11 Disposición de muros estructurales planta baja
Fuente: (Autores, 2016)

A continuación se muestra las características de los muros presentados en la **Figura 5.11** una vez que han sido diseñados, cabe recalcar que además del refuerzo presentado posteriormente se colocará refuerzos adicionales que exige la norma ecuatoriana como por ejemplo en extremos de muros, en intersecciones y junto aberturas que excedan de 600mm en cualquiera de sus direcciones.

En Anexo 5 se muestran las tablas con las cargas más significativas de las combinaciones impuesta por la norma ecuatoriana.

Muro W1

$L=6.5\text{m}$

$L_w=2.20\text{m}$

$t=15\text{cm}$

$M_u=54753.6824\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Perpendicular al plano del muro)

$M_u=1005.0155\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=44526.5581\text{Kgf}$

$V_u=1294.8748\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=31487\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Refuerzo vertical:

1 ϕ 18 en los extremos y 8 ϕ 10mm intermedio (pares), $S_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}}=80\text{cm}$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de ϕ 6mmc/200mm

Muro W2

$L=1.86\text{m}$

$L_w=2.20\text{m}$

$t=15\text{cm}$

$M_u=6837.7224\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Perpendicular al plano del muro)

$M_u=270.1093\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=9973.1637\text{Kgf}$

$V_u=408.35\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=5746.1282\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Refuerzo vertical:

1 ϕ 12 en los extremos y 1 ϕ 10mm intermedio (pares), $S_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}}=80\text{cm}$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6\text{mm}/400\text{mm}$

Muro W3

$L=2.16\text{m}$

$L_w=2.20\text{m}$

$t=15\text{cm}$

$M_u=7990.2616\text{Kgf-m}$ (Perpendicular al plano del muro)

$M_u=187.337\text{Kgf-m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=6307.1412\text{Kgf}$

$V_u=244.555\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=7917.8617\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Refuerzo vertical:

1 ϕ 12 en los extremos y 1 ϕ 10mm intermedio (Pares), $S_{\text{máx}}=80\text{cm}$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6\text{mmc}/200\text{mm}$

Muro W4

$L=3.06\text{m}$

$L_w=2.20\text{m}$

$t=15\text{cm}$

$M_u=7779.1417\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Perpendicular al plano del muro)

$M_u=357.9271\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=16737.8809\text{Kgf}$

$V_u=404.4674\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=10837.2318\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Refuerzo vertical:

1 ϕ 12 en los extremos y 2 ϕ 12mm (Pares junto a la ventana), $S_{\text{máx}}80\text{cm}$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6\text{mm} \times 400\text{mm}$

Muro W5

$L=1.98\text{m}$

$L_w=2.20\text{m}$

$t=15\text{cm}$

$M_u=10312.2695\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Perpendicular al plano del muro)

$M_u=257.5589\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=13455.6718\text{Kgf}$

$V_u=371.9104\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=10413.2904\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Refuerzo vertical:

1 $\phi 16$ en los extremos y 1 $\phi 10\text{mm}$ interior (Pares), $S_{\text{máx}}=80\text{cm}$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6\text{mm} \times 200\text{mm}$

Muro W6

$L=2.18\text{m}$

$L_w=2.20\text{m}$

$t=15\text{cm}$

$M_u=10048.8513\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Perpendicular al plano del muro)

$M_u=324.7599\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=11669.1698\text{Kgf}$

$V_u=446.8619\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=7642.094\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Refuerzo vertical:

1 ϕ 14 en los extremos y 1 ϕ 10mm interior (Pares), $S_{\text{máx}}=80\text{cm}$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6\text{mm}/400\text{mm}$

Muro W7

$L=3.07\text{m}$

$L_w=2.20\text{m}$

$t=15\text{cm}$

$M_u=16552.7609\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Perpendicular al plano del muro)

$M_u=278.303\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=14589.7058\text{Kgf}$

$V_u=357.1253\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=18939.1729\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Refuerzo vertical:

1 ϕ 16 en los extremos y 3 ϕ 10mm interior (Pares), $S_{\text{máx}} = 80\text{cm}$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6\text{mm}/200\text{mm}$

Muro W8

$L=1.00\text{m}$

$L_w=2.20\text{m}$

$t=15\text{cm}$

$M_u=2356.6631\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Perpendicular al plano del muro)

$M_u=121.9311\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=9043.2999\text{Kgf}$

$V_u=158.6138\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=2351.9888\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Refuerzo vertical:

1 ϕ 14 en los extremos.

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6\text{mmc}/600\text{mm}$

Muro W9

$L=1.93\text{m}$

$L_w=2.20\text{m}$

$t=15\text{cm}$

$M_u=9428.4598\text{Kgf-m}$ (Perpendicular al plano del muro)

$M_u=268.1808\text{Kgf-m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=9072.7498\text{Kgf}$

$V_u=375.3125\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=10268.4501\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Refuerzo vertical:

1 ϕ 14 en los extremos y 1 ϕ 10mm interior (Pares), $S_{\text{máx}} = 80\text{cm}$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6\text{mmc}/200\text{mm}$

Diseño de muros del nivel 2

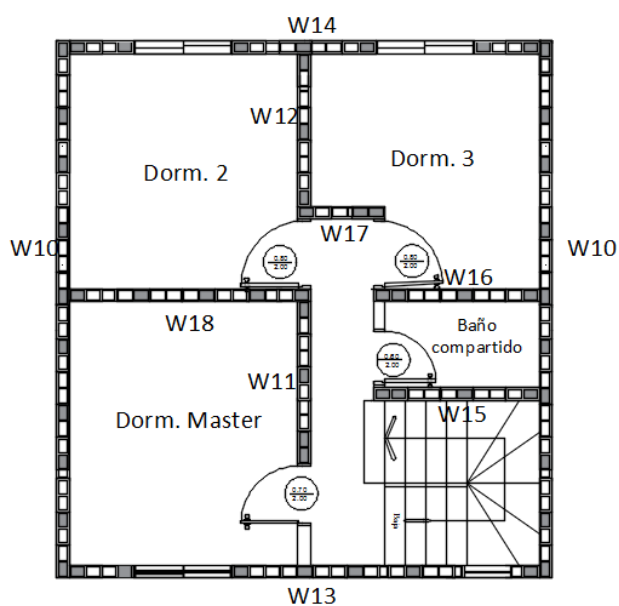


Figura 5.12 Disposición de muros estructurales planta alta

Fuente: (Autores, 2016)

Se comprobó mediante análisis que los muros del nivel 2 con las propiedades y dimensiones similares del nivel 1 le es suficiente el refuerzo mínimo debido a que estos están sometidos a esfuerzos significativamente menores en la base.

El refuerzo mínimo según la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-MP, 2015) para muros, es el siguiente:

Refuerzo vertical: 1 ϕ 12mm en los extremos del muro, 1 ϕ 10mm intermedios (Pares) con $S_{m\acute{a}x}=800\text{mm}$.

Refuerzo horizontal: 1 escalerilla ϕ 6mm/400mm

Análisis y resultados de la cimentación

El sistema de diseño y construcción de la cimentación se lo hace de manera tradicional, en Anexo 2 se presenta los cálculos para el diseño de la cimentación.

Se empleó el programa SAFE para modelar le estructura de la cimentación y comprobar que la presión ejercida sobre el suelo por la vivienda sea la adecuada. Para el análisis se consideró el suelo más desfavorable siendo este

un suelo muy resistente con capacidad admisible de $4\text{K}/\text{cm}^2$, Según la tabla **Tabla 0.44**, el módulo de winkler para este tipo de suelo es de $8\text{Kg}/\text{cm}^3$.

La **Figura 5.13** muestra la deformada de la cimentación ante la acción de la carga vertical siendo la mayor de 0.99mm en el tramo corto del eje 4

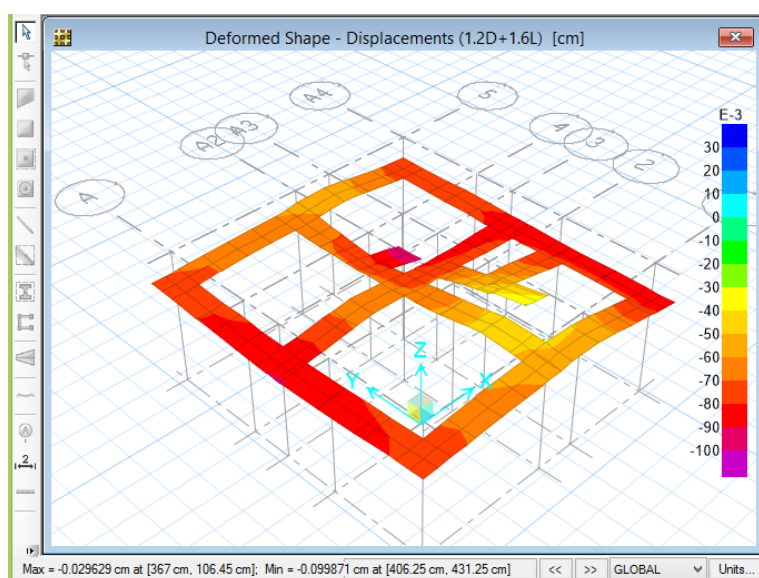


Figura 5.13 Deformada de la cimentación ante cargas verticales
Fuente: (Autores, 2016)

La **Figura 5.14** y **Figura 5.15** muestran el diagrama de presión ejercida para la carga que incide mayor presión y para la carga vertical respectivamente, siendo la mayor presión de $1.989\text{K}/\text{cm}^2$ siendo este inferior al valor admisible antes mencionado.

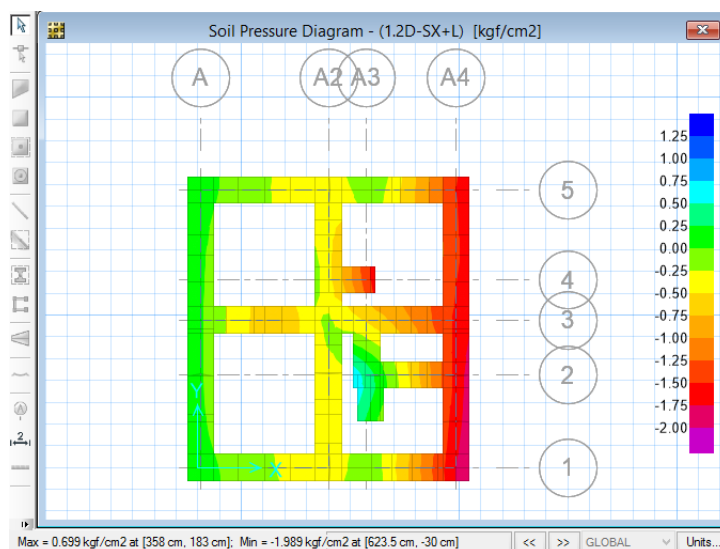


Figura 5.14 Diagrama de esfuerzo de presión en el suelo, mayor esfuerzo de compresión soportado (ETABS)
Fuente: (Autores, 2016)

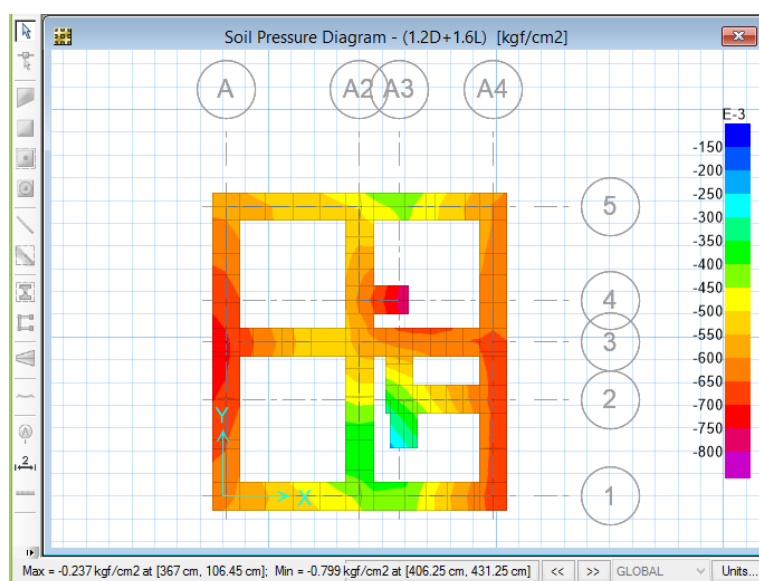


Figura 5.15 Diagrama de esfuerzo de presión en el suelo, esfuerzo de compresión ejercido por carga vertical (ETABS)
Fuente: (Autores, 2016)

Los cálculos para el dimensionamiento y el acero de refuerzo para la cimentación se encuentran en el Anexo2.

5.3.2. Alternativa 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido

Análisis del modelo

Los cálculos correspondientes para los resultados presentados en esta sección se encuentran en el Anexo 3.

Análisis y resultados de muros en ETABS

Distribución del cortante basal

La **Tabla 0.14** presenta los parámetros empleados para el análisis en el modelo.

El periodo fundamental obtenido luego de las iteraciones en el modelo fue de 0.04seg en la dirección X y 0.035 en la dirección Y, este valor tiene relación con la rigidez que posee el muro portante, puesto a que estos al ser tan rígidos su aceleración espectral se aproxima al de la roca, son diseñados para absorber grandes magnitudes de energía sin presentar deformaciones considerables.

La **Tabla 5.6** y **Tabla 5.7** muestran el valor de las fuerzas horizontales obtenida mediante iteraciones, la primera tabla muestra los valores iniciales obtenidos con el periodo fundamental calculado como indica la norma , la segunda tabla muestra el resultado de la primera iteración realizada, en la segunda iteración el resultado de análisis modal dio un valor de periodo fundamental que difería en milésimas a la anterior por lo que se detuvo la iteración.

Tabla 5.6 Fuerzas horizontales (iniciales) por nivel de piso

Nivel	T modal (s)	
	0.0212	0.0209
	Fx (T) (Ton)	Fy (T)(ton)
2	11.34	11.32
1	11.83	11.82
V _{base}	23.17	23.14

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 5.7 Fuerzas horizontales (primera iteración) por nivel de piso

Nivel	T modal (s)	
	0.040	0.035
	Fx (T) (Ton)	Fy (T)(ton)
2	12.34	12.07
g1	12.88	12.60
V _{base}	25.22	24.67

Fuente: (Autores, 2016)

Análisis de deriva

Según la sección 3.1.1 de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE_VIVIENDA, 2015), el análisis de derivas de pisos para viviendas no es mandatorio ya que el diseño de viviendas se basa en fuerzas.

La **Figura 5.16** muestra la deformada de la vivienda en la dirección de mayor desplazamiento absoluto con un valor de 0.244mm durante el análisis modal.

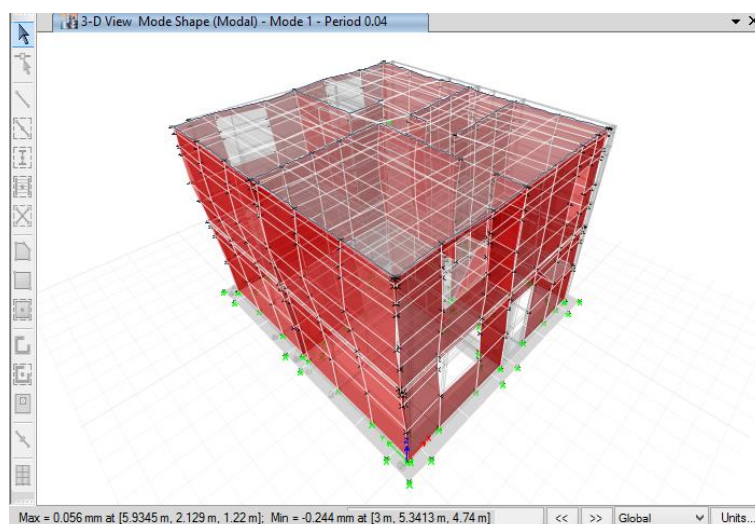


Figura 5.16 Deformada en la dirección de mayor desplazamiento (dirección X) (ETABS)
Fuente: (Autores, 2016)

Análisis de esfuerzo al cortante

La resistencia del concreto al corte es bastante grande, pudiendo variar entre el 35 y 80% de la resistencia a la compresión del hormigón (A. 2012, 12, 2016).

La sección 7.5.1.1 del ACI menciona que la resistencia última al cortante calculado debe ser menor a la resistencia de diseño, Según el análisis

realizado en el programa ETABS presentado en la **Tabla 5.8**, la resistencia última de los muros no sobrepasa la resistencia de diseño por lo tanto cumple con el requerimiento. El cortante último (V_u) también es menor al cortante ϕV_c , lo cual implica a que la sección es satisfactoria siendo resistente ante los esfuerzos sísmicos que podrían ser inducidos en la estructura.

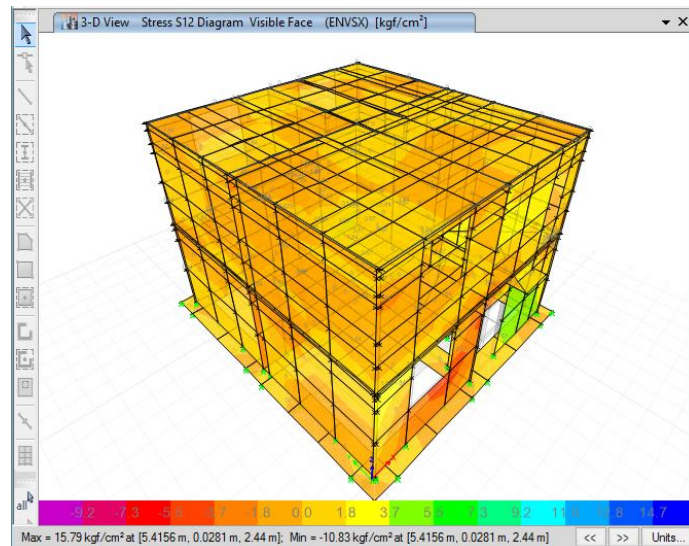
La **Figura 5.17** muestra el diagrama de esfuerzo al cortante en Kgf/cm^2 en la dirección de mayor esfuerzo con un valor de 15.79Kgf/cm^2

Tabla 5.8 Resultados de análisis de diseño para fuerza cortante (ETABS)

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm ² /m	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	V _u tonf	ΦV _c tonf	ΦV _n tonf
Top	Leg 1	187.5	DWal6	4.013	1.3396	3.5843	10.4279	19.255
Top	Leg 2	187.5	DWal6	4.7068	1.5367	4.8371	11.9715	22.0918
Top	Leg 3	187.5	DWal4	1.9199	2.9049	5.1256	11.5403	21.6487
Top	Leg 4	187.5	DWal5	9.8165	-21.5012	19.9387	35.5199	66.1061
Top	Leg 5	187.5	DWal5	11.984	-23.1602	19.8075	35.8451	66.4312
Top	Leg 6	187.5	DWal4	8.0852	2.4524	11.4556	16.7177	30.8484
Top	Leg 7	187.5	DWal3	7.3296	-0.9346	6.1209	11.2027	20.2789
Top	Leg 8	187.5	DWal4	5.6651	1.3294	6.2953	11.2832	20.656
Top	Leg 9	187.5	DWal3	8.1673	0.1424	6.5051	17.1262	31.4109
Top	Leg 10	187.5	DWal4	7.3189	0.7729	7.076	11.531	20.9038
Top	Leg 11	187.5	DWal3	7.7415	0.2828	6.8572	17.0624	31.347
Top	Leg 12	187.5	DWal5	1.7951	-0.0181	0.3733	3.4521	6.3114
Top	Leg 13	187.5	DWal3	2.2845	-0.3365	1.3182	5.6254	10.3712
Top	Leg 14	187.5	DWal6	0.877	0.0128	0.2367	1.6329	4.0532
Bottom	Leg 1	187.5	DWal6	4.4918	5.2822	3.5843	10.4997	19.3288
Bottom	Leg 2	187.5	DWal6	5.2557	6.8575	4.8371	12.0539	22.1741
Bottom	Leg 3	187.5	DWal4	2.4682	8.543	5.1256	11.6225	21.7309
Bottom	Leg 4	187.5	DWal5	11.7028	-43.3116	19.9387	35.8029	66.3891
Bottom	Leg 5	187.5	DWal5	13.643	-44.9485	19.8075	36.0939	66.6801
Bottom	Leg 6	187.5	DWal4	8.8407	15.0535	11.4556	16.831	30.7597
Bottom	Leg 7	187.5	DWal3	7.8218	-7.6675	6.1209	11.2766	20.3528
Bottom	Leg 8	187.5	DWal4	6.1735	8.2542	6.2953	11.3595	20.7323
Bottom	Leg 9	187.5	DWal3	8.9421	-7.0132	6.5051	17.2425	31.5271
Bottom	Leg 10	187.5	DWal4	7.8253	8.5666	7.076	11.6073	20.9801
Bottom	Leg 11	187.5	DWal3	8.5163	-7.2801	6.8572	17.1786	31.4632
Bottom	Leg 12	187.5	DWal5	1.9502	-0.4286	0.3733	1.6026	4.4619
Bottom	Leg 13	187.5	DWal3	2.5419	-1.7865	1.3182	3.6569	8.4026
Bottom	Leg 14	187.5	DWal6	1.0083	0.2732	0.2367	1.1372	3.5576

Fuente: (Autores, 2016)

Figura 5.17 Diagrama de esfuerzo al cortante en Kg/cm² en la dirección de máximo valor (ETABS)

Fuente: (Autores, 2016)

Análisis de esfuerzo a la flexión

La **Tabla 5.9** muestra el diseño a flexión realizado en el programa ETABS, El momento máximo generado en la base de los muros es de 151.96ton-m la cual requiere una cantidad de acero de 67.39cm² para una área gruesa de 26956.88cm², el panel posee 1.3cm² de acero en 500cm² de sección gruesa de la misma, lo cual implica que para un área de 26956.88cm² la cantidad de acero existente en el panel es de 69.8cm², en conclusión el muro es satisfactorio ante el esfuerzo a flexión generado por el momento último resultante.

Tabla 5.9 Diseño a flexión (ETABS)

Flexural Design for P_u, M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (mm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P _u tonf	M _{u2} tonf-m	M _{u3} tonf-m	Pier A _g mm ²
Top	6739	0.0025	0.0135	DWal10	35.9408	3.0324	98.9434	2695888
Bottom	6739	0.0025	0.0135	DWal10	41.774	1.9943	151.9604	2695888

Fuente: (Autores, 2016)

Análisis de esfuerzo a la compresión

Los resultados del modelo fueron satisfactorios para un hormigón de 180Kg/cm², La **Figura 5.18** muestra el diagrama de esfuerzo a la compresión en Kg/cm² en la dirección de mayor esfuerzo con un valor de 35.53kg/cm².

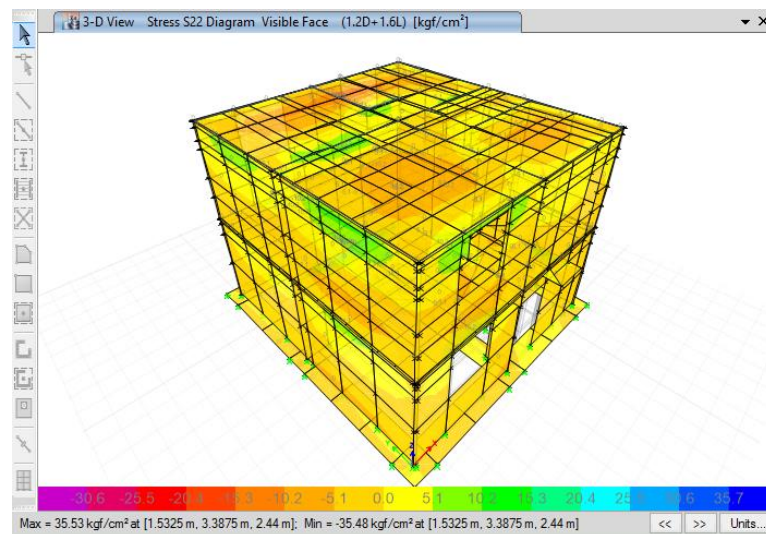


Figura 5.18 Diagrama de esfuerzo a la compresión en Kg/cm² en la dirección de máximo valor (ETABS).
Fuente: (Autores)

Los planos de detalles y especificaciones de diseños se encuentran en Anexo 6

Análisis y resultados de la cimentación

El sistema de diseño y construcción de la cimentación se lo hace de manera tradicional, en Anexo 3 se presenta los cálculos para el diseño de la cimentación.

Se empleó el programa SAFE para modelar le estructura de la cimentación y comprobar que la presión ejercida sobre el suelo por la vivienda sea la adecuada. Para el análisis se consideró el suelo más desfavorable siendo este un suelo muy resistente con capacidad admisible de 4K/cm², Según la tabla **Tabla 0.44**, el módulo de winkler para este tipo de suelo es de 8Kg/cm³.

La **Figura 5.19** muestra la deformada de la cimentación ante la acción de la carga vertical siendo la mayor de 0.765mm

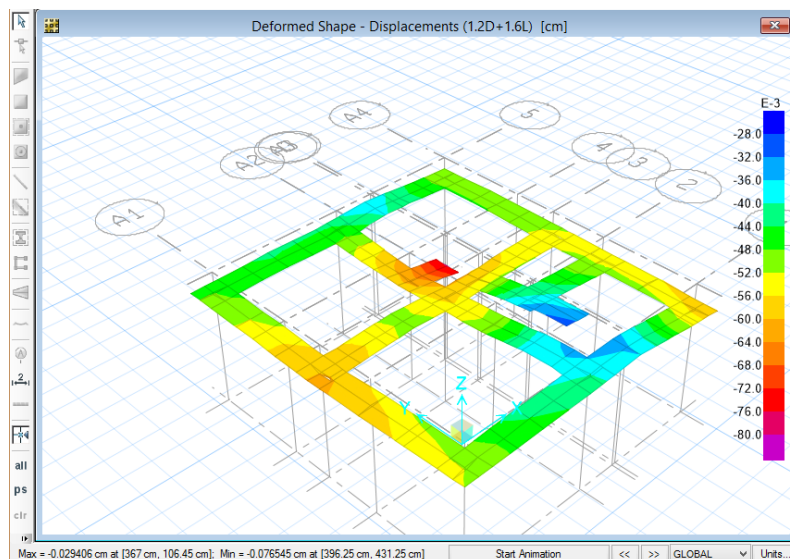


Figura 5.19 Deformada de la cimentación ante cargas verticales
Fuente: (Autores, 2016)

La **Figura 5.20** y **Figura 5.21** muestran el diagrama de presión ejercida para la carga que incide mayor presión y para la carga vertical respectivamente, siendo la mayor presión de 1.434K/cm^2 siendo este inferior al valor admisible antes mencionado.

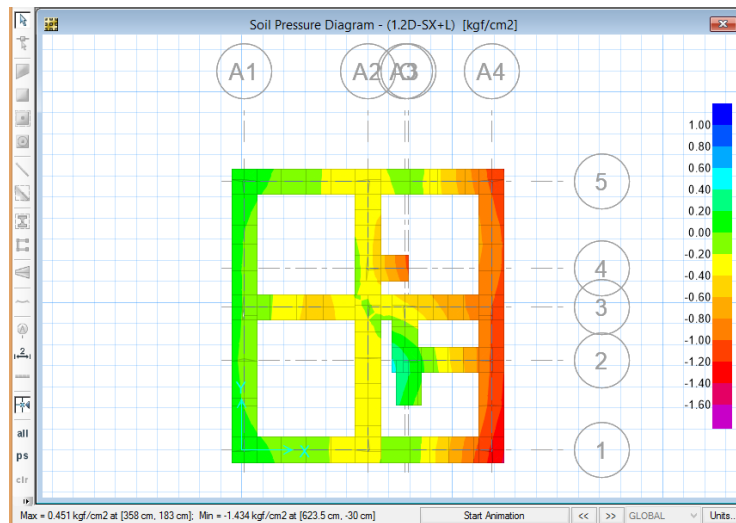


Figura 5.20 Diagrama de esfuerzo de presión en el suelo, mayor esfuerzo de compresión soportado (ETABS)
Fuente: (Autores, 2016)

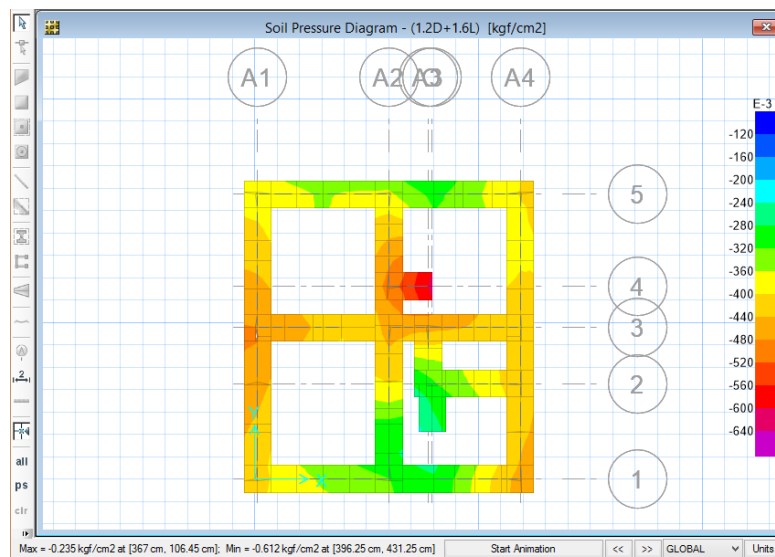


Figura 5.21 Diagrama de esfuerzo de presión en el suelo, esfuerzo de compresión ejercido por carga vertical (ETABS)
Fuente: (Autores, 2016)

Los cálculos para el dimensionamiento y el acero de refuerzo para la cimentación se encuentran en el Anexo3.

5.3.3. Alternativa 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento

Análisis del modelo

Los cálculos correspondientes para los resultados presentados en esta sección se encuentran en el Anexo 4.

Análisis y resultados de muros en ETABS

Distribución del cortante basal

La **Tabla 0.14** presenta los parámetros empleados para el análisis en el modelo.

El periodo fundamental obtenido luego de las iteraciones en el modelo fue de 0.044seg en la dirección X y 0.04 en la dirección Y, este valor tiene relación con la rigidez que posee el muro portante, puesto a que estos al ser tan rígidos su aceleración espectral se aproxima al de la roca, son diseñados para absorber grandes magnitudes de energía sin presentar deformaciones considerables.

La **Tabla 5.10** y **Tabla 5.11** muestran el valor de las fuerzas horizontales obtenida mediante iteraciones, la primera tabla muestra los valores iniciales obtenidos con el periodo fundamental calculado como indica la norma , la segunda tabla muestra el resultado de la primera iteración realizada, en la segunda iteración el resultado de análisis modal dio un valor de periodo fundamental que difería en milésimas a la anterior por lo que se detuvo la iteración.

Tabla 5.10 Fuerzas horizontales (iniciales) por nivel de piso

Nivel	T modal (s)	
	0.02595	0.02560
	Fx (T) (Ton)	Fy (T)(ton)
2	8.87	8.85
1	6.37	6.36
V _{base}	15.24	15.21

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 5.11 Fuerzas horizontales (primera iteración) por nivel de piso

Nivel	T modal (s)	
	0.044	0.04
	Fx (T) (Ton)	Fy (T)(ton)
2	9.60	9.44
1	6.90	6.78
V _{base}	16.50	16.22

Fuente: (Autores, 2016)

Análisis de deriva

Según la sección 3.1.1 de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE_VIVIENDA, 2015), el análisis de derivas de pisos para viviendas no es mandatorio ya que el diseño de viviendas se basa en fuerzas.

La **Figura 5.22** muestra la deformada de la vivienda en la dirección de mayor desplazamiento absoluto con un valor de 0.254mm durante el análisis modal.

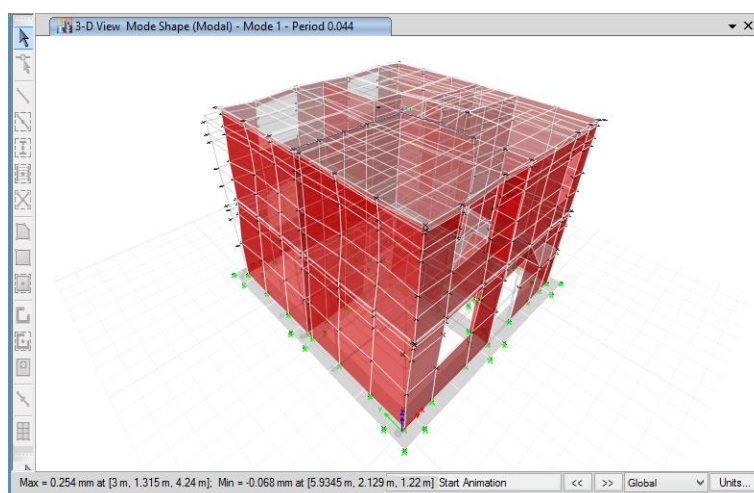


Figura 5.22 Deformada en la dirección de mayor desplazamiento (dirección X) (ETABS)
Fuente: (Autores, 2016)

Análisis de esfuerzo al cortante

La resistencia del concreto al corte es bastante grande, pudiendo variar entre el 35 y 80% de la resistencia a la compresión del hormigón (A. 2012, 12, 2016).

La sección 7.5.1.1 del ACI menciona que la resistencia última al cortante calculado debe ser menor a la resistencia de diseño, Según el análisis realizado en el programa ETABS presentado en la **Tabla 5.12**, la resistencia última de los muros no sobrepasa la resistencia de diseño por lo tanto cumple con el requerimiento. El cortante último (V_u) también es menor al cortante ϕV_c , lo cual implica a que la sección es satisfactoria siendo resistente ante los esfuerzos sísmicos que podrían ser inducidos en la estructura.

