



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
INGENIERIA CIVIL

**“AYUDAS DE DISEÑO PARA SISTEMAS PORTANTES EMMEDUE
DE PANELES DE HORMIGON ARMADO CON NUCLEO DE E.P.S.
(SISTEMA DE POLIESTIRENO EXPANDIDO)”**

MONOGRAFÍA PRESENTADA POR:

BR. DENIA LISDEY TORRES VILLAVICENCIO

BR. ALÍ FRANCISCO PALACIOS OROZCO

BR. GARY JOEL TORRES MARTÍNEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TUTOR

MSC. ING. JULIO MALTEZ MONTIEL

MANAGUA, NICARAGUA

VIERNES 28 DE JUNIO DE 2013



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARÍA

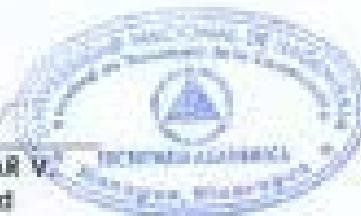
CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción hace constar que el (a) **BR: DENIA LISDEY TORRES VILLAVICENCIO** Carné No.: **2006-23625** turno diurno, de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico Vigente en la Universidad es **EGRESADA** de la Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO** a solicitud de la parte interesada en la Ciudad de Managua, a los diez días del mes de Febrero del año dos mil once.

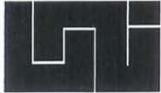


DR. ING. ALVARO AGUILAR V.
Secretario de Facultad



CC: Ardeav

IMAY/101*



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARIA

CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción hace constar que el (a) **BR: ALI FRANCISCO PALACIOS OROZCO** Carné No.: **2006-23487** turno diurno, de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico Vigente en la Universidad es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO** a solicitud de la parte interesada en la Ciudad de Managua, a los veinticuatro días del mes de Enero del año dos mil once.


DR. ING. ALVARO AGUILAR V.
Secretario de Facultad



CC: Archivo

DAAV/iss*

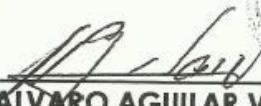


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARIA

CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción hace constar que el (a) **BR: GARY JOEL TORRES MARTINEZ** Carné No.: **2006-23551** turno diurno, de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico Vigente en la Universidad es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO** a solicitud de la parte interesada en la Ciudad de Managua, a los diez días del mes de Febrero del año dos mil once.


DR. ING. ALVARO AGUILAR V.
Secretario de Facultad



CC: Archivo

DAAV/iss*



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC-FTC-REF-No.030
Managua, enero 25 del 2012

Bachilleres
DENIA LISDEY TORRES VILLAVICENCIO
ALI FRANCISCO PALACIOS OROZCO
GARY JOEL TORRES MARTINEZ
Presente

Estimados Bachilleres:

Es de mi agrado informarles que el PROTOCOLO de su Tema Monográfico titulado "AYUDAS DE DISEÑO PARA SISTEMAS PORTANTES EMMEDUE DE PANELES DE HORMIGON ARMADO CON NUCLEO DE E.P.S. (SISTEMA DE POLIESTIRENO EXPANDIDO).", ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo le comunico estar totalmente de acuerdo, de que la Ing. JULIO MALTEZ MONTIEL, sea el tutor de su trabajo final.

La fecha límite, para que presente concluido su documento, debidamente revisado por el tutor guía será el 27 de julio del 2012

Esperando puntualidad en la entrega de la Tesis, me despido.

Atentamente,

Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano



CC: Protocolo
Tutor
Archivo*Consecutivo
DIOGS*mary



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC.FTC.REF No. 0480
Managua, agosto 09 del 2012

Bachilleres
DENIA LISDEY TORRES VILLAVICENCIO
ALI FRANCISCO PALACIOS OROZCO
GARY JOEL MARTINEZ

Presente

Estimados Bachilleres:

En atención a su carta de solicitud de PRORROGA, para finalizar su trabajo de Monografía titulado "AYUDAS DE DISEÑO PARA SISTEMAS PORTANTES EMMEDUE DE PANELES DE HORMIGON ARMADO CON NUCLEO DE E.P.S.(SISTEMA DE POLIESTIRENO EXPANDIDO)". Esta Decanatura aprueba la misma considerando los problemas planteados en su comunicación.

Deberán presentar concluida su Tesis debidamente revisada por el tutor guía el 13 de diciembre del 2013.

Esperando de ustedes puntualidad en la entrega de su trabajo final, me despido.

Atentamente,

DR. ING. OSCAR GUTIERREZ SOMARRIBA
Decano



CC: Tutor
Archivo-Consecutivo

JULIO MALTEZ MONTIEL

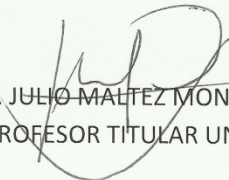
Managua, 10 de Abril del 2012

DOCTOR-INGENIERO
OSCAR GUTIERREZ
DECANO FTC
UNI

Estimado Doctor Gutiérrez:

Por este medio tengo a bien informarle que he revisado la monografía titulada **“AYUDAS DE DISEÑO PARA SISTEMAS PORTANTES EMMEDUE DE PANELES DE HORMIGON ARMADO CON NUCLEO DE E.P.S. (SISTEMA DE POLIESTIRENO EXPANDIDO)”** elaborada por los bachilleres DENIA LISDEY TORRES VILLAVICENCIO, ALÍ FRANCISCO PALACIOS OROZCO y GARY JOEL TORRES MARTÍNEZ, y considero que dicho documento es congruente con los objetivos planteados en el protocolo aprobado por su autoridad y que su contenido cumple con los requisitos de calidad científico-técnica requeridos en este tipo de trabajo, por lo cual recomiendo les sea autorizada la defensa del mismo para que los sustentantes puedan optar al título de Ingeniero Civil que otorga nuestra alma mater.

Agradeciéndole su atención, se despide


ING. JULIO MALTEZ MONTIEL
PROFESOR TITULAR UNI

AGRADECIMIENTOS

De manera especial agradecemos a las siguientes personas, amigos, docentes y compañeros de trabajo, que con sus sabios consejos y aportes contribuyeron a la realización de este trabajo monográfico.

Msc. Ing. Julio César Maltez Montiel

Catedrático UNI

Especialista en Diseño y Construcción

Ing. Juan Sampson Munguía

Catedrático UNI

Especialista en Diseño y Construcción

Ing. Guillermo Chavez Toruño

Catedrático UNI

Especialista en Diseño y Construcción

Ing. Martín René Somarriba López

UNI

Ing. Ernesto Hernández

UNI

DEDICATORIA

A Dios Nuestro Señor Jesucristo.

Por regalarnos el don de la vida, la bendición de nacer y crecer en una familia, la oportunidad de iniciar y concluir nuestros estudios superiores y por proveernos la fuerza en todo el camino recorrido.

A Nuestros Padres.

José Antonio Torres Castro

Adilia del Socorro Martínez Hernández

Ramón Alonso Torres

Denia Flores Villavicencio

Aura Estela Orozco González

Alí Francisco Palacios Orozco (q.e.p.d.)

Lorenzo José Larios Trujillo

Por su amor, sus esfuerzos y sacrificios, por acompañarnos desde el momento en que nacimos y en cada etapa de nuestras vidas, sin ellos este triunfo académico no hubiese sido posible.

RESUMEN

El sistema de paneles estructurales EMMEDUE, presenta gran versatilidad de uso para dar solución a la mayoría de las necesidades constructivas del mercado en el país. Está ideado para utilizarse en proyectos que requieren tiempos de ejecución exigentes, y garanticen los parámetros técnicos que debe poseer todo sistema constructivo en cuanto a calidad de materiales constituyentes, procesos de construcción adecuados y principalmente, que el costo total de inversión sea mínimo.

Desde el punto de vista técnico, dado que el sistema EMMEDUE representa una tecnología constructiva de desarrollo y uso reciente, comparado a otros sistemas tradicionales (concreto reforzado, acero estructural, mampostería, madera, etc.), las técnicas de cálculo y proyección del sistema no se encuentran ampliamente establecidas y por tanto, las directrices tomadas están en función de los resultados de las pruebas de laboratorio que se han aplicado a elementos individuales y en conjunto del sistema.

Por tanto, el objetivo principal del presente trabajo monográfico es proporcionar una guía metodológica para el cálculo y diseño de los elementos estructurales conformados con el sistema de paneles EMMEDUE, tales como losas y muros.

INDICE

i.	INTRODUCCIÓN.....	1
ii.	ANTECEDENTES.....	2
iii.	JUSTIFICACIÓN.....	3
iv.	OBJETIVOS.....	4
v.	ALCANCES Y LIMITACIONES.....	5
	CAPÍTULO I: GENERALIDADES DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO EMMEDUE.....	7
1.1.	MATERIALES COMPONENTES.....	7
1.1.1.	Núcleo central de poliestireno expandido	7
1.1.2.	Acero mallas de refuerzo.....	7
1.1.3.	Micro-concreto.....	7
1.2.	CLASIFICACIÓN DE LOS PRODUCTOS EMMEDUE	8
1.2.1.	Panel para muro estructural.....	9
1.2.2.	Panel doble para muro estructural.....	9
1.2.3.	Panel para losas estructurales.....	10
1.2.4.	Panel escalera.....	10
1.2.5.	Panel descanso escalera.....	11
1.2.6.	Mallas de refuerzo	11
1.3.	ETAPAS EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO.....	12
1.3.1.	Trabajos preliminares.....	12
1.3.2.	Fundaciones	12
1.3.3.	Anclaje inicial en viga de cimentacion definiendo hilera exterior.....	12
1.3.4.	Montaje y armado de paredes.....	13
1.3.5.	Aplomado, apuntalado de paredes, canalización y mallas de unión.....	14
1.3.6.	Anclaje final en viga de cimentacion definiendo hilera interior	15
1.3.7.	Colocación de paneles losa.....	15
1.3.8.	Revocado de paneles de pared.....	16
1.3.9.	Colado de concreto y revoque de microconcreto en losas	17
1.4.	EQUIPOS, HERRAMIENTAS Y ACCESORIOS DE USO ESPECÍFICO	18
	CAPÍTULO II: AYUDAS DE DISEÑO	21
2.1.	ADAPTACIÓN AL CÓDIGO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO.....	21

2.1.1.	HIPÓTESIS GENERALES DE COMPORTAMIENTO	21
2.1.1.1.	Hipótesis de diseño no.1	21
2.1.1.2.	Hipótesis de diseño no.2	21
2.1.1.3.	Hipótesis de diseño no.3	22
2.1.1.4.	Hipótesis de diseño no.4	22
2.1.1.5.	Hipótesis de diseño no.5	22
2.2.	RESISTENCIAS DE DISEÑO PANELES ESTRUCTURALES CON TECNOLOGÍA EMMEDUE	23
2.2.1.	FLEXIÓN.....	23
2.2.1.1.	Panel simple	23
2.2.1.2.	Panel con nervaduras	27
2.2.2.	CARGA AXIAL	27
2.2.2.1.	Compresión sin considerar efectos de esbeltez	27
2.2.2.2.	Tensión	28
2.2.3.	CORTE	28
2.2.3.1.	Tipo viga o losa.....	28
2.2.3.2.	Tipo muro de cortante	29
2.2.4.	FLEXOCOMPRESIÓN.....	30
2.2.4.1.	Flexocompresión perpendicular al plano del muro	30
2.2.4.2.	Flexocompresión en el plano del muro.....	31
2.2.5.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	32
2.2.5.1.	Deflexiones en losas	32
2.2.5.1.1.	Inercia efectiva	32
2.2.5.1.2.	Deflexiones a largo plazo	32
2.2.5.2.	Desplazamiento lateral.....	33
2.2.5.2.1.	Estado límite de servicio	34
2.2.5.2.2.	Estado límite de colapso.....	34
2.2.6.	DISEÑO DE ANCLAJES	34
2.2.6.1.	Muros a cimentación	34
2.2.6.2.	Losas con muros.....	34
2.2.6.3.	Resistencia al corte-fricción	35
2.3.	PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL SISTEMA EMMEDUE	36
2.3.1.	PROPIEDADES MECÁNICAS	36

2.3.2.	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS	37
2.3.2.1.	Muros estructurales.....	37
2.3.2.1.1.	Inercia sección transformada.....	37
2.3.2.1.2.	Inercia sección equivalente.....	38
2.3.2.1.3.	Factores de inercia	38
2.3.2.1.4.	Peso volumétrico equivalente	38
2.3.2.2.	Losas estructurales	39
2.3.2.2.1.	Inercia sección transformada.....	39
2.3.2.2.2.	Espesor equivalente	40
2.3.2.2.3.	Peso volumétrico equivalente	40
2.3.3.	PROPIEDADES DINÁMICAS DE MUROS EMMEDUE.....	40
2.3.4.	DIAGRAMAS DE FLUJO PARA USO DE LAS AYUDAS DE DISEÑO.....	41
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL		47
3.1.	EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA: VIVIENDAS UNIFAMILIARES.	47
3.1.1.	ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN EL RNC-07.....	47
3.1.1.1.	Clasificación estructural	47
3.1.1.3.	Espectro de diseño sísmico para nicaragua.....	48
3.1.1.4.	Condiciones de regularidad.....	48
3.1.1.5.	Método estático equivalente	48
3.1.1.5.1.	Coeficiente de diseño sismo resistente.....	48
3.1.1.5.2.	Efectos bidireccionales	49
3.1.2.	ANÁLISIS POR VIENTO SEGÚN EL RNC-07	49
3.1.2.1.	Velocidad de diseño.....	49
3.1.2.2.	Presión de diseño, p_z	49
3.1.2.3.	Factores de presión, c_p	50
3.2.	ESTRUCTURAS LAMINARES: CÚPULAS ESFÉRICAS	50
3.2.1.	INTRODUCCIÓN	50
3.2.2.	ESFUERZOS PRINCIPALES.....	52
3.2.3.	ESFUERZOS PRINCIPALES EN UNA CÚPULA ESFÉRICA.....	53
3.2.3.1.	Cúpula esférica sometida a carga muerta	53
3.2.3.2.	Cúpula esférica sometida a carga viva.....	54
3.2.3.3.	Cúpula esférica abierta sometida a carga muerta	54
3.2.3.4.	Cúpula esférica abierta sometida a carga viva	55

3.3.	MUROS DE RETENCIÓN.....	56
3.3.1.	INTRODUCCIÓN	56
3.3.2.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	56
3.3.2.1.	Estabilidad debido a fuerzas externas.....	57
3.3.2.1.1.	Volteo con respecto a la punta	57
3.3.2.1.2.	Revisión por deslizamiento a lo largo de la base	58
3.3.2.1.3.	Revisión de falla por capacidad de apoyo.....	59
3.3.2.1.4.	Revisión por asentamiento	61
3.3.2.2.	Resistencia partes componentes	62
3.3.2.3.	Condiciones de drenaje.....	62
CAPÍTULO IV: EJEMPLOS DE DISEÑO		64
4.1.	EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA: VIVIENDAS UNIFAMILIARES	64
4.1.1.	DESCRIPCIÓN DE LA VIVIENDA EJEMPLO	64
4.1.2.	ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO	65
4.1.3.	ANÁLISIS POR VIENTO	65
4.1.4.	MODELO ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA EN SAP2000	65
4.1.4.1.	Secciones estructurales	66
4.1.4.2.	Patrones de carga.....	67
4.1.4.2.1.	Cargas muertas.....	67
4.1.4.2.2.	Cargas vivas (arto.10. Rnc-07).....	67
4.1.4.2.3.	Fuerzas sísmicas horizontales.....	67
4.1.4.3.	Combinaciones de carga.....	68
4.1.5.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	68
4.1.5.1.	Acciones máximas de diseño en muros estructurales	68
4.1.5.2.	Acciones máximas de diseño en losas estructurales.....	69
4.1.5.3.	Desplazamientos horizontales a nivel de entrepiso	69
4.2.	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA VIVIENDA	70
4.2.1.	MUROS.....	70
4.2.1.1.	Estado límite de resistencia	70
4.2.1.1.1.	Flexión perpendicular al plano del muro	70
4.2.1.1.2.	Resistencia a la compresión	70
4.2.1.1.3.	Resistencia al corte perpendicular al plano.....	70
4.2.1.1.4.	Diseño de anclaje muros a cimentación.....	70