La **Figura 5.23** muestra el diagrama de esfuerzo al cortante en Kgf/cm^2 en la dirección de mayor esfuerzo con un valor de 11.42Kgf/cm^2

Tabla 5.12 Resultados de análisis de diseño para fuerza cortante (ETABS)
Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm^2/m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ϕV_c tonf	ϕV_n tonf
Top	Leg 1	125	DWal3	3.7301	1.1555	5.5947	8.1181	14.8412
Top	Leg 2	125	DWal4	5.3589	-3.0572	7.1978	9.1131	16.4816
Top	Leg 3	125	DWal5	1.0929	0.1141	0.44	1.27	3.0578
Top	Leg 4	125	DWal4	0.5436	0.7842	4.2869	8.4445	15.9475
Top	Leg 5	125	DWal5	1.4207	0.1233	0.3573	1.0085	2.5034
Top	Leg 6	125	DWal4	0.9654	-1.6245	3.1208	3.8766	6.832
Top	Leg 7	125	DWal4	4.6572	-0.1278	1.2144	4.8335	8.0847
Top	Leg 8	125	DWal6	1.7705	-0.1703	3.3287	7.5754	14.1102
Top	Leg 9	125	DWal6	3.5931	-0.5315	4.2471	8.8232	16.2007
Top	Leg 10	125	DWal4	3.1272	-0.2601	5.1577	8.265	15.2122
Top	Leg 11	125	DWal5	8.8746	-10.3283	16.6183	26.9341	49.7747
Top	Leg 12	125	DWal4	4.2593	-0.743	5.9255	8.4575	15.4047
Top	Leg 13	125	DWal3	6.3353	2.8607	5.6304	12.9415	23.5999
Top	Leg 14	125	DWal5	11.3684	-11.5178	17.0372	27.358	50.1986
Top	Leg 15	125	DWal3	6.3593	3.731	6.0974	12.9456	23.604
Bottom	Leg 1	125	DWal3	4.0653	-4.9987	5.5947	8.175	14.8981
Bottom	Leg 2	125	DWal4	5.7242	4.8601	7.1978	9.1755	16.544
Bottom	Leg 3	125	DWal5	1.1939	-0.3699	0.44	1.439	3.4649
Bottom	Leg 4	125	DWal4	0.9176	5.4798	4.2869	8.5081	16.011
Bottom	Leg 5	125	DWal5	1.5052	-0.2697	0.3573	1.1804	2.8746
Bottom	Leg 6	125	DWal4	1.1227	1.8084	3.1208	3.7033	6.8587
Bottom	Leg 7	125	DWal4	4.8293	1.2082	1.2144	4.6556	8.1068
Bottom	Leg 8	125	DWal6	2.0983	3.4912	3.3287	7.8307	14.1656
Bottom	Leg 9	125	DWal6	3.9809	4.1404	4.2471	8.8857	16.2632
Bottom	Leg 10	125	DWal4	3.4735	5.4134	5.1577	8.3239	15.2711
Bottom	Leg 11	125	DWal5	10.2405	-28.4883	16.6183	27.1663	50.0099
Bottom	Leg 12	125	DWal4	4.6056	5.775	5.9255	8.5183	15.4636
Bottom	Leg 13	125	DWal3	6.8666	-3.5328	5.6304	13.0318	23.8902
Bottom	Leg 14	125	DWal5	12.507	-30.2587	17.0372	27.5616	50.3922
Bottom	Leg 15	125	DWal3	6.8906	-2.9762	6.0974	13.0359	23.8943

Fuente: (Autores, 2016)

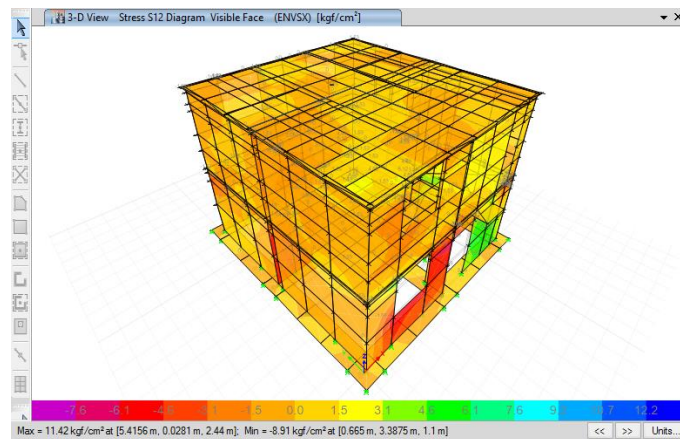


Figura 5.23 Diagrama de esfuerzo al cortante en Kg/cm² en la dirección de máximo valor (ETABS)

Fuente: (Autores, 2016)

Análisis de esfuerzo a la flexión

La **Tabla 5.13** muestra el diseño a flexión realizado en el programa ETABS, El momento máximo generado en la base de los muros es de 129.34ton-m la cual requiere una cantidad de acero de 44.15cm² para una área gruesa de 17658.75cm², el panel posee 1.13cm² de acero en 275cm² de sección gruesa de la misma, lo cual implica que para un área de 17658.75cm² la cantidad de acero existente en el panel es de 72.56cm², en conclusión el muro es satisfactorio ante el esfuerzo a flexión generado por el momento último resultante.

Tabla 5.13 Diseño a flexión (ETABS)

Flexural Design for P _u , M _{u2} and M _{u3}								
Station Location	Required Rebar Area (mm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P _u tonf	M _{u2} tonf-m	M _{u3} tonf-m	Pier A ₂ mm ²
Top	4415	0.0025	0.0138	DWal10	30.0939	3.4314	83.7403	1765875
Bottom	4415	0.0025	0.0138	DWal10	34.1215	2.3457	129.3401	1765875

Fuente: (Autores, 2016)

Análisis de esfuerzo a la compresión

Los resultados del modelo fueron satisfactorios para un hormigón de 180Kg/cm^2 , La **Figura 5.24** muestra el diagrama de esfuerzo a la compresión en Kg/cm^2 en la dirección de mayor esfuerzo con un valor de 71.37kg/cm^2 .

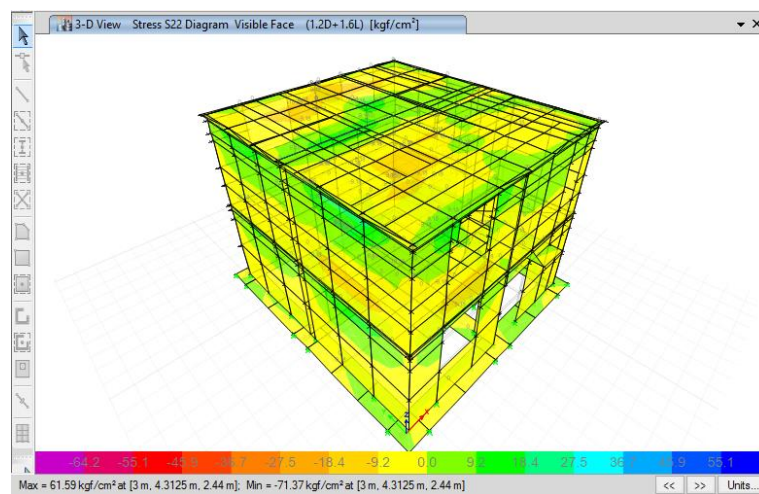


Figura 5.24 Diagrama de esfuerzo a la compresión en Kg/cm^2 en la dirección de máximo valor (ETABS).

Fuente: (Autores, 2016)

Los planos de detalles y especificaciones de diseños se encuentran en Anexo 6

Análisis y resultados de la cimentación

El sistema de diseño y construcción de la cimentación se lo hace de manera tradicional, en Anexo 4 se presenta los cálculos para el diseño de la cimentación.

Se empleó el programa SAFE para modelar la estructura de la cimentación y comprobar que la presión ejercida sobre el suelo por la vivienda sea la adecuada. Para el análisis se consideró el suelo más desfavorable siendo este un suelo muy resistente con capacidad admisible de 4K/cm^2 , Según la tabla **Tabla 0.44**, el módulo de winkler para este tipo de suelo es de 8Kg/cm^3 .

La **Figura 5.25** muestra la deformada de la cimentación ante la acción de la carga vertical siendo la mayor de 0.761mm

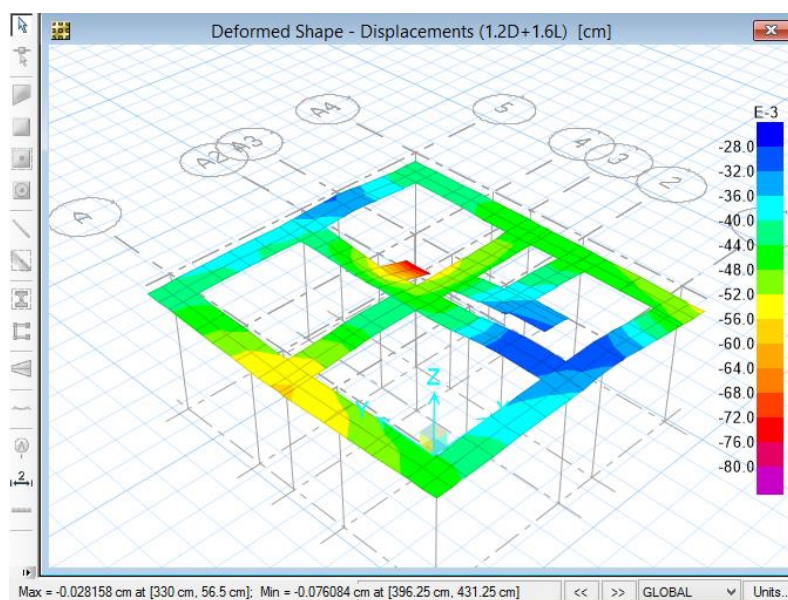


Figura 5.25 Deformada de la cimentación ante cargas verticales
Fuente: (Autores, 2016)

La **Figura 5.26** y **Figura 5.27** muestran el diagrama de presión ejercida para la carga que incide mayor presión y para la carga vertical respectivamente, siendo la mayor presión de 1.165K/cm^2 siendo este inferior al valor admisible antes mencionado.

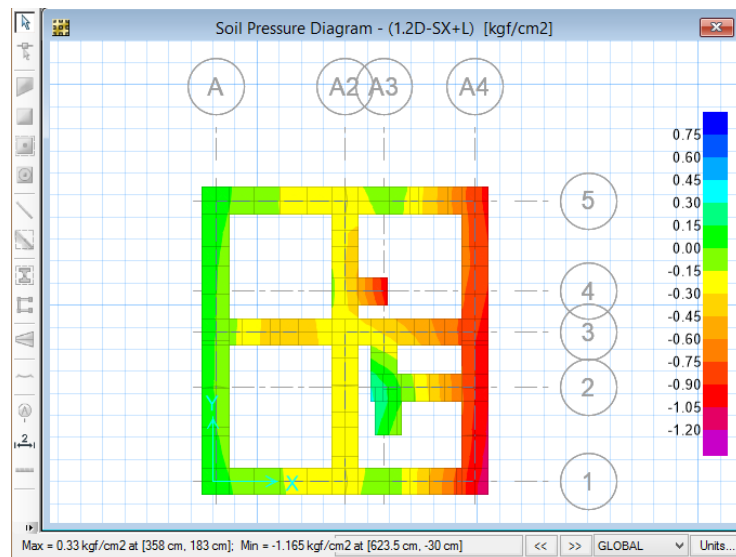


Figura 5.26 Diagrama de esfuerzo de presión en el suelo, mayor esfuerzo de compresión soportado (ETABS)
Fuente: (Autores, 2016)

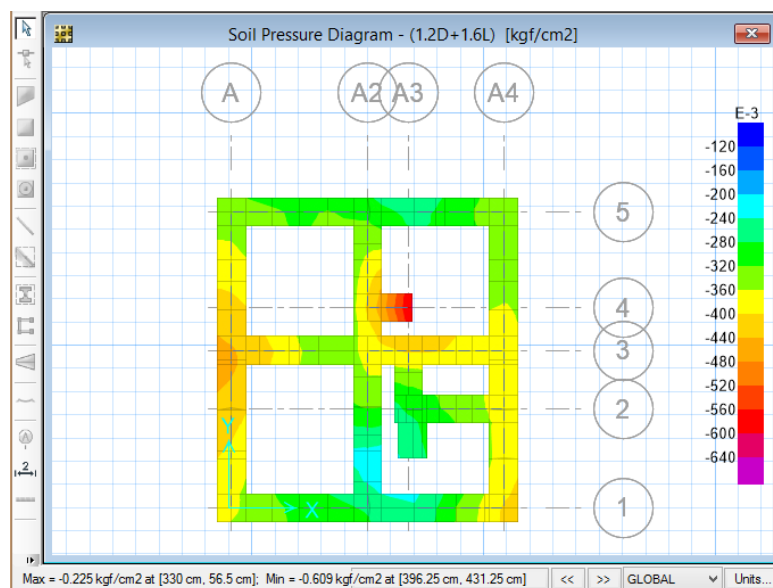


Figura 5.27 Diagrama de esfuerzo de presión en el suelo, esfuerzo de compresión ejercido por carga vertical (ETABS)
Fuente: (Autores, 2016)

Los cálculos para el dimensionamiento y el acero de refuerzo para la cimentación se encuentran en el Anexo 4.

CAPÍTULO 6

6. Implementación del proceso constructivo

6.1. Alternativa 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente

Para obtener una terminación de albañilería adecuada es necesario tener en cuenta varios procedimientos que permitan mantener un control permanente durante el levantado de una pared de bloques, por lo que es recomendable seguir un proceso de construcción que se detalla a continuación:

6.1.1. Cimentación

El proceso constructivo de la cimentación es de manera tradicional, donde al inicio de la construcción se deberá colocar el sistema de replanteo para conseguir una buena precisión en la posición de las zapatas y por ende de los muros portantes, ya que es muy importante conseguir la configuración regular de la vivienda.

Además, desde la cimentación deberán sobresalir las varillas de anclaje que coincidan con la colocación de los refuerzos verticales de los muros estructurales para realizar el respectivo traslape.

6.1.2. Colocación de los bloques

Para mantener la linealidad de los bloques tanto horizontal como verticalmente se debe marcar sobre el cimiento una línea de referencia, ligada a los ejes de la obra en el borde externo.

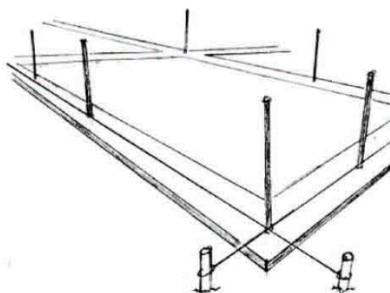


Figura 6.1 Línea de referencia de los ejes de la obra.
Fuente: (Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto, 2007)

Se procede a colocar el mortero de junta sobre el cimiento, para ubicar bloque a bloque verificando su alineamiento mediante nivel de albañil; en los bloques que tendrán refuerzo vertical y serán rellenos, se debe dejar ventanas o ratoneras en la parte inferior cortando con un disco, llamadas ventanas de inspección y limpieza destinadas a la eliminación de la suciedad acumulada durante el levantamiento de la pared.

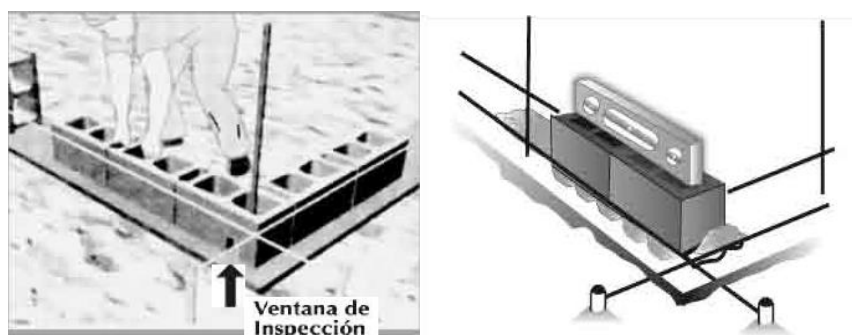


Figura 6.2 Aberturas o ventanas de inspección hechas en la hilada inferior de la columna a rellenar, para la limpieza. Nivel de albañil para alineamiento de bloques.

Fuente: (Instituto Costaricense del Cemento y del Concreto, 2007)

En las esquinas se debe levantar el muro por ambos tramos en tres o cuatro hiladas, dependiendo de la posición de las armaduras horizontales, antes de completar el relleno de la parte central, verificando constantemente el alineamiento horizontal y vertical de cada unidad.



Figura 6.3 Elevación de hiladas en las esquinas. Verificación de horizontalidad superior.
Verificación de ubicación en altura.

Fuente: (Instituto Costaricense del Cemento y del Concreto, 2007)

En los tramos intermedios se debe colocar los bloques alineándolos con un cordel apoyado en las unidades extremas.

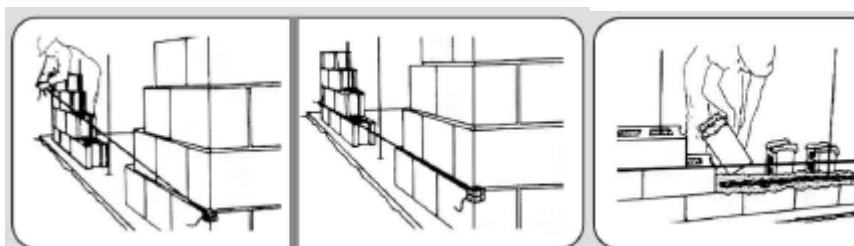


Figura 6.4 Colocación de referencia para el alineamiento de bloques intermedios.
Fuente: (Instituto Costaricense del Cemento y del Concreto, 2007)

Precauciones a considerar:

- Los bloques no deben humedecerse ni antes ni después de su colocación, salvo condiciones climáticas severas (lugares secos y ventosos) en donde el ingeniero recomiende humedecer.
- El mortero de junta debe mantener su plasticidad durante todo el tiempo que dure la colocación.
- Eliminar de inmediato el mortero excedente que escurra al sentar cada bloque.
- Eliminar todos los goteos y derrames que caigan sobre los bloques ya colocados cuando el mortero se haya secado, mediante llaneta y escobilla.

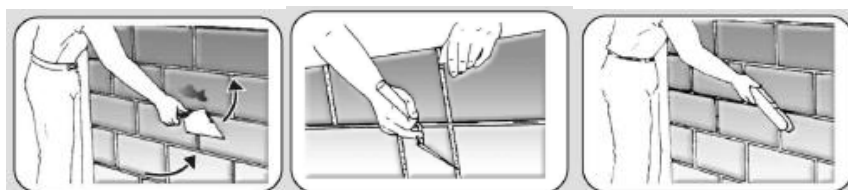


Figura 6.5 Limpieza de derrames de mortero de junta, utilizando llaneta y escobilla.

Fuente: (Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto, 2007)

6.1.3. Detalles constructivos

Colocación de armadura Horizontal

Para la construcción de la vivienda de dos pisos, se recomienda colocar la armadura horizontal cada 3 o 4 hiladas dependiendo del diseño. Se utiliza una escalerilla de refuerzo presoldada de varillas embebidas en el mortero de junta, las cuales se colocan una vez esparcido el mortero de la junta, presionándolas para que quede sumergida y asegurar una buena adherencia.

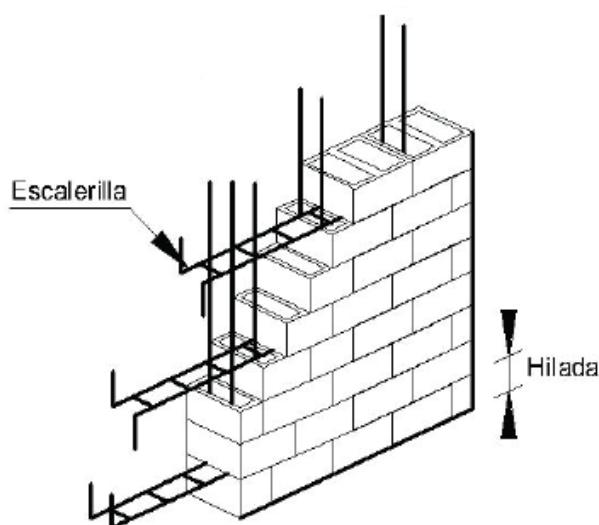


Figura 6.6 Detalle de colocación de varilla horizontal
Fuente: (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

No se recomienda el refuerzo de armadura diagonal, ya que obstruye la colocación del concreto de relleno en las celdas.



Figura 6.7 Refuerzo de armadura diagonal.

Fuente: (Instituto Costaricense del Cemento y del Concreto, 2007)

Colocación de armadura Vertical

Para la construcción de la vivienda de dos pisos, la armadura vertical será la indicada en los planos estructurales, colocando cada varilla en el centro de la celda del bloque. Estas varillas deben estar unidas a las varillas de empalme que sobresalen de la cimentación realizando el traslape correspondiente.

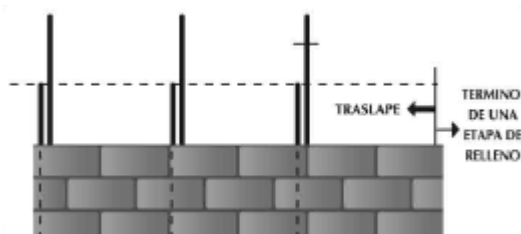


Figura 6.8 Detalle del anclaje de armadura vertical.

Fuente: (Instituto Costaricense del Cemento y del Concreto, 2007)

Relleno de las columnas

Antes de proceder con la colocación del material de relleno, deberá efectuarse la limpieza del espacio a rellenar, sin la utilización de agua, ya que se

causarían agrietamientos al secarse, alterando además la adherencia de la mezcla de relleno.

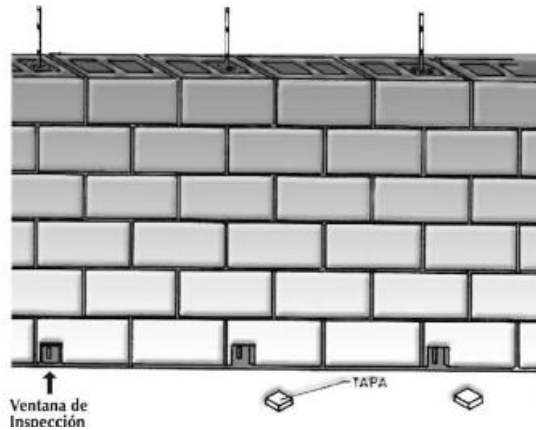


Figura 6.9 Colocación del refuerzo vertical después de limpieza por medio de la ventana de inspección.

Fuente: (Instituto Costaricense del Cemento y del Concreto, 2007)

En obras medianas o pequeñas, la colocación del concreto de relleno se lo realiza mediante baldes o embudos

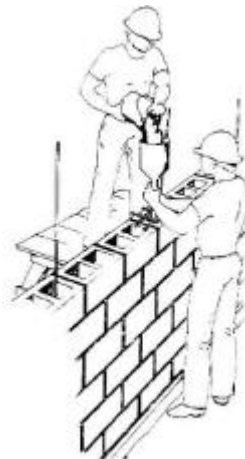


Figura 6.10 Relleno de las celdas con embudo.

Fuente: (Instituto Costaricense del Cemento y del Concreto, 2007)

Curado de los muros

Es necesario curar los muros para que el mortero de junta logre su mayor grado de hidratación posible contribuyendo a la resistencia y la adherencia del mismo. Teniendo especial cuidado de que los bloques no se vayan a humedecer, curando únicamente las sisas de mortero.

Un procedimiento habitual es humedecer la superficie (cara expuesta) del mortero de junta, con una brocha empapada en agua.



Figura 6.11 Curado de las juntas de mampostería con brocha.
Fuente: (Instituto Costaricense del Cemento y del Concreto, 2007)

6.2. Alternativa 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido

La metodología del proceso constructivo es poco complejo, lo puede llevar a cabo una persona con tan solo recibir unas charlas de capacitación. El proceso no requiere de mucho esfuerzo, ni de herramientas de tecnología avanzada. Los implementos que se necesitarán en el proceso constructivo son:

6.2.1. Cimentación

El proceso constructivo de la cimentación es de manera tradicional, pero de esta deberán sobresalir las varillas de anclaje que coincidan en cada lado del muro, junto a la cara exterior del panel estructural.

Al inicio de la construcción se deberá colocar el sistema de replanteo para conseguir una buena precisión en la posición de las zapatas y por ende de los muros portantes, ya que es muy importante conseguir la configuración regular de la vivienda.

La **Figura 6.12** muestra las disposiciones de las varillas de acero que permitirán anclar el muro a la cimentación, el espaciamiento entre varillas 65mm.

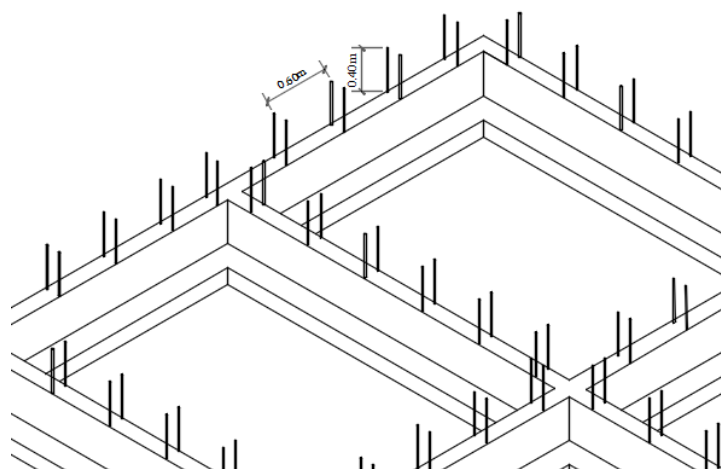


Figura 6.12 Disposición de las varillas de anclaje para recibir el panel estructural
Fuente: (Autores, 2016)

Una vez terminada la fundición de la cimentación y luego que se obtenga el endurecimiento con la resistencia deseada, se procede a fundir el contrapiso luego de haber colocado la instalación sanitaria, esta se la lleva a cabo de manera tradicional.



Figura 6.13 Fundición del contrapiso
Fuente: (industrias Génesis y construcciones)

6.2.2. Instalación de la superestructura

Instalación de los paneles estructurales para muro

El proceso de montaje de los paneles inicia colocando cada panel uno junta al otro entre las varillas de anclaje salientes del sobrecimiento como indica la **Figura 6.14** y **Figura 6.15**, los paneles deberán ser debidamente grapados a las varillas antes mencionadas, deberá dejarse la abertura que corresponde a las puertas y ventas siendo los paneles cortados previo a la instalación, Se colocará la malla de unión en las juntas de las paredes paralelas para lograr la continuidad del muro.

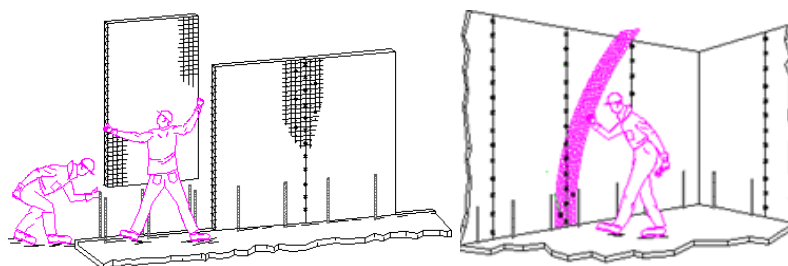


Figura 6.14 Monta de los paneles estructurales
Fuente: (Gerry Bastidas, 2105)

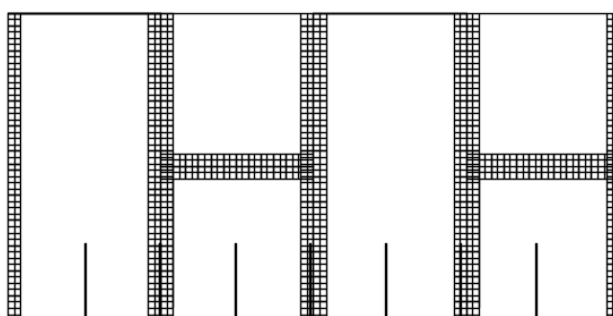


Figura 6.15 Disposición de los paneles estructurales
Fuente: (Autores, 2016)

Los paneles deberán ser debidamente aplomados con tiras de madero o lo que se disponga a manera de durmiente como ilustra la **Figura 6.16**. En cada vértice de los muros perpendicular se colocarán las mallas esquineras tanto

en la parte interior como exterior, además de colocar varillas de hierro angulares de 8mm cada 40cm como indica la **Figura 6.17**.



Figura 6.16 Aplomada y fijación de los muros
Fuente: (La revista, 2015)



Figura 6.17 Fijación de varillas angulares en las esquinas de los muros
Fuente: (Gerry Bastidas, 2105)

Se deberá colocar los dinteles en las puertas y ventanas, estos serán grapados a la malla, y posterior se realiza las instalaciones. Para colocar las instalaciones se deberá reducir el poliestireno con pistola de aire caliente o soplete en lo largo de la ubicación de la tubería, las tuberías serán pasadas

por el interior de la malla, en caso de ser necesario cortar la malla, se colocará una malla de unión para darle nuevamente continuidad.

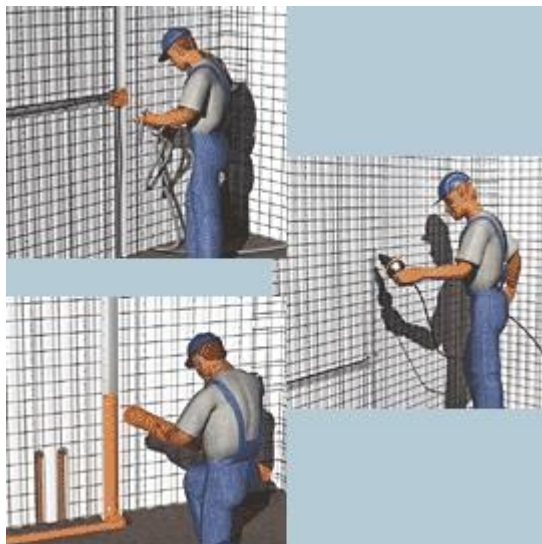


Figura 6.18 Colocación de instalaciones de servicios básicos
Fuente: (EMMEDUE, s.f.)

Colocación de los paneles para losa

Se colocan los paneles para losa previa al estucado, estos serán soportados por maderas y puntales con una separación máxima de un metro. La losa se apoyará sobre los muros con la cantidad de refuerzo según el cálculo obtenido en Anexo 1, se reducirá el poliestireno que esté sobre el panel vertical inferior para darle continuidad al muro. se dejarán también varillas salientes de similar forma a las de la cimentación para la colocación de los paneles del piso superior.

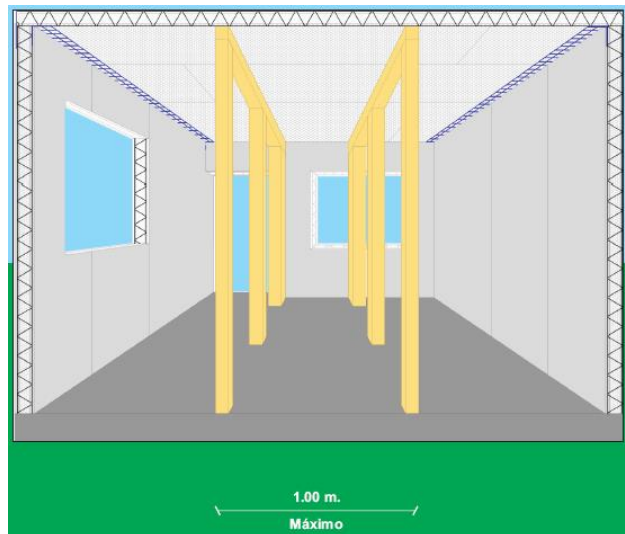


Figura 6.19 Disposición de las maderas y puntales para losa
Fuente: (COVINTEC)

Luego se procederá con la colocación de la escalera y el refuerzo de la misma con la cantidad de acero obtenida mediante el cálculo realizado.

Para el montaje de los paneles del piso superior se procederá de igual manera, en la parte superior del muro se colocará un perfil tipo C con un ángulo o trozo de perfil C soldado para el montaje de la estructura de la cubierta o de manera opcional se podría colocar una cubierta de piso con el procedimiento similar a la de la losa de entepiso.

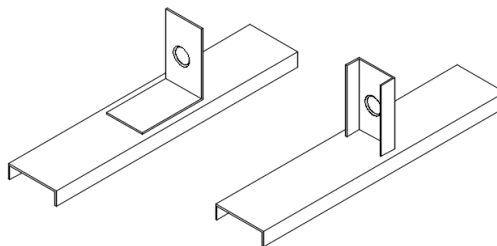


Figura 6.20 Disposición del ángulo receptora de la estructura de la cubierta

Fuente: (Autores, 2016)

Por último se coloca el mortero ya sea este proyectado o chicoteado, El proceso será en dos capas sin dejar transcurrir mucho tiempo entre la colocación de estas, realizar el proceso de curado del hormigón de manera adecuada ya que este es un factor determinístico para este que alcance su máxima resistencia.

Nota: Los detalles de las uniones y otros se presenta en Anexos.

6.3. Alternativa: 3 Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento

La metodología del proceso constructivo es complejo, lo puede llevar a cabo una persona que haya sido capacitada correctamente. El proceso requiere de esfuerzo en la colocación de los paneles; sin embargo, no se hace uso de herramientas de tecnología avanzada. Los implementos que se necesitarán en el proceso constructivo son:

6.3.1. Cimentación

El proceso constructivo de la cimentación es de manera tradicional, pero de esta deberán sobresalir las varillas de anclaje que coincidan con el centro del pilarejo formado por cuatro paneles, el espaciamiento entre varillas 550mm.

Al inicio de la construcción se deberá colocar el sistema de replanteo para conseguir una buena precisión en la posición de las zapatas y por ende de los muros portantes, ya que es muy importante conseguir la configuración regular de la vivienda.

La **Figura 6.21** muestra la unión de los paneles de muro con el sobrecimiento por medio de la utilización de mortero.

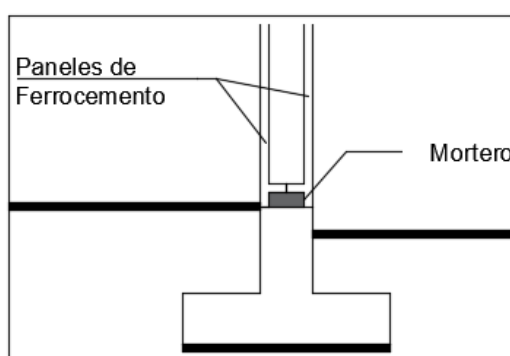


Figura 6.21 Instalación del muro en el sobrecimiento.

Fuente: (Autores, 2016)

6.3.2. Instalación de la superestructura

Instalación de los paneles estructurales para muro

El muro consta de dos cámaras de aire, que se forman al unir dos paneles dispuestos por un panel exterior montado y apoyado en la parte superior del sobrecimiento a través de su base inferior, sujetado a una estructura de madera auxiliar en base a cuarterones y tablas de pino colocadas horizontalmente en esta estructura en tres alturas y distribuidas uniformemente con respecto a la longitud del panel, debidamente alineadas y aplomadas.

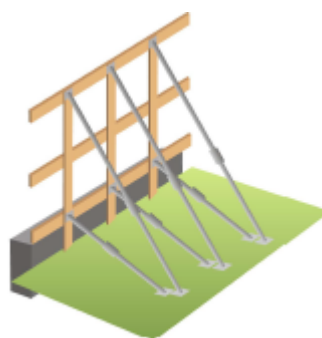


Figura 6.22 Soporte para aplome de paneles y montaje.

Fuente: (Cementos BIO BIO, 2002)

En la cara interior del panel exterior se realizará un tratamiento térmico que consiste en la colocación de una plancha de poliestireno expandido de 10 mm de espesor y de una densidad baja, después se coloca papel fieltro de 15 lbs.,

o similar en sentido longitudinal, adherido a los nervios perimetrales del panel mediante adhesivo, para permitir la conformación de la primera cámara de aire.

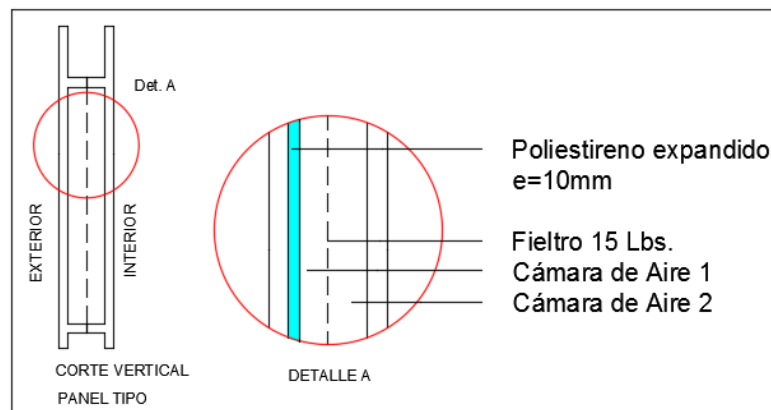


Figura 6.23 Composición del muro de paneles de ferrocemento.
Fuente: (Autores, 2016)

Seguidamente se procede a ajustar el panel interior dando forma al muro con doble cámara de aire. Previamente a la colocación del panel interior en este proceso también se colocan las instalaciones eléctricas y sanitarias embutidas como se muestra en la figura, quedando las cajas en los pilares y las canalizaciones de los centros, a través del entretecho.



Figura 6.24 Instalación del sistema eléctrico y sanitario.

Fuente: (Cementos BIO BIO, 2002)

En la parte superior de los paneles se deben colocar grampas metálicas en especial en los extremos que eviten que éstos se abran en la parte superior.

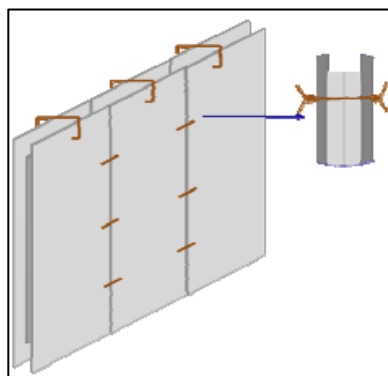


Figura 6.25 Conexión entre paneles mediante grampas metálicas.

Fuente: (Cementos BIO BIO, 2002)

6.3.3. Detalles Constructivos

Construcción de Pilares y Cadenas

Los pilarejos se forman por la unión entre las nervaduras de los extremos de paneles de ferrocemento, colocando hormigón H21 con enfierradura central, Fe de 12 mm de diámetro cuya compactación será mediante uso de varilla. En el extremo superior de los paneles después de 2 horas se coloca una cadena de hormigón H21, armada con enfierradura similar a la del sobrecimiento. La mayor trabajabilidad será dada mediante un aditivo plastificante.

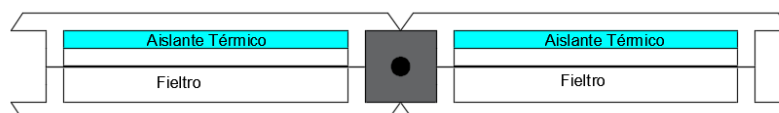


Figura 6.26 Formación de pilarejos mediante unión de paneles.
Fuente: (Autores, 2016)

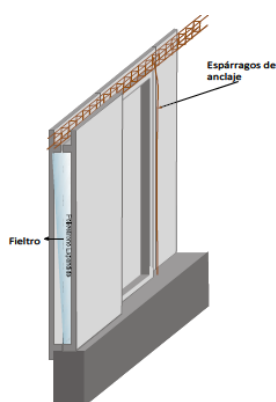


Figura 6.27 Formación de la cadena mediante enfierradura.
Fuente: (Cementos BIO BIO, 2002)

Rasgos de ventanas

Para realizar este proceso, se utilizan discos diamantados que luego de trazar se manipulan para abrir los rasgos de ventanas en la forma y dimensiones indicadas en los planos respectivos.

Juntas de construcción

La unión entre paneles debe ser realizada con un mortero de la misma resistencia que el utilizado para la prefabricación de los mismos y elaborado con los mismos materiales de construcción.

Colocación de los paneles para losa

Se colocan los paneles para losa previa al estucado, estos serán soportados sobre el coronamiento de los paneles de muros, para posteriormente construir la sobrelosa como se presenta en los anexos. Se dejarán también varillas salientes de similar forma a las de la cimentación para la colocación de los paneles del piso superior.



Figura 6.28 Colocación de losa en la vivienda.
Fuente: (Cementos BIO BIO, 2002)

CAPÍTULO 7

7. Análisis de impacto ambiental

La preservación del medio ambiente y los derechos de la población cercana a la obra y trabajadores de la misma de realizar sus actividades laborales en un ambiente libre de contaminación deben ser garantizados durante la construcción y tiempo de vida de cualquier obra civil o actividad dentro de esta.

7.1. Objetivo:

- Identificar los principales impactos ambientales que puede generar las alternativas de construcción sobre el ambiente donde se ubicará.
- Desarrollar un plan de Control, mediante la utilización de matrices ambientales de atenuación, que contemple los factores a seguir para el seguimiento de las alternativas propuestas.
- Elaborar un plan de manejo ambiental (medidas de mitigación) con el propósito de implementar gestiones para controlar, minimizar y atenuar los impactos ambientales que se pueden desarrollar.

7.2. Introducción

Las construcciones realizadas a base de elementos prefabricados, hoy en día se desarrollan de manera creciente por su aceptación en diferentes países debido a sus características que son ampliamente conocidas: fabricación en serie, montaje fácil y rápido, uso de materiales en obra reducido, baja generación de residuos, excelentes cualidades estructurales debido al mayor control, entre otras.

El estudio ambiental requiere principalmente que se establezcan las actividades involucradas en el desarrollo del proyecto y cómo se relaciona cada una con el ecosistema, para luego identificar, predecir y evaluar los impactos ambientales. Con relación al proyecto, se identificaron las actividades que podrían afectar las condiciones naturales del entorno en el que se desarrollará y los elementos que serán afectados en términos de tiempo y espacio.

7.3. Metodología

Se utilizó las matrices como metodología para la evaluación, proporcionando valores cualitativos y cuantitativos a los impactos ambientales, dependiendo de la característica matricial (factores ambientales) a considerar respecto al medio ambiente (físico, biológico y socio-económico cultural).

Físicos y Químicos

- Agua superficial y subterránea: Se consideran tanto la cantidad como la calidad en las diferentes fases del proyecto, como derrames de lubricantes durante la fase de construcción, cantidad de agua utilizada durante el proceso productivo, etc.
- Aire: Se considera la cantidad de emisiones generadas a la atmósfera durante las diferentes etapas del proyecto: construcción, operación y desmontaje.
- Suelo: Se considera eventos que alteren al suelo, como la transportación, compactación, la erosión y la posible contaminación del mismo.
- Ruido: Se considera la intensidad y la duración en las diferentes etapas del proyecto.

Biológicos

- Flora y Fauna: Se considera tres aspectos principales, la diversidad en cuanto al número de especies totales, la distribución, en donde se analiza si el proyecto evaluado influirá en ésta, y la abundancia, referida al número de individuos totales.

Socio-Económicos y Culturales

- Paisaje: Se considera el buen estado de conservación del medio natural, como referencia para el diseño del proyecto.
- Empleo: Se considera de manera directa para el proyecto en las diferentes fases.

A continuación se presentan las siguientes matrices que se utilizaron para cada una de las alternativas planteadas para la construcción de viviendas de dos pisos sismorresistentes:

- Matriz Intensidad (I)
- Matriz Extensión (EX)
- Matriz Duración (D)
- Matriz Bondad de Impacto (Signo)
- Matriz Magnitud (M)
- Matriz de Reversibilidad (RV)
- Matriz de Riesgo (RG)
- Matriz de Valoración de Impacto Ambiental (VIA)
- Matriz Rango de Significancia de Impacto Ambiental

En donde cada una de estas matrices relaciona los distintos factores ambientales (columnas) con las actividades del proyecto (filas), ya sean estas interacciones positivas o negativas.

Cada alternativa se ejecutará por fases: construcción y operación. Cada una de estas fases tiene un conjunto de acciones propuestas.

A continuación, se presenta la Matriz Rango de Significancia de Impacto Ambiental, siendo:

N: Impacto Neutro

B: Bajo

M: Impacto medio

A: Impacto Alto

Los cálculos que respaldan la información presentada a continuación se encuentran en el Anexo 5

7.3.1. Matriz cualitativa de valoración de impacto ambiental (VIA)

Alternativa de vivienda 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente

Tabla 7.1 Matriz de valoración de impacto ambiental de alternativa 1 de vivienda

ACCIONES	ELEMENTOS Y FACTORES AMBIENTALES								
	Físicos y Químicos					Biológicos		Factores Socioeconómicos	
	Agua		Suelo	Atmósfera		Fauna	Flora	Área de influencia	
	Calidad de agua Superficial	Calidad de agua Subterránea	Erosión y contaminación	Sonido Ambiental (Ruido)	Emisiones (gases-partículas)			Generación de Empleo	Paisaje
Despalme y desmonte de la vegetación	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	MEDIO	MEDIO	MEDIO
Carguío y transporte de los paneles	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	MEDIO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Requerimientos de áreas para descarga de los paneles y otros materiales	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	BAJO	MEDIO	BAJO
Limpieza, nivelación y compactación del terreno	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Armado y enconfrado	BAJO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO	BAJO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Hormigonado	BAJO	NEUTRO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO	BAJO	MEDIO	NEUTRO
Mampostería	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Generación de desechos sólidos	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Generación de aguas residuales	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	BAJO	NEUTRO	NEUTRO
Colocación de baldosas	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Acabados e instalaciones	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	MEDIO

Fuente: (Autores, 2016)

Alternativa de vivienda 2: Panel estructural con alma de poliestireno expandido

Tabla 7.2 Matriz de valoración de impacto ambiental de alternativa 2 de vivienda

ACCIONES	ELEMENTOS Y FACTORES AMBIENTALES								
	Físicos y Químicos					Biológicos		Factores Socioeconómicos	
	Agua		Suelo	Atmósfera		Fauna	Flora	Área de influencia	
	Calidad de agua Superficial	Calidad de agua Subterránea	Erosión y contaminación	Sonido Ambiental (Ruido)	Emisiones (gases-partículas)			Generación de Empleo	Paisaje
Despalme y desmonte de la vegetación	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	MEDIO	MEDIO	MEDIO
Carguío y transporte de los paneles	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	MEDIO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Requerimientos de áreas para descarga de los paneles y otros materiales	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	BAJO	MEDIO	BAJO
Limpieza, nivelación y compactación del terreno	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Armado y enconfrado	BAJO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO	BAJO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Hormigonado	BAJO	NEUTRO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO	BAJO	MEDIO	NEUTRO
Mampostería	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO
Generación de desechos sólidos	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Generación de aguas residuales	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	BAJO	NEUTRO	NEUTRO
Colocación de baldosas	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Acabados e instalaciones	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	MEDIO

Fuente: (Autores, 2016)

Alternativa de vivienda 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento

Tabla 7.3 Matriz de valoración de impacto ambiental de alternativa 3 de vivienda

ACCIONES	ELEMENTOS Y FACTORES AMBIENTALES								
	Físicos y Químicos					Biológicos		Factores Socioeconómicos	
	Agua		Suelo	Atmósfera		Fauna	Flora	Área de influencia	
	Calidad de agua Superficial	Calidad de agua Subterránea	Erosión y contaminación	Sonido Ambiental (Ruido)	Emisiones (gases-partículas)			Generación de Empleo	Paisaje
Despalme y desmonte de la vegetación	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	MEDIO	MEDIO	MEDIO
Carguío y transporte de los paneles	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	MEDIO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Requerimientos de áreas para descarga de los paneles y otros materiales	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	BAJO	MEDIO	BAJO
Limpieza, nivelación y compactación del terreno	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Armado y encofrado	BAJO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO	BAJO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Hormigonado	BAJO	NEUTRO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO	BAJO	MEDIO	NEUTRO
Mampostería	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO
Generación de desechos sólidos	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Generación de aguas residuales	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	BAJO	NEUTRO	NEUTRO
Colocación de baldosas	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	NEUTRO
Acabados e instalaciones	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	NEUTRO	BAJO	NEUTRO	NEUTRO	MEDIO	MEDIO

Fuente: (Autores, 2016)

7.4. Análisis del impacto ambiental del proyecto en estudio

Se puede observar en las tablas de valoración de impacto ambiental que las afectaciones al medio ambiente es baja o neutra, es decir que no tiene mucha afectación al medio ambiente, lo cual no implica a que se deba darle menos importancia al cuidado del proceso constructivo.

Es importante mencionar que al realizarse la elaboración de prefabricados en plantas de producción, esto ayudará sobre todo al momento de efectuarse la generación de desperdicios y emanaciones que se puedan presentar, de una manera más especializada, controlando mejor los residuos y disminuyéndolos lo máximo posible, reduciendo también la cantidad de residuos generados en el área donde se realiza la construcción.

Además puede provocar un ahorro de materiales utilizados en obra, y se requeriría un mínimo de materiales para la realización de juntas y remates, por lo cual se disminuyen los acarreos, las facilidades temporales para almacenaje y las pérdidas.

En este proyecto el diseño de vivienda de mampostería de 2 pisos no hace referencia a la utilización de materiales ecológicos, sino con productos

similares al sistema de construcción convencional. Por tal motivo en algunos casos se necesitan grandes cantidades de energía en su fabricación, y en otros hasta consumiendo recursos no renovables, para obtener determinados componentes.

Cuando el proyecto esté en proceso, es decir comenzando con la etapa de construcción, se deben tener en cuenta varios acontecimientos que se presentarán en el área de interés, analizados desde el punto de vista medioambiental:

- La atmosfera se ve afectada de forma negativa, primordialmente por las diversas actividades desarrolladas durante la etapa de construcción, ya que estos generan emisión de polvo, dispersión de partículas fugitivas y ruido ocasionado por el uso de transporte y la presencia de los obreros en la zona de la obra.
- El suelo se ve afectado y expuesto por la erosión eólica y/o hídrica por las principales actividades como desmonte y compactación, provocando el aumento de la escorrentía, debido a la disminución de la capacidad de infiltración del agua lluvia. Además el uso de maquinarias durante la construcción implica un riesgo de contaminación en caso de mal manejo. Por otro lado los principales impactos en el suelo se generan por la impermeabilización debido a la colocación del concreto

en el suelo, realizando antes la generación de materiales producto de excavación, que en algunos casos son residuos. Cabe mencionar también que conforme se aumente el número de obreros, existe un mayor riesgo de alterar el suelo tanto por residuos como por contaminantes sólidos o líquidos como botes de pintura, aceites, catalizadores, solventes, etc.

El recurso suelo, en la fase de operación se ve afectado por la generación de residuos diarios, siendo un problema el manejo y disposición de los mismos, ya que pueden originar impactos adversos, como presencia de basura en el área de alrededor resultando peligrosa por la proliferación de fauna nociva (moscas, mosquitos, ratas, cucarachas, etc.).

- El agua debido a las labores propias de la actividad, puede ser afectada alterando su calidad y curso, ya sea superficial o subterránea, así como su contaminación en el caso de algún accidente y/o derrame, en el momento de realizar procesos de terminados e instalaciones, que conllevan a aumentar el riesgo de contaminación.
- La vegetación, su daño se considera como uno de los principales impactos al ecosistema, tales como: Pérdida de área forestal, exposición y erosión de suelos y pérdida de hábitad para la fauna, pero se puede disminuir estos efectos considerando un plan de revegetación en la fase final de construcción del proyecto.

- La fauna se relaciona con los impactos negativos producidos en la vegetación, ya que al retirar la vegetación y disminuir la cobertura vegetal, se reduce en consecuencia el hábitat de la fauna, además se restringen los recursos alimenticios provocando que desaparezca áreas de anidación y reproducción de las especies animales que habitan en la zona de interés.
- El paisaje actual de la zona también se ve afectado de manera negativa evidentemente por la eliminación de la vegetación así como por el movimiento de tierras relacionado a este tipo de obras, pero terminada la construcción se puede apreciar el cambio visual del lugar contribuyendo a un impacto positivo.
- El empleo en todos los aspectos se considera de impacto positivo, ya que para la ejecución de estos trabajos, habrá de contratarse personal de las localidades cercanas a la zona de interés, es decir se propiciará la generación de empleos, pero estos solamente serán significativos a nivel local debido al volumen de los trabajos que se realizarán.

Medidas de Mitigación

La construcción de viviendas se considera como un impacto positivo con respecto a la sociedad, es por esto que se debe tomar medidas de mitigación, las mismas que tienen como principal finalidad la de mitigar y prevenir para

que no se presenten impactos ambientales negativos que se desarrollarán durante la etapa de construcción, operación y mantenimiento del proyecto constructivo.

Estas medidas de mitigación son de manera general con respecto al ambiente y al área de interés donde se pueda desarrollar el proyecto.

Tabla 7.4 Medidas de mitigación para los factores ambientales

ELEMENTOS Y FACTORES AMBIENTALES	MEDIDAS DE MITIGACIÓN
Atmósfera	<p>Se recomienda realizar las actividades en fase húmeda, es decir, agregar agua tratada. Además se deberá respetar los límites máximos permisibles de ruido perimetral según normas establecidas.</p> <p>En cuanto a los acabados de pintura o barniz se realizarán con brocha, evitando la dispersión de partículas volátiles.</p>

Suelo	<p>No se debe permitir el vertimiento de materiales y residuos de ningún tipo de sustancia en el suelo desnudo.</p> <p>Procurar aprovechar el material extraído de las zonas de excavación en el periodo de nivelación.</p>
Agua	<p>No se debe permitir el vertimiento de materiales y residuos de ningún tipo de sustancia en las zonas de escorrentía. Así también se deberá tener un estricto control sobre el mantenimiento de los equipos a utilizar con el fin de evitar algún tipo de contaminación o fuente contaminante.</p> <p>De ser posible se deberá instalar un sanitario portátil, excusado o letrina.</p>
Flora	<p>Se recomienda que para ningún tipo de vegetación se utilicen productos químicos o fuego. Además el área de trabajo debe estar acordonada colocando señalamientos que</p>

	<p>indiquen claramente los trabajos a realizarse.</p> <p>En caso de encontrarse con especies de importancia ambiental, éstas serán rescatadas y plantadas en otra zona.</p>
Fauna	<p>Si existe la presencia de animales en el área de interés, deben ser retirados reubicándolos con ayuda de personal capacitado.</p>
Paisaje	<p>Se recomienda que durante los trabajos de preparación y construcción, se cubra el área de interés con el fin de disminuir el impacto visual de las actividades que se desarrollen.</p>

Fuente: (Autores, 2016)

CAPÍTULO 8

8. Análisis de presupuesto referencial

El costo de construcción de una vivienda es un factor muy importante a la hora de decidir el tipo de sistema estructural a construir, por lo que las personas optan por un sistema tradicional puesto a que este es el más económico existente o incluso optan por sistemas improvisados como ya se lo mencionado en capítulos anteriores exponiéndose al peligro ante algún evento sísmico que pueda ocurrir.

A continuación presentamos un resumen del presupuesto que se necesita para la construcción de las alternativas de viviendas expuestas.

Tabla 8.1 Resumen de presupuesto referencial de las alternativas de vivienda

	COSTO (- Utilidad)	COSTO (15% Utilidad)	COSTO POR M2
Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente	\$26,515	\$30,492	\$298.94
Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido	\$23,011	\$26,463	\$259.44
Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento	\$24,315	\$27,962	\$274.14

Fuente: (Autores, 2016)

La lista de rubros y análisis de precios unitarios (APU) que respaldan los valores descritos en la tabla se exponen en detalle en el ANEXO 5

Según lo expuesto por un comentario dicho por un arquitecto en un artículo periódico “El Diario”, el costo de una vivienda de 70 m² sin incluir el cerramiento y terreno está costando \$25000 dólares dando un costo por m² de \$357.14. Los valores presentados en la tabla oscilan entre el 60 y 75% del costo ante mencionado, esto la permite a las personas la opción de elegir un sistema estructural seguro y económico.

CAPÍTULO 9

9. Análisis comparativo entre las alternativas de diseño

9.1. Análisis comparativo entre las alternativas expuestas

Para el análisis comparativo y selección de alternativa se ha considerado los siguientes aspectos:

- Comportamiento sísmico estructural
- Complejidad constructiva
- Costo de obra
- Impacto ambiental

9.1.1. Comportamiento estructural

Las tres alternativas expuestas presentan un excelente comportamiento ante eventos sísmicos que se puedan presentar, estas son capaces de resistir la carga de su propio peso y las cargas impuestas sin llegar al límite con las consideraciones de diseño aplicadas. Las diferencias de deformaciones entre las alternativas de viviendas son despreciables.

El esfuerzo de presión ejercido sobre el suelo es moderadamente bajo con respecto a las tres alternativas, inclusive ante los eventos sísmicos, considerando que las tres poseen la cimentación con similares características.

En conclusión las tres alternativas poseen un excelente desempeño ante eventos sísmicos.

9.1.2. Complejidad constructiva

En relación a la complejidad constructiva o metodología constructiva la vivienda que presenta una mayor dificultad en el proceso constructivo es la vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente, este requiere de supervisión más elaborada y detallada que otros sistemas en el proceso constructivo como el colocado del refuerzo y llenado de los huecos con mortero de las piezas requiriendo así de un personal calificado para este proceso ya que se está construyendo elementos estructurales.

El sistema constructivo de la vivienda compuesta por paneles de ferrocemento es menos complejo que el sistema de compuesto por mampostería, pero aún si requiere de un personal calificado para la maniobrabilidad de los paneles.

El proceso constructivo con menos complejidad constructiva y que requiere de un personal no necesariamente calificado es la vivienda compuesta por

paneles estructurales con alma de poliestireno expandido, siendo esta la vivienda idónea en cuanto este aspecto se refiere.

9.1.3. Costo de obra

Como ya ha sido mencionado con anterioridad, las tres alternativas de vivienda representan un costo económico comparado con el costo de una vivienda tradicional. En la **Figura 9.1** se puede observar que la alternativa más económica relativamente es la vivienda de panel estructural con alma de poliestireno expandido, siendo la de mayor costo la vivienda de mampostería, por lo cual mediante este aspecto la alternativa a seleccionar sería la alternativa 2.

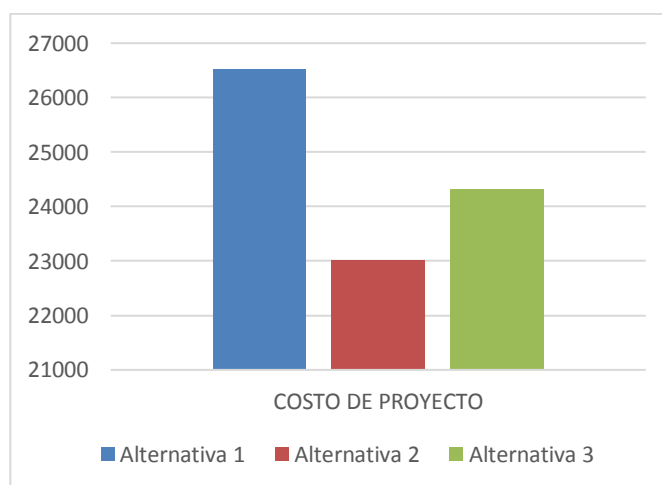


Figura 9.1 Ilustración representada de costo de proyecto de las alternativas de vivienda

Fuente: (Autores, 2016)

9.1.4. Impacto ambiental

La afectación al medio ambiente de las alternativas de viviendas resultó ser de medio a bajo considerando también que existe una mayoría en estado neutro para ciertos factores en relación a ciertas actividades durante el proceso constructivo. La alternativa que muestra una mayor diferencia negativa es la vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente a pesar de que es la que genera más empleo al necesitar de más trabajadores, ya que esta vivienda al tener como elemento constructivo bloques de hormigón presentará un mayor porcentaje de desechos sólidos en el caso de no ser reciclados, además de un mayor derrame del mortero utilizado en la actividad de pegar los bloques.

Por otro lado la vivienda de ferrocemento presenta relativamente una mayor afectación a los sonidos ambientales pasando de bajo a medio en relación a las otras viviendas, por motivo de una mayor necesidad en el empleo de transporte, además de una grúa para la manipulación de los paneles estructurales.

Por el contrario a lo antes mencionado, la vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido presenta relativamente menor afectación al medio ambiente, por lo que en cuanto a este aspecto sería la vivienda seleccionada para la aplicación.

9.2. Selección de alternativa

De acuerdo al análisis comparativo realizado se realizó la siguiente tabla mostrando un resumen de la selección de las alternativas por cada factor evaluado, la selección es expresada mediante una x de significado de aceptación o selección de la alternativa.

Tabla 9.1 Selección de alternativa por factores evaluados

	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Comportamiento estructural	x	x	x
Complejidad constructiva		x	
Costo de obra		x	
Impacto ambiental		x	

Fuente: (autores, 2016)

Mediante observación y análisis de la **Tabla 9.1** se determina que la vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido es la alternativa seleccionada.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.3. CONCLUSIONES

1. De acuerdo a los resultados obtenidos las distintas alternativas de viviendas expuestas presenta un excelente desempeño sísmico.
2. De acuerdo con lo planteado en unos de los objetivos cada uno de las alternativas se apegan a normativas de edificaciones sismoresistentes.
3. El proceso constructivo de las alternativas de viviendas no presentan impactos significativos al medio ambiente y es relativamente menor impacto producido por el proceso constructivo tradicional, con un debido control del proceso constructivo esto se podría reducir aún más.
4. Según el análisis de presupuesto realizado a cada una de las alternativas de viviendas, el costo de proyecto en relación al costo de una vivienda tradicional representa el 73% para la alternativa 1, 63.2% para la alternativa 2 y 66.75% para la alternativa 3, estos valores reflejan el valor relativamente económico de las viviendas expuesta.

5. Referente al análisis realizado de la metodología del proceso constructivo la vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido presenta menos complejidad que las otras alternativas, aunque el tiempo de construcción es un poco mayor a la de la vivienda de paneles estructurales en ferrocemento a causa de la necesidad del proceso de curado.

9.4. RECOMENDACIONES

1. El diseño fue realizado considerando parámetros característicos para la zona de riesgo sísmico de la provincia de Manabí, para la aplicación de cualquiera de las alternativas en un lugar zona sísmica diferente se recomienda realizar el análisis sísmico respectivo con las características del lugar.
2. El diseño fue realizado para viviendas de dos plantas, por lo que en el caso de aumentar niveles se recomienda realizar el análisis respectivo ya que esto implicaría aumento en las cargas en los pisos inferiores.
3. Para el diseño de la cimentación se consideró una carga admisible del suelo de 4Kg/cm², la cual es predominante en la provincia de Manabí, en caso de construcción de la vivienda en un suelo en el que difiere la

resistencia de la considerada para el diseño, es necesario rediseñar la cimentación.

4. Para asegurar el correcto desempeño y durabilidad de la estructura es estrictamente necesario cumplir con todos los requerimientos expuestos, como el recubrimiento mínimo, longitudes de desarrollos del refuerzo, entre otros.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] A. 2012, 12. (2016, Agosto). Resistencia del concreto al corte. [Online]. <http://www.arqhys.com/contenidos/resistencia-concreto-corte.html>
- [2] ACI. (2015). Requisitos de reglamento para concreto estructural.
- [3] Celia, L. (2012, Abril). Manabí. [Online]. <http://actividadesculturalesmanabi.blogspot.com/2010/04/manabi.html>
- [4] COVINTEC. Certificados IDIEM panel estructural. Santiago de Chile, 2014.
- [5] COVINTEC. Manual técnico. Santiago de Chile, 2014
- [6] COVINTEC. Manual técnico. Santiago de Chile, (s.f.).
- [7] El Costanero. (2012, Enero). Manta, primer puerto pesquero del país. [Online]. <http://elcostanero.blogspot.com/2012/01/manta-primer-puerto-pesquero-del-pais.html>
- [8] EMMEDUE. (s.f.). COSTRUZIONI ANTISISMICHE: SISTEMA EMMEDUE. [Online]. <http://www.infobuild.it/prodotti/costruzioni-antisismiche-sistema-emmedue/>
- [9] Gerry Bastidas. (2015, Abril). Proceso de instalación de los paneles. [Online]. <http://panelestructural.blogspot.com/>
- [10] Guerrero, T. V. (s.f.). Información de Manabí. [Online]. <http://teodoro8.tripod.com/mipagina/id13.html>
- [11] Instituto Costaricense del Cemento y del Concreto. Manual de construcción con bloques de concreto. Costa Rica, 2007.
- [12] La revista. (2015, Mayo). Alternativas constructivas. [Online] <http://www.larevista.ec/actualidad/vivienda-y-decoracion/alternativas-constructivas>
- [13] María, A. Susceptibilidad al deslizamiento de los suelos y rocas, provincia de Manabí, Ecuador. Guayaquil, 2015

- [14] María, P. s. (s.f.). Modalidad delo refuerzo de alta resistencia para mampostería. [Online]: <http://www.imcyc.com/ct2007/nov07/ingenieria1.htm>
- [15] Minke, G. Manual de construcción para vivienda antisísmica de tierra. Alemania, 2005.
- [16] NEC 2015. Norma ecuatoriana de la construcción. Quito, 2015.
- [17] NEC SD CG. Cargas (no sísmicas). Quito, 2015.
- [18] NEC-SE_VIVIENDA. Viviendas de hasta 2 pisos con luses de hasta 5m. Quito, 2015.
- [19] NEC-SE-DS. Cargas sísmicas, diseño sismo resistente. Quito, 2015.
- [20] NEC-SE-MP. Mampostería estructural. Quito, 2015.
- [21] Nelson Morrisons. Interacción suelos-estructuras: Semi-espacio de winkler. Barcelona, 1993.
- [22] PANELDOM.com. Ahorro Energético y Protección del Medio Ambiente. República Dominicana, 2015.
- [23] Ruiz, B. Estudio de resistencia y vulnerabilidad sísmica dee viviendas de bajo costo estructuradas con ferrocemento. Barecelona, España, 2005.
- [24] Sandro, V., Marc, r., Nicole, B. V., & Bernard, P. Sismicidad de la región de manta: Enjambre sísmico de Manta. Quito, 2005.
- [25] SENPLADES. Plan de Desarrollo o Ordenamiento Territorial. Pedernales, 2015.
- [26] Singaicho, J. Criterios estructurales para mejorar la estimación de intensidades. Quito, 2009.
- [27] Pama, R. P y Paul, B. K. Ferrocemento. México, Ed. Abeja, S. A., 1992.
- [28] Castro, J. Application of ferrocement in low-cost Housing in Mexico, American Concrete Institute, special publications SP 61, Detroit, 1979, pp. 143-146. 1979.
- [29] Fernández, A. Ferrocement research and development in Oaxaca, Mexico. Journal of ferrocement, Vol. 26, No. 4, pp. 259-266, 1996.

- [30] Olvera López, A. Applications of prefabricated ferrocement housing in Mexico. In ferrocement 6: Lambot symposium, proceedings of sixth international on ferrocement, A. E. Naaman, Editor, Universidad de Michigan, Ann Arbor, pp. 95-108,1998.
- [31] Correa, C. F. La vivienda social en el Ecuador (Tesina). Tecnología A L'Arquitectura. Ecuador,2010.
- [32] González, D. F. Las viviendas de ferrocemento: una oportunidad para la vivienda social. Estudio sísmico. Colombia,2009.
- [33] Naaman, A. E. and Hammoud, H. Ferrocement prefabricated housing: the next generation, Journal of Ferrocement, V. 22, N. 1, 37, 1992.
- [34] Naaman, Antoine E. Ferrocement and laminated cementitious composites, Michigan, 1st Edition. Techno Press-3000,2000.
- [35] Pancharathi, r. K., & Rao, C. K. Strength of high performance ferrocement composite under compression-compression. International Journal of theoretical & applied mechanics. 2009.
- [36] Llanes B., C. El Ferrocemento, una opción frente a los desastres. IV Conferencia Latinoamericana y del Caribe sobre ferrocemento. La Habana, 2003.
- [37] Fuentes, Y. Evaluación del sistema de edificaciones residenciales de ferrocemento (SERF) ante cargas de viento y sismo. Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría. La Habana, Cuba, 2010.
- [38] Bermúdez, I. R., Hernández, M. K. Diseño de un edificio multifamiliar a base de un sistema constructivo mixto de ferrocemento y concreto, ubicado en el departamento de Managua-Sabana Grande. Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, Managua, 2015.
- [39] Ing. Fernández Bell, J. F., Ing. Rodríguez Rodríguez, S., Ing. Silva Walker, J. A., Ing. Infante Ferrer, O., & Silva Rodríguez, I. L. Embarcaciones de Ferrocemento, Construcción y Reparación. La Habana, Cuba: Editorial Pueblo y Educación, 1988.
- [40] Uribe, R. A. Diseño, fabricación y ensayo de vigas con perfil doble T de ferrocemento (Tesis de pregrado). Universidad Austral de Chile, Chile, 2004.

[41] Cevallos, P. E., & Ochoa, D. M. Estructuras de ferrocemento Vivienda de ferrocemento (Tesis de pregrado). Universidad de Cuenca, Cuenca, 2011.

[42] Puche, A. J. & Quintana, I. G. Análisis comparativo entre el ferrocemento y el hormigón armado como sistema constructivo para proyectos de vivienda de interés prioritario en Colombia (Tesis de grado). Universidad de Cartagena. Colombia. 2016.

[43] Barrientos, C. A. Diseño en ferrocemento de un edificio destinado a vivienda social. Chile: Universidad Austral de Chile, 2004.