4.2.1.1.4.1.	Separación longitudinal anclaje	70
4.2.1.1.4.2.	Longitud de anclaje	71
4.2.1.1.4.3.	Corte fricción	71
4.2.1.2.	Desplazamiento lateral-estado límite de servicio.....	72
4.2.1.3.	Desplazamiento lateral-estado límite de colapso	73
4.2.2.	LOSAS.....	73
4.2.2.1.	Estado límite de resistencia	73
4.2.2.1.1.	Resistencia a flexión.....	73
4.2.2.1.2.	Resistencia al corte perpendicular al plano.....	74
4.2.2.2.	Estado límite de servicio	74
4.2.2.2.1.	Inercia efectiva	74
4.2.2.2.2.	Deflexiones inmediatas del modelo estructural.....	74
4.2.2.2.3.	Deflexiones a largo plazo	75
4.2.2.2.4.	Deflexiones máximas según el código ACI-S318-08	75
4.3.	ESTRUCTURAS LAMINARES: CÚPULAS ESFÉRICAS	75
4.3.1.	DESCRIPCIÓN DE LA CÚPULA EJEMPLO	75
4.3.1.1.	Parámetros geométricos	75
4.3.1.2.	Características del panel propuesto.....	76
4.3.1.3.	Secciones para análisis.....	76
4.3.1.4.	Modelo estructural en sap2000	77
4.3.2.	CARGAS PARA ANÁLISIS	77
4.3.2.1.	Casos de carga.....	77
4.3.2.2.	Combinaciones de carga.....	78
4.3.2.3.	Carga muerta	78
4.3.2.4.	Carga viva.....	78
4.3.2.5.	Efecto del viento	78
4.3.2.5.1.	Determinación de la velocidad de diseño.....	78
4.3.2.5.2.	Determinación de la presión de diseño.....	79
4.3.3.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN SAP2000	80
4.3.4.	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA CÚPULA	83
4.3.4.1.	Compresión axial	83
4.3.4.2.	Tensión axial.....	83
4.4.	MURO DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE	84

4.4.1.	PREDIMENSIONAMIENTO DEL MURO	84
4.4.2.	PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL SUELO	84
4.4.3.	PRESIÓN LATERAL DE TIERRA.....	84
4.4.4.	REVISION DE ESTABILIDAD	85
4.4.4.1.	Revisión por volteo.....	85
4.4.4.2.	Revisión por deslizamiento en la base	85
4.4.4.3.	Revisión por capacidad de carga	85
4.4.5.	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO CON CONTRAFUERTES.....	85
4.4.5.1.	Diseño de la pantalla.....	85
4.4.5.2.	Diseño del contrafuerte	86
4.4.5.2.1.	Características geométricas del contrafuerte	87
4.4.5.2.2.	Solicitaciones últimas de corte y momento	87
4.4.5.2.3.	Diseño por corte	87
4.4.5.2.4.	Diseño por flexión.....	88
4.4.5.3.	Diseño de losa talón.....	91
4.4.5.3.1.	Diseño por corte	91
4.4.5.3.2.	Diseño por flexión.....	91
4.4.5.4.	Diseño de losa punta	92
4.4.5.4.1.	Diseño por corte	92
4.4.5.4.2.	Diseño por flexión.....	92
4.4.5.5.	ANCLAJES PANTALLA DEL MURO A CIMENTACIÓN.....	92
	CONCLUSIONES FINALES	94
	RECOMENDACIONES	98
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99



I. INTRODUCCIÓN

El sistema de paneles EMMEDUE es un innovador sistema constructivo sísmo resistente licenciado por EMMEDUE® (Italia), basado en un conjunto de paneles estructurales de poliestireno expandido ondulado, con una armadura básica adosada en sus caras, constituida por mallas de acero galvanizado de alta resistencia, vinculadas entre sí por conectores de acero electro-soldados.

Los paneles EMMEDUE son colocados en obra según la disposición arquitectónica de muros, tabiques y losas, completados “in situ” mediante la aplicación de un revoque de micro-concreto, a través de dispositivos de impulsión neumática, conformando de esta manera, los elementos estructurales de cerramiento vertical y horizontal en una edificación.

El cálculo de los elementos losa y muros en edificaciones con sistemas de paneles EMMEDUE, se desarrolla a partir de las normas del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07), de las disposiciones del Reglamento para Concreto Estructural del Código ACI 318 S-08 y de los manuales de aplicación del sistema EMMEDUE.

Conforme a los reglamentos arriba mencionados, se establece el procedimiento para determinar las resistencias de diseño a flexión, cortante, compresión axial, tensión axial, flexocompresión. Además se establece el cálculo de los estados límites de servicio en cuanto a deflexiones y derivas laterales.

Se presentan ejemplos de diseño en los cuales se aplican los elementos de muros y losas del sistema EMMEDUE.

II. ANTECEDENTES

Desde la década de los 60 hasta la actualidad, los costos de la construcción han aumentado considerablemente, una de las principales razones es la mayor demanda y escasez de mano de obra especializada. Para cambiar esta tendencia, se han implementado procesos rápidos y eficientes, logrando una mayor industrialización en el campo, tratando de solucionar el problema de la vivienda.

Buscando un método de producción masivo que pudiera afrontar el problema, se implementaron elementos tridimensionales. Luego, se introdujeron los sistemas a base de grandes paneles. El sistema de paneles sufre una variación a lo largo del tiempo, surgiendo lo que se llama sistemas de paneles medianos.

La prefabricación ligera entra cuando la prefabricación pesada está en crisis. Esto representa la construcción liviana, al cual pertenece la tecnología EMMEDUE. La *figura No.1* muestra el desarrollo cronológico de las tecnologías de paneles mencionadas.

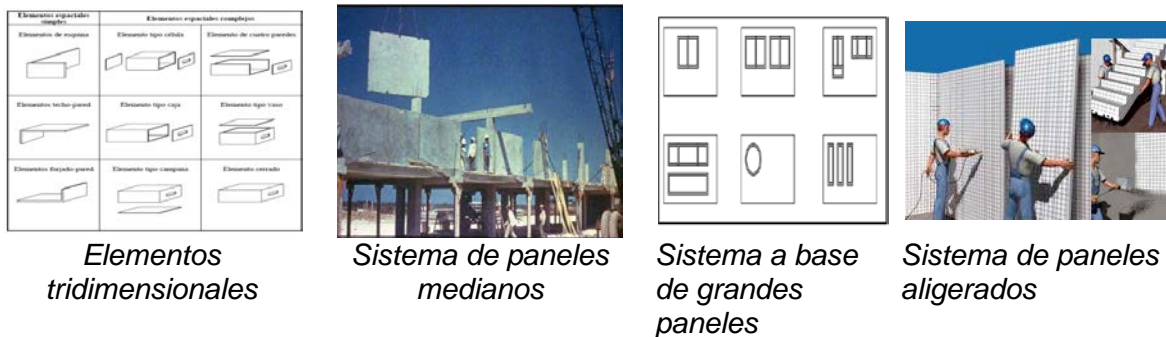


Figura No. 1 Desarrollo cronológico del sistema de paneles prefabricados.

Esta tecnología de origen italiano tiene una antigüedad de más de 27 años, y es producida en 30 plantas industriales en diferentes países de todos los continentes, a saber: Colombia, España, Italia, Irlanda, Portugal, Rusia, Estados Unidos, México, Guatemala, Costa Rica, Panamá, Venezuela, Chile, Argentina, Egipto, Nigeria, Mozambique, Eritrea, Argelia, Arabia Saudita, Iran, Irak, Lybia, Turquía, Filipinas, Malasia y Australia. En Nicaragua a partir del año 2010 se están fabricando los paneles.



III. JUSTIFICACIÓN

Nicaragua es un país vulnerable al efecto de fenómenos naturales, dentro de ellos y de mayor incidencia, los sismos, huracanes y terremotos. Para garantizar que las construcciones resistan estos efectos, es necesario producir sistemas que utilicen la tecnología existente para optimizar los parámetros de seguridad y economía.

El sistema constructivo EMMEDUE toma auge en esta área, ya que en teoría posee un gran potencial para equilibrar estos dos parámetros; seguridad gracias a la concepción estructural de diafragmas y economía que se mide por el menor tiempo de ejecución comparando con los sistemas convencionales.

La problemática del déficit de vivienda en nuestro país abre las puertas a la investigación y desarrollo de este sistema constructivo, dado que las ventajas de aplicación son numerosas. Una de éstas es la facilidad de producir en serie los componentes de las viviendas e industrializar los procesos de construcción para optimizar costos de materiales, mano de obra, herramientas y equipos.

La calidad de los materiales que constituyen los paneles del sistema EMMEDUE, representa otro factor relevante para considerarlo como futuro de las construcciones.



IV. OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Desarrollar ayudas de diseño para estructuras a base de paneles del Sistema Constructivo EMMEDUE, estableciendo el procedimiento adecuado para el dimensionamiento de cada uno de los componentes estructurales.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Exponer los aspectos esenciales del procedimiento constructivo de estructuras a base de paneles EMMEDUE.
- Presentar y analizar comparativamente los resultados de los ensayos de laboratorio practicados a elementos de paneles EMMEDUE.
- Desarrollar la metodología de diseño para elementos estructurales losas y muros a base de paneles EMMEDUE.
- Elaborar hojas de cálculo en Microsoft Excel para la determinación de las resistencias de diseño según las distintas solicitaciones a flexión, fuerza cortante, fuerza axial y flexocompresión de paneles EMMEDUE para losas y muros estructurales.
- Realizar ejemplos de diseño de estructuras con paneles EMMEDUE aplicando las ayudas de diseño elaboradas y las disposiciones del Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07.
- Analizar los ejemplos de diseño con el programa SAP2000 Versión 14.2.4.
- Ilustrar los detalles típicos estructurales del sistema constructivo EMMEDUE.



V. ALCANCES Y LIMITACIONES

ALCANCES:

- Según las normas de diseño estructural, se desarrolla el método de cálculo de resistencias de diseño de los paneles tipo muro y losa.
- Se abarca el procedimiento constructivo: materiales, equipos, herramientas, mano de obra. Se elaboran detalles típicos del sistema.
- Como ejemplos de diseño: aplicación del sistema EMMEDUE a viviendas unifamiliares, revisión de muros de retención y proyección de estructuras laminares (cúpulas esféricas).

LIMITACIONES:

- Producto de las características y origen de esta tecnología, existe gran incertidumbre sobre los métodos de análisis y diseño estructural. El sistema se encuentra respaldado únicamente por los resultados de las pruebas de laboratorio y los informes redactados de estas mismas.
- Ante la falta de documentos técnicos, solamente es posible adaptar las disposiciones del código de concreto estructural al sistema EMMEDUE, considerando que el comportamiento de los paneles es cubierto por las teorías desarrolladas para elementos de concreto.



CAPITULO I:

GENERALIDADES DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO EMMEDUE



CAPÍTULO I: GENERALIDADES DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO EMMEDUE

1.1. MATERIALES COMPONENTES

1.1.1. NÚCLEO CENTRAL DE POLIESTIRENO EXPANDIDO

Alma de poliestireno expandido, no tóxico, auto extingible, químicamente inerte, densidad mínima de 13 kg/m^3 . Rango de espesores de los paneles a partir de 40mm hasta un máximo definido por las necesidades del proyecto.

1.1.2. ACERO MALLAS DE REFUERZO

Malla electrosoldada compuesta por alambres lisos de acero galvanizado con resistencia de fluencia igual a $F_y = 6125.00 \text{ kg/cm}^2$, colocada en ambas caras del alma de poliestireno, formando cuadrículas regulares que están unidas entre sí por conectores del mismo material. Las dimensiones de la cuadrícula están en función del tipo de panel: superior, premium y estándar.

Los diámetros comerciales varían de 2.30 mm a 2.50 mm, mientras que el diámetro del conector transversal es 3.00 mm. La cantidad de conectores varía según tipo de panel y se distribuyen en unidades/m². De manera particular se está implementando el “panel social”, con diámetro de varilla 2 mm.

1.1.3. MICRO-CONCRETO

El revoque de los paneles EMMEDUE representa la esencia del sistema constructivo, conformado según proporciones, por cemento tipo portland, arena, agua potable. Para evitar fisuras apreciables, se recomienda utilizar material cero en la mezcla.

La mínima resistencia a compresión a los 28 días de edad de la mezcla debe ser de $f'_m = 175 \text{ kg/cm}^2$ (2500psi)¹.

¹ Según pruebas de laboratorio efectuadas al panel. Ver referencia bibliográfica No.9

1.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PRODUCTOS EMMEDUE

Se comercializan en el mercado nacional cinco tipos de paneles EMMEDUE:

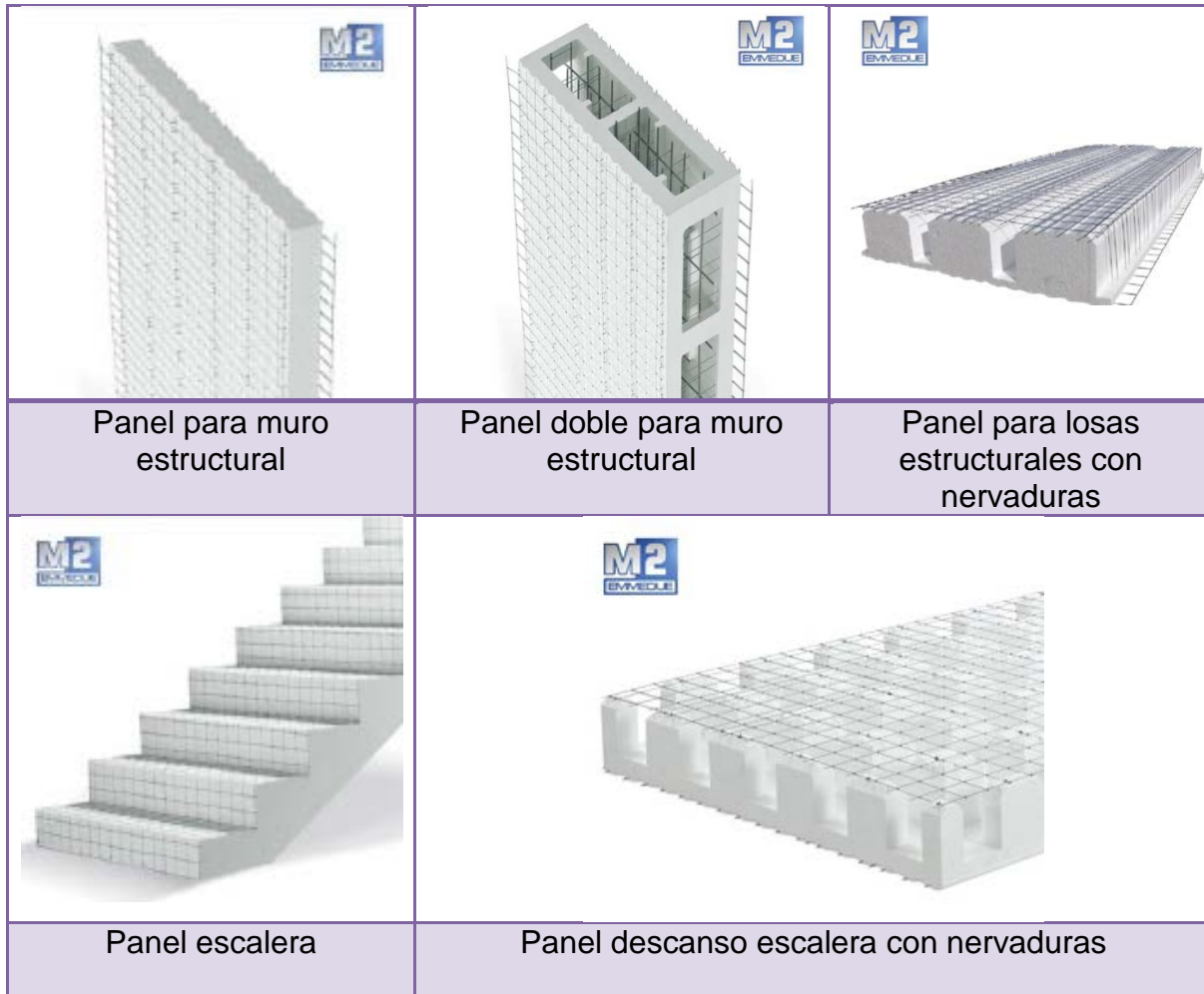


Figura No.1.1. Tipología de paneles EMMEDUE

A continuación se describen las tipologías de paneles EMMEDUE.

1.2.1. PANEL PARA MURO ESTRUCTURAL

Usado en construcciones de 4 a 6 pisos como máximo, además en entrepisos y en losas de cubierta con luces hasta 5 m. La sección típica se muestra en la figura siguiente. Se comercializan cuatro tipos de paneles, según el tipo de cuadrícula que forma la malla estructural: superior, premium, estándar y social.

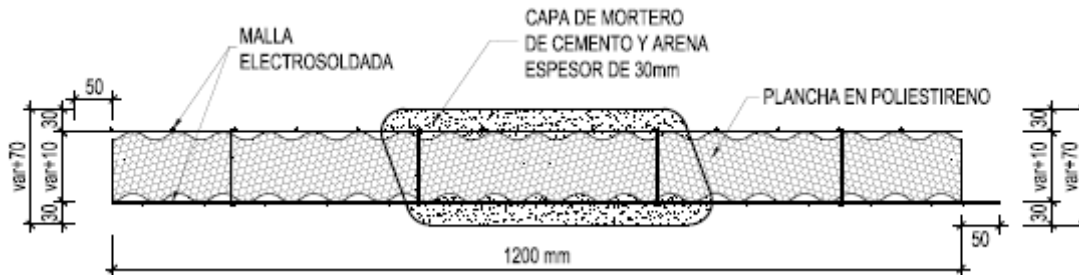


Figura No.1.2. Sección típica panel para muro estructural

1.2.2. PANEL DOBLE PARA MURO ESTRUCTURAL

Panel reforzado al incluir concreto estructural en la celda interior, siendo capaz de brindar resistencia para solicitaciones de carga elevadas.