[44] Zúñiga, A. P., & Salcedo, L. O. (2008). [Online] <http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/palmira/materiales/pdf/cap9/ampliacion/cartilla%20ferrocemento.pdf>

ANEXOS

ANEXO 1

MEMORIA DE CÁLCULO

(Cálculo general)

Reducción de carga viva

Reducción de carga viva según la sección 3.2.2. de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC SD CG, 2015).

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

$$L_r = L_0 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \quad \text{Ec.(0.1)}$$

Dónde:

L_r : Sobrecarga reducida en kN/m², aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

L_0 : Sobrecarga distribuida sin reducir

K_{LL} : Factor de sobrecarga según el elemento de soporte, indicada en la tabla 2 de la norma, donde K_{LL} es igual a 1 para este proyecto

A_T : Área tributaria en m²

Para un A_T (para muro crítico) de 4,5m², y $K_{LL}=1$, siendo el producto menor que 35m², entonces el valor de la carga viva o sobre carga es:

$$L=0.2T/m^2$$

Reducción de sobre carga para cubierta (NEC SD CG, 2015)

$$L_r=L_0R_1R_2 \quad \text{Ec.(0.2)}$$

Donde,

L_r : Sobrecarga reducida de cubierta en proyección horizontal, en kN/m^2 ; $0.60 \leq$

$L_r \leq 1$

L_0 : Sobrecarga no reducida de cubierta en proyección horizontal, en kN/m^2

R_1 y R_2 Factores de reducción de conformidad con la tablas 3 y la tabla 4 de la sección 3.2.3. de la norma.

- Para un A_T de 4.5m^2 , $R_1=1$, y
- Para una pendiente de 20% de la cubierta, $R_2=1$.

Entonces, Con $L_0=0.1\text{t/m}^2$, $R_1=1$ y $R_2=1$, tenemos La sobrecarga de cubierta es:

$L_r=0.1\text{t/m}^2$

Cálculo del espectro elástico según la norma NEC2015

Para el cálculo del espectro se han considerado los siguientes parámetros sísmicos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015):

- Factor $Z=0.5$
- Tipo de suelo C (SENPLADES, 2015)
- Coeficientes de perfil del suelo:
 - F_a : 1.18 (para $Z=0.5$ y tipo de suelo C)
 - F_d : 1.25 (para $Z=0.5$ y tipo de suelo C)
 - F_s : 1.45 (para $Z=0.5$ y tipo de suelo C)
- $\eta=1.80$, para provincias de la costa excepto Esmeraldas
- Factor $r=1$, para tipo de suelo C

- Factor $R=1.5$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)
- Factor $I=1.0$
- $C=2.4$, para zona costera y Galápagos (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Cálculo de T_0 y T_C .

$$T_0 = 0.1F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec.(0.3)}$$

$$T_0 = 0.1536 \text{seg.}$$

$$T_C = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec.(0.4)}$$

$$T_C = 0.8448$$

Espectro elástico de diseño

- Región 1: $T \leq T_0=0.1536 \text{seg}$

$$S_a = Z * F_a \left[1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_0} \right] \text{ Para } T=0 \quad \text{Ec.(0.5)}$$

$$S_a = Z * F_a$$

$$S_a = 0.5 * 1.18$$

$$S_a = 0.59$$

Para $T=0.1536 \text{seg}$

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

$$S_a = 0.5 * 1.18 * 1.80$$

$$S_a = 1.062$$

- Región 2: $T_0=0.1536 \text{seg} < T \leq T_C =0.8448 \text{seg}$

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{Ec.(0.6)}$$

$$S_a = 1.80 * 0.5 * 1.18$$

$$S_a = 1.062$$

– Región 3: $T > T_c = 0.8448 \text{seg}$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{Ec.(0.7)}$$

$$S_a = 1.80 * 0.5 * 1.18 * \left(\frac{0.8448}{T}\right)^1$$

$$S_a = \frac{0.8972}{T}$$

Cálculo de losa

Se empleará una losa aligerada con material de poliestireno expandido, en la parte inferior de panel se colocará mortero con una carga de 3cm y en la parte superior se colocará hormigón constituido con gravilla con una carga de 5cm, con la cantidad de refuerzos obtenido mediante cálculo.

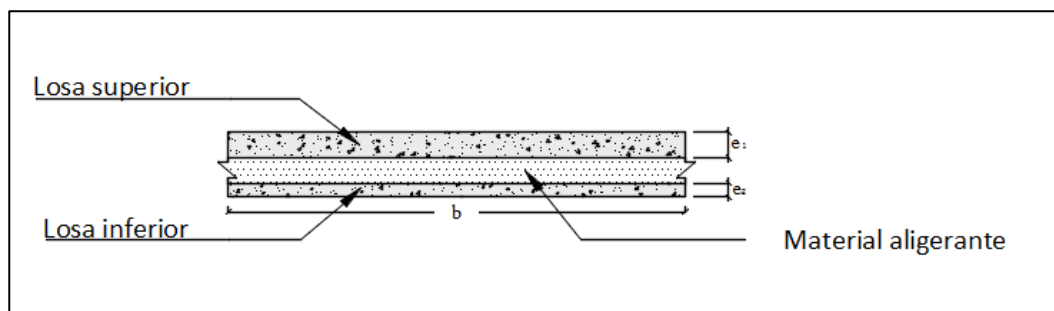


Figura 0.1 Sección transversal de análisis de losa con panel estructural

Dimensiones de la losa con panel estructural

$$e_1=5.5\text{cm}$$

$$e_2=3.0\text{cm}$$

$$e_{\text{pol}}=5.5\text{cm}$$

$$b=100\text{cm}$$

$$Y_1=11.25\text{cm}$$

$$Y_2=1.5\text{cm}$$

$$Y=7.8088\text{cm}$$

$$d_1=3.4412\text{cm } (Y_1-Y)$$

$$d_2=6.3088\text{cm } (Y-Y_2)$$

Para el cálculo de la losa se presenta la siguiente tabla con las cargas de servicio:

Carga muerta	Carga(Ton/m²)
Baldosa cerámica (6mm)	0.1080
Peso del panel de poliestireno	0.0037
Peso del hormigón con gravilla	0.204
Ductos, enlucidos y accesorios	0.040
D	0.3557
Carga viva	Carga(Ton/m²)
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0.2

L	0.2
----------	------------

Tabla 0.1 Cargas de servicio residencial
(NEC SD CG, 2015)

No se considera el peso de paredes ya que estas actúan directamente sobre los muros portantes, es requerimiento necesario para la aplicación de los paneles de poliestireno.

Para el diseño de la losa se emplean las siguientes combinaciones de carga:

- 1.4D **Ec.(0.8)**
- 1.2D + 1.6L **Ec.(0.9)**

Cálculo de la resistencia W_u mínima requerida

De **Ec.(0.8)**

$$W_u = 0.4980 \frac{ton}{m^2}$$

De **Ec.(0.9)**

$$W_u = 0.7468 \frac{ton}{m^2} \text{ (Controla el diseño)}$$

Para el cálculo del diseño de la losa la norma (sección 8.2) permite considerar una sección equivalente de losa maciza presentada a continuación:

Cálculo de la losa equivalente

$$I = \frac{be_1^3}{12} + be_1d_1^2 + \frac{be_2^3}{12} + be_2d_2^2 \quad \text{Ec.(0.10)}$$

$$I = 20064.767cm^4$$

Igualamos el valor de la inercia de la losa a la ecuación de momento de inercia para una losa maciza equivalente de sección rectangular, obteniendo así la altura equivalente.

$$I = \frac{bh_{eq}^3}{12} \quad \text{Ec.(0.11)}$$

Igualando **Ec.(0.10)** y **Ec.(0.11)**

$$I = \frac{bh_{eq}^3}{12} = 20064.767cm^4$$

$$20064.767cm^4 = \frac{100 \cdot h_{eq}^3}{12}$$

$$h_{eq} = 13.403cm$$

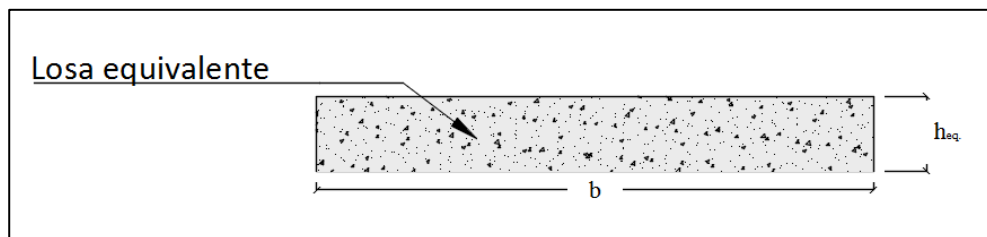


Figura 0.2 Sección transversal de análisis de losa equivalente

Cálculo del refuerzo a flexión

$$d = h_{eq} - h_{rec} - \frac{\varphi}{2} \quad \text{Ec.(0.12)}$$

Se asume un $\phi 14$ y 2cm de recubrimiento

$$d = 13.403 - 2 - \frac{1.4}{2}$$

$$d = 10.703 \text{ cm}$$

Cálculo del momento $M_{u,máx}$

En la tabla 6.5.2 del ACI no indica que el momento máximo para una losa de dos vanos se da en el apoyo intermedio con la siguiente ecuación:

$$M_{u,máx} = \frac{W * l_n^2}{9}, \quad l_n: \text{luz libre} \quad \text{Ec. (0.13)}$$

$$M_{u,máx} = 0.65287 \text{ ton} * m$$

$$\phi M_n = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59w) = M_{u,max} \quad \text{Ec. (0.14)}$$

$$0.59w^2 - w + 0.03518 = 0$$

$$aw^2 + bw + c = 0$$

$$w_1 = 1.6589$$

$$w_2 = 0.03594$$

$$\rho = w * \frac{f'_c}{f_y}, \quad f'_c = \frac{180 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} \text{ y } f_y = \frac{4200 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Ec. (0.15)}$$

$$\rho_1 = 0.07109$$

$$\rho_2 = 0.00154$$

Verificación de la cuantía

$$\rho_b = \beta_1 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right), \beta_1 = 0.85 \text{ para } f'_c = 180 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ec.(0.16)}$$

$$E_s: 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa} = 2141404 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_b = 0.01872$$

$$\rho_{\text{m}á\text{x}} = 0.75 \rho_b \quad \text{Ec.(0.17)}$$

$$\rho_{\text{m}á\text{x}} = 0.014$$

ρ_2 es menor que la $\rho_{\text{m}á\text{x}}$ por lo tanto esta cuantía controlará para el siguiente cálculo del acero.

$$A_s = \rho_2 b d \quad \text{Ec.(0.18)}$$

$$A_s = 1.648 \text{ cm}^2$$

Verificación del área de acero en la sección con respecto al acero mínimo

$$A_{s,\text{m}ín} = 0.0018 * \frac{4200}{f_y} * A_g, A_g = b h, \quad \text{Ec.(0.19)}$$

$$b = 100 \text{ cm (tramo de análisis)}$$

$$A_{s,\text{m}ín} = 2.4125 \text{ cm}^2$$

El A_s calculado es menor que el $A_{s,\text{m}ín}$, por lo tanto el $A_{s,\text{m}ín}$ controlará el diseño a flexión.

El área de acero calculado se aplicará a todos los apoyos y que con el momento máximo se obtuvo la cantidad de acero mínimo.

Entonces, se colocará varillas $\phi 8/250\text{mm}$

Cálculo del refuerzo secundario

$$A_s = \rho_{\text{mín}} A_g, \quad A_g = bh \quad \text{Ec. (0.20)}$$

$$A_s = 2.4125 \text{ cm}^2$$

Entonces, se colocará varillas $\phi 8/250\text{mm}$

Cálculo del refuerzo a cortante

El cortante último para diseño según el ACI (T.6.5.4) será de:

$$V_u = \frac{W_D * l_n}{2}, \text{ para cara exterior del primer apoyo interior} \quad \text{Ec. (0.21)}$$

$$V_u = 1.15 \frac{W_D * l_n}{2}, \text{ cara de todos los demás apoyos} \quad \text{Ec. (0.22)}$$

Siendo la

Ec. (0.22) mayor, se tomará este valor para el cálculo de refuerzo al cortante.

$$V_u = 1.2045 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 \sqrt{f'_c} bd, \quad \phi = 0.75 \text{ (cortante)} \quad \text{Ec. (0.23)}$$

$$\phi V_c = 5.7079 \text{ ton}$$

La norma ACI estipula que cuando $\phi V_c \geq V_u$, no se requiere $A_{s,\text{mín}}$, por lo tanto la sección es satisfactoria para las fuerzas cortantes actuantes.

Diseño de Escalera

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$n = 16$$

n = Número de escalones

$$a = 16,2 \text{ cm}$$

a = Altura de Contrahuella

$$b = 25 \text{ cm}$$

b = Ancho de Huella

$$t = 15 \text{ cm}$$

t = Espesor de diseño de losas de escalera

$$d = 12 \text{ cm}$$

d = Altura Efectiva

$$L = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

L = Carga Viva

$$Lo = 4.09 \text{ m}$$

Lo = Claro Horizontal

$$tg(\theta) = \frac{16.2}{25}$$

$$\theta = 32.94^\circ$$

Peso Propio

$$W_{propio} = \frac{t}{\cos(\theta)} * 2400$$

$$W_{propio} = 428.959 \frac{kg}{m^2} = 0.428 \frac{Ton}{m^2}$$

Peso Peldaños

$$W_{peldaños} = \frac{b * a}{2} * 2400 * \frac{1}{a}$$

$$W_{peldaños} = 300 \frac{kg}{m^2} = 0.300 \frac{Ton}{m^2}$$

Acabados

$$W_{acabados} = \frac{d * (b + a)}{b} * 2400$$

$$W_{acabados} = 118.656 \frac{kg}{m^2} = 0.1186 \frac{Ton}{m^2}$$

Carga Muerta: $D = 0.847615 \frac{Ton}{m^2}$

Carga Viva: $L = 0.500 \frac{Ton}{m^2}$

Carga de diseño:

De **Ec.(0.8)**

$$W_u = 1.186661 \frac{ton}{m^2}$$

De **Ec.(0.9)**

$$W_u = 1.1817138 \frac{Ton}{m^2} \text{ (Controla el diseño)}$$

Momento Mayorado:

$$M_{u,m\acute{a}x} = \frac{W_u * l_0^2}{8}$$

$$M_{u,m\acute{a}x} = 3.799658 \text{ ton} * m$$

De **Ec.(0.14)**

$$0.59w^2 - w + 0.1396 = 0$$

$$w_1 = 1.5414$$

$$w_2 = 0.1535$$

De **Ec.(0.15)**

$$\rho_1 = 0.07707$$

$$\rho_2 = 0.007675$$

De **Ec.(0.16)**

$$\rho_b = 0.021844$$

De **Ec.(0.17)**

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.016383$$

ρ_2 es menor que la $\rho_{m\acute{a}x}$ por lo tanto esta cuantía controlará para el siguiente cálculo del acero.

De **Ec.(0.18)**

$$A_s = 9.21 \text{ cm}^2$$

De **Ec.(0.19)**

$$A_{s,m\acute{i}n} = 2.4125 \text{ cm}^2$$

El A_s calculado es mayor que el $A_{s,m\acute{i}n}$, por lo tanto, el A_s controlará el diseño a flexión.

Entonces, se colocará varillas $\phi 14/230\text{mm}$

Acero de temperatura

De **Ec.(0.20)**

$$A_s = 2.7 \text{ cm}^2$$

Entonces, se colocará varillas $\phi 10/330\text{mm}$

Cálculo del refuerzo a cortante

De **Ec.(0.22)**

$$V_u = 1.9934 \text{ ton}$$

De **Ec.(0.23)**

$$\phi V_c = 6.9124 \text{ ton}$$

La norma ACI estipula que cuando $\phi V_c \geq V_u$, no se requiere $A_{s,min}$, por o tanto la sección es satisfactoria para las fuerzas cortantes actuantes.

Calculo loseta de escalera

Carga muerta	Carga(Ton/m2)
Baldosa cerámica (6mm)	0.1080
Peso propio	0.2400
Ductos, enlucidos y accesorios	0.040
W_D	0.388
Carga viva	Carga(Ton/m2)
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0.2
WL	0.2

Combinaciones de carga para diseño de losa

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L

Cálculo de la resistencia W_D mínima requerida

$$W_D = 1.4D$$

$$W_D = 1.4 * (0.388)$$

$$W_D = 0.5432 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_D = 1.2D + 1.6L$$

$$W_D = 1.2 * 0.388 + 1.6 * 0.2$$

$$W_D = 0.7856 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} (\text{controla})$$

Cálculo del refuerzo a flexión

Cálculo del momento $M_{u,máx}$

$$M_{u,máx} = \frac{W * l_n^2}{8}$$

$$M_{u,máx} = \frac{0.7856 * 2^2}{8}$$

$$M_{u,máx} = 0.3928 \frac{ton}{m^2}$$

Peralte:

$$d = h - h_{rec} - \frac{\varphi}{2}$$

Se asume un $\varphi 10$ y 2cm de recubrimiento

$$d = 10 - 2 - \frac{1.0}{2}$$

$$d = 7.5cm$$

De **Ec.(0.14)**

$$0.3928 * 10^5 = 0.9 * 92 * 7.5^2 * 210 * w(1 - 0.59w)$$

$$0.59w^2 - w + 0.0402 = 0$$

$$w_1 = 1.6537$$

$$w_2 = 0.0412$$

De **Ec.(0.15)**, $f'c=210\text{Kg/cm}^2$

$$\rho_1 = 0.0827$$

$$\rho_2 = 0.0021$$

De **Ec.(0.16)**, $f'c=210\text{Kg/cm}^2$, $E_s: 2,1 \times 10^5 \text{Mpa}$

$$\rho_b = 0.02184$$

De **Ec.(0.17)**

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.0164$$

ρ_2 es menor que la $\rho_{m\acute{a}x}$ por lo tanto esta cuantía controlará para el siguiente cálculo.

De **Ec.(0.18)**

$$A_s = 1.449 \text{cm}^2$$

De **Ec.(0.19)**

$$A_{s,m\acute{i}n} = 1.656 \text{cm}^2$$

El A_s es menor que el $A_{s,m\acute{i}n}$, por lo tanto, el $A_{s,m\acute{i}n}$ controlará para cálculo del refuerzo.

Entonces, se colocará varillas $\phi 10/200\text{mm}$

Cálculo del refuerzo secundario

De **Ec.(0.20)**

$$A_s = 1.656 \text{ cm}^2$$

Entonces, se colocará varillas $\phi 10/200\text{mm}$

Cálculo del refuerzo a cortante

De **Ec.(0.22)**

$$V_u = 0.9034 \text{ ton}$$

De **Ec.(0.23)**, $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$$\phi V_c = 3.974 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

La sección cumple con el requerimiento de diseño

ANEXO 2

MEMORIA DE CÁLCULO

(ALTERNATIVA 1)

Alternativa de vivienda 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente

Cálculo del periodo fundamental y la distribución vertical de las fuerzas sísmicas

Para la distribución de las fuerzas sísmicas tenemos como datos los valores de la siguiente tabla:

Descripción	Ton
CV de cubierta	2.12
CM pared p.a.	30.51
Carga W p.a	32.63
CM pared p.b.	18.89
CM de losa	6.30
CM ductos e instalaciones	1.21
CM baldosa	3.28
CV	6.07
Carga W p.b.	35.75
Carga total (W)	68.38

Tabla 0.2 Cargas por nivel de piso
Fuente: Autores

Calculo del cortante basal (V_{base})

$$V_{base} = C_S * W \quad \text{Ec.(0.24)}$$

$$C_S = \frac{I * S_a}{R * \varphi_E * \varphi_p} \quad \text{Ec.(0.25)}$$

Donde,

R : Factor de reducción de resistencia sísmica

I : Factor de importancia, según categoría de edificios.

S_a : Aceleración espectral en fracción de la gravedad.

C_s : Coeficiente de respuesta sísmica reducido.

φ_E : Coeficiente de configuración estructural en elevación, $\varphi_E = 1$ (sección 5.3.3.)

φ_p : Coeficiente de configuración estructural en planta, $\varphi_p = 1$ (sección 5.3.3.)

Es necesario calcular el periodo fundamental de sismicidad para dirección X y dirección Y, para luego calcular el coeficiente sísmico en cada dimensión, los cálculos de esta sección hacen referencia a la norma ecuatoriana (NEC-SE-DS, 2015).

$$T_a = C_t h_n^\alpha, \text{ sección 6.3.3.} \qquad \mathbf{Ec.(0.26)}$$

Donde,

C_t : Es un coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n : Altura total de la edificación

α : Factor que depende del tipo de estructura

Para muros portantes según la norma ecuatoriana (NEC-SE-DS, 2015), $\alpha=1$.

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_W}} \quad \text{Ec.(0.27)}$$

$$C_W = \frac{100}{A_B} * \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 * \frac{A_{wi}}{1+0.83 \left(\frac{h_n}{l_{wi}} \right)^2} \right] \quad \text{Ec.(0.28)}$$

Donde,

A_B : Área de la edificación en su base, en metros cuadrados.

n_w : Número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmica en la dirección de estudio.

h_{wi} : Altura del muro i medida desde la base, en metros.

A_{wi} : Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i, medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio, en metros cuadrados.

l_{wi} : Longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

Datos de la estructura:

Dirección X			
Muro	L	h	Awi
W1	6	4.88	0.9
W2	6	4.88	0.9
W3	2.94	4.88	0.44
W4	1.80	4.88	0.27
W5	2.06	4.88	0.31
W6	0.88	4.88	0.13

Tabla 0.3 Dimensiones de muros en dirección X
Fuente: Autores

Dirección Y			
<i>Muro</i>	L	h	Awi
W1	6.5	4.88	0.98
W2	6.5	4.88	0.98
W3	1.86	4.88	0.28
W4	2.16	4.88	0.32

Tabla 0.4 Dimensiones de muros en dirección X
Fuente: Autores

La **Tabla 0.21** y **Tabla 0.22** presenta el resultado del factor C_t para cada muro empleando la **Ec.(0.27)** y **Ec.(0.28)**.

Dirección X			
Muro	Awi	cw	Ct
W1	0.90	1.70	0.00475
W2	0.90	1.70	0.00475
W3	0.44	0.39	0.00991
W4	0.27	0.11	0.01851
W5	0.31	0.16	0.01556
W6	0.13	0.01	0.05137
		4.08	0.00307

Tabla 0.5 Cálculo del coeficiente C_t en dirección X
Fuente: Autores

Dirección Y			
Muro	Awi	cw	Ct
W1	0.98	1.94	0.00445
W2	0.98	1.94	0.00445
W3	0.28	0.12	0.01778
W4	0.32	0.18	0.01457
		4.19	0.00303

Tabla 0.6 Cálculo del coeficiente C_t en dirección Y
Fuente: Autores

De **Ec.(0.26)**

$$T_{aX} = 0.01498\text{seg}$$

$$T_{aY} = 0.01478\text{seg}$$

Según la curva de aceleración espectral los periodos fundamentales calculados para cada dirección entran en la región 1, entonces:

De la **Ec.(0.5)**

$$\text{Para } T_a = 0.01498\text{seg}, S_{aX} = 0.6360g$$

$$\text{Para } T_{aY} = 0.01478\text{seg}, S_{aY} = 0.6354g$$

De **Ec.(0.25)**

$$C_{SX} = 0.4240g$$

$$C_{SY} = 0.4236g$$

De la **Ec.(0.24)** obtenemos la cortante basal

$$V_{baseX} = 28.9950\text{Ton}$$

$$V_{baseY} = 28.9664\text{Ton}$$

Distribución de la fuerza cortante en cada nivel de piso

$$F_x = C_{vx} * V_{base} \quad \text{Ec.(0.29)}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^N w_i h_i^k} \quad \text{Ec.(0.30)}$$

$$K = 1, T < 0.5\text{seg} \text{ y } K = 0.5 * (T - 0.5) + 1, 0.5\text{seg} < T > 2.5\text{seg} \quad \text{Ec.(0.31)}$$

De las ecuaciones **Ec.(0.29)**, **Ec.(0.30)** y **Ec.(0.31)** obtenemos las siguientes tablas:

Tax	0.01498	Tay	0.01478
Sax	0.636	Say	0.635
Csx	0.424	Csy	0.424
Vx	28.995	Vy	28.966

Tabla 0.7 Cálculo del cortante basal en la dirección X y Y
Fuente: Autores

Ton	Dirección X					
	Nivel	Altura	Wx	Dir.X Vx= 28.995		
Wx*hx^α				Cvx	Fx	Vx
2	4.88	32.629	107.131	0.606	17.557	17.557
1	2.44	35.752	69.797	0.394	11.438	
						28.995
176.928						

Tabla 0.8 Cálculo de la distribución del cortante basal en la dirección X
Fuente: Autores

Ton	Dirección Y					
	Nivel	Altura	Wx	Dir.X Vx= 28.966		
Wx*hx^α				Cvx	Fx	Vx
2	4.88	32.629	107.131	0.606	17.539	17.539
1	2.44	35.752	69.797	0.394	11.427	
						28.966

176.928

Tabla 0.9 Cálculo de la distribución del cortante basal en la dirección Y
Fuente: Autores

Primera interacción del cálculo de la distribución de la fuerza cortante.

Tax 0.039	Tay 0.036
Sax 0.710	Say 0.701
Csx 0.473	Csy 0.467
Vx 32.360	Vy 31.939

Tabla 0.10 Cálculo del cortante basal en la dirección X y Y
Fuente: Autores

Ton	Dirección X					
Nivel	Altura	Wx	Dir.X Vx= 32.360			
			Wx*hx^α	Cvx	Fx	Vx
2	4.88	32.629	107.131	0.606	19.594	19.594
1	2.44	35.752	69.797	0.394	12.766	
32.360						
176.928						

Tabla 0.11 Cálculo del cortante basal en la dirección X
Fuente: Autores

Ton	Dirección Y					
Nivel	Altura	Wx	Dir.X Vx= 31.939			
			Wx*hx^α	Cvx	Fx	Vx
2	4.88	32.629	107.131	0.606	19.339	19.339
1	2.44	35.752	69.797	0.394	12.600	
31.939						
176.928						

Tabla 0.12 Cálculo del cortante basal en la dirección Y
Fuente: Autores

La diferencia entre los dos últimos periodos fundamentales obtenidos en el modelo difiere en menos del 10% por lo que se detuvo las interacciones.

Análisis de momento torsionales horizontales y torsión accidental

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2 \quad \text{Ec.(0.32)}$$

Donde,

A_x : Factor de amplificación torsional

δ_{max} : Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

δ_{prom} : Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

De la **Ec.(0.32)** se tiene:

Los datos para el análisis fueron tomados del modelo ETABS

	nivel 1			nivel 2	
	Δ mm	Δ mm		Δ mm	Δ mm
Δ del CM	0.29	0.004	Δ del CM	0.461	0.018
Δ en puntos extremos	0.287	0.002	Δ en puntos extremos	0.44	0.024
	0.287	0.007		0.455	0.022
	0.292	0.007		0.466	0.022
	0.292	0.002		0.466	0.013
Δ Max	0.292	0.007	Δ Max	0.466	0.024
Ax=	0.044	0.105	Ax=	0.045	0.061

Tabla 0.13 Cálculo del factor de amplificación torsional

Fuente: Autores

La norma establece que el factor de amplificación no puede ser mayor de 3.0, por lo tanto el resultado es aceptable. Los resultados obtenidos de **Ax** son pequeños lo cual indica que el efecto de torsión no es relevante en la estructura.

Diseño de muros de mampostería con refuerzo vertical y horizontal sin confinamiento.

El diseño se realizó por resistencia última teniendo considerando las limitaciones de la resistencia de diseño que tienen los elementos. Los cálculos presentados a continuación se apegan a los requerimientos de la norma ecuatoriana para sistema estructural de mampostería (NEC-SE-MP).

Para el diseño la norma considera factores de reducción de resistencia presentados a la **Tabla 0.14**.

Fuerzas	Coefficiente de reducción de resistencia ϕ
Fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro	
Flexión y Flexo-compresión	0.80
Cortante	0.60
Fuerzas horizontales paralelas al plano del muro	
Flexión	0.85
Compresión y Flexo-compresión	0.60

Tabla 0.14 Valores de coeficiente de reducción de resistencia ϕ
Fuente: (NEC-SE-MP, 2015)

Datos de los elementos empleados para el diseño de muros

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_m = 120 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{cr} \geq 100 \text{ kg/cm}^2, \quad 1.2f'_m \leq f'_{cr} \leq 1.5f'_m$$

$$E_s=200000\text{MPa}=2141404\text{kg/cm}^2$$

$$E_m=900\sqrt{f'_m} \leq 20000\text{MPa}$$

Para el diseño de cada uno de los muros se tiene las siguientes ecuaciones:

Resistencia a flexión sin carga axial

Condición de resistencia a flexión sin carga axial

$$M_u \leq \phi M_n \quad \text{Ec. (0.33)}$$

Donde

M_n : Momento resistente nominal del muro

M_u : Momento mayorado solicitado de diseño del muro

Secciones solo con refuerzo a tracción

$$\phi M_n = \phi A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right), \phi=0.85 \quad \text{Ec. (0.34)}$$

Dónde

M_n : Momento resistente nominal del muro

A_s : Área del refuerzo a tracción equilibrado por la compresión en la mampostería

d : Distancia de la cara de compresión al centroide del refuerzo a tracción.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_m b} \quad \text{Ec.(0.35)}$$

$$\rho_b = \beta_1 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right), \beta_1 = 0.85 \quad \text{Ec.(0.36)}$$

Secciones con refuerzo a compresión

$$\phi M_n = \phi (A_{s1} * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{s2} * f_y (d - d')) \quad \text{Ec.(0.37)}$$

Donde

M_n : Momento resistente nominal del muro

A_{s1} : Área del refuerzo a tracción equilibrado por la compresión en la mampostería

A_{s2} : Área del refuerzo a tracción equilibrado por el refuerzo de compresión

d' : Distancia desde el centroide del refuerzo en compresión flexión hasta la fibra extrema en compresión

Resistencia para cargas axiales a compresión

Condición de resistencia para cargas axiales a compresión

$$P_u \leq \phi P_n, \quad \phi = 0.65 \quad \text{Ec.(0.38)}$$

P_u : Fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre el muro

P_n : Resistencia nominal a carga axial

Resistencia nominal para carga axial

$$\phi P_n = \phi 0.80 P_0 R_e, \phi = 0.65 \quad \text{Ec.(0.39)}$$

Donde

P_0 : Máxima resistencia axial teórica

R_e : Coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.

Máxima resistencia axial

$$P_0 = 0.85 f'_m (A_e - A_{st}) + A_{st} f_y \leq f'_m A_e \quad \text{Ec.(0.40)}$$

Donde

P_0 : Máxima resistencia axial teórica.

A_e : Área efectiva de la sección de mampostería.

A_{st} : Área total del acero de refuerzo longitudinal del elemento de confinamiento.

Reducción de resistencia axial por esbeltez

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{40t} \right]^3 \quad \text{Ec.(0.41)}$$

R_e : Coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.

h' : Longitud de la diagonal del paño de muro entre elementos de confinamiento, o altura efectiva del elemento para evaluar efectos de pandeo.

t : Espesor efectivo del elemento para evaluar efectos de pandeo

Diseño del muro en dirección perpendicular a su plano

Resistencia a flexión de muros con carga axial < 0.10 f'mAe

$$M_u \leq \phi R_e M_n \quad \text{Ec. (0.42)}$$

Dónde:

Re : Coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.

Mn : Momento resistente nominal del muro

Mu : Momento mayorado solicitado de diseño del muro

$$\phi R_e M_n = \phi R_e A_{se} * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. (0.43)}$$

A_{se} : Área efectiva del refuerzo a tracción

d : Distancia de la cara de compresión al centroide del refuerzo a tracción.

$$A_{se} = \frac{A_s f_y + P_u}{f_y} \quad \text{Ec. (0.44)}$$

$$a = \frac{A_s f_y + P_u}{0.85 f'_m b} \quad \text{Ec. (0.45)}$$

P_u : Fuerza axial de diseño solicitada en compresión sobre el muro

b : Ancho efectivo de la sección de muro para efectos de pandeo en el plano del muro.

Resistencia a flexión de muros con carga axial > 0.10 f'mAe

Debe satisfacer con la **Ec. (0.42)**

La verificación de Mn se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial.

Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano del muro

Debe cumplir:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{Ec. (0.46)}$$

Donde

V_n : Fuerza cortante resistente nominal del muro.

V_u : Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro.

$$\phi V_n = \phi \frac{1}{6} A_{mv} \sqrt{f'_m}, \phi = 0.6 \quad \text{Ec. (0.47)}$$

Donde

V_n : Fuerza cortante resistente nominal del muro

A_{mv} : Área efectiva para determinar esfuerzos cortantes

f'_m : Resistencia nominal a la compresión de la mampostería

Diseño de muros en dirección paralela a su plano

Resistencia mínima a la flexión

$$M_n \geq \alpha M_{cr} \quad \text{Ec. (0.48)}$$

Donde

M_{cr} : Momento de agrietamiento que viene dado por la ecuación.

M_n : Momento resistente nominal del muro.

α : 1.8 para mampostería con todas sus celdas inyectadas con mortero de relleno.

α : 3.0 para mampostería donde solo están inyectadas las celdas que contienen refuerzo.

$$\alpha M_{cr} = \alpha \frac{bl_w^2}{6} f_r \quad \text{Ec.(0.49)}$$

f_r : Módulo de ruptura de la mampostería

b : Ancho efectivo de la sección de muro para efectos de pandeo en el plano del muro.

Para mampostería con todas sus celdas inyectadas

$$f_r = 0.33\sqrt{f'_m} \leq 1.6MPa \quad \text{Ec.(0.50)}$$

Para mampostería con solo las celdas con refuerzo inyectado

$$f_r = 0.21\sqrt{f'_m} \leq 0.8MPa \quad \text{Ec.(0.51)}$$

Resistencia a la flexocompresión

Debe satisfacer con la **Ec.(0.33)**

La verificación de Mn se obtiene teniendo en cuenta la interacción entre momento y carga axial.

Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro

Debe satisfacer la **Ec.(0.46)**

$$V_n = V_m + V_s \quad \text{Ec.(0.52)}$$

Donde

V_n : Fuerza cortante resistente nominal del muro.