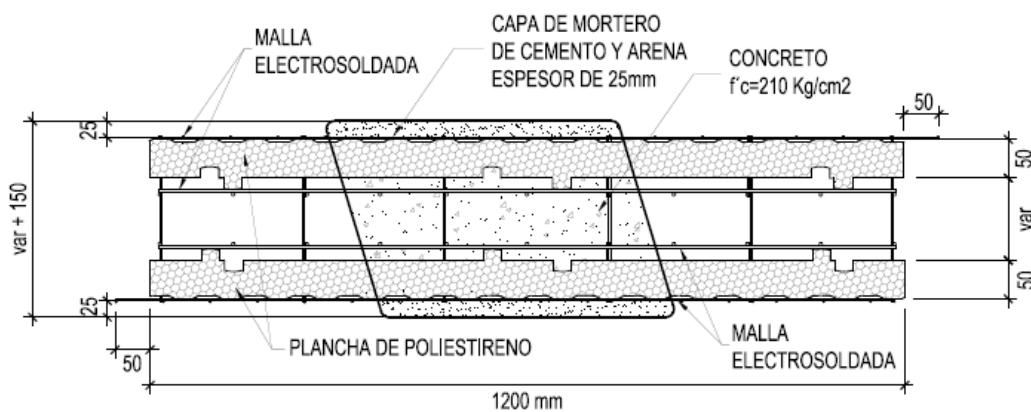


Figura No.1.3. Sección típica panel doble para muro estructural

1.2.3. PANEL PARA LOSAS ESTRUCTURALES

Poseen uno, dos y hasta tres nervaduras, utilizándose este tipo de panel en la realización de losas y cubiertas de edificios; colocando para ello acero de refuerzo en las aberturas de las nervaduras, posterior el vaciado de concreto en la capa superior del panel y la proyección del micro-concreto en la capa inferior. La figura No.1.4 muestra un tipo de panel losa con nervaduras (PL3).

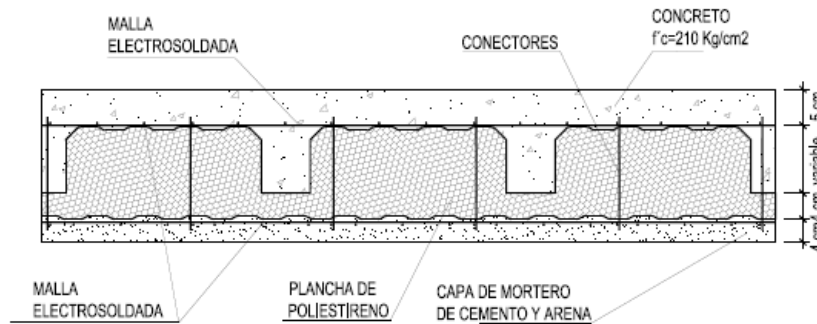


Figura No.1.4. Sección típica panel losa estructural (PL3).

1.2.4. PANEL ESCALERA

Panel para escaleras donde se integran monólicamente a las paredes y losas. El diseño de este panel está en función del número de nervaduras. El diseño de la misma es a flexión, considerando el acero de las mallas de refuerzo por temperatura y refracción.

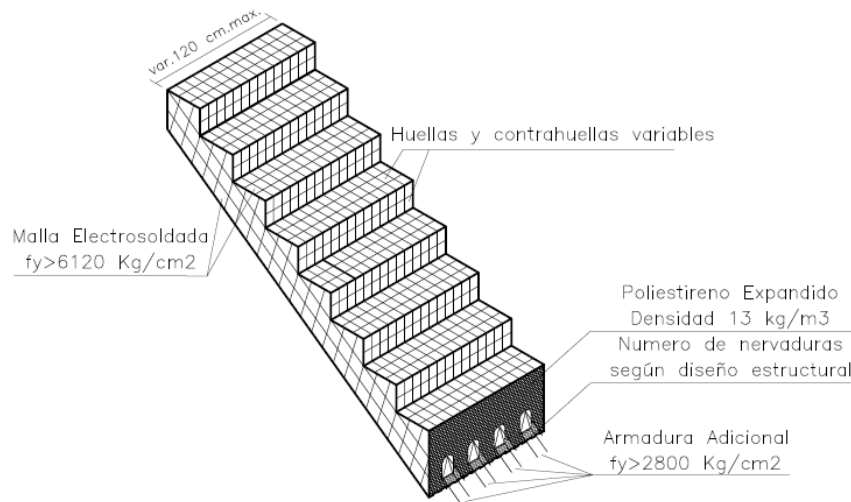


Figura No.1.5. Panel para escalera estructural

1.2.5. PANEL DESCANSO ESCALERA

Utilizado para completar sistema de escalera, se instala adhiriéndose a las paredes a través de mallas de refuerzo, posterior la llena de concreto y revoque de micro-concreto.

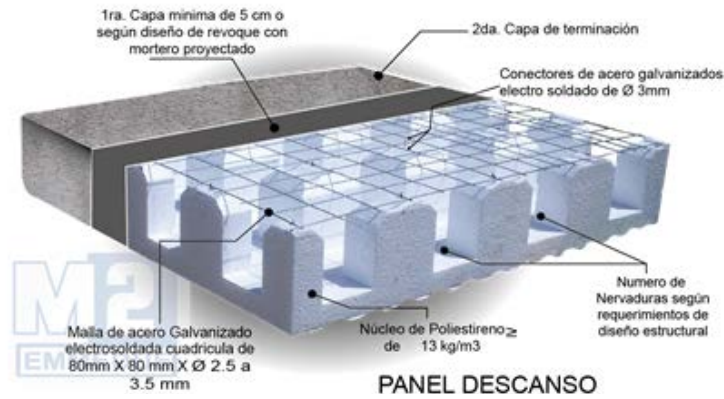


Figura No.1.6. Panel descanso

1.2.6. MALLAS DE REFUERZO

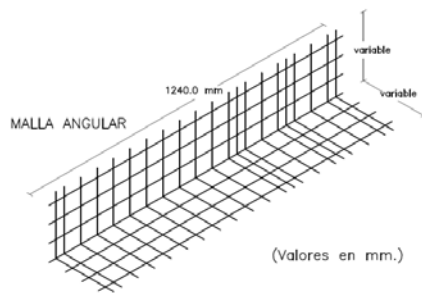


Figura No.1.7. Malla angular

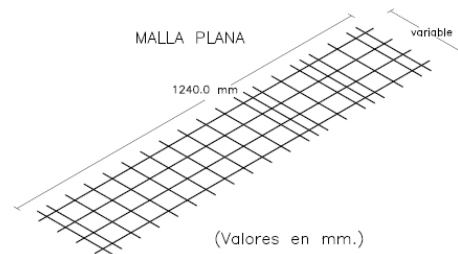


Figura No.1.8. Malla plana MRP

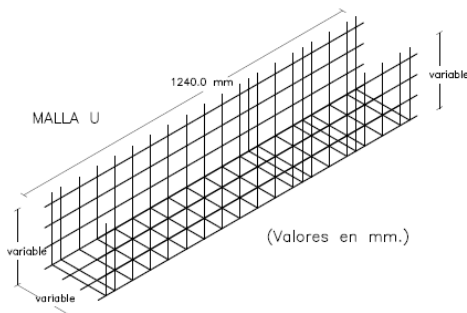


Figura No.1.9. Malla U MRU

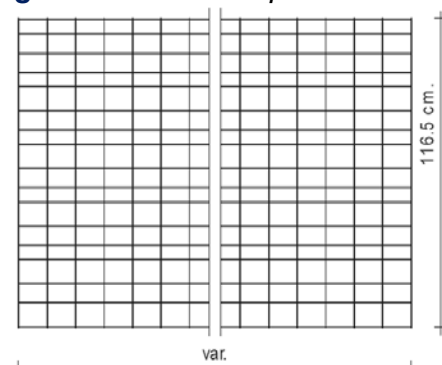


Figura No.1.10. Malla entera

1.3. ETAPAS EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO

1.3.1. TRABAJOS PRELIMINARES

- i- Limpieza inicial del sitio de trabajo. Planificación general del trabajo.
- ii- Definición de la forma de almacenaje correcta de los paneles, mallas y aceros de refuerzo.

1.3.2. FUNDACIONES

- i- Verificar: nivelación del terreno, resistencia soporte del suelo ($q_{adm} \geq 0.5 \text{ kg/cm}^2$), replanteo del proyecto.
- ii- Marcar, excavar, fundir y curar por 7 días mínimo, vigas de fundación.

1.3.3. ANCLAJE INICIAL EN VIGA DE CIMENTACION DEFINIENDO HILERA EXTERIOR

- i- Trazar líneas para anclaje de varillas sobre viga de fundación: realizar replanteo y señalización de los ejes principales, ejes de anclaje y ejes de acabado de paredes, utilizar tiralíneas. El cálculo a efectuar:
 - a. Línea de anclaje: Para determinar las líneas de anclaje de las varillas No.3, espesor del panel dividido en 2, más 1.

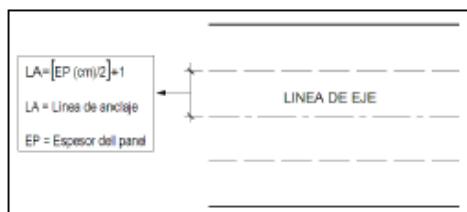


Figura No.1.11. Trazos para delinear línea de anclaje.

- ii- Marcar líneas de acabado de paredes sobre viga de fundación: Se determinan las líneas de acabado. Espesor del panel entre 2, más 3.

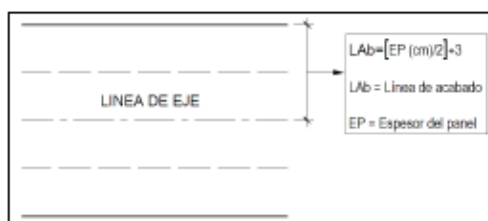


Figura No.1.12. Líneas de acabado.

- iii- Marcar puntos de perforación sobre las líneas de anclaje en viga de fundación.

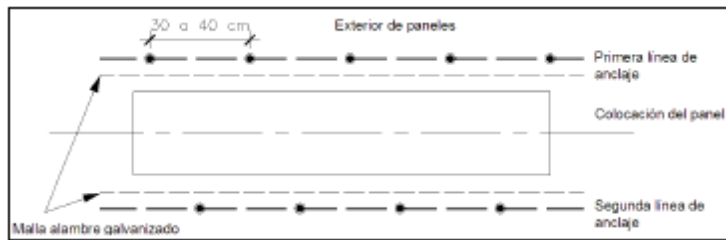


Figura No.1.13. Puntos de perforación para anclajes.

- iv- Perforar viga de cimentación sobre las líneas de anclaje:
 - a. Luego del fraguado de viga de cimentación utilizar taladro eléctrico, colocar varillas de anclaje con gel epóxico. Utilizar ancla de 50 cm de desarrollo. Se recomienda varillas de anclaje de diámetro no mayor a 10.00 mm.
 - b. Antes del fraguado de viga de cimentación, considerando 10 cm de anclaje y un bastón de 15 cm. La parte saliente de la varilla con longitud mínima de 40 cm.
- v- Los anclajes deben quedar espaciados cada 40 cm, intercalados a 20 cm según las dos capas colocadas. A facilidad de construcción, colocar primeramente anclajes de hilera exterior. Los anclajes en la hilera interior se efectúan en una etapa posterior.

1.3.4. MONTAJE Y ARMADO DE PAREDES

- i- Armado mediante colocación sucesiva de paneles:
 - a. Cortar paneles para dejar aberturas para puertas y ventanas.
 - b. Colocar paneles en una esquina de la edificación.
 - c. Adicionar sucesivamente los paneles, en los dos sentidos, considerando la verticalidad de las ondas y la correcta superposición de las alas de traslape de las mallas de acero.

- d. Amarrar mallas de refuerzo mediante procedimiento manual o grapado mecánico.

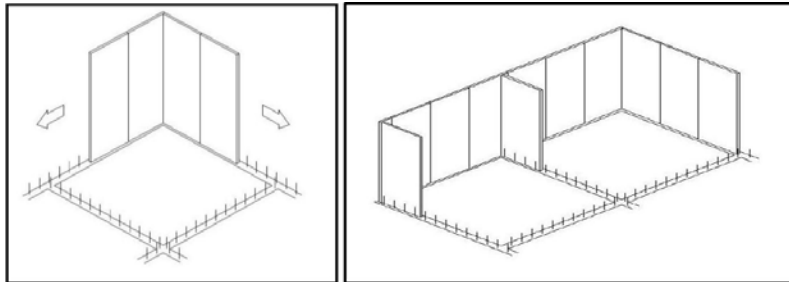


Figura No.1.14.
Armado de paredes colocación sucesiva de paneles.

- ii- Armado mediante colocación de paneles pre ensamblados o tipo muro:
- Se unen y amarran varios paneles hasta formar un muro completo, según el diseño de la panelización o despiece de paneles por pared. Se debe considerar preferentemente la verticalidad de las ondas de los paneles.
 - Realizar cortes y aberturas para puertas y ventanas.
 - Colocar en sitio predefinido.

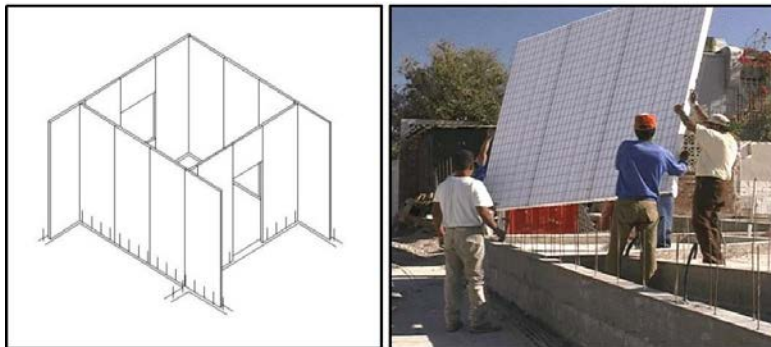


Figura No.1.15.
Armado de paredes muro completo.

1.3.5. APLOMADO, APUNTALADO DE PAREDES, CANALIZACIÓN Y MALLAS DE UNIÓN.

- Utilizar reglas, puntales y niveles verticales para aplome de paredes por parte posterior a la cara a revocar.
- Ubicar puntos de apuntalamiento a $2/3$ de la altura de la pared.
- Cuando las paredes son muy esbeltas y delgadas, es conveniente hacer dos apuntalamientos, a $1/3$ y a $2/3$ de la altura.



Figura No.1.16. Apoyos laterales cara anterior al revoque.

- IV- Canalizaciones para instalaciones eléctricas y/o sanitarias:
- a. Los tubos flexibles pasan fácilmente por debajo de la malla mientras que los tubos rígidos pueden requerir cortar la malla. En este último caso se deberá reconstruir la zona con una malla de refuerzo plana. Las tuberías de cobre deben aislarse del contacto con la malla de acero. Generalmente se utiliza un soplete para abrir canales en los paneles.



Figura No.1.17. Contracción con fuego del poliestireno para canalización.

1.3.6. ANCLAJE FINAL EN VIGA DE CIMENTACION DEFINIENDO HILERA INTERIOR

- i- El procedimiento es similar al utilizado para anclaje inicial.

1.3.7. COLOCACIÓN DE PANELES LOSA

- i- Colocar mallas angulares sobre malla de pared.

- ii- Colocar paneles losa sobre mallas angulares, dejar una separación de 3 cm respecto a malla de pared.

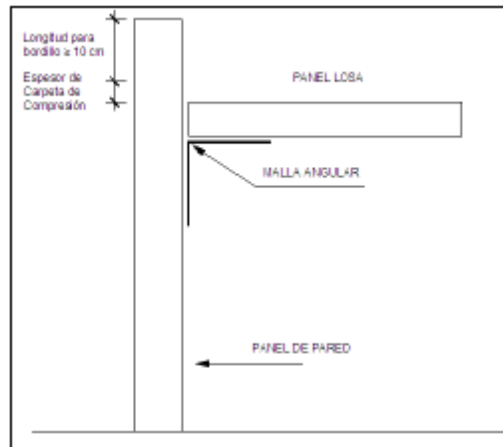


Figura No.1.18. Ilustración típica unión losas y muros estructurales de paneles EMMEDUE.

- iii- Encofrar y apuntalar losa.
- iv- Colocar acero de refuerzo adicional si es necesario junto a toda canalización hidrosanitaria y eléctrica.

1.3.8. REVOCADO DE PANELES DE PARED

- i- Verificar paredes antes del lanzado del mortero.
- ii- Preparar plan de lanzado.
 - a. Establecer y documentar volumen de mortero, período y horario de ejecución del trabajo, características técnicas del producto, recursos humanos, físicos (equipo y herramientas) requeridos, lugar de ejecución en la obra, secuencia de ejecución.
 - b. Respecto al equipo, seleccionar entre equipo para lanzado continuo o discontinuo, esta selección en función de las características de la obra y otras variables como tiempo y costo.
- iii- Preparar el micro-concreto en base a las especificaciones técnicas, realizando prueba empírica de consistencia de mezcla.
- iv- Lanzar micro-concreto:
 - a. Lanzar sobre paneles en dos capas: la primera cubriendo la malla y alcanzando un espesor aproximado de 2 cm.

- b. Retirar guías maestras.
- c. Humedecer paredes.
- d. Colocar segunda capa aproximadamente unas tres horas después de la primera, hasta alcanzar un espesor de 3.0 cm. El tiempo máximo entre capas no deberá exceder las 8 horas.
- e. El lanzado se ejecuta de abajo hacia arriba, colocando la boca de los elementos de salida de mortero a una distancia aprox. de 10 cm. de la pared. Curar revoque.



Figura No.1.19. Proceso de revoque de paneles EMMEDUE.

1.3.9. COLADO DE CONCRETO Y REVOQUE DE MICROCONCRETO EN LOSAS

- i- Preparar concreto según especificaciones.
- ii- Fundir concreto en la parte superior del panel losa.



Figura No.1.20. Proceso de colado de capa superior losas estructurales paneles EMMEDUE.

- iii- Posterior al fraguado de losa, desencofrar y retirar apuntalamientos.
- iv- Preparar, probar micro-concreto a proyectar en la capa inferior siguiendo los mismos procedimientos que el caso para muros.



Figura No.1.21. Proceso de revoque de capa inferior losas estructurales paneles EMMEDUE.

1.4. EQUIPOS, HERRAMIENTAS Y ACCESORIOS DE USO ESPECÍFICO



Figura No.1.22. Equipos para proceso de revoque

<p>L 180 A 330 g C.D 82019000</p> <p>PARA OMEGA 16</p>			
<p>Engrapadoras</p>	<p>Lanzamorteros: lanzado discontinuo</p>	<p>Soplete</p>	<p>Disco de corte</p>
<p>Tira línea (showline)</p>	<p>Taladros eléctricos</p>	<p>Tenaza para cortes</p>	
<p>Sistema de apuntalamiento para muros</p>			
<p>Sistema de apuntalamiento para losas</p>	<p>Andamios</p>		

Figura No.1.23. Herramientas, equipos y accesorios



CAPITULO II: AYUDAS DE DISEÑO



CAPÍTULO II: AYUDAS DE DISEÑO

2.1. ADAPTACIÓN AL CÓDIGO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

El presente trabajo monográfico tiene como base para el cálculo de las resistencias de diseño de los paneles EMMEDUE, las disposiciones de “Reglamento para Concreto Estructural” del Instituto Americano del Concreto (ACI 318S-08).

2.1.1. HIPÓTESIS GENERALES DE COMPORTAMIENTO²

El cálculo de la resistencia de un elemento mediante el “*Método de diseño por resistencia*” exige que se satisfagan dos condiciones básicas: equilibrio estático y compatibilidad de las deformaciones. La primera condición exige que las fuerzas de compresión y tracción que actúan en la sección transversal para la resistencia última estén en equilibrio, mientras que la segunda condición exige que también se satisfaga la compatibilidad entre las deformaciones del micro-concreto y de la armadura bajo condiciones últimas dentro de las hipótesis de diseño.

2.1.1.1. HIPÓTESIS DE DISEÑO No.1

“Las deformaciones específicas en la armadura y en el micro-concreto se deben suponer directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro”.

2.1.1.2. HIPÓTESIS DE DISEÑO No.2

“La máxima deformación utilizable en la fibra comprimida extrema del micro-concreto se asumirá igual a $\varepsilon_{cu} = 0.003$.”

²Las hipótesis han sido adaptadas del documento: “Notas sobre ACI 318. Requisitos para hormigón estructural con ejemplos de diseño” de la PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). Referencia bibliográfica No.1

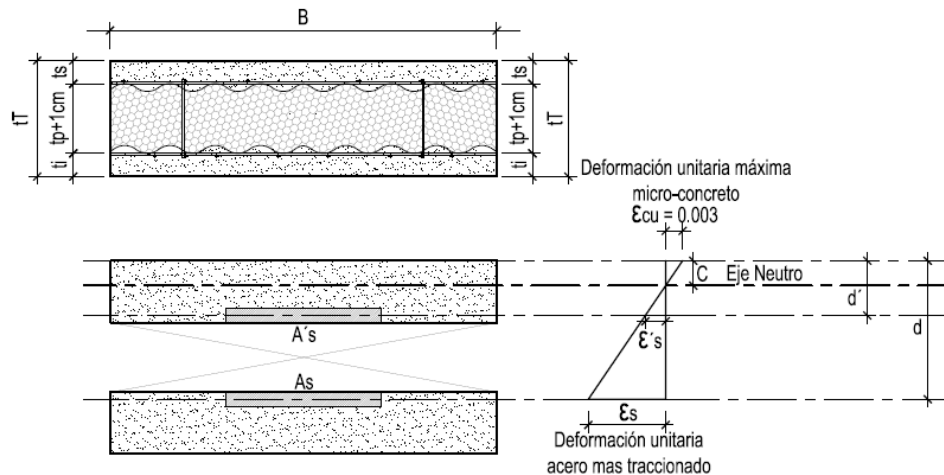


Figura No.2.1. Variación de la deformación específica en una sección rectangular de paneles con tecnología EMMEDUE

2.1.1.3. HIPÓTESIS DE DISEÑO No.3

“El esfuerzo en la armadura f_s por debajo del esfuerzo de fluencia f_y , se tomará como E_s (módulo de elasticidad del acero) por la deformación específica del acero ε_s . Para deformaciones específicas mayores que f_y/E_s , el esfuerzo en la armadura se considerará independiente de la deformación e igual a f_y ”.

2.1.1.4. HIPÓTESIS DE DISEÑO No.4

“En el diseño de los elementos de paneles EMMEDUE solicitados a flexión se deberá despreciar la resistencia a la tracción del micro-concreto”.

2.1.1.5. HIPÓTESIS DE DISEÑO No.5

“Se asumirá un esfuerzo en el micro-concreto de $0,85f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia $a = \beta_1 \cdot c$ a partir de la fibra con máxima deformación específica de compresión. El factor β_1 se deberá tomar igual a 0,85”.

2.2. RESISTENCIAS DE DISEÑO PANELES ESTRUCTURALES CON TECNOLOGÍA EMMEDUE

2.2.1. FLEXIÓN

2.2.1.1. PANEL SIMPLE

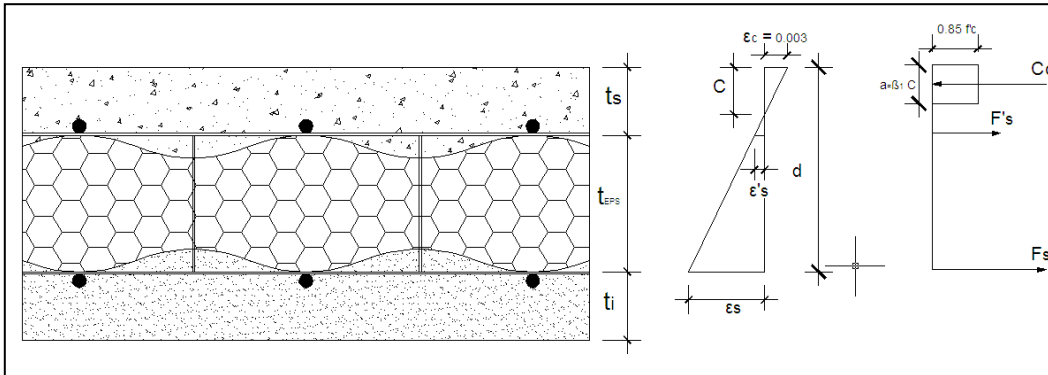


Figura No.2.2. Modelo teórico para el cálculo de la resistencia a flexión de losas con paneles simples EMMEDUE.

A partir de las hipótesis de diseño establecidas y considerando que el aporte de la plancha de poliestireno a la resistencia es despreciable:

- i- Cálculo deformaciones unitarias

Se inicia considerando un valor arbitrario de “C” que representa la profundidad del eje neutro en la sección transversal. Por tanto, las deformaciones unitarias:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(d - C)}{C}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(t_s - C)}{C}$$

- ii- Esfuerzos de diseño en las mallas de acero

Si las deformaciones unitarias calculadas son mayores a la deformación de fluencia entonces los esfuerzos en el acero de refuerzo de las mallas serán:

$$f_s = f_y \quad \text{Si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y$$



$$f'_s = f_y \text{ Si } \varepsilon'_s \geq \varepsilon_y$$

De lo contrario los esfuerzos en las mallas de acero se calcularán así:

$$f_s = \varepsilon_s * E_s$$

$$f'_s = \varepsilon'_s * E_s$$

iii- Fuerzas de tensión y compresión

Una vez calculados los esfuerzos en las mallas de acero, se determinan las fuerzas de tensión en el acero de refuerzo superior e inferior, con las expresiones siguientes:

$$T_s = A_s * f_s$$

$$T'_s = A'_s * f'_s$$

La fuerza de compresión resultante se calcula con la expresión siguiente:

$$C_c = 0.85 f'_c \cdot a \cdot b$$

iv- Equilibrio interno

Las fuerzas resultantes de tensión y compresión deben estar en equilibrio, así que se debe cumplir que:

$$T_T = C_T$$

Dónde:

$$T_T = T_s + T'_s$$

$$C_T = C_c$$

El hecho que esto se cumpla, es decir, que se alcance el equilibrio, corresponde a que el valor supuesto de "C" es correcto. Dado que es difícil encontrar el perfecto equilibrio, se considera que la máxima diferencia entre las magnitudes de las fuerzas resultantes de tensión y compresión ha de ser del 5%.

v- Momento nominal

Calculando el momento respecto al eje neutro en la sección transversal se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$M_n^+ = T_s \cdot (d - C) + T'_s \cdot (t_s - C) + C_c \cdot \left[C - \left(\frac{a}{2} \right) \right]$$

vi- Resistencia última a flexión

$$\phi M_n^+ = \phi \left\{ T_s \cdot (d - C) + T'_s \cdot (t_s - C) + C_c \cdot \left[C - \left(\frac{a}{2} \right) \right] \right\}$$

El valor de ϕ se obtiene de la sección 9.3.2.2 del ACI-318S-08.

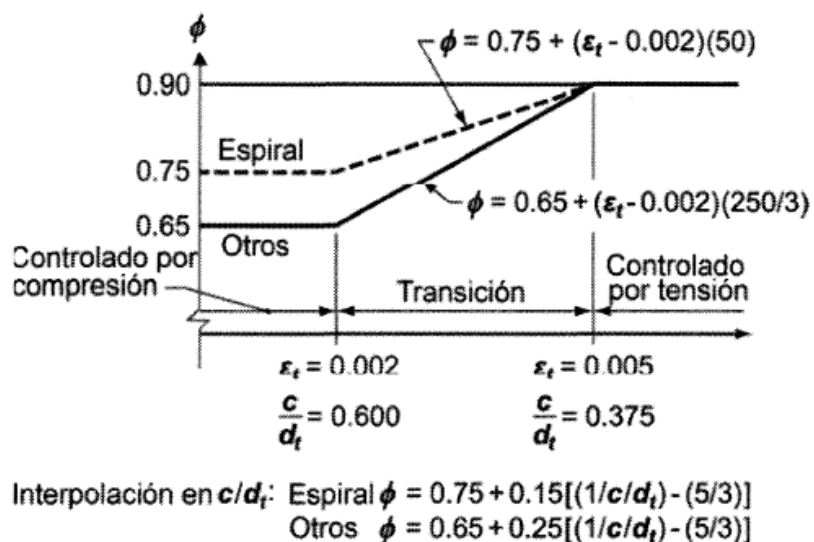


Figura No.2.3. Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción ϵ_t y c/d_t para refuerzo Grado 60 y para acero preesforzado.

Siendo para todas las expresiones anteriores

ϵ_{cu} = 0.003 deformación unitaria fibra extrema del concreto

ϵ_s = deformación unitaria del acero de la malla inferior

ϵ'_s = deformación unitaria del acero de la malla superior

d = peralte de la sección en estudio



C = profundidad del eje neutro

t_s = espesor de la capa superior de concreto

f_s = esfuerzo axial en el acero de la malla inferior

f'_s = esfuerzo axial en el acero de la malla superior

$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$, deformación unitaria del acero de las mallas de los paneles

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de las mallas de los paneles

E_s = módulo de elasticidad del acero de las mallas de los paneles

A_s = área de acero de la malla inferior en un ancho unitario de diseño

A'_s = área de acero de la malla superior en un ancho unitario de diseño

T_s = fuerza de tensión del acero de la malla superior

T'_s = fuerza de tensión del acero de la malla inferior

$a = \beta_1 \cdot C$, profundidad del bloque de esfuerzo a compresión

b = ancho unitario de diseño

vii- Condiciones para establecer la profundidad del eje neutro

Debido a que el módulo de elasticidad del poliestireno (E_{EPS}) es mucho menor que los módulos de elasticidad del concreto (E_C) y del acero (E_s), la relación modular “n” respecto a cada uno de ellos es demasiado pequeña, por tanto, resulta poco práctico utilizar una sección transformada para el poliestireno. Así que para efectos de estimar la resistencia a flexión se desprecia la contribución de la plancha de poliestireno. Lo anterior establece que “C” debe estar obligado a un valor menor o igual que el espesor superior del concreto.

2.2.1.2. PANEL CON NERVADURAS

Para determinar la resistencia a flexión de los paneles con nervaduras usados para losas, tenemos dos casos posibles para análisis:

1. Cuando el eje neutro se encuentra entre la fibra más alejada en compresión y el centroide de la malla de acero superior, es decir:

$$C \leq t_s$$

2. Cuando el eje neutro se encuentra entre el centroide de la malla de acero superior y el fondo de la vigueta, es decir:

$$t_s < C \leq d$$

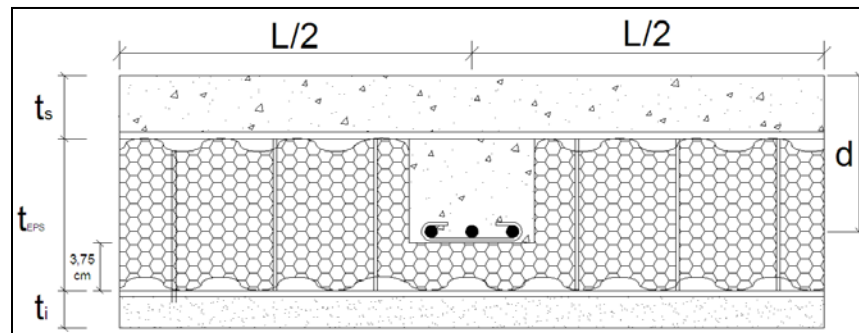


Figura No.2.4. Sección de análisis para panel losa con nervaduras EMMEDUE

2.2.2. CARGA AXIAL

2.2.2.1. COMPRESIÓN SIN CONSIDERAR EFECTOS DE ESBELTEZ

Según las disposiciones del código ACI 318S-08:

$$\phi P_n = 0.80\phi[0.85 f'_c(A_g - A_s) + f_y A_s]$$

Dónde:

ϕP_n = resistencia a la compresión

ϕ = 0.65 factor de reducción de resistencia

A_g = área de la sección transversal en la sección de diseño



A_s = área de acero de las mallas de refuerzo en la sección de diseño

2.2.2.2. TENSION

Se considera únicamente el aporte del acero de las mallas de refuerzo en la resistencia a tensión de los paneles EMMEDUE. La expresión a utilizar es:

$$\phi T_n = 0.80\phi [f_y A_s]$$

Dónde:

ϕT_n = resistencia a la tensión

ϕ = 0.90 factor de reducción de resistencia

A_s = área de acero de las mallas de refuerzo en la sección de diseño

2.2.3. CORTE

2.2.3.1. TIPO VIGA O LOSA

Se considera únicamente que el acero de refuerzo transversal (conectores) aporta a la resistencia total.

$$\phi V_n = \phi (A_v \cdot f_y \cdot n_t)$$

Dónde:

ϕV_n = resistencia al corte tipo viga en secciones EMMEDUE

A_v = área de la sección transversal de un sólo conector transversal

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de las mallas de refuerzo

n_t = número de conectores en un metro cuadrado

ϕ = 0.75, factor de reducción de resistencia al cortante

2.2.3.2. TIPO MURO DE CORTANTE

Se adaptan las disposiciones establecidas en el código ACI-318S-08 para el diseño de muros de cortante.