V_m : Resistencia nominal para fuerza cortante contribuida por la mampostería

V_s : Resistencia nominal por fuerza cortante contribuida por el refuerzo a cortante

Se asumirá que $V_u = \phi V_n$, entonces podemos decir lo siguiente.

$$\phi V_n = \phi V_m + \phi V_s = V_u \quad \text{Ec.(0.53)}$$

$$V_s = \rho_n f_y A_{mv} \quad \text{Ec.(0.54)}$$

Donde

ρ_n : Cuantía del refuerzo que contribuye a resistir la fuerza cortante.

A_{mv} : Área efectiva para determinar esfuerzos cortantes.

$$\rho_n = \frac{A_v}{Sb} \quad \text{Ec.(0.55)}$$

Donde

A_v : Área de refuerzo horizontal que resiste cortante

S : Separación del refuerzo de corte medida a lo largo del eje vertical del muro

b : Ancho efectivo de la sección de muros para efectos de pandeo en el plano del muro

Para los valores de V_m se debe considerar la siguiente tabla:

$\frac{M}{Vd}$	V_m
$0.25 \geq \frac{M}{Vd}$	$V_m = 0.20 A_{mv} \sqrt{f'_m}$
$0.25 < \frac{M}{Vd} < 1.00$	$V_m = \left[0.23 - 0.13 \left(\frac{M}{Vd} \right) \right] A_{mv} \sqrt{f'_m}$

$\frac{M}{Vd} \geq 1.00$	$Vm = 0.10A_{mv}\sqrt{f'_m}$
--------------------------	------------------------------

Tabla 0.15 Valores del cortante nominal resistido por la mampostería
Fuente: (NEC-SE-MP, 2015)

Verificación de articulación plástica

Se debe considerar cuando $V_n=V_s$, y cumplir con la **Ec.(0.46)**

Refuerzos mínimos

El refuerzo mínimo según la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-MP, 2015) para muros, es el siguiente:

Refuerzo vertical: 1 ϕ 12mm en los extremos del muro, 1 ϕ 10mm intermedios (Pares) con $S_{m\acute{a}x}=800\text{mm}$.

Refuerzo horizontal: 1 escalerilla ϕ 6mm, $S_{m\acute{a}x}$ es igual al menor entre 6 hiladas o 600mm

Diseño de muros

Para el diseño a los muros se les ha denotado con la ética W seguido por el número que identifica al muro. Los resultados presentados fueron previamente analizados en el programa Excel para una mayor precisión en las suposiciones de cantidad huecos inyectados con hormigón en los cuales constarán las varillas de acero de refuerzo.

Diseño del muro W1

$$L=650\text{cm}$$

$$L_w=244-24(\text{correa})=220\text{cm}$$

$$t=15\text{cm}$$

$$M_u=54753.6824\text{Kgf-m (Perpendicular al plano del muro)}$$

$$M_u=1005.0155\text{Kgf-m (Paralelo al plano del muro)}$$

$$P_u=44526.5581\text{Kgf}$$

$$V_u=1294.8748\text{Kgf (Perpendicular al plano del muro)}$$

$$V_u=31487\text{Kgf (Paralelo al plano del muro)}$$

Resistencia a flexión sin carga axial

Secciones solo con refuerzo a tracción

Para la estimación de la cantidad de perforaciones inyectada se realizó un previo plano estructural presentado en el Anexo 5 con las disposiciones del refuerzo vertical cumpliendo el requerimiento de separación máxima de 80cm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

Se estima 10 perforaciones inyectadas.

$$A_{em}=5542.5\text{cm}^2$$

$$A_s=2.54469\text{cm}^2 \text{ (se estimó } 1\phi 18 \text{ en los extremos)}$$

$$d=650-10.5=639.5\text{cm}$$

$$b = \frac{A_{em}}{L} = 8.52692cm$$

De la **Ec.(0.36)**

$$\rho_b = 0.01248$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5\rho_b = 0.006241$$

$$A_{s(m\acute{a}x)} = 34.03265cm^2$$

El \u00e1rea de acero cumple con el m\u00e1ximo permitido.

De la **Ec.(0.35)**

$$a=12.28829cm$$

De la **Ec.(0.34)**

$$\varphi M_n = 57537.4877Kgf - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la secci\u00f3n es satisfactoria

Secciones con refuerzo a compresi\u00f3n

$$d'=d-10.5=629cm$$

$$A_{s1} = 2.54469cm^2$$

$$A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = 1.27234cm^2$$

De la **Ec.(0.37)**

$$\varphi M_n = 105231.341Kgf - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia para cargas axiales a compresión

$$A_{em}=5542.5\text{cm}^2$$

$$A_{st} = 0 \text{ (no hay elemento de confinamiento)}$$

$$h'=Lw*k, k=0.8(\text{efecto de esbeltez})$$

$$h'=176\text{cm}$$

$$\frac{h'}{t} = 11.73 \leq 25 \text{ (Cumple con lo permisible)}$$

De la **Ec.(0.40)**

$$P_0 = 565335\text{kgf} \leq 665100\text{kgf} \text{ (Cumple con lo permisible)}$$

De la **Ec.(0.41)**

$$R_e = 0.9747$$

De la **Ec.(0.39)**

$$\phi P_n = 286554.378\text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.38)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño del muro en dirección perpendicular a su plano

$$P_u=44526.5581\text{Kgf} < 0.10f'mA_e=57534\text{kgf}$$

Resistencia a flexión de muros con carga axial < 0.10 f'mAe

$$M_u = 1005.0155 \text{Kgf.m}$$

De la **Ec.(0.41)**

$$R_e = 0.9747$$

$$b' = d' (\text{flexión sin carga axial}) = 629 \text{cm}$$

$$d = 11 \text{cm} \text{ (4cm de recubrimiento)}$$

$$A_s = 2.54469 \text{cm}^2 \text{ (se asume } 1\phi 18 \text{ en los extremos)}$$

De la **Ec.(0.44)**

$$A_{se} = 13.14625 \text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.45)**

$$a = 0.8606 \text{cm}$$

De la **Ec.(0.43)**

$$\phi R_e M_n = 455094.665 \text{Kg} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.42)** lo que indica que la sección es satisfactoria.

Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano del muro

$$V_u = 1294.8748 \text{Kgf}$$

$$A_{mv} = A_{em} = 5542.5 \text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.47)**

$$\phi V_n = 6071.50455 \text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño de muros en dirección paralela a su plano

Resistencia mínima a la flexión

$$M_n = 67691.162 \text{Kgf-m}$$

$$\alpha = 3.0$$

$$L_w = 220 \text{cm}$$

$$b = 8.52692$$

De la **Ec.(0.51)**

$$f_r = 2.3$$

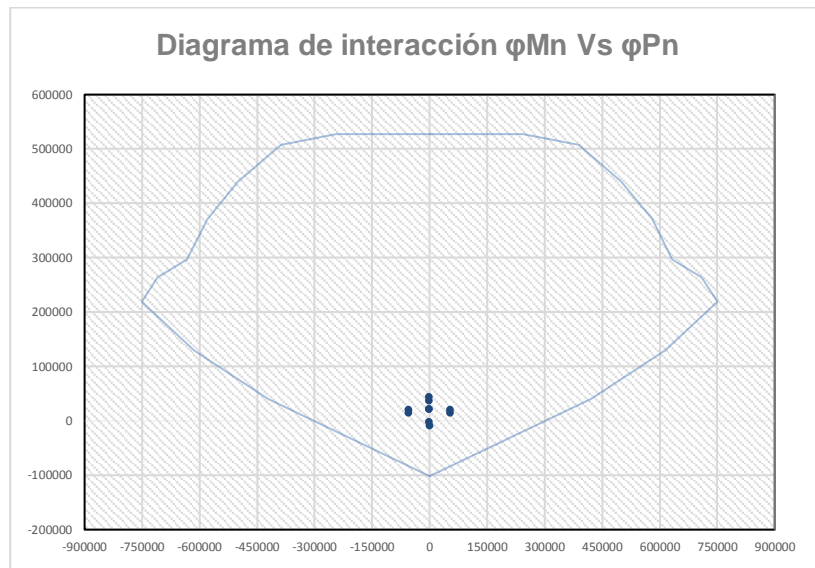
De la **Ec.(0.49)**

$$\alpha M_{cr} = 4746.9825 \text{Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.48)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia a la flexocompresión

Mediante el programa ETABS obtenemos el diagrama de interacción de la sección presentado a continuación:



Gráfica 0.1 Análisis flexocompresión del muro W1
Fuente: Autores

La sección es satisfactoria para los valores de M_u y P_u de las distintas combinaciones de cargas.

Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro

$V_u=31487\text{Kgf}$ (ETABS)

$M_u=54753.6824\text{Kgf-m}$ (ETABS)

$A_{mv}=A_{em}=5542.5\text{cm}^2$

$L=650\text{cm}$

$d=0.8L_w=520\text{cm}$

$b=8.52692\text{cm}$

De la **Tabla 0.15**

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.3344$$

$$V_m = 11324.9806 \text{Kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$V_s = 41153.3554 \text{Kgf}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$\rho_n = 0.0017679 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

$$\rho_{min} = 0.0007$$

$$S_{max} = 600 \text{mm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)}$$

Se estimó $S = 20 \text{cm}$

De la **Ec.(0.55)**

$$A_v = 0.30149 \text{cm}^2$$

Para una escalerilla de 6mm (2 varillas) se tiene

$$A_v(\text{recalculado}) = 0.5655 \text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.55)**

$$\rho_n(\text{recalculado}) = 0.0033159 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$V_s(\text{recalculado}) = 77188.9315 \text{Kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$\phi V_n = 53108.3472 \text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Verificación de articulación plástica

$$V_n = V_s = 77188.9315 \text{Kgf}$$

$$\phi V_n = 46313.3589 \text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resumen de refuerzo

Refuerzo vertical:

1 ϕ 18 en los extremos y 8 ϕ 10mm intermedio (pares), $S_{\text{máx}}=80\text{cm}$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6\text{mm}/200\text{mm}$

Diseño del muro W2

$$L=186\text{cm}$$

$$L_w=244-24(\text{correa})=220\text{cm}$$

$$t=15\text{cm}$$

$$M_u=6837.7224 \text{Kgf-m (Perpendicular al plano del muro)}$$

$$M_u=270.1093 \text{Kgf-m (Paralelo al plano del muro)}$$

$$P_u=9973.1637\text{Kgf}$$

$$V_u=408.35\text{Kgf (Perpendicular al plano del muro)}$$

$$V_u=5746.1282\text{Kgf (Paralelo al plano del muro)}$$

Resistencia a flexión sin carga axial

Secciones solo con refuerzo a tracción

Para la estimación de la cantidad de perforaciones inyectada se realizó un previo plano estructural presentado en el Anexo 5 con las disposiciones del refuerzo vertical cumpliendo el requerimiento de separación máxima de 80cm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

Se estima 4 perforaciones inyectadas.

$$A_{em}=1798.9\text{cm}^2$$

$$A_s=1.13097\text{cm}^2 \text{ (se asume } 1\phi 12 \text{ en los extremos)}$$

$$d=186-10.5=175.5\text{cm}$$

$$b = \frac{A_{em}}{L} = 9.671505\text{cm}$$

De la **Ec.(0.36)**

$$\rho_b = 0.01248$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5\rho_b = 0.006241$$

$$A_{s(m\acute{a}x)} = 10.59337\text{cm}^2$$

El área de acero cumple con el máximo permitido.

De la **Ec.(0.35)**

$$a=4.81512\text{cm}$$

De la **Ec.(0.34)**

$$\phi M_n = 6988.7368\text{Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Secciones con refuerzo a compresión

$$d'=d-10.5=165\text{cm}$$

$$A_{s1} = A_s = 1.13097\text{cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = 0.565487\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.37)**

$$\phi M_n = 28186.0049\text{Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia para cargas axiales a compresión

$$A_{em}=1798.9\text{cm}^2$$

$$A_{st} = 0 \text{ (no hay elemento de confinamiento)}$$

$$h'=Lw*k, k=0.8(\text{efecto de esbeltez})$$

$$h'=176 \text{ cm}$$

$$\frac{h'}{t} = 11.73 \leq 25 \text{ (Cumple con lo permisible)}$$

De la **Ec.(0.40)**

$$P_0 = 183487.8 \text{ kgf} \leq 215868 \text{ kgf} \text{ (Cumple con lo permisible)}$$

De la **Ec.(0.41)**

$$R_e = 0.9747$$

De la **Ec.(0.39)**

$$\phi P_n = 93005.4436 \text{ Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.38)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño del muro en dirección perpendicular a su plano

$$P_u = 9973.1637 \text{ Kgf} < 0.10 f' m A_e = 21586.8 \text{ kgf}$$

Resistencia a flexión de muros con carga axial < 0.10 f' m A_e

$$M_u = 270.1093 \text{ Kgf-m}$$

De la **Ec.(0.41)**

$$R_e = 0.9747$$

$$b' = d' \text{ (flexión sin carga axial)} = 165 \text{ cm}$$

$$d = 11 \text{ cm (refuerzo en el centro)}$$

$A_s=1.13097\text{cm}^2$ (se asume $1\phi 12$ en los extremos)

De la **Ec.(0.44)**

$$A_{se} = 3.50554\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.45)**

$$a = 0.87482\text{cm}$$

De la **Ec.(0.43)**

$$\phi R_e M_n = 121272.3919\text{Kg} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.42)** lo que indica que la sección es satisfactoria.

Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano del muro

$$V_u=408.35\text{Kgf}$$

$$A_{mv}=A_{em}=1798.9\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.47)**

$$\phi V_n = 1970.59622\text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño de muros en dirección paralela a su plano

Resistencia mínima a la flexión

$$M_n=8222.0433\text{Kgf-m}$$

$$\alpha=3.0$$

$$L_w = 220 \text{ cm}$$

$$b = 9.6715 \text{ cm}$$

De la **Ec.(0.51)**

$$f_r = 2.3$$

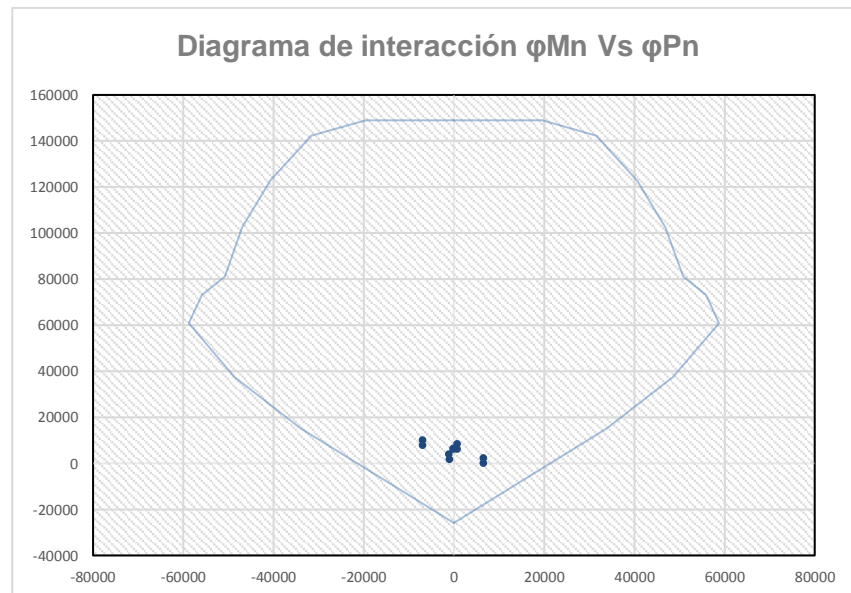
De la **Ec.(0.49)**

$$\alpha M_{cr} = 5384.1774 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Se cumple la **Ec.(0.48)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia a la flexocompresión

Mediante el programa ETABS obtenemos el diagrama de interacción de la sección presentado a continuación:



Gráfica 0.2 Análisis flexocompresión del muro W2

Fuente: Autores

La sección es satisfactoria para los valores de M_u y P_u de las distintas combinaciones de cargas.

Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro

$$V_u = 5746.1282 \text{Kgf (ETABS)}$$

$$M_u = 6837.7224 \text{Kgf-m (ETABS)}$$

$$A_{mv} = A_{em} = 1798.9 \text{cm}^2$$

$$L_w = 186 \text{cm}$$

$$d = 0.8L_w = 148.8 \text{cm}$$

$$b = 9.6715 \text{cm}$$

De la **Tabla 0.15**

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.7997$$

$$V_m = 2483.6909 \text{kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$V_s = 7093.1895 \text{Kgf}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$\rho_n = 0.0009388 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

$$\rho_{min} = 0.0007$$

$$S_{max} = 600 \text{mm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)}$$

Se estima $S=40\text{cm}$

De la **Ec.(0.55)**

$$A_v = 0.36319\text{cm}^2$$

Para una escalerilla de 6mm (2 varillas)se tiene

$$A_v(\text{recalculado})=0.5655\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.55)**

$$\rho_n(\text{recalculado}) = 0.0014617 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$V_s(\text{recalculado}) = 11043.9548\text{Kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$\emptyset V_n = 8116.5874\text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Verificación de articulación plástica

$$V_n = V_s = 11043.9548\text{Kgf}$$

$$\emptyset V_n = 6626.3729\text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resumen de refuerzo

Refuerzo vertical:

1 ϕ 12 en los extremos y 1 ϕ 10mm intermedio (pares), $S_{m\acute{a}x}=80\text{cm}$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6\text{mm}/400\text{mm}$

Diseño del muro W3

$L=216\text{cm}$

$L_w=244-24(\text{correa})=220\text{cm}$

$t=15\text{cm}$

$M_u=7990.2616\text{ Kgf}\cdot\text{m}$ (Perpendicular al plano del muro)

$M_u=187.337\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=6307.1412\text{Kgf}$

$V_u=244.555\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=7917.8617\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Resistencia a flexión sin carga axial

Secciones solo con refuerzo a tracción

Para la estimación de la cantidad de perforaciones inyectada se realizó un previo plano estructural presentado en el Anexo 5 con las disposiciones del refuerzo

vertical cumpliendo el requerimiento de separación máxima de 80cm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

Se estima 3 perforaciones inyectadas.

$$A_{em}=1594.4\text{cm}^2$$

$$A_s=1.13097\text{cm}^2 \text{ (se asume } 1\phi 12 \text{ en los extremos)}$$

$$d=216-10.5=205.5 \text{ cm}$$

$$b = \frac{A_{em}}{L} = 8.2472\text{cm}$$

De la **Ec.(0.36)**

$$\rho_b = 0.01248$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5\rho_b = 0.006241$$

$$A_{s(m\acute{a}x)} = 10.57748\text{cm}^2$$

El área de acero cumple con el máximo permitido.

De la **Ec.(0.35)**

$$a=5.64669\text{cm}$$

De la **Ec.(0.34)**

$$\phi M_n = 8183.2217\text{Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Secciones con refuerzo a compresión

$$d' = d - 10.5 = 195 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = A_s = 1.13097 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = 0.565487 \text{ cm}^2$$

De la **Ec.(0.37)**

$$\phi M_n = 29380.4899 \text{ Kg}f - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia para cargas axiales a compresión

$$A_{em} = 1781.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0 \text{ (no hay elemento de confinamiento)}$$

$$h' = L_w * k, k = 0.8 \text{ (efecto de esbeltez)}$$

$$h' = 176 \text{ cm}$$

$$\frac{h'}{t} = 11.73 \leq 25 \text{ (Cumple con lo permisible)}$$

De la **Ec.(0.40)**

$$P_0 = 181702.8 \text{ kgf} \leq 213768 \text{ kgf} \text{ (Cumple con lo permisible)}$$

De la **Ec.(0.41)**

$$R_e = 0.9747$$

De la **Ec.(0.39)**

$$\phi P_n = 92100.6711 \text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.38)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño del muro en dirección perpendicular a su plano

$$P_u = 6307.1412 \text{Kgf} < 0.10 f' m A_e = 21376.8 \text{kgf}$$

Resistencia a flexión de muros con carga axial < 0.10 f' m A_e

$$M_u = 187.337 \text{Kg-m}$$

De la **Ec.(0.41)**

$$R_e = 0.9747$$

$$b' = d' (\text{flexión sin carga axial}) = 195 \text{cm}$$

$$d = 11 \text{cm} (\text{refuerzo en el centro})$$

$$A_s = 1.13097 \text{cm}^2 (\text{se asume } 1\phi 12 \text{ en los extremos})$$

De la **Ec.(0.44)**

$$A_{se} = 2.63267 \text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.45)**

$$a = 0.55592 \text{cm}$$

De la **Ec.(0.43)**

$$\phi R_e M_n = 92450.9923 \text{Kg} - \text{m}$$

Se cumple la **Ec.(0.42)** lo que indica que la sección es satisfactoria.

Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano del muro

$$V_u = 244.555 \text{Kgf}$$

$$A_{mv} = A_{em} = 1781.4 \text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.47)**

$$\phi V_n = 1951.4259 \text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño de muros en dirección paralela a su plano

Resistencia mínima a la flexión

$$M_n = 9627.3197 \text{Kgf-m}$$

$$\alpha = 3.0$$

$$L_w = 220 \text{cm}$$

$$b = 8.24722 \text{cm}$$

De la **Ec.(0.51)**

$$f_r = 2.3$$

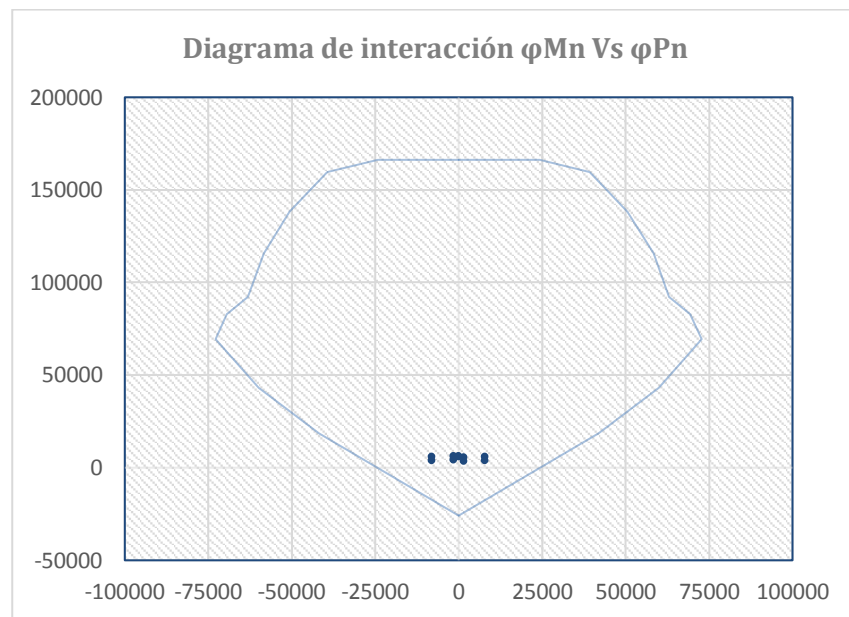
De la **Ec.(0.49)**

$$\alpha M_{cr} = 4591.2716 \text{Kgf} - \text{m}$$

Se cumple la **Ec.(0.48)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia a la flexocompresión

Mediante el programa ETABS obtenemos el diagrama de interacción de la sección presentado a continuación:



Gráfica 0.3 Análisis flexocompresión del muro W3
Fuente: Autores

La sección es satisfactoria para los valores de M_u y P_u de las distintas combinaciones de cargas.

Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro

$V_u = 7917.8617 \text{Kgf}$ (ETABS)

$M_u = 7990.2616 \text{Kgf-m}$ (ETABS)

$A_{mv} = A_{em} = 1781.4 \text{cm}^2$

$$L_w=216\text{cm}$$

$$d=0.8L_w=172.8\text{cm}$$

$$b=8.24722\text{cm}$$

De la **Tabla 0.15**

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.5840$$

$$V_m=3006.769\text{kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$V_s = 10189.6672\text{Kgf}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$\rho_n = 0.001362 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

$$\rho_{min} = 0.0007$$

$$S_{max} = 600\text{mm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)}$$

Se estima $S=20\text{cm}$

De la **Ec.(0.55)**

$$A_v = 0.224640\text{cm}^2$$

Para una escalerilla de 6mm (2 varillas) se tiene

$$A_v \text{ (recalculado)} = 0.5655\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.55)**

$$\rho_n(\text{recalculado}) = 0.003428 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$V_s(\text{recalculado}) = 25650.4757Kgf$$

De la **Ec.(0.53)**

$$\phi V_n = 17194.3468Kgf$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Verificación de articulación plástica

$$V_n = V_s = 25650.4757Kgf$$

$$\phi V_n = 15390.2854Kgf$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resumen de refuerzo

Refuerzo vertical:

1 ϕ 12 en los extremos y 1 ϕ 10mm intermedio (Pares), $S_{\text{máx}}=80\text{cm}$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6\text{mm}/200\text{mm}$

Diseño del muro W4

$$L=306.5\text{cm}$$

$$L_w=244-24(\text{correa})=220\text{cm}$$

$$t=15\text{cm}$$

$$M_u=7779.1417\text{Kgf-m (Perpendicular al plano del muro)}$$

$$M_u=357.9271\text{Kgf-m (Paralelo al plano del muro)}$$

$$P_u=16737.8809\text{Kgf}$$

$$V_u=404.4674\text{Kgf (Perpendicular al plano del muro)}$$

$$V_u=10837.2318\text{Kgf (Paralelo al plano del muro)}$$

Resistencia a flexión sin carga axial

Secciones solo con refuerzo a tracción

Para la estimación de la cantidad de perforaciones inyectada se realizó un previo plano estructural presentado en el Anexo 5 con las disposiciones del refuerzo vertical cumpliendo el requerimiento de separación máxima de 80cm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

Se estima 5 perforaciones inyectadas.

$$A_{em}=2666.725\text{cm}^2$$

$$A_s=1.13097\text{cm}^2 \text{ (se asume } 1\phi 12 \text{ en los extremos)}$$

$$d=306.5-10.5=296 \text{ cm}$$

$$b = \frac{A_{em}}{L} = 8.7006 \text{ cm}$$

De la **Ec.(0.36)**

$$\rho_b = 0.01248$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5\rho_b = 0.006241$$

$$A_{s(m\acute{a}x)} = 16.0732 \text{ cm}^2$$

El \u00e1rea de acero cumple con el m\u00e1ximo permitido.

De la **Ec.(0.35)**

$$a = 5.35246 \text{ cm}$$

De la **Ec.(0.34)**

$$\varphi M_n = 11843.1668 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la secci\u00f3n es satisfactoria

Secciones con refuerzo a compresi\u00f3n

$$d' = d - 10.5 = 285.5 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = A_s = 1.13097 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = 0.565487 \text{ cm}^2$$

De la **Ec.(0.37)**

$$\varphi M_n = 33040.4349 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia para cargas axiales a compresión

$$A_{em}=2666.7\text{cm}^2 \text{ (2 perforaciones inyectadas)}$$

$$A_{st} = 0 \text{ (no hay elemento de confinamiento)}$$

$$h'=Lw*k, k=0.8\text{(efecto de esbeltez)}$$

$$h'=176 \text{ cm}$$

$$\frac{h'}{t} = 11.73 \leq 25 \text{ (Cumple con lo permisible)}$$

De la **Ec.(0.40)**

$$P_0 = 272005.95 \text{ kgf} \leq 320007 \text{ kgf} \text{ (Cumple con lo permisible)}$$

De la **Ec.(0.41)**

$$R_e = 0.9747$$

De la **Ec.(0.39)**

$$\phi P_n = 137873.112 \text{ Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.38)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño del muro en dirección perpendicular a su plano

$$P_u=16737.8809 \text{ Kgf} < 0.10 f' m A_e = 27512.7 \text{ kgf}$$

Resistencia a flexión de muros con carga axial < 0.10 f' m A_e

$$M_u = 357.9271 \text{ Kg-m}$$

De la **Ec.(0.41)**

$$R_e = 0.9747$$

$$b' = d' (\text{flexión sin carga axial}) = 285.5 \text{ cm}$$

$$d = 11 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.13097 \text{ cm}^2 \text{ (se asume } 1\phi 12 \text{ en los extremos)}$$

De la **Ec.(0.44)**

$$A_{se} = 5.11618 \text{ cm}^2$$

De la **Ec.(0.45)**

$$a = 0.73788 \text{ cm}$$

De la **Ec.(0.43)**

$$\phi R_e M_n = 178139.258 \text{ Kg-m}$$

Se cumple la **Ec.(0.42)** lo que indica que la sección es satisfactoria.

Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano del muro

$$V_u = 404.4674 \text{ Kgf}$$

$$A_{mv} = A_{em} = 2666.72 \text{ cm}^2$$

De la **Ec.(0.47)**

$$\phi V_n = 2921.2509 \text{ Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño de muros en dirección paralela a su plano

Resistencia mínima a la flexión

$$M_n = 13933.1374 \text{Kgf-m}$$

$$\alpha = 3.0$$

$$L_w = 220 \text{cm}$$

$$b = 8.7006 \text{cm}$$

De la **Ec.(0.51)**

$$f_r = 2.3$$

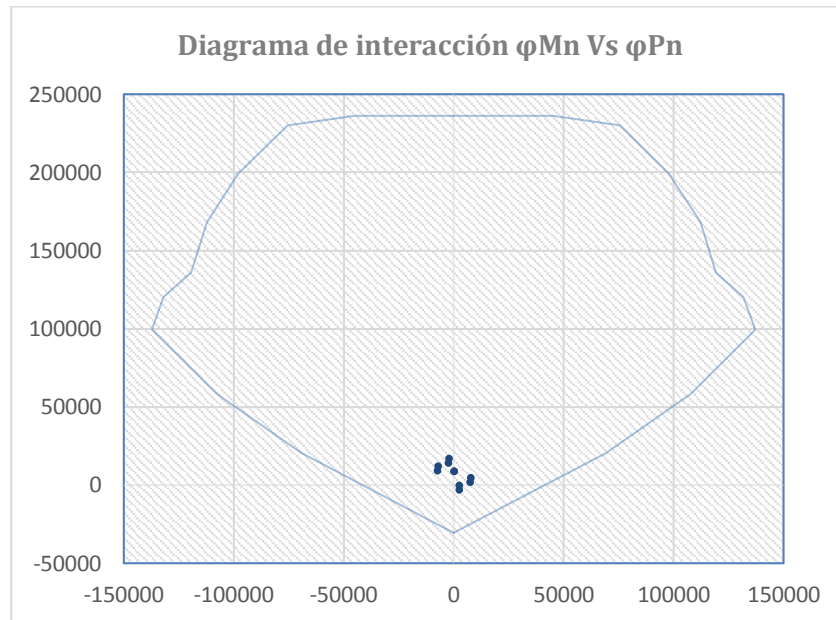
De la **Ec.(0.49)**

$$\alpha M_{cr} = 4843.6532 \text{Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.48)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia a la flexocompresión

Mediante el programa ETABS obtenemos el diagrama de interacción de la sección presentado a continuación:



Gráfica 0.4 Análisis flexocompresión del muro W4

Fuente: Autores

La sección es satisfactoria para los valores de μ_u y P_u de las distintas combinaciones de cargas.

Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro

$$V_u = 10837.2318 \text{ Kgf (ETABS)}$$

$$\mu_u = 7779.1417 \text{ Kgf-m (ETABS)}$$

$$A_{mv} = A_{em} = 2666.72 \text{ cm}^2$$

$$L = 306.5 \text{ cm}$$

$$d = 0.8L_w = 245.2 \text{ cm}$$

$$b = 8.7006 \text{ cm}$$

De la **Tabla 0.15**

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.29274$$

$$V_m = 5607.1323 \text{ kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$V_s = 12454.9207 \text{ Kgf}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$\rho_n = 0.001112 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

$$\rho_{min} = 0.0007$$

$$S_{max} = 600 \text{ mm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)}$$

Se estima $S = 40 \text{ cm}$

De la **Ec.(0.55)**

$$A_v = 0.387009 \text{ cm}^2$$

Para una escalerilla de 6mm (2 varillas) se tiene

$$A_v \text{ (recalculado)} = 0.5655 \text{ cm}^2$$

De la **Ec.(0.55)**

$$\rho_n \text{ (recalculado)} = 0.0016248 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$V_s(\text{recalculado}) = 18198.775Kgf$$

De la **Ec.(0.53)**

$$\emptyset V_n = 14283.5444Kgf$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Verificación de articulación plástica

$$V_n = V_s = 18198.775Kgf$$

$$\emptyset V_n = 10919.265Kgf$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria.

Resumen de refuerzo

Refuerzo vertical:

1 ϕ 12 en los extremos y 2 ϕ 12mm (Pares junto a la ventana), $S_{\text{máx}}$ 80cm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de ϕ 6mmc/400mm

Diseño del muro W5

$$L=198.5\text{cm}$$

$$L_w=244-24(\text{correa})=220\text{cm}$$

$$t=15\text{cm}$$

$M_u=10312.2695\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Perpendicular al plano del muro)

$M_u=257.5589\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=13455.6718\text{Kgf}$

$V_u=371.9104\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=10413.2904\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Resistencia a flexión sin carga axial

Secciones solo con refuerzo a tracción

Para la estimación de la cantidad de perforaciones inyectada se realizó un previo plano estructural presentado en el Anexo 5 con las disposiciones del refuerzo vertical cumpliendo el requerimiento de separación máxima de 80cm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

Se estima 4 perforaciones inyectadas.

$$A_{em}=1869.525\text{cm}^2$$

$$A_s=2.0106\text{cm}^2 \text{ (se asume } 1\phi 16 \text{ en los extremos)}$$

$$d=198.5-10.5=188 \text{ cm}$$

$$b = \frac{A_{em}}{L} = 9.41826\text{cm}$$

De la Ec.(0.36)

$$\rho_b = 0.01248$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5\rho_b = 0.006241$$

$$A_{s(m\acute{a}x)} = 11.0507cm^2$$

El \u00e1rea de acero cumple con el m\u00e1ximo permitido.