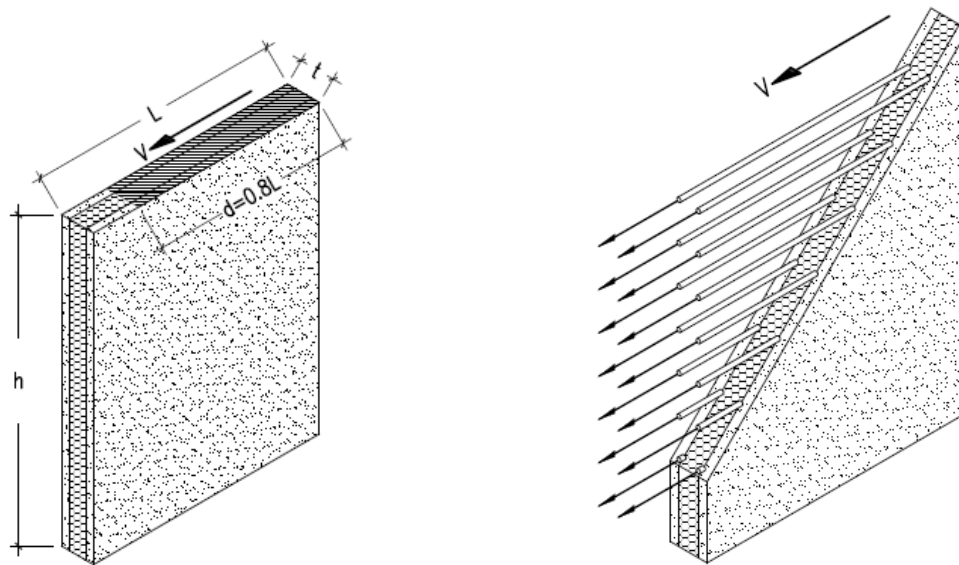


Figura No.2.5. Muros de paneles EMMEDUE sometidos a cortante mostrando la distribución de la fuerza cortante

$$\phi V_n = \phi V_C + \phi V_S$$

Dónde:

$$V_C = 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d \quad \text{resistencia al corte del micro-concreto (psi)}$$

$$f'_c = \text{resistencia última a la compresión del micro-concreto (psi)}$$

$$t = \text{espesor del muro (in)}$$

$$d = 0.8 \cdot l \quad \text{peralte en la sección del muro (in)}$$

$$V_S = \frac{A_{vh} \cdot f_y \cdot d}{S_v}$$

$$A_{vh} = \text{área de dos varillas horizontales de la malla de refuerzo (in}^2\text{)}$$

$$f_y = \text{esfuerzo de fluencia del acero de las mallas (psi)}$$



S_v = distancia de separación vertical del acero horizontal (in)

$\phi = 0.75$ factor de reducción de resistencia al cortante

2.2.4. FLEXOCOMPRESIÓN

2.2.4.1. FLEXOCOMPRESIÓN PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO

Se considera un ancho unitario del muro para determinar la resistencia combinada a compresión y flexión. Dado que este caso especial no permite generar un diagrama de interacción³ debido a la presencia del poliestireno, entonces se utiliza el método empírico de diseño propuesto en el código ACI-318S-08.

La resistencia a compresión considerando una excentricidad de diseño de $e = h/6$ queda expresada a través de la siguiente ecuación:

$$\phi P_n = 0.55 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot l}{32 \cdot h} \right)^2 \right]$$

Dónde:

0.55 = Factor de excentricidad que ocasiona que la ecuación dé una resistencia aproximadamente igual a la que se obtendría con el procedimiento de carga axial y flexión si $e = h/6$

$\phi = 0.65$.

$A_g = (t_s + t_i) \cdot 100, cm^2$, área total sección de diseño del muro.

l = Distancia vertical entre apoyos.

$h = t_s + t_i$, espesor total del muro.

k = Factor de longitud efectiva.

³ Según la referencia bibliográfica No. 5, es posible obtener diagramas de interacción de forma experimental. Esto contrasta con el estado actual del conocimiento en cuanto a métodos racionales de cálculo de resistencia a flexocompresión fuera del plano para esta tecnología de paneles. Acá se propone la ecuación empírica para análisis de muros de concreto reforzado según el código ACI-318S-08.



El espesor mínimo que debe tener el muro para que sea aplicable el método es:

$$t_{min} > \frac{H}{25} \text{ ó } \frac{L}{25} \text{ ó } 10 \text{ cm}$$

2.2.4.2. FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO

Se utilizan las disposiciones de la “Portland Cement Association”⁴

La resistencia a momento queda expresada a través de:

$$\phi M_n = \phi \left[(0.5 \cdot A_{st} \cdot f_y \cdot l_w) \left(1 + \frac{P_u}{A_{st} \cdot f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right]$$

Dónde:

$$A_{st} = A_v \cdot l_w / s \text{ área total del refuerzo vertical del muro}$$

l_w = longitud horizontal del muro

s = espaciamiento del refuerzo vertical del muro

P_u = carga axial compresiva factorada

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1}, \beta_1 = 0.85 \text{ dado que } f'_c < 4000 \text{ psi}$$

$$\omega = \left(\frac{A_{st}}{l_w \cdot h} \right) \left(\frac{f_y}{f'_c} \right)$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w \cdot h \cdot f'_c}$$

$h = t_s + t_i$ espesor total del muro

$\phi = 0.90$ resistencia inicialmente controlada por flexión con carga axial moderada.

⁴ “Simplified Design Reinforced Concrete Buildings of Moderate Size and Height. PCA”

2.2.5. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

2.2.5.1. DEFLEXIONES EN LOSAS

2.2.5.1.1. INERCIA EFECTIVA

Para el cálculo de las deflexiones en losas, el código ACI-318S-08⁵ propone la expresión siguiente (sección 9.5.2.3) para el cálculo de la inercia efectiva a flexión:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 (I_g) + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] (I_{cr})$$

Dónde:

I_e = momento de inercia efectivo (in⁴)

$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$ momento de agrietamiento (lb·in)

$f_r = 7.5 \cdot \sqrt{f'_c}$ esfuerzo de agrietamiento (psi)

I_g = momento de inercia sección no agrietada (in⁴)

I_{cr} = momento de inercia sección agrietada (in⁴)

M_a = momento máximo bajo carga de servicio según caso (lb·in)

2.2.5.1.2. DEFLEXIONES A LARGO PLAZO

Con I_e y los cálculos del análisis estructural se obtienen deflexiones instantáneas debido a las cargas actuantes. Estas deben ser mayoradas utilizando la siguiente expresión⁶:

$$\delta_{LT} = \delta_L + \lambda_\infty \delta_D + \lambda_t \delta_{SL}$$

Dónde:

⁵ La referencia bibliográfica No.8 contempla el mismo tratamiento para el cálculo de inercias efectivas para losas, con la salvedad que utilizan el código Europeo para el diseño de concreto reforzado.

⁶ Propuesto por el código ACI 318S-08. Esta expresión considera el flujo plástico.



δ_{LT} = Deflexión a largo plazo (in)

$\delta_L, \delta_D, \delta_{SL}$ = Deflexión instantánea sólo para carga viva, carga muerta y fracción de carga viva (in).

λ_{∞} = Factor empírico de amplificación para determinar la deflexión a largo plazo. En este caso se calcula para un tiempo infinito.

λ_t = Factor empírico de amplificación para determinar la deflexión a largo plazo. En este caso se calcula para un tiempo definido según la consideración de permanencia de la carga viva.

$$\delta_L = \delta_{D+L} - \delta_D, \delta_{SL} = \delta_{D+SL} - \delta_D$$

El factor λ_t determina con la expresión siguiente:

$$\lambda_t = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

ρ' = cuantía de acero a compresión en la mallas de refuerzo.

Duración de la carga sostenida	Factor ξ dependiente del tiempo
5 años o más	2.0
12 meses	1.4
6 meses	1.2
3 meses	1.0

Tabla No. 2.1 Factor de tiempo para cargas sostenidas ξ .

2.2.5.2. DESPLAZAMIENTO LATERAL

Se consideran las disposiciones del Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 (Arto. 34). El objetivo es garantizar una adecuada rigidez lateral.



2.2.5.2.1. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Los desplazamientos elásticos calculados deben multiplicarse por:

- i- $\frac{Q \cdot \Omega}{2.5}$ Si para el análisis se ha usado el método estático pero se ha ignorado el efecto del periodo estructural.
- ii- $\frac{Q' \cdot \Omega}{2.5}$ Si para el análisis se ha usado el método estático o el dinámico espectral y se ha tomado en cuenta el efecto del período estructural.

2.2.5.2.2. ESTADO LÍMITE DE COLAPSO

Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por el factor $Q\Omega$. Para muros diafragma, la máxima distorsión de entrepiso que garantiza la seguridad contra el colapso es 0.006.

2.2.6. DISEÑO DE ANCLAJES

2.2.6.1. MUROS A CIMENTACIÓN

Se necesita calcular primero la separación de las varillas de anclajes dispuestas para transmitir los esfuerzos de corte y momento a la fundación.

$$S = \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot 0.65 \cdot f_y \cdot 0.9 \cdot d \cdot L}{4 \cdot Mu}, \text{ pero no menos de } 0.40 \text{ m}$$

Luego de garantizar una separación adecuada se requieren calcular las longitudes de anclaje según las disposiciones del reglamento ACI-S318-08 en su capítulo 12 respecto a anclajes a tensión y a compresión.

2.2.6.2. LOSAS CON MUROS

Para revisar que se transmiten correctamente los esfuerzos en este punto de unión se debe comprobar que: a) la separación del acero de la malla de unión sea menor que la requerida por cálculo y b) que se resista el corte directo en este punto.



$$S = \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot 0.65 \cdot f_y \cdot 0.9 \cdot d \cdot L}{4 \cdot M_u}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{L}{S}$$

Dónde:

ϕ = factor de reducción de resistencia

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de mallas

d = peralte o espesor de plancha de poliestireno

L = longitud unitaria

M_u = momento último a transferir

A_v = área transversal de un sólo alambre liso de malla de refuerzo

2.2.6.3. RESISTENCIA AL CORTE-FRICCIÓN

El diseño por corte por fricción es parte del diseño por cortante, para esto el refuerzo vertical distribuido se debe diseñar para garantizar una adecuada resistencia al cortante por fricción en la base de todos los muros. La resistencia al corte por fricción se debe calcular mediante la expresión⁷:

$$\phi V_n = \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot f_y)$$

Donde;

$\phi = 0.75$ factor de reducción de resistencia para cortante

$\mu = 0.6$ módulo de fricción del concreto endurecido (sin tratamiento)

$N_u = 0.9 N M$. fuerza normal última (en función de la carga muerta)

$A_v = \rho_v \cdot t \cdot 100$, Área de refuerzo vertical

⁷ "Informe Técnico Evaluación Experimental del Sistema Constructivo M2". Perú.

2.3. PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL SISTEMA EMMEDUE

2.3.1. PROPIEDADES MECÁNICAS

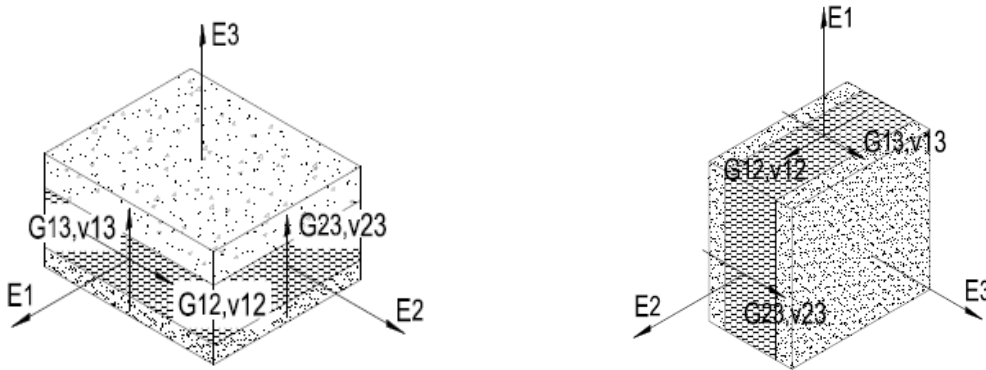


Figura No.2.6. Nomenclatura propiedades mecánicas. Izquierda: elementos losa, derecha: elementos muro.

Propiedad	Muro	Losa
$E_1 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$	8.096×10^7	6.76×10^7
$E_2 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$	8.096×10^7	6.76×10^7
$E_3 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$	4.048×10^7	3.38×10^7
ν_{12}	0.20	0.20
ν_{23}	0.25	0.25
ν_{13}	0.25	0.25
$G_{12} \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$	3.238×10^7	2.704×10^7
$G_{23} \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$	1.619×10^7	1.352×10^7
$G_{13} \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$	1.619×10^7	1.352×10^7

Tabla No. 2.2 Propiedades mecánicas sistema constructivo EMMEDUE para losas y muros.

2.3.2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

2.3.2.1. MUROS ESTRUCTURALES

2.3.2.1.1. INERCIA SECCIÓN TRANSFORMADA

Los momentos de inercia de la sección transversal alrededor de los ejes principales se determinan despreciando la contribución de la plancha de poliestireno y considerando el aporte de las mallas de acero a través de la relación modular acero vs. micro-concreto⁸.

$$I_{xt} = \frac{1}{12} B * t_s^3 + B * t_s * \left(t_T - \bar{y} - \frac{1}{2} t_s \right)^2 + n * A'_s * (t_i + t_{EPS} - \bar{y})^2 + n * A_s * (\bar{y} - t_i)^2 + \frac{1}{12} * B * t_i^3 + B * t_i * \left(\bar{y} - \frac{1}{2} t_i \right)^2$$

$$I_{yt} = \frac{1}{12} t_s * B^3 + \frac{1}{12} t_i * B^3$$

Dónde:

B =ancho de análisis

t_s =espesor superior del micro-concreto

t_i =espesor inferior del micro-concreto

t_{EPS} =espesor de la plancha de poliestireno

t_T =espesor total sección EMMEDUE

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{\text{Módulo de elasticidad acero mallas}}{\text{Módulo de elasticidad micro-concreto}}$$

$$E_c^9 = 3.86 * f'c^{0.6}, (f'c \text{ en MPa})$$

A'_s = área de acero total de la malla superior en el ancho total

A_s = área de acero total de la malla inferior en el ancho total

\bar{y} = localización del eje centroidal de la sección transformada

⁸ Este método es desarrollado en la referencia bibliográfica No.6.

⁹ Ecuación proporcionada por Chang, 1994, para micro-concreto. referencia bibliográfica No.10.



$$\bar{y}_t = \frac{\sum_{i=1}^n A_i * y_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{B * t_s * \left(t_T - \frac{1}{2}t_s\right) + n * A'_s * (t_i + t_{EPS}) + n * A_s * t_i + \frac{1}{2}B * t_i^2}{B * t_s + n * A'_s + n * A_s + B * t_i}$$

2.3.2.1.2. INERCIA SECCIÓN EQUIVALENTE

En el modelo estructural, los sistemas de muros se idealizan con un espesor equivalente igual a la suma de los dos espesores de micro-concreto. Esta se determina con las expresiones:

$$I_{xe} = \frac{1}{12} * B * (t_s + t_i)^3$$

$$I_{ye} = \frac{1}{12} * (t_s + t_i) * B^3$$

2.3.2.1.3. FACTORES DE INERCIA

En los modelos estructurales, los muros son creados con la sección equivalente, estos no consideran el valor correcto de la inercia calculada con la sección transformada. Por tanto, deben ingresarse factores de modificación de inercias, iguales a:

$$f_x = \frac{I_{xt}}{I_{xe}} \quad f_y = \frac{I_{yt}}{I_{ye}}$$

2.3.2.1.4. PESO VOLUMÉTRICO EQUIVALENTE

Dado que se propone un espesor equivalente para modelar los muros estructurales de paneles EMMEDUE, debe modificarse el valor del peso por unidad de volumen.

$$\gamma_{eq} = \frac{\gamma_C * t_s + \gamma_{EPS} * t_{EPS} + \gamma_C * t_i}{t_{eq}} \left(Kg/m^3 \right)$$

Siendo

γ_m, γ_{EPS} el peso volumétrico del micro-concreto y poliestireno respectivamente.

2.3.2.2. LOSAS ESTRUCTURALES

2.3.2.2.1. INERCIA SECCIÓN TRANSFORMADA

Se considera el aporte del concreto de la capa superior, del micro-concreto de la capa inferior y el acero de las mallas de refuerzo.

$$I_{xt} = \frac{1}{12} B * n_{CC} * t_s^3 + B * n_{CC} * t_s * \left(t_T - \bar{y} - \frac{1}{2} t_s \right)^2 + n_{SC} * A'_s * (t_i + t_{EPS} - \bar{y})^2 + n_{SC} * A_s * (\bar{y} - t_i)^2 + \frac{1}{12} * B * t_i^3 + B * t_i * \left(\bar{y} - \frac{1}{2} t_i \right)^2$$

$$I_{yt} = \frac{1}{12} t_s * B^3 + \frac{1}{12} t_i * B^3$$

Dónde:

B =ancho de análisis

t_s =espesor superior de concreto

t_i =espesor inferior de micro-concreto

t_{EPS} = espesor de la plancha de poliestireno

t_T =espesor total sección EMMEDUE

$$n_{CC} = \frac{E_C}{E_C} = \frac{\text{Módulo de elasticidad concreto}}{\text{Módulo de elasticidad micro-concreto}}$$

$$n_{SC} = \frac{E_S}{E_C} = \frac{\text{Módulo de elasticidad acero}}{\text{Módulo de elasticidad micro-concreto}}$$

A'_s = área de acero total de la malla superior en el ancho total del espécimen

A_s = área de acero total de la malla inferior en el ancho total del espécimen

\bar{y} = localización del eje centroidal de la sección transformada

$$\bar{y}_t = \frac{\sum_{i=1}^n A_i * y_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{B * n_{CC} * t_s * \left(t_T - \frac{1}{2} t_s \right) + n_{SC} * A'_s * (t_i + t_{EPS}) + n_{SC} * A_s * t_i + \frac{1}{2} B * t_i^2}{B * n_{CC} * t_s + n * A'_s + n * A_s + B * t_i}$$

2.3.2.2.2. ESPESOR EQUIVALENTE

Las losas pueden idealizarse con un espesor equivalente igual a¹⁰

$$I_{xe} = \frac{1}{12} B * t_e^3 \rightarrow t_e = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{xt}}{B}} ; I_{xe} = I_{xt}$$

2.3.2.2.3. PESO VOLUMÉTRICO EQUIVALENTE

$$\gamma_{eq} = \frac{\gamma_C * t_s + \gamma_{EPS} * t_{EPS} + \gamma_C * t_i}{t_{eq}} \left(Kg/m^3 \right)$$

Siendo

$\gamma_C, \gamma_m, \gamma_{EPS}$ el peso volumétrico del concreto, micro-concreto y poliestireno respectivamente

2.3.3. PROPIEDADES DINÁMICAS DE MUROS EMMEDUE

El Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07, establece en su artículo 21 inciso e: “Se usará $Q=1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la autoridad competente, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica”. Por esta condición, es que a través de las pruebas de laboratorio efectuadas al sistema EMMEDUE, se demuestra que es posible utilizar un valor directo de $Q'=1.25$. Así mismo considerar que el porcentaje de amortiguamiento del sistema es igual al 10%.