De la Ec.(0.35)

$$a=8.79039cm$$

De la Ec.(0.34)

$$\varphi M_n = 13178.9893Kgf - m$$

Se cumple la Ec.(0.33), por lo tanto la secci\u00f3n es satisfactoria

Secciones con refuerzo a compresi\u00f3n

$$d'=d-10.5=177.5cm$$

$$A_{s1} = A_s = 2.0106cm^2$$

$$A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = 1.0053cm^2$$

De la Ec.(0.37)

$$\varphi M_n = 50863.0215Kgf - m$$

Se cumple la Ec.(0.33), por lo tanto la secci\u00f3n es satisfactoria

Resistencia para cargas axiales a compresi\u00f3n

$$A_{em}=1869.5cm^2$$

$A_{st} = 0$ (no hay elemento de confinamiento)

$h' = Lw * k$, $k = 0.8$ (efecto de esbeltez)

$h' = 176$ cm

$\frac{h'}{t} = 11.73 \leq 25$ (Cumple con lo permisible)

De la Ec. (0.40)

$P_0 = 190691.55 \text{ kgf} \leq 224343 \text{ kgf}$ (Cumple con lo permisible)

De la Ec. (0.41)

$R_e = 0.9747$

De la Ec. (0.39)

$\phi P_n = 96656.8469 \text{ Kgf}$

Se cumple la Ec. (0.38), por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño del muro en dirección perpendicular a su plano

$P_u = 13455.6718 \text{ Kgf} < 0.10 f' m A_e = 17946.3 \text{ kgf}$

Resistencia a flexión de muros con carga axial $< 0.10 f' m A_e$

$M_u = 257.5589 \text{ Kg-m}$

De la Ec. (0.41)

$R_e = 0.9747$

$b'=d'$ (flexión sin carga axial)=177.5cm

$d=11$ cm

$A_s=2.0106$ cm² (se asume 1φ16 en los extremos)

De la Ec.(0.44)

$$A_{se} = 5.21435\text{cm}^2$$

De la Ec.(0.45)

$$a = 1.209626\text{cm}$$

De la Ec.(0.43)

$$\phi R_e M_n = 177529.143\text{Kg} - m$$

Se cumple la Ec.(0.42) lo que indica que la sección es satisfactoria.

Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano del muro

$$V_u=371.9104\text{Kgf}$$

$$A_{mv}=A_{em}=1869.525\text{cm}^2$$

De la Ec.(0.47)

$$\phi V_n = 2047.962\text{Kgf}$$

Se cumple la Ec.(0.46), por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño de muros en dirección paralela a su plano

Resistencia mínima a la flexión

$$M_n = 15504.6932 \text{ Kgf-m}$$

$$\alpha = 3.0$$

$$L_w = 220 \text{ cm}$$

$$b = 9.41826 \text{ cm}$$

De la Ec.(0.51)

$$f_r = 2.3$$

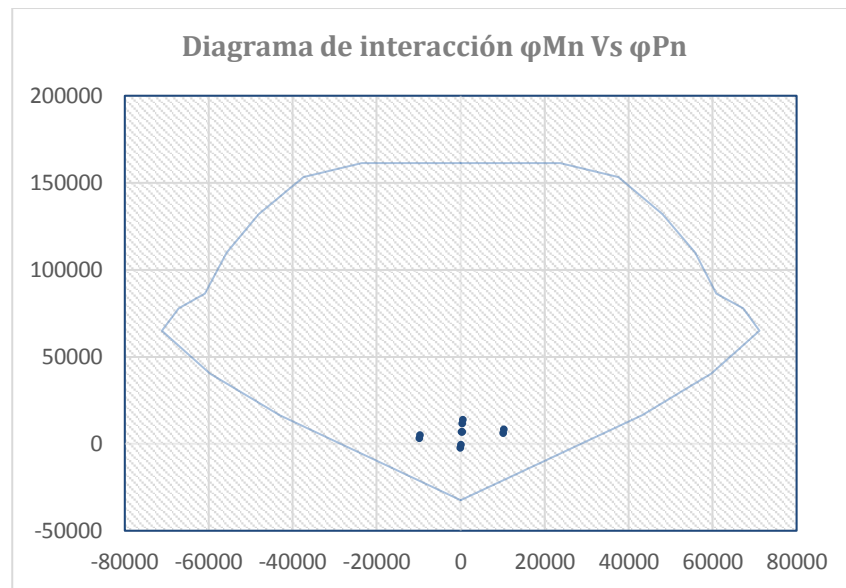
De la Ec.(0.49)

$$\alpha M_{cr} = 5243.1955 \text{ gf - m}$$

Se cumple la Ec.(0.48), por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia a la flexocompresión

Mediante el programa ETABS obtenemos el diagrama de interacción de la sección presentado a continuación:



Gráfica 0.5 Análisis flexocompresión del muro W5
Fuente: Autores

La sección es satisfactoria para los valores de M_u y P_u de las distintas combinaciones de cargas.

Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro

$$V_u = 10413.2904 \text{Kgf (ETABS)}$$

$$M_u = 10312.2695 \text{Kgf-m (ETABS)}$$

$$A_{m_v} = A_{e_m} = 1869.525 \text{cm}^2$$

$$L = 198.5 \text{cm}$$

$$d = 0.8L = 158.8 \text{cm}$$

$$b = 9.41826 \text{cm}$$

De la Tabla 0.15

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.62361$$

$$V_m = 3050.0338 \text{ kgf}$$

De la Ec. (0.53)

$$V_s = 14305.4502 \text{ Kgf}$$

De la Ec. (0.54)

$$\rho_n = 0.0018219 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

$$\rho_{min} = 0.0007$$

$$S_{max} = 600 \text{ mm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)}$$

Se estima $S = 20 \text{ cm}$

De la Ec. (0.55)

$$A_v = 0.343180 \text{ cm}^2$$

Para una escalerilla de 6mm (2 varillas) se tiene

$$A_v \text{ (recalculado)} = 0.5655 \text{ cm}^2$$

De la Ec. (0.55)

$$\rho_n \text{ (recalculado)} = 0.003002 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

De la Ec. (0.54)

$$V_s \text{ (recalculado)} = 23572.3122 \text{ Kgf}$$

De la Ec.(0.53)

$$\phi V_n = 15973.4076Kgf$$

Se cumple la Ec.(0.46), por lo tanto la sección es satisfactoria

Verificación de articulación plástica

$$V_n = V_s = 23572.3122Kgf$$

$$\phi V_n = 14143.3873Kgf$$

Se cumple la Ec.(0.46), por lo tanto la sección es satisfactoria

Resumen de refuerzo

Refuerzo vertical:

1 ϕ 16 en los extremos y 1 ϕ 10mm interior (Pares), $S_{m\acute{a}x}=80cm$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6mmc/200mm$

Diseño del muro W6

$$L=218.5cm$$

$$L_w=244-24(\text{correa})=220cm$$

$$t=15cm$$

$$M_u=10048.8513Kgf\cdot m \text{ (Perpendicular al plano del muro)}$$

$M_u=324.7599\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=11669.1698\text{Kgf}$

$V_u=446.8619\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=7642.094\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Resistencia a flexión sin carga axial

Secciones solo con refuerzo a tracción

Para la estimación de la cantidad de perforaciones inyectada se realizó un previo plano estructural presentado en el Anexo 5 con las disposiciones del refuerzo vertical cumpliendo el requerimiento de separación máxima de 80cm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

Se estima 4 perforaciones inyectadas.

$A_{em}=1982.525\text{cm}^2$

$A_s=1.53938\text{cm}^2$ (se asume 1 ϕ 14 en los extremos)

$d=218.5-10.5=208\text{ cm}$

$$b = \frac{A_{em}}{L} = 9.07334\text{cm}$$

De la **Ec.(0.36)**

$$\rho_b = 0.01248$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5\rho_b = 0.006241$$

$$A_{s(\text{máx})} = 11.7786\text{cm}^2$$

El área de acero cumple con el máximo permitido.

De la **Ec.(0.35)**

$$a=6.98598\text{cm}$$

De la **Ec.(0.34)**

$$\phi M_n = 11238.8625\text{Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Secciones con refuerzo a compresión

$$d'=d-10.5=197.5\text{cm}$$

$$A_{s1} = A_s = 1.53938\text{cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = 0.76969\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.37)**

$$\phi M_n = 40090.6997\text{Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia para cargas axiales a compresión

$$A_{em}=1982.5\text{cm}^2$$

$$A_{st} = 0 \text{ (no hay elemento de confinamiento)}$$

$h' = Lw \cdot k$, $k=0.8$ (efecto de esbeltez)

$h' = 176$ cm

$\frac{h'}{t} = 11.73 \leq 25$ (Cumple con lo permisible)

De la **Ec.(0.40)**

$P_0 = 202217.55 \text{ kgf} \leq 237903 \text{ kgf}$ (Cumple con lo permisible)

De la **Ec.(0.41)**

$R_e = 0.9747$

De la **Ec.(0.39)**

$\phi P_n = 102499.092 \text{ Kg}$

Se cumple la **Ec.(0.38)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño del muro en dirección perpendicular a su plano

$P_u = 11669.1698 \text{ Kg} < 0.10 f' m A_e = 23790.3 \text{ kg}$

Resistencia a flexión de muros con carga axial $< 0.10 f' m A_e$

$M_u = 324.7599 \text{ Kg-m}$

De la **Ec.(0.41)**

$R_e = 0.9747$

$b' = d'$ (flexión sin carga axial)=197.5cm

$$d=11\text{cm}$$

$$A_s=1.53938\text{cm}^2 \text{ (se asume } 1\phi 14 \text{ en los extremos)}$$

De la **Ec.(0.44)**

$$A_{se} = 4.317754\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.45)**

$$a = 0.9002\text{cm}$$

De la **Ec.(0.43)**

$$\phi R_e M_n = 149191.24\text{Kg} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.42)** lo que indica que la sección es satisfactoria.

Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano del muro

$$V_u=446.8619\text{Kgf}$$

$$A_{mv}=A_{em}=1982.525\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.47)**

$$\phi V_n = 2171.7473\text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño de muros en dirección paralela a su plano

Resistencia mínima a la flexión

$$M_n=13222.1912\text{Kgf-m}$$

$$\alpha=3.0$$

$$L_W=220\text{cm}$$

$$b=9.07334\text{cm}$$

De la **Ec.(0.51)**

$$f_r = 2.3$$

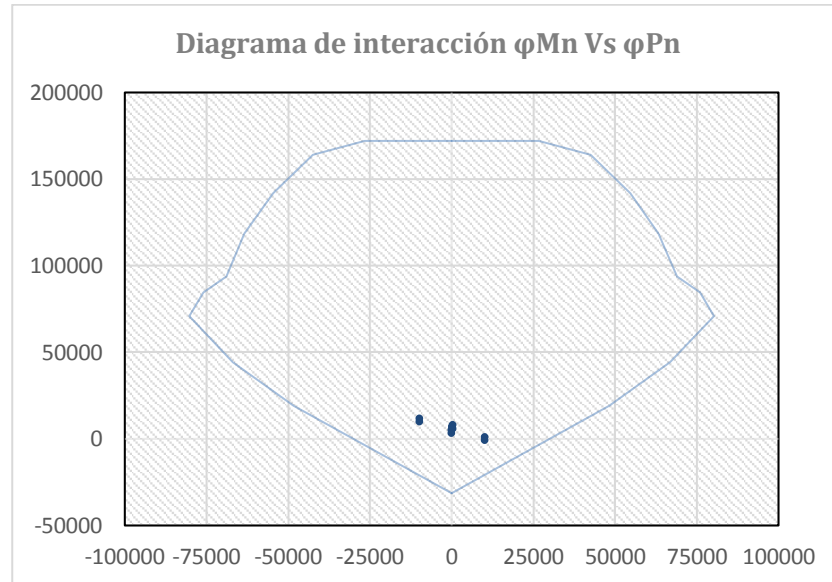
De la **Ec.(0.49)**

$$\alpha M_{cr} = 5051.17616\text{gf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.48)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia a la flexocompresión

Mediante el programa ETABS obtenemos el diagrama de interacción de la sección presentado a continuación:



Gráfica 0.6 Análisis flexocompresión del muro W6
Fuente: Autores

La sección es satisfactoria para los valores de M_u y P_u de las distintas combinaciones de cargas.

Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro

$V_u = 7642.094 \text{ Kgf}$ (ETABS)

$M_u = 10048.8513 \text{ Kgf-m}$ (ETABS)

$A_{mv} = A_{em} = 1982.525 \text{ cm}^2$

$L = 218.5 \text{ cm}$

$d = 0.8L = 174.8 \text{ cm}$

$b = 9.07334 \text{ cm}$

De la **Tabla 0.15**

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.75225$$

$$V_m = 2871.2108 \text{ kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$V_s = 9865.6125 \text{ Kgf}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$\rho_n = 0.0011848 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

$$\rho_{min} = 0.0007$$

$$S_{max} = 600 \text{ mm}$$

Se estima $S = 40 \text{ cm}$

De la **Ec.(0.55)**

$$A_v = 0.450015 \text{ cm}^2$$

Para una escalerilla de 6mm (2 varillas) se tiene

$$A_v \text{ (recalculado)} = 0.5655 \text{ cm}^2$$

De la **Ec.(0.55)**

$$\rho_n \text{ (recalculado)} = 0.0015581 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$V_s \text{ (recalculado)} = 12973.6781 \text{ Kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$\phi V_n = 9506.9333Kgf$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Verificación de articulación plástica

$$V_n = V_s = 12973.6781Kgf$$

$$\phi V_n = 7784.2069Kgf$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resumen de refuerzo

Refuerzo vertical:

1 ϕ 14 en los extremos y 1 ϕ 10mm interior (Pares), $S_{m\acute{a}x}=80cm$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6mmc/400mm$

Diseño del muro W7

$$L=307.5cm$$

$$L_w=244-24(\text{correa})=220cm$$

$$t=15cm$$

$$M_u=16552.7609Kgf\cdot m \text{ (Perpendicular al plano del muro)}$$

$M_u=278.303\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=14589.7058\text{Kgf}$

$V_u=357.1253\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=18939.1729\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Resistencia a flexión sin carga axial

Secciones solo con refuerzo a tracción

Para la estimación de la cantidad de perforaciones inyectada se realizó un previo plano estructural presentado en el Anexo 5 con las disposiciones del refuerzo vertical cumpliendo el requerimiento de separación máxima de 80cm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

Se estima 5 perforaciones inyectadas.

$$A_{em}=2672.375\text{cm}^2$$

$$A_s=2.0106\text{cm}^2 \text{ (se asume } 1\phi 16 \text{ en los extremos)}$$

$$d=307.5-10.5=297 \text{ cm}$$

$$b = \frac{A_{em}}{L} = 8.6906\text{cm}$$

De la **Ec.(0.36)**

$$\rho_b = 0.01248$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5\rho_b = 0.006241$$

$$A_{s(\text{máx})} = 16.1091 \text{ cm}^2$$

El área de acero cumple con el máximo permitido.

De la **Ec.(0.35)**

$$a=9.52635 \text{ cm}$$

De la **Ec.(0.34)**

$$\phi M_n = 20976.4988 \text{ Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Secciones con refuerzo a compresión

$$d'=d-10.5=286.5 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = A_s = 2.0106 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = 1.0053 \text{ cm}^2$$

De la **Ec.(0.37)**

$$\phi M_n = 58660.531 \text{ Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia para cargas axiales a compresión

$$A_{em}=2672.4 \text{ cm}^2 \text{ (3 perforaciones inyectadas)}$$

$$A_{st} = 0 \text{ (no hay elemento de confinamiento)}$$

$h' = Lw \cdot k$, $k = 0.8$ (efecto de esbeltez)

$h' = 176$ cm

$\frac{h'}{t} = 11.73 \leq 25$ (Cumple con lo permisible)

De la **Ec.(0.40)**

$P_0 = 272582.25$ kgf ≤ 320685 kgf (Cumple con lo permisible)

De la **Ec.(0.41)**

$R_e = 0.9747$

De la **Ec.(0.39)**

$\phi P_n = 138165.224$ Kgf

Se cumple la **Ec.(0.38)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño del muro en dirección perpendicular a su plano

$P_u = 14589.7958$ Kgf $< 0.10 f' m A_e = 32068.5$ kgf

Resistencia a flexión de muros con carga axial $< 0.10 f' m A_e$

$M_u = 278.303$ Kg-m

De la **Ec.(0.41)**

$R_e = 0.9747$

$b' = d'$ (flexión sin carga axial) = 286.5 cm

$$d=11\text{cm}$$

$$A_s=2.0106\text{cm}^2 \text{ (se asume } 1\phi 16 \text{ en los extremos)}$$

De la **Ec.(0.44)**

$$A_{se} = 5.484359\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.45)**

$$a = 0.788225\text{cm}$$

De la **Ec.(0.43)**

$$\phi R_e M_n = 190506.578\text{Kg} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.42)** lo que indica que la sección es satisfactoria.

Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano del muro

$$V_u=357.1253\text{Kgf}$$

$$A_{mv}=A_{em}=2672.375\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.47)**

$$\phi V_n = 2927.44014\text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño de muros en dirección paralela a su plano

Resistencia mínima a la flexión

$$M_n=24678.2339\text{Kgf-m}$$

$$\alpha=3.0$$

$$L_W=220\text{cm}$$

$$b=8.69065\text{cm}$$

De la **Ec.(0.51)**

$$f_r = 2.3$$

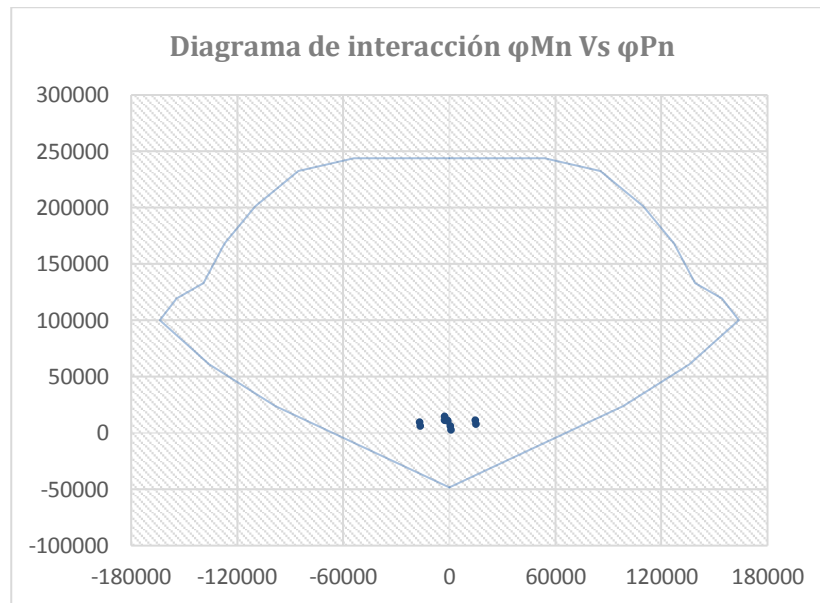
De la **Ec.(0.49)**

$$\alpha M_{cr} = 4838.13034gf - m$$

Se cumple la **Ec.(0.48)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia a la flexocompresión

Mediante el programa ETABS obtenemos el diagrama de interacción de la sección presentado a continuación:



Gráfica 0.7 Análisis flexocompresión del muro W7
Fuente: Autores

La sección es satisfactoria para los valores de M_u y P_u de las distintas combinaciones de cargas.

Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro

$V_u = 18939.1729 \text{Kgf}$ (ETABS)

$M_u = 16552.7609 \text{Kgf-m}$ (ETABS)

$A_{mv} = A_{em} = 2672.375 \text{cm}^2$

$L = 307.5 \text{cm}$

$d = 0.8L = 246 \text{cm}$

$b = 8.69065 \text{hcm}$

De la **Tabla 0.15**

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.35528$$

$$V_m = 5381.022 \text{ kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$V_s = 26184.2662 \text{ Kgf}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$\rho_n = 0.0023329 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

$$\rho_{min} = 0.0007$$

$$S_{max} = 600 \text{ mm}$$

Se estima $S=20 \text{ cm}$

De la **Ec.(0.55)**

$$A_v = 0.40549 \text{ cm}^2$$

Para una escalerilla de 6mm (2 varillas) se tiene

$$A_v \text{ (recalculado)} = 0.56549 \text{ cm}^2$$

De la **Ec.(0.55)**

$$\rho_n \text{ (recalculado)} = 0.0032534 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$V_s \text{ (recalculado)} = 36516.3022 \text{ Kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$\phi V_n = 25138.3945Kgf$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Verificación de articulación plástica

$$V_n = V_s = 36516.3022Kgf$$

$$\phi V_n = 21909.7813Kgf$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resumen de refuerzo

Refuerzo vertical:

1 ϕ 16 en los extremos y 3 ϕ 10mm interior (Pares), $S_{m\acute{a}x}=80cm$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6mmc/200mm$

Diseño del muro W8

$$L=100cm$$

$$L_w=244-24(\text{correa})=220cm$$

$$t=15cm$$

$$M_u=2356.6631Kgf\cdot m \text{ (Perpendicular al plano del muro)}$$

$M_u=121.9311\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=9043.2999\text{Kgf}$

$V_u=158.6138\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=2351.9888\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Resistencia a flexión sin carga axial

Secciones solo con refuerzo a tracción

Para la estimación de la cantidad de perforaciones inyectada se realizó un previo plano estructural presentado en el Anexo 5 con las disposiciones del refuerzo vertical cumpliendo el requerimiento de separación máxima de 80cm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

Se estima 2 perforaciones inyectadas.

$$A_{em}=939\text{cm}^2$$

$$A_s=1.53938\text{cm}^2 \text{ (se asume } 1\phi 14 \text{ en los extremos)}$$

$$d=89.5-10.5=297 \text{ cm}$$

$$b = \frac{A_{em}}{L} = 9.39\text{cm}$$

De la **Ec.(0.36)**

$$\rho_b = 0.01248$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5\rho_b = 0.006241$$

$$A_{s(\text{máx})} = 5.24507 \text{ cm}^2$$

El área de acero cumple con el máximo permitido.

De la **Ec.(0.35)**

$$a = 6.7504 \text{ cm}$$

De la **Ec.(0.34)**

$$\phi M_n = 4733.06421 \text{ Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Secciones con refuerzo a compresión

$$d' = d - 10.5 = 79 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = A_s = 1.53938$$

$$A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = 0.76969 \text{ cm}^2$$

De la **Ec.(0.37)**

$$\phi M_n = 33584.9014 \text{ Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia para cargas axiales a compresión

$$A_{em} = 939 \text{ cm}^2 \text{ (2 perforaciones inyectadas)}$$

$$A_{st} = 0 \text{ (no hay elemento de confinamiento)}$$

$h' = Lw \cdot k$, $k = 0.8$ (efecto de esbeltez)

$h' = 176$ cm

$\frac{h'}{t} = 11.73 \leq 25$ (Cumple con lo permisible)

De la **Ec. (0.40)**

$P_0 = 95778 \text{ kgf} \leq 112680 \text{ kgf}$ (Cumple con lo permisible)

De la **Ec. (0.41)**

$R_e = 0.9747$

De la **Ec. (0.39)**

$\phi P_n = 48547.5077 \text{ Kgf}$

Se cumple la **Ec. (0.38)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño del muro en dirección perpendicular a su plano

$P_u = 9043.2999 \text{ Kgf} < 0.10 f' m A_e = 11268 \text{ kgf}$

Resistencia a flexión de muros con carga axial $< 0.10 f' m A_e$

$M_u = 121.9311 \text{ Kg-m}$

De la **Ec. (0.41)**

$R_e = 0.9747$

$b' = d'$ (flexión sin carga axial) = 79 cm

$$d=11\text{cm}$$

$$A_s=1.53938\text{cm}^2 \text{ (se asume } 1\phi 14 \text{ en los extremos)}$$

De la **Ec.(0.44)**

$$A_{se} = 3.692547\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.45)**

$$a = 1.924634\text{cm}$$

De la **Ec.(0.43)**

$$\phi R_e M_n = 121393.835\text{Kg} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.42)** lo que indica que la sección es satisfactoria y cumple con la separación máxima permitida de 120cm.

Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano del muro

$$V_u=158.6138\text{Kgf}$$

$$A_{mv}=A_{em}=939\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.47)**

$$\phi V_n = 1028.62296\text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño de muros en dirección paralela a su plano

Resistencia mínima a la flexión

$$M_n = 5568.31084 \text{Kgf-m}$$

$$\alpha = 3.0$$

$$L_w = 220 \text{cm}$$

$$b = 9.39 \text{cm}$$

De la **Ec.(0.51)**

$$f_r = 2.3$$

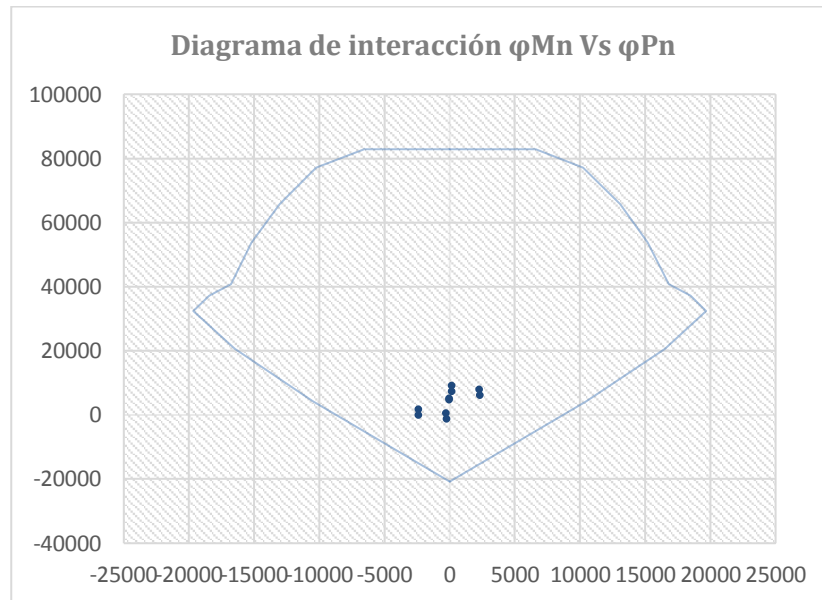
De la **Ec.(0.49)**

$$\alpha M_{cr} = 5227.4619 \text{Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.48)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia a la flexocompresión

Mediante el programa ETABS obtenemos el diagrama de interacción de la sección presentado a continuación:



Gráfica 0.8 Análisis flexocompresión del muro W8

Fuente: Autores

La sección es satisfactoria para los valores de M_u y P_u de las distintas combinaciones de cargas.

Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro

$$V_u = 2351.9888 \text{ Kgf (ETABS)}$$

$$M_u = 2356.6631 \text{ Kgf-m (ETABS)}$$

$$A_{mv} = A_{em} = 939 \text{ cm}^2$$

$$L = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0.8L = 80 \text{ m}$$

$$b = 9.39 \text{ cm}$$

De la **Tabla 0.15**

$$\frac{M_u}{V_u d} = 1.25248$$

$$V_m = 1028.62296 \text{ kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$V_s = 2891.35837 \text{ Kgf}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$\rho_n = 0.0073314 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

$$\rho_{min} = 0.0007$$

$$S_{max} = 600 \text{ mm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)}$$

Se considera un $S=60 \text{ cm}$

De la **Ec.(0.55)**

$$A_v = 0.41305 \text{ cm}^2$$

Para una escalerilla de 6mm (2 varillas) se tiene

$$A_v \text{ (recalculado)} = 0.56549 \text{ cm}^2$$

De la **Ec.(0.55)**

$$\rho_n \text{ (recalculado)} = 0.0010037 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$V_s(\text{recalculado}) = 3958.4067Kgf$$

De la **Ec.(0.53)**

$$\emptyset V_n = 2992.2178Kgf$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Verificación de articulación plástica

$$V_n = V_s = 3958.4067Kgf$$

$$\emptyset V_n = 2375.044Kgf$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resumen de refuerzo

Refuerzo vertical:

1 ϕ 14 en los extremos.

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de ϕ 6mmc/600mm

Diseño del muro W9

$$L=193.5\text{cm}$$

$$L_w=244-24(\text{correa})=220\text{cm}$$

$$t=15\text{cm}$$

$$M_u=9428.4598Kgf\cdot m \text{ (Perpendicular al plano del muro)}$$

$M_u=268.1808\text{Kgf}\cdot\text{m}$ (Paralelo al plano del muro)

$P_u=9072.7498\text{Kgf}$

$V_u=375.3125\text{Kgf}$ (Perpendicular al plano del muro)

$V_u=10268.4501\text{Kgf}$ (Paralelo al plano del muro)

Resistencia a flexión sin carga axial

Secciones solo con refuerzo a tracción

Para la estimación de la cantidad de perforaciones inyectada se realizó un previo plano estructural presentado en el Anexo 5 con las disposiciones del refuerzo vertical cumpliendo el requerimiento de separación máxima de 80cm (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

Se estima 2 perforaciones inyectadas.

$A_{em}=1654.275\text{cm}^2$

$A_s=1.53938\text{cm}^2$ (se asume 1 ϕ 14 en los extremos)

$d=193.5-10.5=183\text{ cm}$

$$b = \frac{A_{em}}{L} = 8.54922\text{cm}$$

De la **Ec.(0.36)**

$$\rho_b = 0.01248$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5\rho_b = 0.006241$$

$$A_{s(\text{máx})} = 9.76429\text{cm}^2$$

El área de acero cumple con el máximo permitido.

De la **Ec.(0.35)**

$$a=7.414269\text{cm}$$

De la **Ec.(0.34)**

$$\phi M_n = 9853.1973\text{Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Secciones con refuerzo a compresión

$$d'=d-10.5=172.5\text{cm}$$

$$A_{s1} = A_s = 1.53938\text{cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = 0.76969\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.37)**

$$\phi M_n = 38705.0344\text{Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.33)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia para cargas axiales a compresión

$$A_{em}=1654.3\text{cm}^2 \text{ (3 perforaciones inyectadas)}$$

$$A_{st} = 0 \text{ (no hay elemento de confinamiento)}$$

$h' = Lw \cdot k$, $k=0.8$ (efecto de esbeltez)

$h' = 176$ cm

$\frac{h'}{t} = 11.73 \leq 25$ (Cumple con lo permisible)

De la **Ec.(0.40)**

$P_0 = 168736.05$ kgf ≤ 198513 kgf (Cumple con lo permisible)

De la **Ec.(0.41)**

$R_e = 0.9747$

De la **Ec.(0.39)**

$\phi P_n = 85528.1451$ Kgf

Se cumple la **Ec.(0.38)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño del muro en dirección perpendicular a su plano

$P_u = 9072.7498$ Kgf $< 0.10 f' m A_e = 19851.3$ kgf

Resistencia a flexión de muros con carga axial $< 0.10 f' m A_e$

$M_u = 268.1808$ Kg-m

De la **Ec.(0.41)**

$R_e = 0.9747$

$b' = d'$ (flexión sin carga axial)=172.5cm

$$d=11\text{cm}$$

$$A_s=1.53938\text{cm}^2 \text{ (se asume } 1\phi 14 \text{ en los extremos)}$$

De la **Ec.(0.44)**

$$A_{se} = 3.69956\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.45)**

$$a = 0.8831\text{cm}$$

De la **Ec.(0.43)**

$$\phi R_e M_n = 127934.366\text{Kg} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.42)** lo que indica que la sección es satisfactoria.

Resistencia a cortante en la dirección perpendicular al plano del muro

$$V_u=375.3125\text{Kgf}$$

$$A_{mv}=A_{em}=1654.275\text{cm}^2$$

De la **Ec.(0.47)**

$$\phi V_n = 1812.16747\text{Kgf}$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Diseño de muros en dirección paralela a su plano

Resistencia mínima a la flexión

$$M_n=11591.9968\text{Kgf-m}$$

$$\alpha=3.0$$

$$L_w=220\text{cm}$$

$$b=8.54922\text{cm}$$

De la **Ec.(0.51)**

$$f_r = 2.3$$

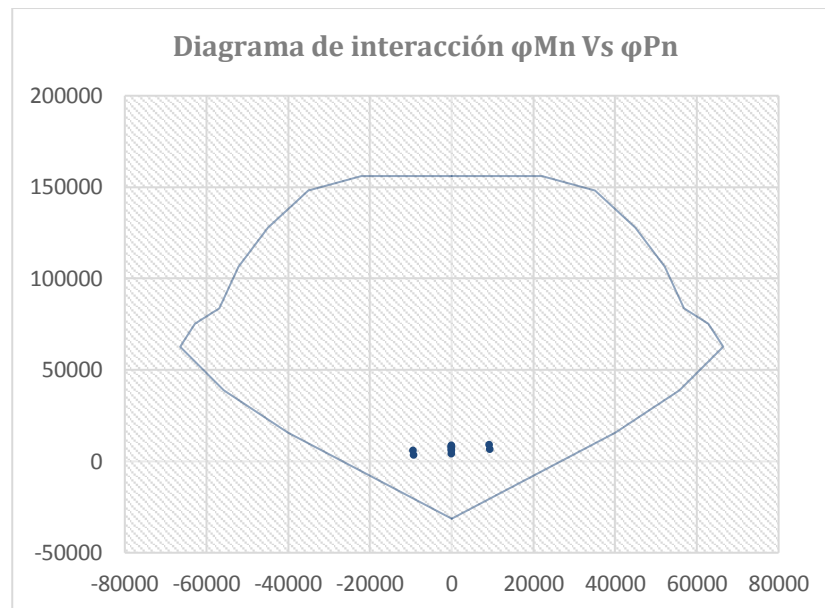
De la **Ec.(0.49)**

$$\alpha M_{cr} = 4759.39797\text{Kgf} - m$$

Se cumple la **Ec.(0.48)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resistencia a la flexocompresión

Mediante el programa ETABS obtenemos el diagrama de interacción de la sección presentado a continuación:



Gráfica 0.9 Análisis flexocompresión del muro W9
Fuente: Autores

La sección es satisfactoria para los valores de M_u y P_u de las distintas combinaciones de cargas.

Resistencia a cortante en la dirección paralela al plano del muro

$$V_u = 10268.4501 \text{Kgf (ETABS)}$$

$$M_u = 9428.4598 \text{Kgf-m (ETABS)}$$

$$A_{m_v} = A_{e_m} = 1654.275 \text{cm}^2$$

$$L = 193.5 \text{cm}$$

$$d = 0.8L = 154.8 \text{cm}$$

$$b = 8.549225 \text{cm}$$

De la **Tabla 0.15**

$$\frac{M_u}{V_u d} = 0.59315$$

$$V_m = 2770.6307 \text{ kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$V_s = 14343.4528 \text{ Kgf}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$\rho_n = 0.00206441 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

$$\rho_{min} = 0.0007$$

S_{max} es el mayor entre 3t=45cm y 600mm

Se considera un S=20cm

De la **Ec.(0.55)**

$$A_v = 0.352983 \text{ cm}^2$$

Para una escalerilla de 6mm (2 varillas) se tiene

$$A_v \text{ (recalculado)} = 0.56549 \text{ cm}^2$$

De la **Ec.(0.55)**

$$\rho_n \text{ (recalculado)} = 0.0033072 \text{ (Cumple con el mínimo requerido)}$$

De la **Ec.(0.54)**

$$V_s \text{ (recalculado)} = 22978.5511 \text{ Kgf}$$

De la **Ec.(0.53)**

$$\emptyset V_n = 15449.5091Kgf$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Verificación de articulación plástica

$$V_n = V_s = 22978.5511Kgf$$

$$\emptyset V_n = 13787.1307Kgf$$

Se cumple la **Ec.(0.46)**, por lo tanto la sección es satisfactoria

Resumen de refuerzo

Refuerzo vertical:

1 ϕ 14 en los extremos y 1 ϕ 10mm interior (Pares), $S_{m\acute{a}x} = 80cm$ (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Refuerzo horizontal:

Una escalerilla de $\phi 6mmc/200mm$

Diseño de muros del nivel 2

Se comprobó mediante análisis que los muros del nivel 2 con las propiedades y dimensiones similares del nivel 1 le es suficiente el refuerzo mínimo debido a que estos están sometidos a esfuerzos significativamente menores en la base.