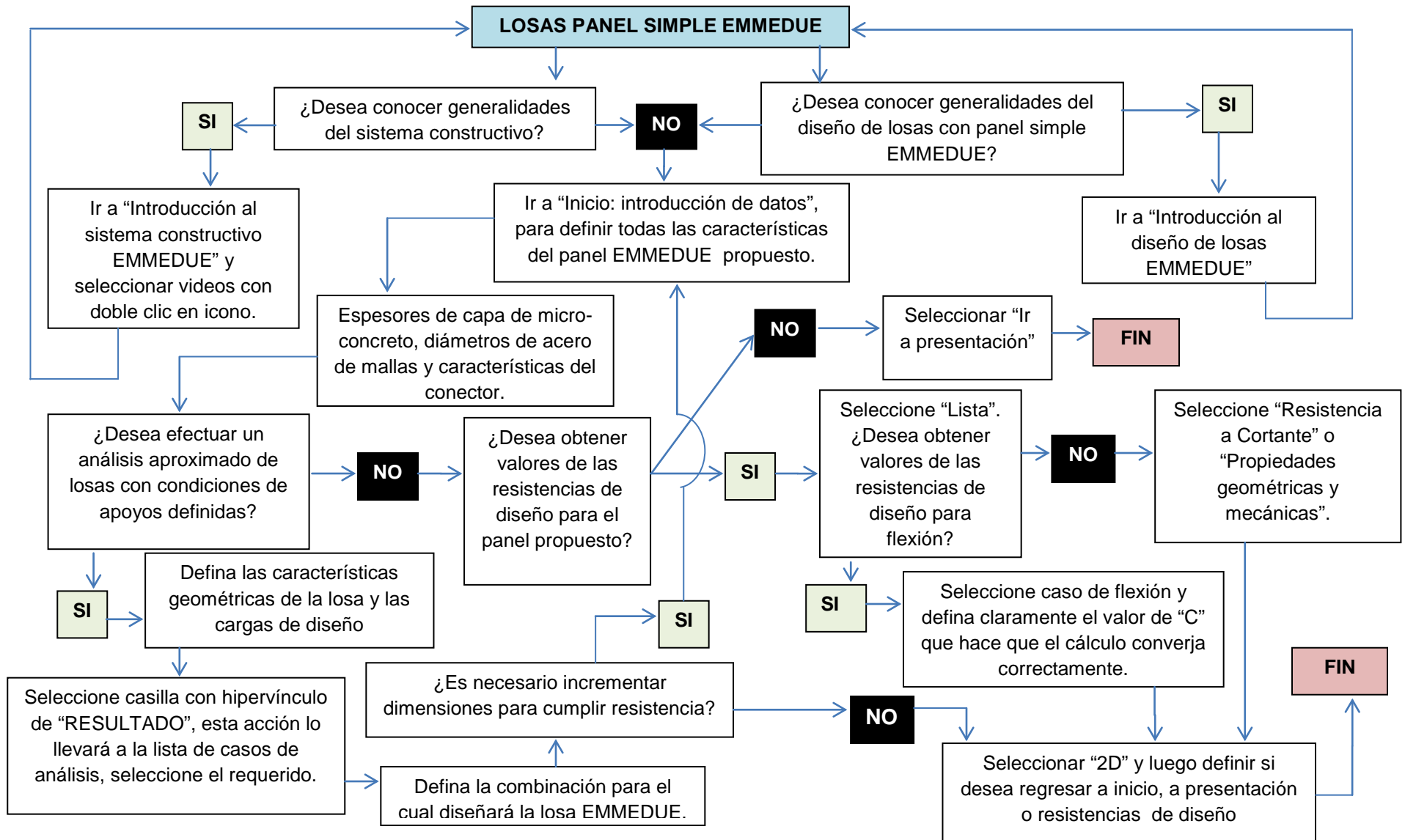
Según estas pruebas, el resultado del análisis sísmico determinó que se requiere utilizar un factor de $R=2.50$ para la reducción de las ordenadas del espectro elástico de diseño sísmico. Comparando con nuestro factor utilizado en el RNC-07, se obtiene lo siguiente:

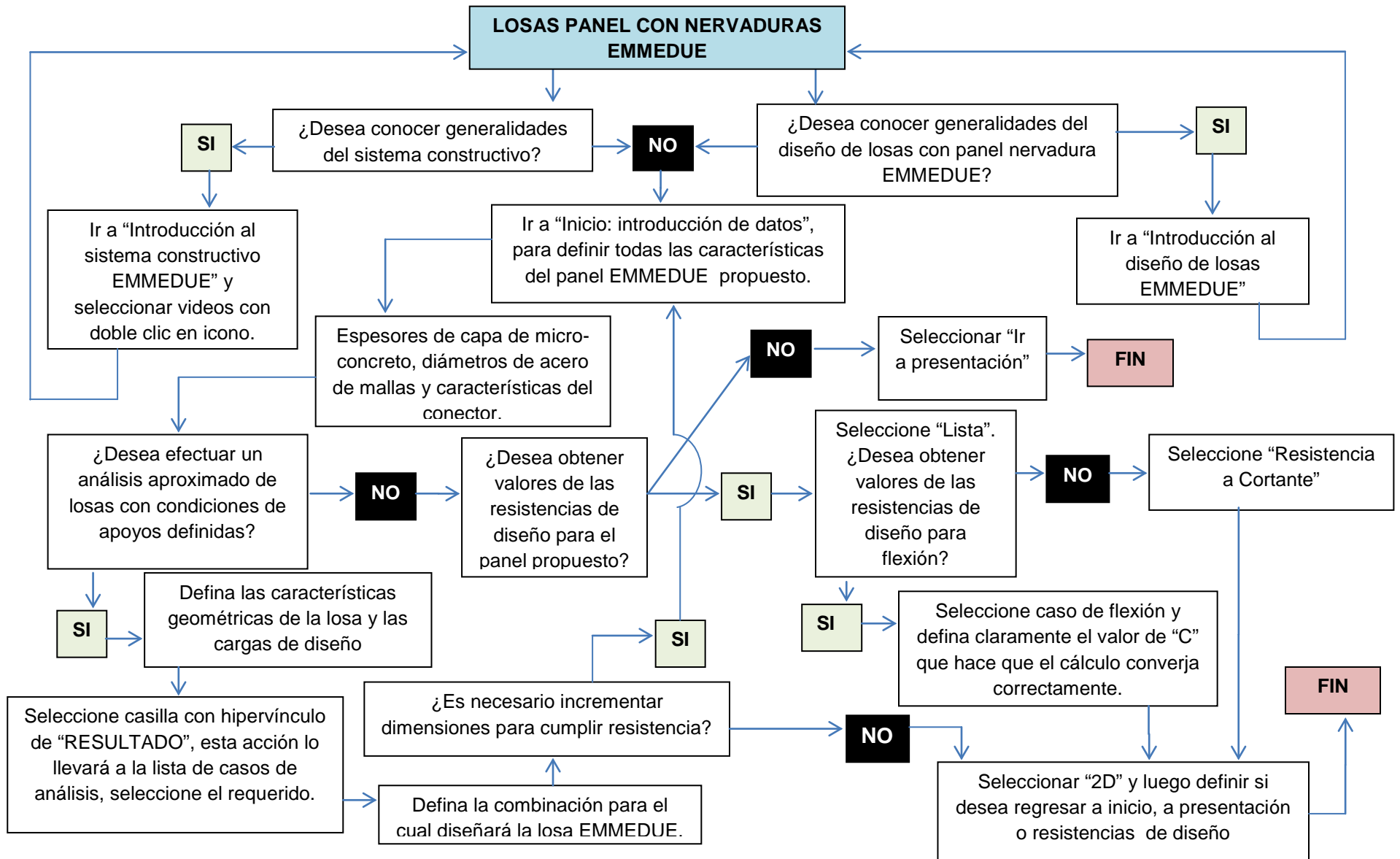
$$R = \Omega \cdot Q', \text{ sustituyendo los valores, despejamos } Q' \rightarrow Q' = 1.25$$

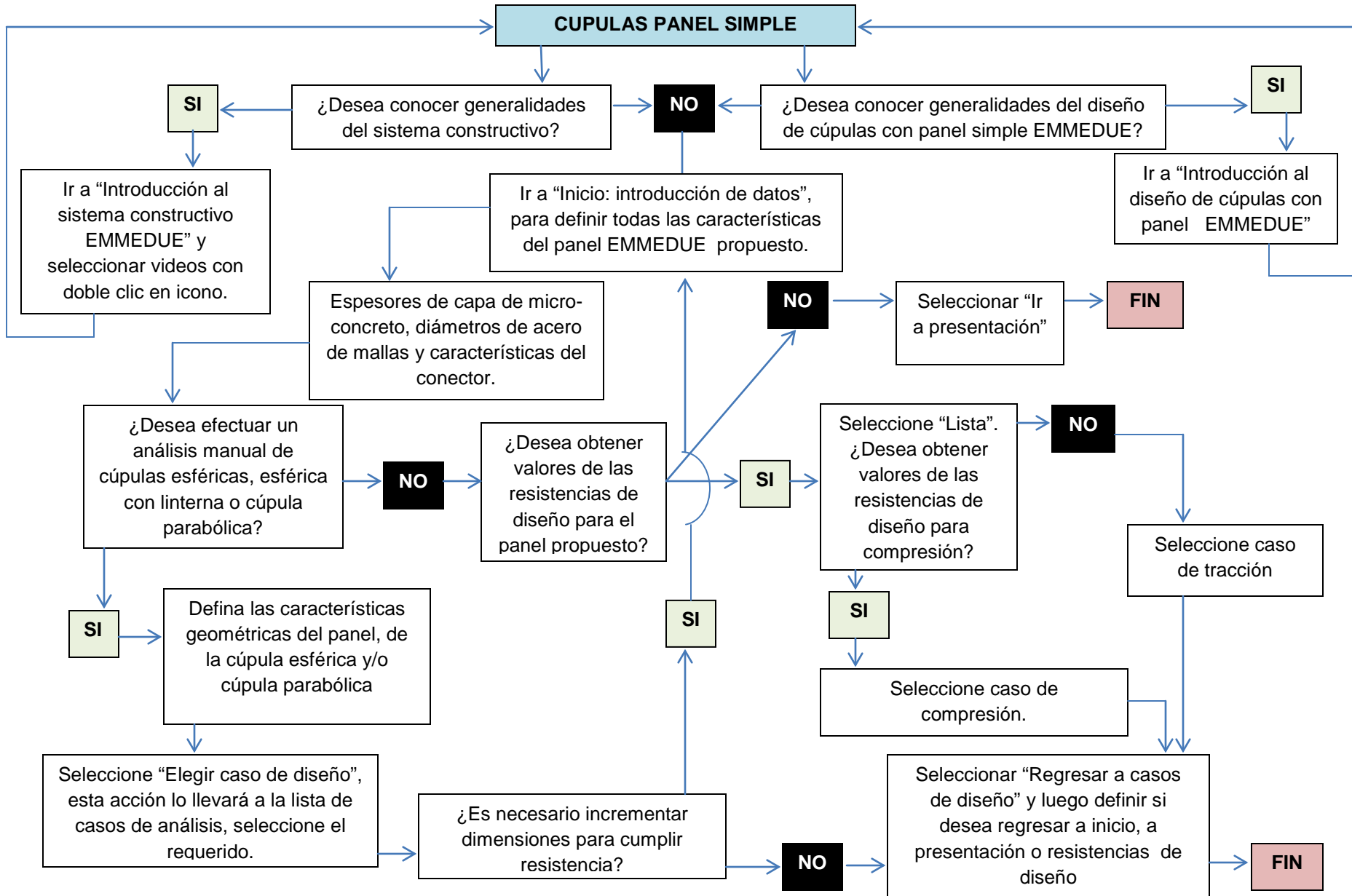
¹⁰ Las referencias bibliográficas No.6 y 8 proponen valores similares para modelar las losas estructurales con paneles EMMEDUE.