El refuerzo mínimo según la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-MP, 2015) para muros, es el siguiente:

Refuerzo vertical: 1 ϕ 12mm en los extremos del muro, 1 ϕ 10mm intermedios (Pares) con $S_{m\acute{a}x}=800\text{mm}$.

Refuerzo horizontal: 1 escalerilla ϕ 6mm/400mm

Cálculo de cimentación

Cálculo del refuerzo a flexión

Cálculo del momento $M_{u,m\acute{a}x}$

Para la realización del cálculo del refuerzo se ha empleado los resultados generados en el análisis estructural realizado en el programa ETABS2015. La **Tabla 0.16** nos muestra los resultados del modelo en el programa, uno de los valores que indica la tabla es la carga P_u de los elementos, se consideró el que ejerce mayor carga en la zapata con un valor de 22.897Ton aplicado en el Leg 14 que muestra la tabla.

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm ² /m	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	V _u tonf	ΦV _c tonf	ΦV _s tonf
Top	Leg 1	375	DWal3	5.3296	1.9134	10.3179	19.2376	39.4072
Top	Leg 2	375	DWal4	9.202	-5.5631	13.2454	21.666	43.7616
Top	Leg 3	375	DWal5	1.5457	0.1954	0.7619	5.7868	11.6644
Top	Leg 4	375	DWal4	0.296	1.63	7.6565	20.5086	43.0176
Top	Leg 5	375	DWal5	2.516	0.2754	0.7638	2.4704	6.9551
Top	Leg 6	375	DWal4	1.3272	-2.9757	5.7553	8.6293	18.2955
Top	Leg 7	375	DWal4	7.6892	-0.2792	2.3588	10.7175	21.0711
Top	Leg 8	375	DWal6	1.7529	0.2893	5.7778	18.1165	37.7211
Top	Leg 9	375	DWal6	5.2661	-0.7371	7.9303	21.0113	43.1438
Top	Leg 10	375	DWal4	5.5487	-0.469	9.5278	19.8861	40.7278
Top	Leg 11	375	DWal5	16.2558	-17.7515	32.0077	65.0427	133.5646
Top	Leg 12	375	DWal4	7.3786	-1.1747	10.4599	20.1972	41.0369
Top	Leg 13	375	DWal3	10.8541	4.9585	10.8645	30.9072	62.8823
Top	Leg 14	375	DWal5	19.4808	-20.1459	31.499	65.591	134.1128
Top	Leg 15	375	DWal3	11.1013	6.6033	11.5089	30.9492	62.9243
Bottom	Leg 1	375	DWal3	6.3351	-9.4362	10.3179	19.4068	38.5781
Bottom	Leg 2	375	DWal4	10.304	9.0068	13.2454	21.8433	43.9489
Bottom	Leg 3	375	DWal5	1.8487	-0.8427	0.7619	3.365	9.4427
Bottom	Leg 4	375	DWal4	1.4181	10.0522	7.6565	20.6994	43.2083
Bottom	Leg 5	375	DWal5	2.7994	-0.5647	0.7638	2.837	7.9196
Bottom	Leg 6	375	DWal4	1.7991	3.355	5.7553	8.9096	18.3757
Bottom	Leg 7	375	DWal4	8.2054	2.3155	2.3588	10.7138	21.0674
Bottom	Leg 8	375	DWal6	2.7303	6.6448	5.7778	18.2827	37.8872
Bottom	Leg 9	375	DWal6	6.3695	7.9862	7.9303	21.1989	43.3314
Bottom	Leg 10	375	DWal4	6.5877	10.0116	9.5278	20.0628	40.9044
Bottom	Leg 11	375	DWal5	19.8991	-52.8378	32.0077	65.6621	134.184
Bottom	Leg 12	375	DWal4	8.4176	10.3312	10.4599	20.3739	41.2155
Bottom	Leg 13	375	DWal3	12.4481	-6.9924	10.8645	31.1782	63.1533
Bottom	Leg 14	375	DWal5	22.8967	-54.7948	31.499	66.1717	134.8936
Bottom	Leg 15	375	DWal3	12.6953	-6.0565	11.5089	31.2202	63.1953

Tabla 0.16 Resultados de análisis de fuerza cortante (ETABS)
Fuente: (Autores)

Para el análisis se consideró las propiedades del suelo tomando en cuenta la geología del suelo de la provincia de Manabí, en la cual predomina la roca blanda (moderadamente resistente).

Todos los cálculos para el diseño y cálculo del refuerzo de la zapata, son realizados siguiendo las normas del ACI 318-2015 y la Norma ecuatoriana de la vivienda (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

Datos:

$$f'c=210\text{Kg/cm}^2$$

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

Cimentación corrida	Un piso	Dos pisos	Resistencia Mínima	
			Acero de Refuerzo	Hormigón
			f_y (MPa)	f'_c (MPa)
Ancho	250 mm	300 mm	* 420 (barra corrugada)	18
Altura	200 mm	300 mm		
Acero longitudinal	4 ϕ 10* mm	4 ϕ 12* mm		
Estribos	ϕ 8* mm @ 200mm	ϕ 8* mm @ 200mm		
Acero para anclaje de muros	10* mm	10* mm		

Tabla 0.17 Dimensiones y refuerzos mínimos para la cimentación corrida

Fuente: (NEC SE VIVIENDA, 2015)

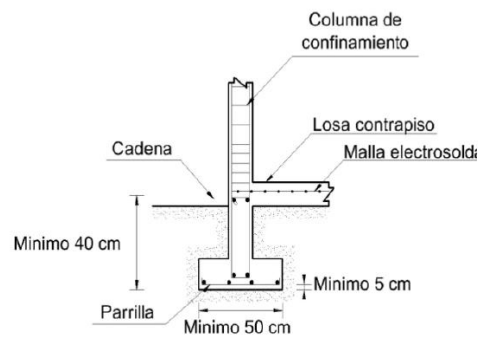


Figura 0.3 Dimensiones mínimas para vigas de cimentación en suelo resistente

Fuente: (NEC-SE_VIVIENDA, 2015)

Considerando la resistencia de la roca y análisis realizado en el programa SAFE, el predimensionamiento de la geometría de la zapata se lo realizó partiendo de las dimensiones mínimas impuesta por norma ecuatoriana (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

L = 6.37m (longitud de mayor carga Pu)

a= 15cm (ancho de la cadena, igual al muro portante)

b=60cm (base de zapata)

r= 5cm (recubrimiento mínimo)

$$q_u = \frac{P_u}{L} \quad \text{Ec.(0.56)}$$

$$q_u = 3.595 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_u = \frac{q_u}{b} \quad \text{Ec.(0.57)}$$

$$W_u = 5.99 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$M_{u,m\acute{a}x} = \frac{W*(b-a)^2}{9} \quad \text{Ec.(0.58)}$$

$$M_{u,m\acute{a}x} = 0.1348\text{Ton} * m$$

$$\phi M_n = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59w) = M_{u,max} \quad \text{Ec.(0.59)}$$

Para el cálculo de d se asume una altura de zapata de 15cm y una varilla $\phi 14$.

El ACI exige que se debe tener un recubrimiento mínimo de 5cm para cimentaciones obteniendo un d de 9.3cm

$$0.1348 \times 10^5 = 0.9 * 100 * 9.3^2 * 210 * w (1 - 0.59w)$$

$$0.59w^2 - w + 0.00825 = 0$$

$$aw^2 + bw + c = 0$$

$$w_1 = 1.6866$$

$$w_2 = 0.0083$$

De **Ec.(0.15)** para un $f' = 210 \text{Kg/cm}^2$

$$\rho_1 = 0.084$$

$$\rho_2 = 0.000415$$

Verificación de la cuantía

De

Ec.(0.16)

$$E_s: 2,1 \times 10^5 \text{Mpa} = 2141404 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_b = 0.0218$$

De **Ec.(0.17)**

$$\rho_{\text{máx}} = 0.0164$$

ρ_2 es menor que la $\rho_{\text{máx}}$ por lo tanto esta cuantía controlará para el siguiente cálculo.

De **Ec.(0.18)**

$$A_s = 0.2315 \text{cm}^2$$

Verificación del área de acero en la sección con respecto al acero mínimo

De **Ec.(0.19)**

$$A_{s,min} = 2.7 \text{ cm}^2$$

El A_s calculado es menor que el $A_{s,min}$, por lo tanto el $A_{s,min}$ controlará el diseño a flexión.

Entonces, se colocará varillas $\phi 10/3000\text{mm}$

Cálculo del refuerzo secundario

De **Ec.(0.20)**

$$A_s = 1.62 \text{ cm}^2$$

Entonces, se colocará varillas $\phi 8/250\text{mm}$

Cálculo del refuerzo a cortante

$$V_u = w \left(\frac{1}{2} (b - a) - d \right) \quad \text{Ec.(0.60)}$$

$$V_u = 0.79 \text{ Ton}$$

De **Ec.(0.23)**

$$\phi V_c = 5.357 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

La norma ACI estipula que cuando $\phi V_c \geq V_u$, no se requiere $A_{s,min}$, por o tanto la sección es satisfactoria para las fuerzas cortantes actuantes.

ANEXO 3

MEMORIA DE CÁLCULO

(ALTERNATIVA 2)

Alternativa de vivienda 2: Vivienda de paneles estructurales con alma de poliestireno expandido

Cálculo del periodo fundamental y la distribución vertical de las fuerzas sísmicas

Para la distribución de las fuerzas sísmicas tenemos como datos los valores de la siguiente tabla:

Descripción	Ton
CV de cubierta	2.1238
CM pared p.a.	17.1290
Carga W p.a	19.2528
CM pared p.b.	16.9408
CM de losa	6.301618
CM ductos e instalaciones	1.2136
CM baldosa	3.27672
CV	6.068
Carga W p.b.	33.8007
Carga total (W)	53.0535

Tabla 0.18 Cargas por nivel de piso
Fuente: Autores

Calculo del cortante basal (V_{base})

Datos de la estructura:

Dirección X			
Muro	L	h	Awi
W1	6	4.88	0.45
W2	6	4.88	0.45
W3	2.935	4.88	0.220
W4	1.805	4.88	0.135
W5	2.055	4.88	0.154
W6	0.88	4.88	0.066

Tabla 0.19 Dimensiones de muros en dirección X

Fuente: Autores

Dirección Y			
Muro	L	h	Awi
W1	6.5	4.88	0.488
W2	6.5	4.88	0.488
W3	1.86	4.88	0.140
W4	2.16	4.88	0.162

Tabla 0.20 Dimensiones de muros en dirección X

Fuente: Autores

La **Tabla 0.21** y **Tabla 0.22** presenta el cálculo del factor C_t para cada muro empleando la **Ec.(0.27)** y **Ec.(0.28)**.

Dirección X			
Muro	Awi	cw	Ct
W1	0.450	0.850	0.0067
W2	0.450	0.850	0.0067
W3	0.220	0.196	0.0140
W4	0.135	0.056	0.0262
W5	0.154	0.079	0.0220
W6	0.066	0.007	0.0726
		2.039	0.0043

Tabla 0.21 Cálculo del coeficiente C_t en dirección X

Fuente: Autores

Dirección Y			
Muro	Awi	cw	Ct
W1	0.4875	0.9722	0.0063
W2	0.4875	0.9722	0.0063
W3	0.1395	0.0608	0.0251
W4	0.162	0.0906	0.0206
		2.0959	0.0043

Tabla 0.22 Cálculo del coeficiente Ct en dirección Y

Fuente: Autores

De **Ec.(0.26)**

$$T_{ax} = 0.0212\text{seg}$$

$$T_{ay} = 0.0209\text{seg}$$

Según la curva de aceleración espectral los periodos fundamentales calculados para cada dirección entran en la región 1, entonces:

De la **Ec.(0.5)**

$$\text{Para } T_{ax} = 0.0212\text{seg}, S_{ax} = 0.6551g$$

$$\text{Para } T_{ay} = 0.0209\text{seg}, S_{ay} = 0.6542g$$

De **Ec.(0.25)**

$$C_{sx} = 0.4367g$$

$$C_{sy} = 0.4361g$$

De la **Ec.(0.24)** obtenemos la cortante basal

$$V_{baseX} = 23.170Ton$$

$$V_{baseY} = 23.139Ton$$

De las ecuaciones **Ec.(0.29)**, **Ec.(0.30)** y **Ec.(0.31)** obtenemos las siguientes tablas:

Tax	0.0212	Tay	0.0209
Sax	0.6551	Say	0.6542
Csx	0.4367	Csy	0.4361
Vx	23.1705	Vy	23.1392

Tabla 0.23 Cálculo del cortante basal en la dirección X y Y
Fuente: Autores

Ton		Dirección X				
Nivel	Altura	Wx	Dir.X Vx= 23.17			
			Wx*hx ^α	Cvx	Fx	Vx
2	4.88	19.25	63.21	0.49	11.34	11.34
1	2.44	33.80	65.99	0.51	11.83	
			23.17			
129.20						

Tabla 0.24 Cálculo de la distribución del cortante basal en la dirección X
Fuente: Autores

Ton		Dirección Y				
Nivel	Altura	Wx	Dir.X Vx= 23.14			
			Wx*hx ^α	Cvx	Fx	Vx
2	4.88	19.25	63.21	0.49	11.32	11.32

1	2.44	33.80	65.99	0.51	11.82	23.14
129.20						

Tabla 0.25 Cálculo de la distribución del cortante basal en la dirección Y
Fuente: Autores

Primera iteración del cálculo de la distribución de la fuerza cortante.

Tax	0.04	Tay	0.035
Sax	0.7129	Say	0.6975
Csx	0.4753	Csy	0.4650
Vx	25.2152	Vy	24.6717

Tabla 0.26 Cálculo del cortante basal en la dirección X y Y
Fuente: Autores

Ton	Dirección X					
Nivel	Altura	Wx	Dir.X Vx= 25.22			
			$Wx \cdot hx^\alpha$	Cvx	Fx	Vx
2	4.88	19.25	63.21	0.49	12.34	12.34
1	2.44	33.80	65.99	0.51	12.88	
129.20						

Tabla 0.27 Cálculo del cortante basal en la dirección X
Fuente: Autores

Ton	Dirección Y					
Nivel	Altura	Wx	Dir.X Vx= 19.50			
			$Wx \cdot hx^\alpha$	Cvx	Fx	Vx
2	4.88	19.25	63.21	0.49	12.07	12.07
1	2.44	33.80	65.99	0.51	12.60	
129.20						

Tabla 0.28 Cálculo del cortante basal en la dirección Y
Fuente: Autores

La diferencia entre los dos últimos periodos fundamentales obtenidos en el modelo difiere en menos del 10% por lo que se detuvo las interacciones.

Análisis de momento torsionales horizontales y torsión accidental

De la Ec.(0.32) se tiene:

Los datos para el análisis fueron tomados del modelo ETABS

	nivel 1			nivel 2	
	Δ mm	Δ mm		Δ mm	Δ mm
Δ del CM	0.315	0.004	Δ del CM	0.178	0.01
Δ en puntos extremos	0.312	0.001	Δ en puntos extremos	0.171	0.006
	0.312	0.01		0.172	0.014
	0.319	0.01		0.183	0.014
	0.319	0.001		0.183	0.006
Δ Max	0.319	0.010	Δ Max	0.183	0.014
Ax=	0.044	0.143	Ax=	0.0463	0.085

Tabla 0.29 Cálculo del factor de amplificación torsional

Fuente: Autores

La norma establece que el factor de amplificación no puede ser mayor de 3.0, por lo tanto el resultado es aceptable. Los resultados obtenidos para de **Ax** son pequeños lo cual indica que el efecto de torsión no es relevante en la estructura.

Cálculo de cimentación

Cálculo del refuerzo a flexión

Cálculo del momento $M_{u,máx}$

Para la realización del cálculo del refuerzo se ha empleado los resultados generados en el análisis estructural realizado en el programa ETABS2015. La **Tabla 0.30** nos muestra los resultados del modelo en el programa, uno de los valores que indica la tabla es la carga P_u de los elementos, se consideró el que ejerce mayor carga en la zapata con un valor de 13.643Ton aplicado en el Leg 5 que muestra la tabla.

Shear Design								
Station Location	ID	Rebar mm ² /m	Shear Combo	P_u tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	187.5	DWai6	4.013	1.3396	3.5843	10.4279	19.255
Top	Leg 2	187.5	DWai6	4.7068	1.5367	4.8371	11.9715	22.0918
Top	Leg 3	187.5	DWai4	1.9199	2.9049	5.1256	11.5403	21.6487
Top	Leg 4	187.5	DWai5	9.8165	-21.5012	19.9387	35.5199	66.1061
Top	Leg 5	187.5	DWai5	11.984	-23.1602	19.8075	35.8451	66.4312
Top	Leg 6	187.5	DWai4	8.0852	2.4524	11.4556	16.7177	30.6464
Top	Leg 7	187.5	DWai3	7.3296	-0.9346	6.1209	11.2027	20.2789
Top	Leg 8	187.5	DWai4	5.6651	1.3294	6.2953	11.2832	20.656
Top	Leg 9	187.5	DWai3	8.1673	0.1424	6.5051	17.1262	31.4109
Top	Leg 10	187.5	DWai4	7.3169	0.7729	7.076	11.531	20.9038
Top	Leg 11	187.5	DWai3	7.7415	0.2828	6.8572	17.0624	31.347
Top	Leg 12	187.5	DWai5	1.7951	-0.0181	0.3733	3.4521	6.3114
Top	Leg 13	187.5	DWai3	2.2845	-0.3365	1.3182	5.6254	10.3712
Top	Leg 14	187.5	DWai6	0.877	0.0128	0.2367	1.6329	4.0532
Bottom	Leg 1	187.5	DWai6	4.4918	5.2822	3.5843	10.4997	19.3268
Bottom	Leg 2	187.5	DWai6	5.2557	6.8575	4.8371	12.0539	22.1741
Bottom	Leg 3	187.5	DWai4	2.4682	8.543	5.1256	11.6225	21.7309
Bottom	Leg 4	187.5	DWai5	11.7028	-43.3116	19.9387	35.8029	66.3891
Bottom	Leg 5	187.5	DWai5	13.643	-44.9485	19.8075	36.0939	66.6801
Bottom	Leg 6	187.5	DWai4	8.8407	15.0535	11.4556	16.831	30.7597
Bottom	Leg 7	187.5	DWai3	7.8218	-7.6675	6.1209	11.2766	20.3528
Bottom	Leg 8	187.5	DWai4	6.1735	8.2542	6.2953	11.3595	20.7323
Bottom	Leg 9	187.5	DWai3	8.9421	-7.0132	6.5051	17.2425	31.5271
Bottom	Leg 10	187.5	DWai4	7.8253	8.5566	7.076	11.6073	20.9801
Bottom	Leg 11	187.5	DWai3	8.5163	-7.2601	6.8572	17.1786	31.4632
Bottom	Leg 12	187.5	DWai5	1.9502	-0.4286	0.3733	1.6026	4.4619
Bottom	Leg 13	187.5	DWai3	2.5419	-1.7865	1.3182	3.6569	8.4026
Bottom	Leg 14	187.5	DWai6	1.0083	0.2732	0.2367	1.1372	3.5576

Tabla 0.30 Resultados de análisis de fuerza cortante (ETABS)
Fuente: (Autores)

Para el análisis se consideró las propiedades del suelo tomando en cuenta la geología del suelo de la provincia de Manabí, en la cual predomina la roca blanda (moderadamente resistente).

Todos los cálculos para el diseño y cálculo del refuerzo de la zapata, son realizados siguiendo las normas del ACI 318-2015 y la Norma ecuatoriana de la vivienda (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

Datos:

$$f'c=210\text{Kg/cm}^2$$

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

Considerando la resistencia de la roca y análisis realizado en el programa SAFE, el predimensionamiento de la geometría de la zapata se lo realizó partiendo de las dimensiones mínimas descritas en la **Tabla 0.17** y **Figura 0.3** impuesta por norma ecuatoriana (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

$$L = 6.445\text{m (longitud de muro sobre la que la carga } P_u)$$

$$a= 13\text{cm (ancho de la cadena, igual al muro portante)}$$

$$b=60\text{cm (base de zapata)}$$

$$r= 5\text{cm (recubrimiento mínimo)}$$

De **Ec.(0.56)**

$$q_u = 2.1173 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

De

Ec.(

0.57)

$$W_u = 3.528 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

De **Ec.(0.58)**

$$M_{u,m\acute{a}x} = 0.0866Ton * m$$

De **Ec.(0.59)**

Para el cálculo de d se asume una altura de zapata de 15cm y una varilla $\phi 14$.
El ACI exige que se debe tener un recubrimiento mínimo de 5cm para cimentaciones obteniendo un d de 9.3cm

$$0.0866x10^5 = 0.9 * 100 * 9.3^2 * 210 * w(1 - 0.59w)$$

$$0.59w^2 - w + 0.0053 = 0$$

$$aw^2 + bw + c = 0$$

$$w_1 = 1.7$$

$$w_2 = 0.0053$$

De **Ec.(0.15)** para un $f' = 210Kg/cm^2$

$$\rho_1 = 0.085$$

$$\rho_2 = 0.000265$$

Verificación de la cuantía

De

Ec.(0.16)

$$E_s: 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa} = 2141404 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_b = 0.0218$$

De **Ec.(0.17)**

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.0164$$

ρ_2 es menor que la $\rho_{m\acute{a}x}$ por lo tanto esta cuantía controlará para el siguiente cálculo.

De **Ec.(0.18)**

$$A_s = 0.24645 \text{ cm}^2$$

Verificación del área de acero en la sección con respecto al acero mínimo

De **Ec.(0.19)**

$$A_{s,m\acute{i}n} = 2.7 \text{ cm}^2$$

El A_s calculado es menor que el $A_{s,m\acute{i}n}$, por lo tanto el $A_{s,m\acute{i}n}$ controlará el diseño a flexión.

Entonces, se colocará varillas $\phi 10/3000\text{mm}$

Cálculo del refuerzo secundario

De **Ec.(0.20)**, donde $b=60\text{cm}$

$$A_s = 1.62 \text{ cm}^2$$

Entonces, se colocará varillas $\phi 8/250\text{mm}$

Cálculo del refuerzo a cortante

De **Ec.(0.60)**

$$V_u = 0.5Ton$$

De **Ec.(0.23)**

$$\phi V_c = 5.357 ton$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

La norma ACI estipula que cuando $\phi V_c \geq V_u$, no se requiere $A_{s,min}$, por o tanto la sección es satisfactoria para las fuerzas cortantes actuantes.

ANEXO 4

MEMORIA DE CÁLCULO

(ALTERNATIVA 3)

Alternativa de vivienda 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento

Cálculo del periodo fundamental y la distribución vertical de las fuerzas sísmicas

Para la distribución de las fuerzas sísmicas tenemos como datos los valores de la siguiente tabla tomados directamente desde el modelo realizado en el programa ETABS:

Descripción	Ton
Carga W p.a	15.455
Carga W p.b.	18.667
Carga total (W)	34.1216

Tabla 0.31 Cargas por nivel de piso
Fuente: Autores

Calculo del cortante basal (V_{base})

Datos de la estructura:

Dirección X			
Muro	L	h	Awi
W1	6	4.88	0.3
W2	6	4.88	0.3
W3	2.935	4.88	0.1468
W4	1.805	4.88	0.0903
W5	2.055	4.88	0.1028
W6	0.88	4.88	0.0440

Tabla 0.32 Dimensiones de muros en dirección X
Fuente: Autores

Dirección Y			
Muro	L	h	Awi
W1	6.5	4.88	0.325
W2	6.5	4.88	0.325
W3	1.86	4.88	0.093

W4	2.16	4.88	0.108
----	------	------	-------

Tabla 0.33 Dimensiones de muros en dirección X

Fuente: Autores

La **Tabla 0.34** y **Tabla 0.35** presenta el cálculo del factor C_t para cada muro empleando la **Ec.(0.27)** y **Ec.(0.28)**.

Dirección X			
Muro	Awi	cw	Ct
W1	0.3	0.5669	0.0082
W2	0.3	0.5669	0.0082
W3	0.1475	0.1304	0.0172
W4	0.0902	0.0374	0.0321
W5	0.1028	0.0529	0.0269
W6	0.0440	0.0049	0.0890
		1.3595	0.0053

Tabla 0.34 Cálculo del coeficiente C_t en dirección X

Fuente: Autores

Dirección Y			
Muro	Awi	cw	Ct
W1	0.325	0.6482	0.0077
W2	0.325	0.6482	0.0077
W3	0.093	0.0406	0.0308
W4	0.108	0.0604	0.0252
		1.3973	0.0052

Tabla 0.35 Cálculo del coeficiente C_t en dirección Y

Fuente: Autores

De **Ec.(0.26)**

$$T_{aX} = 0.0259\text{seg}$$

$$T_{aY} = 0.0256\text{seg}$$

Según la curva de aceleración espectral los periodos fundamentales calculados para cada dirección entran en la región 1, entonces:

De la **Ec.(0.5)**

$$\text{Para } T_{aX} = 0.0259\text{seg}, S_{aX} = 0.669g$$

$$\text{Para } T_{aY} = 0.0256\text{seg}, S_{aY} = 0.668g$$

De **Ec.(0.25)**

$$C_{SX} = 0.4465g$$

$$C_{SY} = 0.4457g$$

De la **Ec.(0.24)** obtenemos la cortante basal

$$V_{baseX} = 15.2351\text{Ton}$$

$$V_{baseY} = 15.2104\text{Ton}$$

De las ecuaciones **Ec.(0.29)**, **Ec.(0.30)** y **Ec.(0.31)** obtenemos las siguientes tablas:

Tax	0.02595	Tay	0.02560
Sax	0.6697	Say	0.66865
Csx	0.4465	Csy	0.4458
Vx	15.2351	Vy	15.2104

Tabla 0.36 Cálculo del cortante basal en la dirección X y Y
Fuente: Autores

Ton.		Dirección X				
Nivel	Altura	Wx	Dir.X Vx= 15.24			Vx
			Wx*hx ^α	Cvx	Fx	
2	4.88	15.46	50.74	0.58	8.87	8.87
1	2.44	18.67	36.44	0.42	6.37	
						15.24
87.19						

Tabla 0.37 Cálculo de la distribución del cortante basal en la dirección X
Fuente: Autores

Ton		Dirección Y				
Nivel	Altura	Wx	Dir.X Vx= 15.21			Vx
			Wx*hx ^α	Cvx	Fx	
2	4.88	15.46	50.74	0.58	8.85	8.85
1	2.44	18.67	36.44	0.42	6.36	
						15.21
87.19						

Tabla 0.38 Cálculo de la distribución del cortante basal en la dirección Y
Fuente: Autores

Primera iteración del cálculo de la distribución de la fuerza cortante.

Tax	0.044	Tay	0.040
Sax	0.7252	Say	0.7129
Csx	0.4835	Csy	0.4753
Vx	16.4968	Vy	16.2172

Tabla 0.39 Cálculo del cortante basal en la dirección X y Y

Fuente: Autores

Ton		Dirección X				
Nivel	Altura	Wx	Dir.X Vx= 16.497			Vx
			Wx*hx ^α	Cvx	Fx	
2	4.88	15.46	50.74	0.58	9.60	9.60
1	2.44	18.67	36.44	0.42	6.90	
			87.19	1		

Tabla 0.40 Cálculo del cortante basal en la dirección X

Fuente: Autores

Ton		Dirección Y				
Nivel	Altura	Wx	Dir.X Vx= 16.22			Vx
			Wx*hx ^α	Cvx	Fx	
2	4.88	15.46	50.74	0.58	9.44	9.44
1	2.44	18.67	36.44	0.42	6.78	
			87.19			

Tabla 0.41 Cálculo del cortante basal en la dirección Y

Fuente: Autores

La diferencia entre los dos últimos periodos fundamentales obtenidos en el modelo difiere en menos del 10% por lo que se detuvo las interacciones.

Análisis de momento torsionales horizontales y torsión accidental

De la **Ec.(0.32)** se tiene:

Los datos para el análisis fueron tomados del modelo ETABS

nivel 1			nivel 2		
	Δ mm	Δ mm		Δ mm	Δ mm
Δ del CM	0.371	0.008	Δ del CM	0.221	0.019
Δ en puntos extremos	0.366	0.003	Δ en puntos extremos	0.2	0.024
	0.287	0.016		0.294	0.021
	0.375	0.016		0.226	0.021
	0.375	0.003		0.226	0.016
Δ Max	0.375	0.016	Δ Max	0.294	0.024
Ax=	0.050	0.123	Ax=	0.0671	0.0595

Tabla 0.42 Cálculo del factor de amplificación torsional

Fuente: Autores

La norma establece que el factor de amplificación no puede ser mayor de 3.0, por lo tanto el resultado es aceptable. Los resultados obtenidos de **Ax** son pequeños lo cual indica que el efecto de torsión no es relevante en la estructura.

Cálculo de cimentación

Cálculo del refuerzo a flexión

Cálculo del momento $M_{u,máx}$

Para la realización del cálculo del refuerzo se ha empleado los resultados generados en el análisis estructural realizado en el programa ETABS2015. La **Tabla 0.43** nos muestra los resultados del modelo en el programa, uno de los valores que indica la tabla es la carga P_u de los elementos, se consideró el que ejerce mayor carga en la zapata con un valor de 12.507Ton aplicado en el Leg 14 que muestra la tabla.

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm ² /m	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	V _u tonf	ΦV _c tonf	ΦV _n tonf
Top	Leg 1	125	DWal3	3.7301	1.1555	5.5947	8.1181	14.8412
Top	Leg 2	125	DWal4	5.3589	-3.0572	7.1976	9.1131	16.4816
Top	Leg 3	125	DWal5	1.0929	0.1141	0.44	1.27	3.0576
Top	Leg 4	125	DWal4	0.5436	0.7642	4.2869	8.4445	15.9475
Top	Leg 5	125	DWal5	1.4207	0.1233	0.3573	1.0085	2.5034
Top	Leg 6	125	DWal4	0.9854	-1.6245	3.1208	3.6766	6.832
Top	Leg 7	125	DWal4	4.6572	-0.1276	1.2144	4.6335	8.0847
Top	Leg 8	125	DWal6	1.7705	-0.1703	3.3287	7.5754	14.1102
Top	Leg 9	125	DWal6	3.5931	-0.5315	4.2471	8.8232	16.2007
Top	Leg 10	125	DWal4	3.1272	-0.2601	5.1577	8.265	15.2122
Top	Leg 11	125	DWal5	8.8746	-10.3283	16.6183	26.9341	49.7747
Top	Leg 12	125	DWal4	4.2593	-0.743	5.9255	8.4575	15.4047
Top	Leg 13	125	DWal3	6.3353	2.6607	5.6304	12.9415	23.5999
Top	Leg 14	125	DWal5	11.3684	-11.5178	17.0372	27.358	50.1986
Top	Leg 15	125	DWal3	6.3593	3.731	6.0974	12.9456	23.604
Bottom	Leg 1	125	DWal3	4.0653	-4.9987	5.5947	8.175	14.8981
Bottom	Leg 2	125	DWal4	5.7242	4.8601	7.1976	9.1755	16.544
Bottom	Leg 3	125	DWal5	1.1939	-0.3699	0.44	1.439	3.4649
Bottom	Leg 4	125	DWal4	0.9176	5.4798	4.2869	8.5081	16.011
Bottom	Leg 5	125	DWal5	1.5052	-0.2697	0.3573	1.1804	2.8746
Bottom	Leg 6	125	DWal4	1.1227	1.8084	3.1208	3.7033	6.8587
Bottom	Leg 7	125	DWal4	4.8293	1.2082	1.2144	4.6556	8.1068
Bottom	Leg 8	125	DWal6	2.0963	3.4912	3.3287	7.6307	14.1656
Bottom	Leg 9	125	DWal6	3.9809	4.1404	4.2471	8.8857	16.2832
Bottom	Leg 10	125	DWal4	3.4735	5.4134	5.1577	8.3239	15.2711
Bottom	Leg 11	125	DWal5	10.2405	-28.4883	16.6183	27.1663	50.0069
Bottom	Leg 12	125	DWal4	4.8056	5.775	5.9255	8.5163	15.4636
Bottom	Leg 13	125	DWal3	6.8666	-3.5328	5.6304	13.0318	23.6902
Bottom	Leg 14	125	DWal5	12.507	-30.2587	17.0372	27.5516	50.3922
Bottom	Leg 15	125	DWal3	6.8906	-2.9762	6.0974	13.0359	23.6943

Tabla 0.43 Resultados de análisis de fuerza cortante (ETABS)
Fuente: (Autores)

Para el análisis se consideró las propiedades del suelo tomando en cuenta la geología del suelo de la provincia de Manabí, en la cual predomina la roca blanda (moderadamente resistente).

Todos los cálculos para el diseño y cálculo del refuerzo de la zapata, son realizados siguiendo las normas del ACI 318-2015 y la Norma ecuatoriana de la vivienda (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

Datos:

$$f'c=210\text{Kg/cm}^2$$

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

Considerando la resistencia de la roca y análisis realizado en el programa SAFE, el predimensionamiento de la geometría de la zapata se lo realizó partiendo de las dimensiones mínimas descritas en la **Tabla 0.17** y **Figura 0.3** impuesta por norma ecuatoriana (NEC-SE_VIVIENDA, 2015).

$$L = 6.445\text{m (longitud de muro sobre la que la carga } P_u)$$

$$a= 15\text{cm (ancho de la cadena, igual al muro portante)}$$

$$b=60\text{cm (base de zapata)}$$

$$r= 5\text{cm (recubrimiento mínimo)}$$

De **Ec.(0.56)**

$$q_u = 1.94 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

De **Ec.(0.57)**

$$W_u = 3.234 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

De **Ec.(0.58)**

$$M_{u,m\acute{a}x} = 0.0728\text{Ton} * m$$

De **Ec.(0.59)**

Para el cálculo de d se asume una altura de zapata de 15cm y una varilla $\phi 14$.