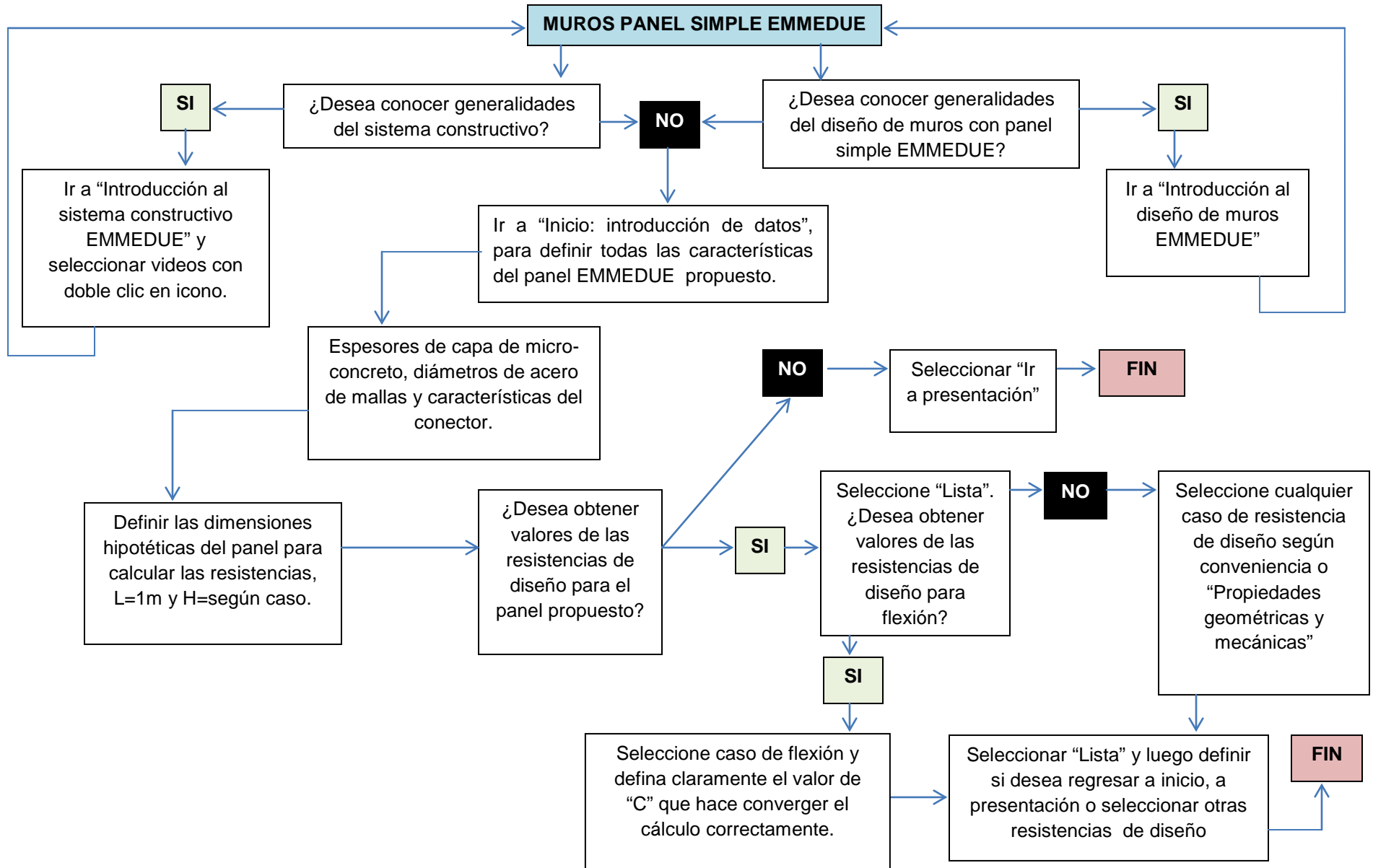


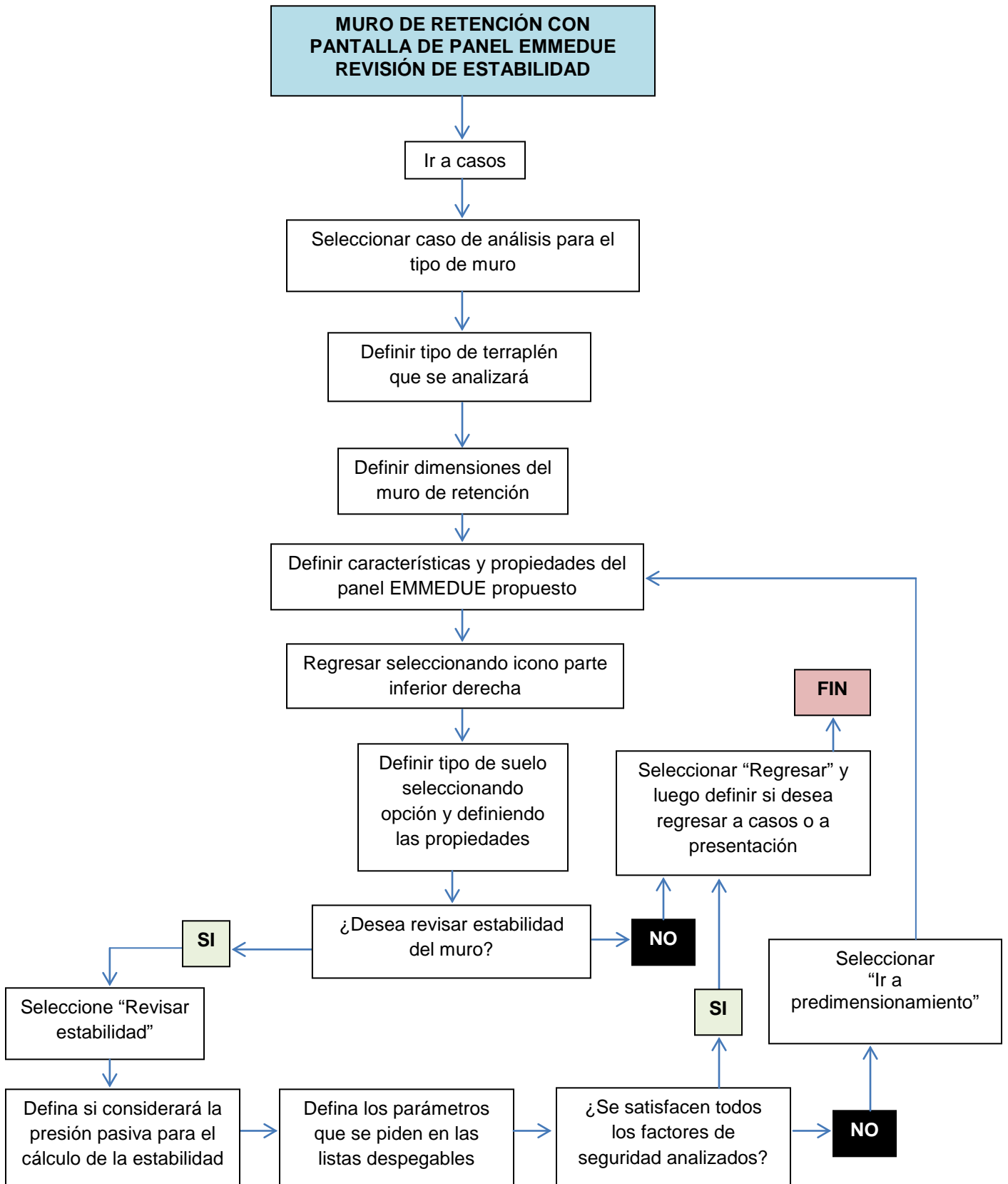
2.3.4. DIAGRAMAS DE FLUJO PARA USO DE LAS AYUDAS DE DISEÑO













CAPITULO III

METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1. EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA: VIVIENDAS UNIFAMILIARES.

3.1.1. ANALISIS SÍSMICO SEGÚN EL RNC-07

3.1.1.1. CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL

Según la importancia de la construcción, se establece la siguiente clasificación en el RNC-07 en su Arto.20: a) *Estructuras esenciales*: grupo A, b) *Estructuras de normal importancia*: grupo B, c) *Estructuras de menor importancia*: grupo C.

3.1.1.2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE NICARAGUA

El riesgo sísmico en el país no es constante a través de la región pacífica, central y atlántica. Por tanto el RNC-07 distingue estas tres zonas según la imagen siguiente.

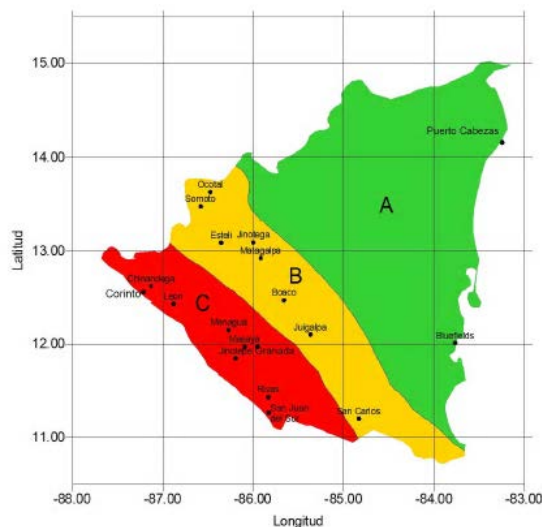


Figura No.3.1. Zonificación sísmica para Nicaragua.

3.1.1.3. ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO PARA NICARAGUA

Según el Arto. 27, el RNC-07 establece:

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$

Dónde:

S = Factor por tipo de suelo definido en el artículo 23 del RNC-07

$d = 2.7 \cdot a_0$, a_0 se obtiene del mapa de isoaceleraciones anexo C RNC-07

$T_a = 0.1$ segundos, $T_b = 0.6$ segundos, $T_c = 2$ segundos

T = Período fundamental de vibración de la estructura, en segundos

3.1.1.4. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para el análisis sísmico se revisarán las condiciones de regularidad establecidas en el artículo 23 del Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07.

3.1.1.5. MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

El RNC-07 establece que el método puede emplearse a estructuras regulares e irregulares que no superen en altura los 40 y 30 metros respectivamente. Debe, sin embargo, evitarse su empleo en estructuras que tengan geometrías muy irregulares en planta o elevación, o distribuciones no uniformes de masas y rigideces.

3.1.1.5.1. COEFICIENTE DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

$$C = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 \cdot a_0)}{Q' \cdot \Omega}$$



Pero C nunca debe ser menor que $S \cdot a_0$

Dónde:

$$W_0 = CM + CVR$$

$$V_0 = \text{Cortante basal}$$

$$CM = \text{Carga muerta}$$

$$CVR = \text{Carga viva incidental o reducida}$$

3.1.1.5.2. EFECTOS BIDIRECCIONALES

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

3.1.2. ANALISIS POR VIENTO SEGÚN EL RNC-07

3.1.2.1. VELOCIDAD DE DISEÑO

$$V_D = F_\alpha \cdot F_{TR} \cdot V_R$$

3.1.2.2. PRESIÓN DE DISEÑO, P_Z

$$P_Z = 0.0479 \cdot C_p \cdot V_D^2 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$$

Dónde:

C_p = Coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura.

V_D = Velocidad de diseño

3.1.2.3. FACTORES DE PRESIÓN, C_p

Los factores de presión, C_p para el caso del método estático, se determinarán según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con la clasificación siguiente: *Caso I*. Edificios y construcciones cerradas. Se considerarán los coeficientes de presión normal a la superficie expuesta en la tabla siguiente:

	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento*	-0.4
Paredes laterales	-0.8
Techos planos	-0.8
Techos inclinados, lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados, lado de barlovento**	$-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8$
Techos curvos	Ver tabla en RNC-07 título IV

*La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel z igual a la altura media del edificio.

** θ es el ángulo de inclinación del techo en grados

3.2. ESTRUCTURAS LAMINARES: CÚPULAS ESFÉRICAS

3.2.1. INTRODUCCIÓN

Se llama *lámina* a todo cuerpo sólido de tres dimensiones definido por una *superficie media*, a partir de la cual se determinan dos *superficies límites* situadas a distancias $\pm 0.5 e$, con la condición de que el espesor e sea muy pequeño respecto a las demás dimensiones de la estructura y respecto a los radios de curvatura de la superficie media. El dimensionamiento de una estructura laminar requiere la determinación del estado de tensiones originado por las fuerzas exteriores.

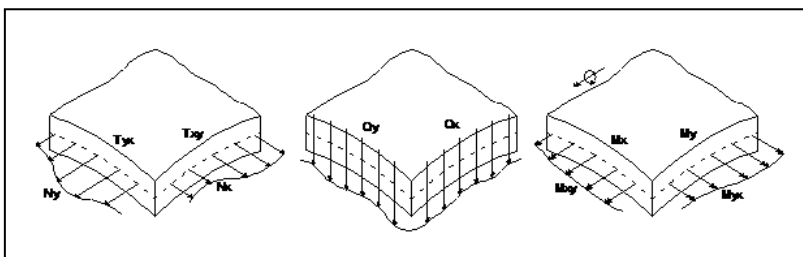


Figura No 3.2. Esfuerzos en los bordes de un elemento de lámina

Los esfuerzos a considerar son: a) Los *esfuerzos de membrana*, constituidos por los normales N_x , N_y , y los tangenciales T_{xy} , T_{yx} . b) Los *esfuerzos de flexión*, constituidos por los momentos de flexión M_x , M_y , aplicados en los bordes, los momentos de torsión M_{xy} , M_{yx} y los esfuerzos de corte Q_x , Q_y . y c) Los *esfuerzos normales* a la superficie media, que son nulos o despreciables.

En la práctica y por facilidad de cálculo se pueden considerar únicamente los esfuerzos de membrana para diseñar cúpulas, pero es necesario cumplir las siguientes condiciones:

1. El espesor debe ser muy pequeño respecto a los radios de curvatura de la superficie media y no debe presentar variaciones bruscas. $\left(\frac{R}{70} \leq e \leq \frac{R}{32}\right)$
2. La superficie media debe tener generalmente, una curvatura continua.
3. Las cargas no deben ser concentradas, sino repartidas de la manera más uniforme posible.
4. Los apoyos y elementos de borde deben ser compatibles con las deformaciones de los bordes libres de la membrana, esto se cumple cuando las cargas y reacciones sobre el paralelo de apoyo son tangentes a la superficie media.

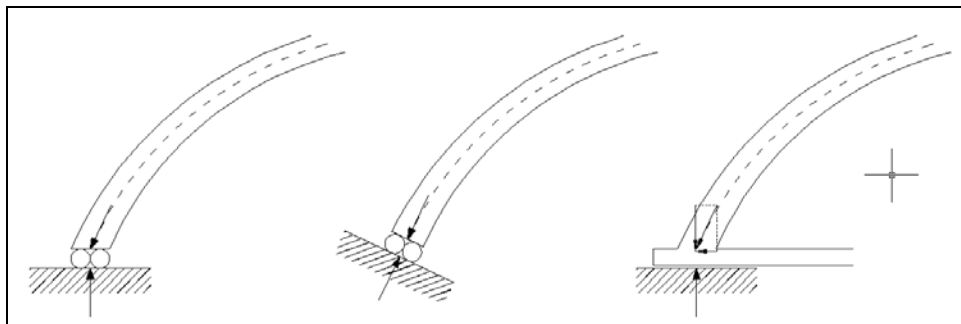


Figura No 3.3. Reacciones y tipos de apoyos.

3.2.2. ESFUERZOS PRINCIPALES

A continuación se determinan los esfuerzos de membrana de una lámina de revolución, para una carga que posee simetría rotatoria, hipótesis que puede admitirse en los casos elementales de cúpulas y depósitos.

Considérese una membrana de rotación cuya superficie media tiene el eje vertical. Los radios de curvatura principales, en un punto, los designamos como r_1 y r_2 , el primero $r_1 = O_1A$, correspondiente a la sección meridiana, y el segundo $r_2 = O_2A$, correspondiente a la sección normal perpendicular a la meridiana.

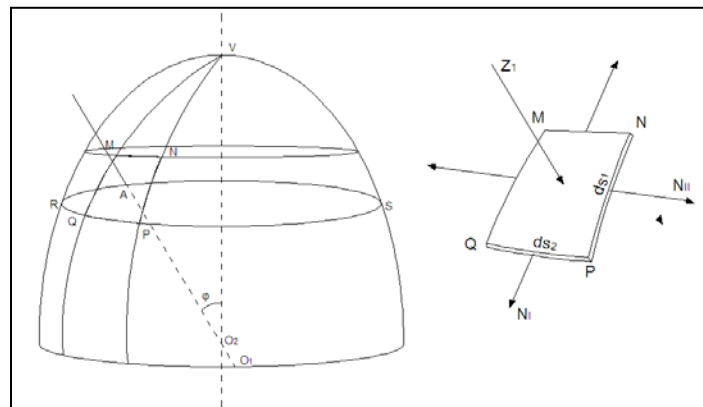


Figura No 3.4. Membrana de revolución.

En un elemento MNPQ de superficie determinado por dos arcos de meridiano y otros dos de paralelo, para una carga con simetría rotatoria, no existirán esfuerzos de membrana tangenciales (por simetría). Por consiguiente, los esfuerzos normales a los bordes son los esfuerzos principales N_I y N_{II} .

Llamando Z_1 a la componente, según la normal, de las fuerzas unitarias exteriores, ds_1 y ds_2 las longitudes de los arcos elementales del elemento MNPQ, y $d\varphi_1$, $d\varphi_2$ los correspondientes ángulos en el centro se tiene:

$$ds_1 = r_1 * d\varphi_1 \quad ds_2 = r_2 * d\varphi_2$$

Proyectando todos los esfuerzos que obran en el elemento MNPQ, sobre la normal a dicho elemento, se obtiene la ecuación de equilibrio,



$$Z_1 * ds_1 * ds_2 + 2 * N_I * ds_2 * \text{sen} \frac{d\varphi_1}{2} + 2 * N_{II} * ds_1 * \text{sen} \frac{d\varphi_2}{2} = 0$$

O substituyendo infinitésimos equivalentes,

$$\frac{N_I}{r_1} + \frac{N_{II}}{r_2} + Z_1 = 0$$

Por otra parte el valor de N_I se determina fácilmente, estableciendo el equilibrio de todos los esfuerzos que actúan sobre el casquete VRS. Si se designa por P a la componente, según el eje de la superficie de revolución, de las fuerzas exteriores que actúan sobre dicho casquete, se tiene:

$$N_I * 2\pi * r_2 * \text{sen}^2 \varphi + P = 0$$

Los esfuerzos principales de membrana son, entonces:

$$N_I = -\frac{P}{2\pi * r_2 * \text{sen}^2 \varphi}$$

$$N_{II} = \frac{P}{2\pi * r_2 * \text{sen}^2 \varphi} - r_2 * Z_1$$

3.2.3. ESFUERZOS PRINCIPALES EN UNA CÚPULA ESFÉRICA

3.2.3.1. CUPULA ESFÉRICA SOMETIDA A CARGA MUERTA

$$N_I = -\frac{r * CM}{1 + \cos \varphi}$$

$$N_{II} = r * CM * \frac{1 - \cos \varphi - \cos^2 \varphi}{1 + \cos \varphi}$$

CM: peso de la cúpula por unidad de superficie

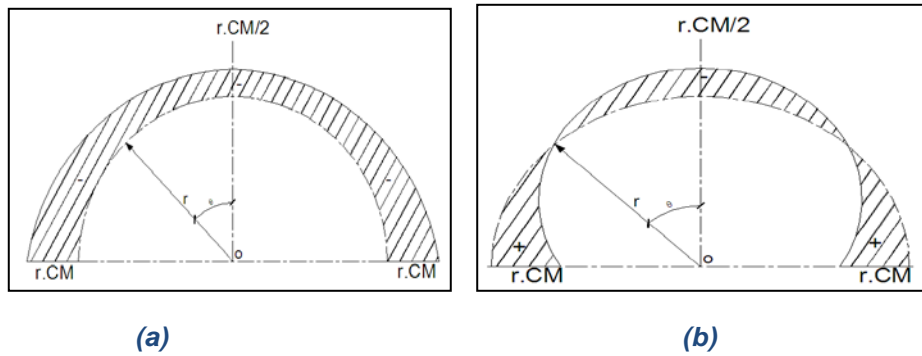


Figura No 3.5. (a) Distribución del esfuerzo principal N_I . (b) Distribución del esfuerzo perpendicular al meridiano N_{II}

3.2.3.2. CUPULA ESFÉRICA SOMETIDA A CARGA VIVA

$$N_I = -\frac{r_0 * CV}{2}$$

$$N_{II} = -\frac{r * CV}{2} * \cos 2\varphi$$

CV: carga viva que soporta la cúpula por unidad de superficie

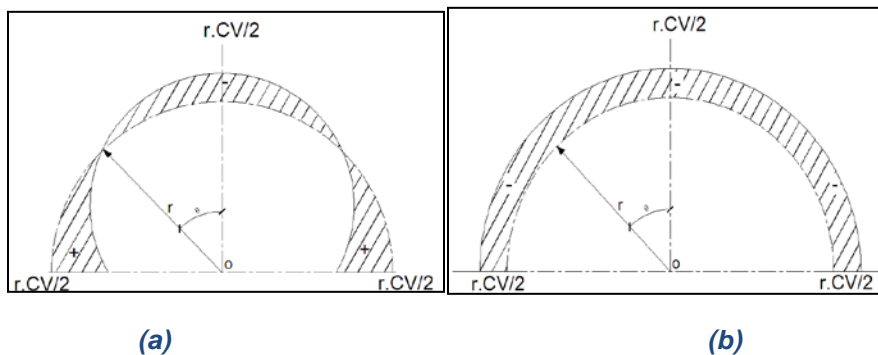


Figura No 3.6. (a) Distribución del esfuerzo principal N_I . (b) Distribución del esfuerzo perpendicular al meridiano N_{II}

3.2.3.3. CÚPULA ESFÉRICA ABIERTA SOMETIDA A CARGA MUERTA

$$N_I = -r * CM \frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\text{sen}^2\varphi}$$

$$N_{II} = r * CM \left(\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\text{sen}^2\varphi} - \cos\varphi \right)$$

En la figura se muestra la distribución de esfuerzos sobre el meridiano y sobre el paralelo.