El ACI exige que se debe tener un recubrimiento mínimo de 5cm para cimentaciones obteniendo un d de 9.3cm

$$0.0728 \times 10^5 = 0.9 * 100 * 9.3^2 * 210 * w(1 - 0.59w)$$

$$0.59w^2 - w + 0.00445 = 0$$

$$aw^2 + bw + c = 0$$

$$w_1 = 1.69$$

$$w_2 = 0.00449$$

De **Ec.(0.15)** para un $f' = 210 \text{Kg/cm}^2$

$$\rho_1 = 0.0845$$

$$\rho_2 = 0.000224$$

Verificación de la cuantía

De

Ec.(0.16)

$$E_s: 2,1 \times 10^5 \text{Mpa} = 2141404 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_b = 0.0218$$

De **Ec.(0.17)**

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.0164$$

ρ_2 es menor que la $\rho_{m\acute{a}x}$ por lo tanto esta cuantía controlará para el siguiente cálculo.

De **Ec.(0.18)**

$$A_s = 0.208cm^2$$

Verificación del área de acero en la sección con respecto al acero mínimo

De **Ec.(0.19)**

$$A_{s,m\acute{i}n} = 2.7 cm^2$$

El A_s calculado es menor que el $A_{s,m\acute{i}n}$, por lo tanto el $A_{s,m\acute{i}n}$ controlará el diseño a flexión.

Entonces, se colocará varillas $\phi 10/3000mm$

Cálculo del refuerzo secundario

De **Ec.(0.20)**, donde $b=60cm$

$$A_s = 1.62 cm^2$$

Entonces, se colocará varillas $\phi 8/250mm$

Cálculo del refuerzo a cortante

De **Ec.(0.60)**

$$V_u = 0.427Ton$$

De **Ec.(0.23)**

$$\phi V_c = 5.357 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

La norma ACI estipula que cuando $\phi V_c \geq V_u$, no se requiere $A_{s,mín}$, por o tanto la sección es satisfactoria para las fuerzas cortantes actuantes.

9.5.

Anexo 5

(Tablas)

Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Tabla 0.44 Módulo de rigidez de winkler Según el tipo de suelo

Fuente: (Nelson Morrisons, 1993)

Cargas actuantes en muros estructurales de la alternativa 1 de vivienda

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W1	1.2D+SX+L	Bottom	-44526.6681	-1049.7535	1294.8748	-82.0485	1005.0155	-1039.3721
W1	0.9D+SX	Bottom	-37690.5349	-928.3032	1251.2013	-64.7356	964.7087	-687.4166
W1	1.2D+1.6L	Bottom	-22479.397	-281.048	115.704	-41.2691	104.8922	-859.3608
W1	1.2D-SY+L	Bottom	-21232.5084	31027.2822	102.7678	-127.9617	91.8726	53309.1912
W1	1.2D+SY+L	Bottom	-21293.7178	-31487.0016	99.1453	59.4149	89.7443	-54753.6824
W1	1.4D	Bottom	-22441.9687	-168.6368	89.1071	-26.3829	78.5581	-576.0068
W1	0.9D-SY	Bottom	-14396.3752	31148.7326	59.0944	-110.6487	51.5658	53661.1467
W1	0.9D+SY	Bottom	-14457.5846	-31365.5513	55.4719	76.7278	49.4375	-54401.7269
W1	1.2D-SX+L	Bottom	2000.4419	590.0342	-1092.9616	13.5017	-823.3986	-405.1191
W1	0.9D-SX	Bottom	8836.5751	711.4845	-1136.635	30.8146	-863.7054	-53.1636

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W2	1.2D-SX+L	Bottom	-3936.9881	1488.8905	-408.3504	88.4738	-270.1093	-981.1837
W2	0.9D-SX	Bottom	-1791.3693	1228.9777	-398.4961	76.9312	-262.5361	-957.7702
W2	1.2D-SY+L	Bottom	-2287.51	5746.1282	-28.6367	12.7774	-17.9812	6652.5306
W2	1.2D+1.6L	Bottom	-6620.7645	643.6616	-23.0886	28.7659	-17.8125	-92.8075
W2	0.9D-SY	Bottom	-141.8913	5486.2154	-18.7824	1.2347	-10.408	6675.9441
W2	1.4D	Bottom	-6198.4504	442.9467	-14.2365	20.0232	-11.0743	-107.6171
W2	1.2D+SY+L	Bottom	-9973.1637	-4656.7997	-9.3761	36.052	-11.4036	-6837.7224
W2	0.9D+SY	Bottom	-7827.5449	-4916.7125	0.4782	24.5094	-3.8304	-6814.3089
W2	1.2D+SX+L	Bottom	-8323.6856	-399.562	370.3377	-39.6444	240.7245	795.9918
W2	0.9D+SX	Bottom	-6178.0668	-659.4748	380.192	-51.1871	248.2977	819.4053

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W3	0.9D-SX	Bottom	-3565.1471	-1755.0236	-226.4163	-4.8244	-181.4106	1474.0555
W3	1.2D-SX+L	Bottom	-5544.8395	-1629.1484	-222.0428	-5.2355	-179.8478	1472.7642
W3	0.9D+SY	Bottom	-3895.3821	-7568.474	-85.637	1.0547	-35.0413	-7988.9703
W3	1.2D+SY+L	Bottom	-5875.0746	-7442.5988	-81.2635	0.6436	-33.4786	-7990.2616
W3	1.4D	Bottom	-6104.8424	173.843	10.7063	-1.8513	3.394	-1.1029
W3	1.2D+1.6L	Bottom	-6307.1412	290.8053	12.5037	-1.6098	4.2458	-2.6333
W3	0.9D-SY	Bottom	-3953.7009	7791.9865	99.4021	-3.4349	39.405	7987.5522
W3	1.2D-SY+L	Bottom	-5933.3934	7917.8617	103.7756	-3.846	40.9677	7986.2609
W3	0.9D+SX	Bottom	-4283.936	1978.5361	240.1815	2.4442	185.7743	-1475.4735
W3	1.2D+SX+L	Bottom	-6263.6285	2104.4113	244.555	2.0331	187.337	-1476.7649

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W4	1.2D+SY+L	Bottom	-16737.8809	713.8973	-404.4674	59.7986	-357.9271	-2023.1024
W4	0.9D+SY	Bottom	-14098.4863	843.5861	-395.6891	60.9147	-344.9072	-2177.5237
W4	1.2D-SX+L	Bottom	-4498.0585	10087.0564	-29.2458	34.1921	-36.8259	7779.1417
W4	1.2D+1.6L	Bottom	-8644.3437	-403.8212	-24.0369	-0.5543	-33.5838	428.1695
W4	0.9D-SX	Bottom	-1858.6638	10216.7453	-20.4676	35.3082	-23.806	7624.7205
W4	1.4D	Bottom	-8596.9962	-381.7316	-19.4284	2.3946	-24.7955	352.1303
W4	1.2D+SX+L	Bottom	-11834.0116	-10837.2318	-13.29	-33.3456	-21.0938	-7017.5603
W4	0.9D+SX	Bottom	-9194.6169	-10707.543	-4.5118	-32.2295	-8.074	-7171.9815
W4	1.2D-SY+L	Bottom	405.8109	-1464.0727	361.9315	-58.9521	300.0074	2784.6839
W4	0.9D-SY	Bottom	3045.2055	-1334.3838	370.7098	-57.836	313.0272	2630.2626

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W5	0.9D+SX	Bottom	-2782.8314	-9250.9542	-16.0338	-5.2345	-7.8411	-9819.8114
W5	1.2D+SX+L	Bottom	-4819.9195	-8927.9811	-11.4969	-4.7572	-6.9469	-9668.7671
W5	0.9D+SY	Bottom	-11418.5837	-1427.2154	-356.2253	71.7474	-254.4404	428.9582
W5	1.2D+SY+L	Bottom	-13455.6718	-1104.2423	-351.6884	72.2247	-253.5463	580.0025
W5	1.4D	Bottom	-6751.9582	652.8379	8.6709	-2.225	1.7301	265.5441
W5	1.2D+1.6L	Bottom	-6731.7766	852.5022	11.7183	-0.3807	2.3204	378.2363
W5	0.9D-SY	Bottom	2737.4946	2266.5785	367.3736	-74.6081	256.6648	-87.5444
W5	1.2D-SY+L	Bottom	700.4065	2589.5516	371.9104	-74.1309	257.5589	63.4999
W5	0.9D-SX	Bottom	-5898.2577	10090.3173	27.1821	2.3738	10.0654	10161.2252
W5	1.2D-SX+L	Bottom	-7935.3458	10413.2904	31.719	2.8511	10.9595	10312.2695

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W6	1.2D+SY+L	Bottom	-7693.3062	313.515	-446.8619	121.4532	-324.7599	253.7407
W6	0.9D+SY	Bottom	-5726.9978	197.3475	-438.6787	121.3591	-319.2482	221.9799
W6	1.2D-SX+L	Bottom	-936.3027	7642.094	-37.5564	-4.097	-22.476	10048.8513
W6	0.9D-SX	Bottom	1030.0057	7525.9265	-29.3732	-4.1911	-16.9644	10017.0905
W6	1.2D+1.6L	Bottom	-6615.2357	289.7551	-20.8818	-0.1239	-14.0384	75.0534
W6	1.4D	Bottom	-6745.5544	202.0026	-15.1448	-0.5337	-10.1496	47.1259
W6	1.2D+SX+L	Bottom	-11669.1698	-7150.0413	1.7183	3.599	-1.5967	-9924.7393
W6	0.9D+SX	Bottom	-9702.8614	-7266.2089	9.9014	3.5049	3.915	-9956.5
W6	1.2D-SY+L	Bottom	-4912.1663	178.5377	411.0237	-121.9512	300.6872	-129.6287
W6	0.9D-SY	Bottom	-2945.8578	62.3701	419.2069	-122.0453	306.1988	-161.3894

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W7	1.4D	Bottom	-10814.3448	860.5089	-8.8562	13.3372	-0.4459	-685.8564
W7	1.2D+1.6L	Bottom	-10968.4508	1087.1546	-7.4325	13.1332	0.5427	-812.6885
W7	1.2D+SY+L	Bottom	-6072.9365	-193.5442	-357.1253	-64.3524	-277.8204	1045.518
W7	1.2D+SX+L	Bottom	-9331.9723	-17027.0454	-47.1078	11.9243	-18.126	-16552.7609
W7	1.2D-SX+L	Bottom	-11330.6699	18939.1729	32.1239	13.0661	18.5178	15095.9925
W7	1.2D-SY+L	Bottom	-14589.7058	2105.6717	342.1415	89.3428	278.2122	-2502.2864
W7	0.9D+SX	Bottom	-5952.73	-17429.9249	-45.3091	8.0031	-18.6086	-16265.2844
W7	0.9D-SX	Bottom	-7951.4276	18536.2934	33.9226	9.1448	18.0352	15383.469
W7	0.9D+SY	Bottom	-2693.6941	-596.4237	-355.3267	-68.2737	-278.303	1332.9945
W7	0.9D-SY	Bottom	-11210.4634	1702.7923	343.9401	85.4215	277.7296	-2214.8099

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W8	1.2D+SY+L	Bottom	-9043.2999	888.7308	-145.0889	-61.0692	-121.9311	198.8286
W8	0.9D+SY	Bottom	-7354.1763	877.4599	-147.5833	-54.4568	-119.9546	211.8227
W8	1.2D-SX+L	Bottom	-7860.3065	2351.9888	-17.9271	-15.6798	-15.1179	2316.2668
W8	0.9D-SX	Bottom	-6171.1829	2340.7178	-20.4214	-9.0674	-13.1414	2329.2609
W8	1.2D+1.6L	Bottom	-5187.1625	66.9198	7.4054	-17.293	-5.024	-26.5537
W8	1.4D	Bottom	-4831.0982	95.0567	6.6393	-13.0533	-3.6198	-11.2063
W8	1.2D+SX+L	Bottom	-1729.3526	-2207.2312	31.452	-14.3278	6.5108	-2356.6631
W8	0.9D+SX	Bottom	-40.229	-2218.5021	28.9576	-7.7155	8.4873	-2343.669
W8	1.2D-SY+L	Bottom	-546.3592	-743.9732	158.6138	31.0616	113.324	-239.2248
W8	0.9D-SY	Bottom	1142.7644	-755.2442	156.1195	37.674	115.3005	-226.2308

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W9	0.9D+SY	Bottom	-3938.0706	-338.4397	-374.9992	-85.8132	-267.0233	-62.4412
W9	1.2D+SY+L	Bottom	-6442.1871	-645.1324	-374.5527	-84.1467	-266.3579	-107.8151
W9	0.9D+SX	Bottom	-3283.6507	-9961.7574	-6.0573	3.3254	-4.0627	-9383.0859
W9	1.2D+SX+L	Bottom	-5787.7672	-10268.4501	-5.6108	4.9918	-3.3973	-9428.4598
W9	1.4D	Bottom	-7662.8876	-691.8244	-0.1036	1.5817	0.3828	-108.9305
W9	1.2D+1.6L	Bottom	-7947.5	-846.5037	0.6611	3.4798	1.2615	-128.6196
W9	0.9D-SX	Bottom	-6568.6333	9072.269	5.924	-1.2917	4.5548	9243.0325
W9	1.2D-SX+L	Bottom	-9072.7498	8765.5763	6.3705	0.3747	5.2202	9197.6586
W9	0.9D-SY	Bottom	-5914.2135	-551.0488	374.866	87.8468	267.5154	-77.6123
W9	1.2D-SY+L	Bottom	-8418.33	-857.7415	375.3125	89.5133	268.1808	-122.9861

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W10	0.9D-SX	Bottom	-2701.6958	566.3372	-911.7708	86.5132	-284.4973	522.9754
W10	1.2D-SX+L	Bottom	-5975.0444	363.3964	-618.8155	46.9273	-45.0342	295.2475
W10	0.9D-SY	Bottom	-7395.2965	13494.1347	303.9258	-113.6626	256.6259	14641.8331
W10	0.9D+SY	Bottom	-6960.0906	-14030.5904	358.3498	30.8899	275.756	-15205.1234
W10	1.4D	Bottom	-11165.301	-417.2434	515.1032	-64.3788	414.0748	-438.1147
W10	1.2D-SY+L	Bottom	-10668.6451	13291.1939	596.8811	-153.2486	496.0891	14414.1052
W10	1.2D+SY+L	Bottom	-10233.4392	-14233.5312	651.3051	-8.696	515.2192	-15432.8513
W10	1.2D+1.6L	Bottom	-10979.5126	-539.2876	733.6387	-96.4466	596.0939	-589.6808
W10	0.9D+SX	Bottom	-11653.6912	-1102.7929	1574.0463	-169.2859	816.8793	-1086.2658
W10	1.2D+SX+L	Bottom	-14927.0398	-1305.7337	1867.0016	-208.8719	1056.3425	-1313.9937

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W11	1.2D-SX+L	Bottom	-6911.6305	-78.5484	-870.1034	112.4511	-543.055	3186.3011
W11	0.9D-SX	Bottom	-5881.341	-402.6494	-797.0318	113.6351	-469.6124	2723.1256
W11	1.2D+SY+L	Bottom	-3381.672	-465.3196	-196.5315	-2.8636	-179.5873	1110.0859
W11	1.2D+1.6L	Bottom	-3353.2534	912.6509	-182.9602	-2.9065	-182.7625	1319.9497
W11	1.4D	Bottom	-3314.87	766.2846	-128.422	-1.9681	-126.8834	1125.5782
W11	0.9D+SY	Bottom	-2351.3825	-789.4206	-123.4599	-1.6796	-106.1446	646.9103
W11	1.2D-SY+L	Bottom	-2940.8826	2098.7447	-114.7258	-2.0347	-130.4338	1263.4372
W11	0.9D-SY	Bottom	-1910.5931	1774.6437	-41.6542	-0.8508	-56.9912	800.2616
W11	1.2D+SX+L	Bottom	589.0759	1711.9735	558.8461	-117.3494	233.0339	-812.7781
W11	0.9D+SX	Bottom	1619.3654	1387.8725	631.9178	-116.1655	306.4766	-1275.9536

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W12	1.2D-SX+L	Bottom	-3084.4171	177.408	-179.9354	24.8217	-75.4123	-1254.3432
W12	0.9D-SX	Bottom	-1915.7524	36.0677	-144.2972	20.1583	-51.9835	-1286.8148
W12	1.2D-SY+L	Bottom	-3707.3325	2468.5184	-108.5484	2.5021	-67.5773	567.9513
W12	1.2D+1.6L	Bottom	-3752.2586	338.3076	-89.0131	9.8702	-58.3795	64.4345
W12	0.9D-SY	Bottom	-2538.6678	2327.178	-72.9102	-2.1614	-44.1484	535.4797
W12	1.4D	Bottom	-3660.2129	218.0949	-62.2068	4.6836	-40.6259	24.2665
W12	1.2D+SY+L	Bottom	-3335.9848	-1905.4299	-42.7081	12.8466	-31.5137	-471.8082
W12	0.9D+SY	Bottom	-2167.3202	-2046.7703	-7.0699	8.1831	-8.0849	-504.2799
W12	1.2D+SX+L	Bottom	-3958.9002	385.6804	28.6789	-9.4731	-23.6787	1350.4863
W12	0.9D+SX	Bottom	-2790.2355	244.3401	64.3171	-14.1365	-0.2498	1318.0146

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W13	1.2D+SY+L	Bottom	-10514.2702	233.3466	-1356.3866	534.8162	-747.7114	937.2989
W13	0.9D+SY	Bottom	-8391.6746	146.061	-1178.165	358.644	-597.7003	619.1062
W13	1.2D+1.6L	Bottom	-7364.2732	253.9531	-441.9968	436.726	-369.8731	1030.0721
W13	1.2D+SX+L	Bottom	-5998.0383	-10170.9184	-385.1268	176.865	-318.5762	-12111.9464
W13	1.2D-SX+L	Bottom	-8167.4536	10631.2299	-363.4223	562.6058	-306.0843	14050.7411
W13	1.4D	Bottom	-7715.7896	222.2425	-304.9713	301.0984	-252.4963	1012.985
W13	0.9D+SX	Bottom	-3875.4428	-10258.204	-206.9052	0.6929	-168.565	-12430.1391
W13	0.9D-SX	Bottom	-6044.8581	10543.9443	-185.2008	386.4336	-156.0731	13732.5484
W13	1.2D-SY+L	Bottom	-3651.2218	226.9649	607.8375	204.6546	123.051	1001.4958
W13	0.9D-SY	Bottom	-1528.6263	139.6793	786.059	28.4825	273.0622	683.3031

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W14	0.9D+SY	Bottom	149.4609	-23.9207	-560.462	-107.544	-125.2349	-1205.6115
W14	1.2D+SY+L	Bottom	-1632.3232	49.4996	-281.351	-157.2105	120.2265	-924.6648
W14	0.9D+SX	Bottom	-3630.4918	-9377.1448	260.0447	110.6479	240.1394	-9615.5306
W14	0.9D-SX	Bottom	-5087.0936	9618.3134	357.9924	-212.3281	296.8948	10626.0152
W14	1.4D	Bottom	-6780.3443	187.5756	480.6955	-79.0846	417.6933	785.9325
W14	1.2D+SX+L	Bottom	-5412.2759	-9303.7246	539.1557	60.9814	485.6008	-9334.5839
W14	1.2D-SX+L	Bottom	-6868.8777	9691.7337	637.1034	-261.9947	542.3562	10906.9619
W14	1.2D+1.6L	Bottom	-6337.8888	213.9399	693.7924	-120.1385	607.5519	853.7086
W14	0.9D-SY	Bottom	-8867.0464	265.0893	1178.499	5.8638	662.2691	2216.0962
W14	1.2D-SY+L	Bottom	-10648.8305	338.5095	1457.61	-43.8028	907.7305	2497.0429

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W15	1.2D+SY+L	Bottom	-4164.2446	-21.1349	-555.112	142.8859	-285.7616	-26.8727
W15	0.9D+SY	Bottom	-3136.8758	-188.7688	-543.4422	156.8316	-276.808	-75.9344
W15	1.2D-SX+L	Bottom	-3312.1693	2035.668	-101.0481	-48.7089	-61.1596	606.0918
W15	0.9D-SX	Bottom	-2284.8005	1868.0341	-89.3783	-34.7632	-52.206	557.03
W15	1.2D+1.6L	Bottom	-3447.4322	422.8802	-28.9585	-35.2638	-21.9354	113.0083
W15	1.4D	Bottom	-3507.0819	300.7392	-20.002	-25.1817	-14.7967	67.1019
W15	1.2D+SX+L	Bottom	-3251.6737	-1313.7355	51.9916	-11.559	24.2281	-421.6944
W15	0.9D+SX	Bottom	-2224.3049	-1481.3694	63.6614	2.3867	33.1817	-470.7562
W15	1.2D-SY+L	Bottom	-2399.5983	743.0674	506.0555	-203.1539	248.8302	211.2701
W15	0.9D-SY	Bottom	-1372.2295	575.4335	517.7253	-189.2081	257.7838	162.2083

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W16	1.2D+SY+L	Bottom	-2974.3144	101.1055	-416.3859	5.2834	-191.9864	-112.4716
W16	0.9D+SY	Bottom	-2151.7617	-21.4003	-397.462	6.7531	-180.9685	-150.2447
W16	1.2D+SX+L	Bottom	-3846.0788	-3526.3346	-47.9791	-21.1848	-13.4256	-2295.4704
W16	1.2D+1.6L	Bottom	-2920.2666	314.2506	-46.1458	-4.1323	-26.867	93.2411
W16	1.4D	Bottom	-3119.2431	229.9136	-30.8535	-3.4626	-17.9633	63.7859
W16	1.2D-SX+L	Bottom	-1809.4821	4066.9495	-29.5375	13.7934	-31.706	2453.027
W16	0.9D+SX	Bottom	-3023.5261	-3648.8405	-29.0551	-19.7151	-2.4077	-2333.2435
W16	0.9D-SX	Bottom	-986.9294	3944.4437	-10.6136	15.2632	-20.688	2415.2539
W16	1.2D-SY+L	Bottom	-2681.2465	439.5094	338.8693	-12.6747	146.8548	270.0282
W16	0.9D-SY	Bottom	-1858.6938	317.0036	357.7932	-11.205	157.8728	232.2551

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W17	1.2D+SY+L	Bottom	-1895.7433	-5.205	-304.1563	-41.2799	-201.7568	101.7703
W17	0.9D+SY	Bottom	-1485.4476	107.3093	-259.0617	-47.7527	-159.0088	142.0475
W17	1.2D+1.6L	Bottom	-1465.5712	-270.8516	-112.6659	15.8995	-106.0258	-92.1473
W17	1.2D-SX+L	Bottom	-1071.5438	327.3001	-108.0867	20.5979	-103.0059	-199.8542
W17	1.2D+SX+L	Bottom	-1771.7928	-779.4005	-83.3889	6.2052	-76.5625	50.0406
W17	1.4D	Bottom	-1573.2463	-176.6113	-78.7784	10.7781	-73.1674	-53.8682
W17	0.9D-SX	Bottom	-661.2481	439.8144	-62.9922	14.1251	-60.2579	-159.5769
W17	0.9D+SX	Bottom	-1361.4971	-666.8861	-38.2944	-0.2676	-33.8145	90.3178
W17	1.2D-SY+L	Bottom	-947.5933	-446.8953	112.6806	68.083	22.1884	-251.5839
W17	0.9D-SY	Bottom	-537.2976	-334.381	157.7752	61.6102	64.9364	-211.3067

TABLE: Pier Forces								
Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
W18	0.9D+SY	Bottom	-2935.5538	30.7756	-614.4046	12.6424	-287.1877	537.7704
W18	1.2D+SY+L	Bottom	-4241.8541	-272.5443	-581.8582	38.9721	-265.388	494.6916
W18	0.9D-SX	Bottom	-1313.1232	7312.1159	12.5864	-20.64	-0.4016	4745.8076
W18	1.2D-SX+L	Bottom	-2619.4234	7008.796	45.1329	5.6898	21.3981	4702.7288
W18	1.4D	Bottom	-4758.5607	-710.7344	56.4059	50.9488	29.9454	-106.7117
W18	0.9D+SX	Bottom	-4805.0263	-8225.9172	59.9355	86.1455	38.9028	-4883.0084
W18	1.2D+1.6L	Bottom	-4537.3402	-850.8324	81.0831	68.3299	50.28	-123.8063
W18	1.2D+SX+L	Bottom	-6111.3266	-8529.2372	92.4819	112.4753	60.7025	-4926.0871
W18	0.9D-SY	Bottom	-3182.5957	-944.577	686.9265	52.8632	325.6888	-674.9712
W18	1.2D-SY+L	Bottom	-4488.8959	-1247.8969	719.4729	79.193	347.4885	-718.0499

MATRIZ MAGNITUD

Alternativa de vivienda 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente

ACCIONES	ELEMENTOS Y FACTORES AMBIENTALES								
	Físicos y Químicos					Biológicos		Factores Socioeconómicos	
	Agua		Suelo	Atmósfera		Fauna	Flora	Área de influencia	
	Calidad de agua Superficial	Calidad de agua Subterránea	Erosión y contaminación	Sonido Ambiental (Ruido)	Emisiones (gases-partículas)			Generación de Empleo	Paisaje
Despalme y desmonte de la vegetación	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.0	-1.0	1.9	-1.4
Carguío y transporte de los paneles	0.0	0.0	0.0	-3.2	-2.3	0.0	0.0	1.0	0.0
Requerimientos de áreas para descarga de los paneles y otros materiales	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.4	-1.0	1.4	-1.0
Limpieza, nivelación y compactación del terreno	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	0.0
Armado y enconfrado	-1.4	0.0	0.0	-1.9	0.0	-1.9	0.0	2.3	0.0
Hormigonado	-2.7	0.0	-1.4	-1.9	-1.0	-1.0	-0.6	1.9	0.0
Mampostería	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.0	0.0	0.0	-1.9	0.0
Generación de desechos sólidos	0.0	0.0	-1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
Generación de aguas residuales	0.0	0.0	-1.0	0.0	0.0	-0.6	-1.0	0.0	0.0
Colocación de baldosas	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0
Acabados e instalaciones	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.0	0.0	0.0	1.9	1.0
Total de Valores de Matriz Magnitud de Impacto	-18.348								

Alternativa de vivienda 2: Panel estructural con alma de poliestireno expandido

ACCIONES	ELEMENTOS Y FACTORES AMBIENTALES								
	Físicos y Químicos					Biológicos		Factores Socioeconómicos	
	Agua		Suelo	Atmósfera		Fauna	Flora	Área de influencia	
	Calidad de agua Superficial	Calidad de agua Subterránea	Erosión y contaminación	Sonido Ambiental (Ruido)	Emisiones (gases-partículas)			Generación de Empleo	Paisaje
Despalme y desmonte de la vegetación	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.0	-1.0	1.8	-1.4
Carguío y transporte de los paneles	0.0	0.0	0.0	-3.2	-2.4	0.0	0.0	1.0	0.0
Requerimientos de áreas para descarga de los paneles y otros materiales	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.4	-1.0	1.4	-1.0
Limpieza, nivelación y compactación del terreno	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	0.0
Armado y enconfrado	-1.0	0.0	0.0	-1.4	0.0	-1.8	0.0	1.8	0.0
Hormigonado	-2.0	0.0	-0.6	-1.8	-0.6	-0.6	-0.6	1.8	0.0
Mampostería	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Generación de desechos sólidos	0.0	0.0	-1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
Generación de aguas residuales	0.0	0.0	-1.0	0.0	0.0	-0.6	-1.0	0.0	0.0
Colocación de baldosas	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0
Acabados e instalaciones	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.0	0.0	0.0	1.8	1.0
Total de Valores de Matriz Magnitud de Impacto	-12.854								

Alternativa de vivienda 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento

ACCIONES	ELEMENTOS Y FACTORES AMBIENTALES								
	Físicos y Químicos					Biológicos		Factores Socioeconómicos	
	Agua		Suelo	Atmósfera		Fauna	Flora	Área de influencia	
	Calidad de agua Superficial	Calidad de agua Subterránea	Erosión y contaminación	Sonido Ambiental (Ruido)	Emisiones (gases-partículas)			Generación de Empleo	Paisaje
Despalme y desmonte de la vegetación	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.0	-1.0	1.8	-1.4
Carguío y transporte de los paneles	0.0	0.0	0.0	-3.6	-2.8	0.0	0.0	1.0	0.0
Requerimientos de áreas para descarga de los paneles y otros materiales	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.4	-1.0	1.8	-1.0
Limpieza, nivelación y compactación del terreno	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	0.0
Armado y enconfrado	-1.0	0.0	0.0	-1.4	0.0	-1.8	0.0	1.8	0.0
Hormigonado	-2.4	0.0	-1.0	-1.8	-0.6	-0.6	-0.6	2.2	0.0
Mampostería	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Generación de desechos sólidos	0.0	0.0	-1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
Generación de aguas residuales	0.0	0.0	-1.0	0.0	0.0	-0.6	-1.0	0.0	0.0
Colocación de baldosas	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0
Acabados e instalaciones	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.0	0.0	0.0	1.8	1.0
Total de Valores de Matriz Magnitud de Impacto	-13.217								

MATRIZ DE VALORACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL (VIA)

Alternativa de vivienda 1: Vivienda de mampostería reforzada horizontal y verticalmente

ACCIONES	ELEMENTOS Y FACTORES AMBIENTALES								
	Físicos y Químicos					Biológicos		Factores Socioeconómicos	
	Agua		Suelo	Atmósfera		Fauna	Flora	Área de influencia	
	Calidad de agua Superficial	Calidad de agua Subterránea	Erosión y contaminación	Sonido Ambiental (Ruido)	Emisiones (gases-partículas)			Generación de Empleo	Paisaje
Despalme y desmonte de la vegetación	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	5.6	5.8	5.7
Carguío y transporte de los paneles	0.0	0.0	0.0	3.1	5.4	0.0	0.0	5.7	0.0
Requerimientos de áreas para descarga de los paneles y otros materiales	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	3.0	5.8	3.0
Limpieza, nivelación y compactación del terreno	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8	0.0
Armado y enconrado	3.0	0.0	0.0	4.6	0.0	3.0	0.0	5.8	0.0
Hormigonado	3.9	0.0	3.8	4.6	3.8	3.8	3.7	5.8	0.0
Mampostería	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8	0.0	0.0	5.8	0.0
Generación de desechos sólidos	0.0	0.0	3.8	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7	0.0
Generación de aguas residuales	0.0	0.0	4.5	0.0	0.0	3.0	3.0	0.0	0.0
Colocación de baldosas	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8	0.0
Acabados e instalaciones	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8	0.0	0.0	5.8	5.6
Subtotales por Recurso	6.9	0.0	12.1	12.2	16.7	18.4	15.4	57.7	14.3
Promedio por Recurso	0.6	0.0	1.1	1.1	1.5	1.7	1.4	5.2	1.3

Alternativa de vivienda 2: Panel estructural con alma de poliestireno expandido

ACCIONES	ELEMENTOS Y FACTORES AMBIENTALES								
	Físicos y Químicos					Biológicos		Factores Socioeconómicos	
	Agua		Suelo	Atmósfera		Fauna	Flora	Área de influencia	
	Calidad de agua Superficial	Calidad de agua Subterránea	Erosión y contaminación	Sonido Ambiental (Ruido)	Emisiones (gases-partículas)			Generación de Empleo	Paisaje
Despalme y desmonte de la vegetación	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.69	5.69	5.92	5.71
Carguío y transporte de los paneles	0.00	0.00	0.00	3.06	5.41	0.00	0.00	5.89	0.00
Requerimientos de áreas para descarga de los paneles y otros materiales	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.02	3.00	5.91	3.00
Limpieza, nivelación y compactación del terreno	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.92	0.00
Armado y enconfrado	3.00	0.00	0.00	4.60	0.00	3.03	0.00	5.92	0.00
Hormigonado	3.82	0.00	3.75	4.61	3.75	3.75	3.75	5.92	0.00
Mampostería	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Generación de desechos sólidos	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.89	0.00
Generación de aguas residuales	0.00	0.00	4.58	0.00	0.00	2.98	3.00	0.00	0.00
Colocación de baldosas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.91	0.00
Acabados e instalaciones	0.00	0.00	0.00	0.00	3.78	0.00	0.00	5.92	5.69
Subtotales por Recurso	6.8	0.0	11.3	12.3	12.9	18.5	15.4	53.2	14.4
Promedio por Recurso	0.6	0.0	1.0	1.1	1.2	1.7	1.4	4.8	1.3

Alternativa de vivienda 3: Vivienda de paneles estructurales en ferrocemento

ACCIONES	ELEMENTOS Y FACTORES AMBIENTALES								
	Físicos y Químicos					Biológicos		Factores Socioeconómicos	
	Agua		Suelo	Atmósfera		Fauna	Flora	Área de influencia	
	Calidad de agua Superficial	Calidad de agua Subterránea	Erosión y contaminación	Sonido Ambiental (Ruido)	Emisiones (gases-partículas)			Generación de Empleo	Paisaje
Despalme y desmonte de la vegetación	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.69	5.69	5.97	5.70
Carguío y transporte de los paneles	0.00	0.00	0.00	4.68	5.42	0.00	0.00	5.94	0.00
Requerimientos de áreas para descarga de los paneles y otros materiales	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.02	3.00	5.97	3.00
Limpieza, nivelación y compactación del terreno	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.97	0.00
Armado y enconfrado	3.00	0.00	0.00	4.63	0.00	3.03	0.00	5.97	0.00
Hormigonado	3.81	0.00	3.76	4.64	3.73	3.73	3.73	5.98	0.00
Mampostería	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Generación de desechos sólidos	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.94	0.00
Generación de aguas residuales	0.00	0.00	4.61	0.00	0.00	2.97	3.00	0.00	0.00
Colocación de baldosas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.96	0.00
Acabados e instalaciones	0.00	0.00	0.00	0.00	3.76	0.00	0.00	5.97	5.69
Subtotales por Recurso	6.8	0.0	11.4	13.9	12.9	18.4	15.4	53.7	14.4
Promedio por Recurso	0.6	0.0	1.0	1.3	1.2	1.7	1.4	4.9	1.3

9.6.

Anexo 6

(Planos)