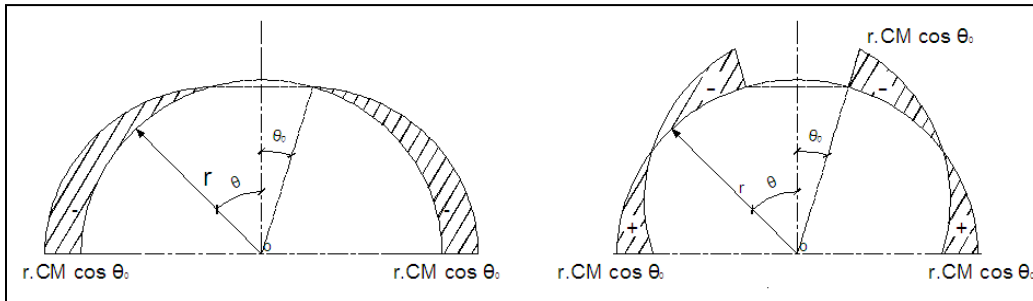


Figura No 3.7. (a) Distribución del esfuerzo principal N_I . (b) Distribución del esfuerzo perpendicular al meridiano N_{II}

3.2.3.4. CÚPULA ESFÉRICA ABIERTA SOMETIDA A CARGA VIVA

$$N_I = -\frac{r * CM}{2} \left(1 - \frac{\text{sen}^2 \varphi_o}{\text{sen}^2 \varphi} \right)$$

$$N_{II} = \frac{r * CM}{2} \left(1 - \frac{\text{sen}^2 \varphi_o}{\text{sen}^2 \varphi} - 2 \cos^2 \varphi \right)$$

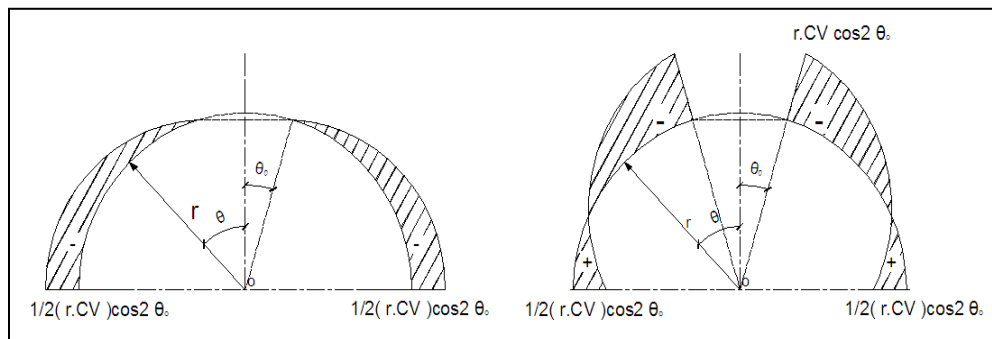


Figura No 3.8. (a) Distribución del esfuerzo principal N_I . (b) Distribución del esfuerzo perpendicular al meridiano N_{II}



3.3. MUROS DE RETENCIÓN

3.3.1. INTRODUCCIÓN

Los muros de retención son estructuras destinadas a contener algún material, generalmente tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales.

En general, los muros de contención se dividen en dos categorías principales: (a) convencionales: de gravedad, en voladizo y con contrafuertes y (b) muros de tierra estabilizados mecánicamente.

Para el diseño de muros de contención podemos tomar estas recomendaciones generales:¹¹

- 1- Conociendo la presión lateral de tierra y la estructura en su conjunto, se revisa por estabilidad; que incluye la revisión de posibles fallas por volteo, deslizamiento, capacidad de carga y seguridad contra asentamientos diferenciales.
- 2- Cada componente de la estructura se revisa por resistencia adecuada y se determina el refuerzo requerido de cada componente (este es el caso para muros de concreto reforzado). Para el sistema constructivo EMMEDUE, las resistencias de diseño determinadas en el capítulo II se comparan directamente con las tensiones que se producen en los muros.

3.3.2. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Se inicia con el dimensionamiento de secciones tentativas para luego verificar la estabilidad de dicha configuración. Por conveniencia, cuando el muro es de altura constante, puede analizarse un muro de longitud unitaria. De no resultar la estructura seleccionada satisfactoria, se modifican las dimensiones, efectuándose nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y resistencia requerida. La

¹¹ Principios de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das

determinación de espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y cortantes, se requieren para evitar la falla por partes individuales.

3.3.2.1. ESTABILIDAD DEBIDO A FUERZAS EXTERNAS

En esta etapa se determinan las fuerzas que actúan por encima de la base de la fundación, tales como: empuje de tierra, sobrecargas, peso propio y peso del material a contener, determinado su estabilidad respecto a:

- a) Volteo con respecto a la punta
- b) Deslizamiento a lo largo de la base
- c) Capacidad de carga de la cimentación
- d) Asentamiento

3.3.2.1.1. VOLTEO CON RESPECTO A LA PUNTA

La *figura 3.9* muestra las fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo, con base en la suposición de que la presión activa de Rankine actúa a lo largo de un plano vertical AB dibujado por el talón. En el análisis de estabilidad, deben tomarse en consideración la fuerza activa de Rankine, el peso del suelo arriba del talón y el peso del muro.

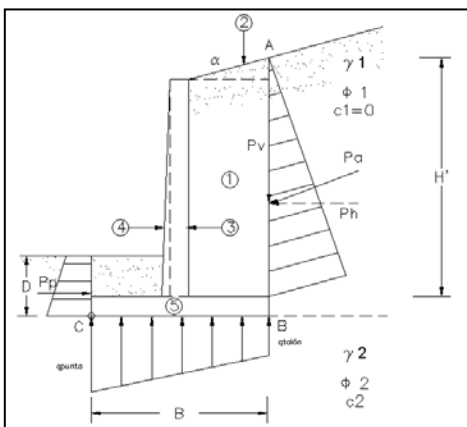


Figura No.3.9. Fuerzas actuantes en un muro.

El factor de seguridad se expresa como:



$$FS (\text{volteo}) = \frac{\sum M_R}{\sum M_0} \geq 2$$

Dónde:

$\sum M_R$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C.

$\sum M_0$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto C.

$$\sum M_0 = P_h \left(\frac{H'}{3} \right), \quad P_h = P_a \cos \alpha$$

3.3.2.1.2. REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE LA BASE

El factor de seguridad contra el deslizamiento se expresa:

$$FS (\text{deslizamiento}) = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \geq 1.5$$

Dónde:

$\sum F_{R'}$ = Suma de las fuerzas horizontales resistentes.

$\sum F_d$ = Suma de las fuerzas horizontales actuantes o de empuje.

Según la Figura 3.10 se tiene:

$$\sum F_{R'} = \left(\sum V \right) \tan \delta + BC_a + P_p$$

Dónde:

$\sum V$ = sumatoria de las fuerzas verticales

δ = ángulo de fricción entre el suelo y la losa base

C_a = adhesión entre el suelo y la losa base

Podemos considerar en general que $\delta = k_1\phi_2$ y $C_a = k_2C_2$. En la mayoría de los casos, k_1 y k_2 están en el rango de $1/2$ a $2/3$.

$$\sum F_d = P_a \cos\alpha$$

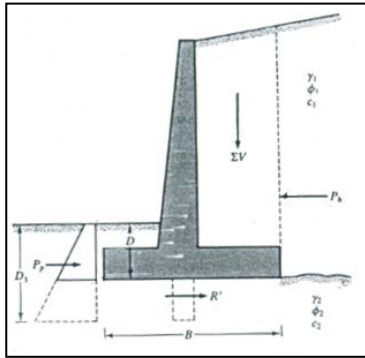


Figura No.3.10 Revisión por deslizamiento

3.3.2.1.3. REVISIÓN DE FALLA POR CAPACIDAD DE APOYO

La presión vertical, tal como es transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de variación de la presión vertical transmitida por la losa de base al suelo se muestra en la *figura No.3.11*. Observe que q_{punta} y $q_{talón}$ son las presiones máximas y mínimas que ocurren en los extremos de las secciones de la punta y del talón, respectivamente.

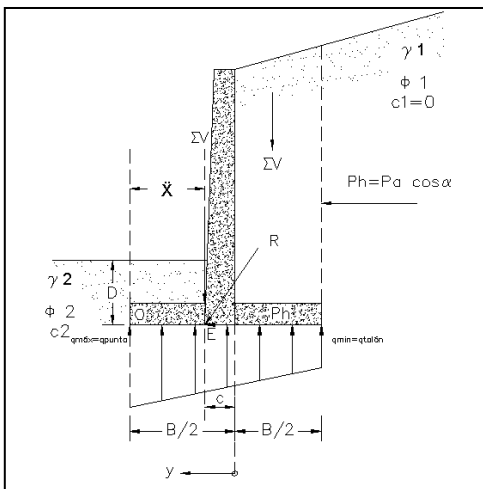


Figura No.3.11 Naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base al suelo

$$q_{m\acute{a}x} = q_{punta} = \frac{\sum V}{B} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

$$q_{m\acute{i}n} = q_{tal\acute{o}n} = \frac{\sum V}{B} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right]$$

Para evitar esfuerzos de tensión en el suelo, se requiere que

$$e \leq \frac{B}{6}$$

El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga es

$$FS(\text{capacidad de carga}) = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}} \geq 3$$

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Dónde:

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores por inclinación de la carga

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Definiendo estas expresiones según Meyerhof:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} ; N_c = (N_q - 1) \cot \phi ; N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$



FACTOR	RELACIÓN	OBSERVACIÓN
Forma	$F_{cs} = 1 + \frac{BN_q}{LN_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{L \tan \phi}{B}$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	L = longitud de la cimentación L > B. Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio.
Profundidad	Condición (a): $\frac{D_f}{B} \leq 1$ $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ Condición (b): $\frac{D_f}{B} > 1$ $F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$	El factor $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ está en radianes.
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$	β = Ángulo de inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.

3.3.2.1.4. REVISIÓN POR ASENTAMIENTO

Según el Art 37 del RNC-07 los muros de retención y las fundaciones de toda edificación deberán diseñarse y construirse impidiendo los daños por asentamientos diferenciales. Esto se logra, procurando tener la misma tensión del terreno bajo la cimentación.

Harr¹² propone una solución para cimentaciones perfectamente flexibles considerando un caso crítico cuando la cimentación se desplanta en la superficie del suelo y la profundidad a la cual existe el estrato incompresible es infinita. Las expresiones a utilizar:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{\alpha}{2} \text{ (esquina de la cimentación)}$$

¹² Fundamentals of Theoretical Soil Mechanics (1966)

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \quad (\text{centro de la cimentación flexible})$$

Dónde:

B = ancho de la cimentación

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + m_1}{\sqrt{1 + m_1^2} - m_1} \right) + m \cdot \ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + 1}{\sqrt{1 + m_1^2} - 1} \right) \right]; \quad m_1 = \frac{L}{B}$$

q_0 = esfuerzo bajo la cimentación que produce el asentamiento elástico

3.3.2.2. RESISTENCIA PARTES COMPONENTES

Luego de verificar la estabilidad global del muro de retención, es necesario verificar la resistencia de cada parte componente del muro: pantalla, losa y contrafuertes (estos últimos en caso de existir).

3.3.2.3. CONDICIONES DE DRENAJE

Como resultado de las lluvias u otras condiciones de humedad, el material de relleno para un muro de retención resultará saturado. La saturación incrementará la presión sobre el muro y crea una condición inestable. Por esta razón, hay que proporcionar un drenaje adecuado por medio de lloraderos y/o tubos perforados de drenaje. Un ejemplo se ilustra en la figura No.3.12.

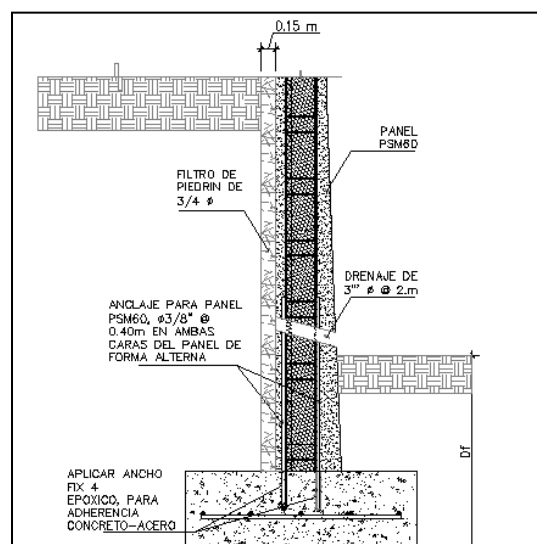


Figura No.3.12. Plano de muro de retención de ENMEDUE con drenaje



CAPITULO IV

EJEMPLOS DE DISEÑO

CAPÍTULO IV: EJEMPLOS DE DISEÑO

4.1. EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA: VIVIENDAS UNIFAMILIARES

4.1.1. DESCRIPCIÓN DE LA VIVIENDA EJEMPLO

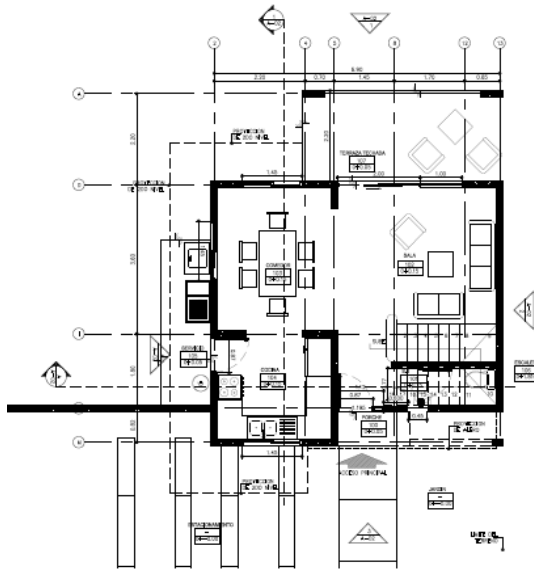
Se ha seleccionado una vivienda de dos niveles donde todos los elementos de la misma se proyectan a base de paneles EMMEDUE. El propósito es analizar el comportamiento del sistema ante las solicitaciones de carga que establece el RNC-07.



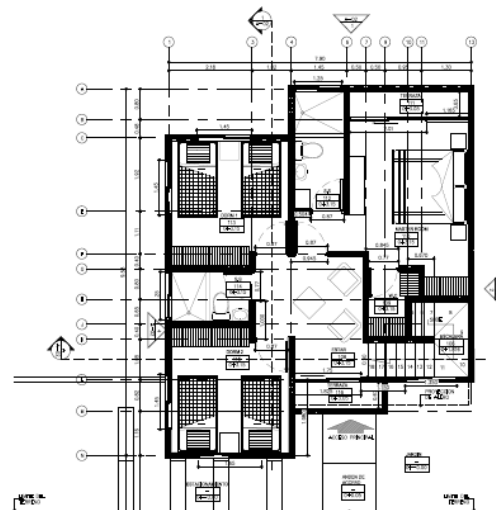
Vista frontal de la vivienda



Vista aérea frontal de la vivienda



Planta baja



Planta alta

Figura No.4.1. Vivienda ejemplo.



4.1.2. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

Grupo	B
Ω	2
Condiciones de regularidad	No se cumplen 3: regularidad en planta y elevación, Entrantes y salientes mayor a requisito máximo y excentricidad estática excede del 20% en ambas direcciones
Q'	$0.7 * 1.25 = 0.875 < 1.00$, considerar igual a 1
S	1.50
a_0	0.31
C	0.628

4.1.3. ANALISIS POR VIENTO

Clasificación	Tipo I	
V_D	26.40 m/s	
Presiones estáticas equivalentes de viento para diseño estructural (kg/m²)		
Paredes	X	Y
Barlovento	26.71	26.71
Sotavento	-13.35	-13.35
Laterales	-26.71	-26.71
Techo inclinado barlovento	-26.71	-26.71
Techo inclinado sotavento	No	-23.37

4.1.4. MODELO ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA EN SAP2000

A través de los planos arquitectónicos: planta, elevaciones y secciones, se ha construido en detalle el modelo de la vivienda en el programa SAP2000. Este se muestra en la imagen siguiente. Materiales según sección 2.3.1.

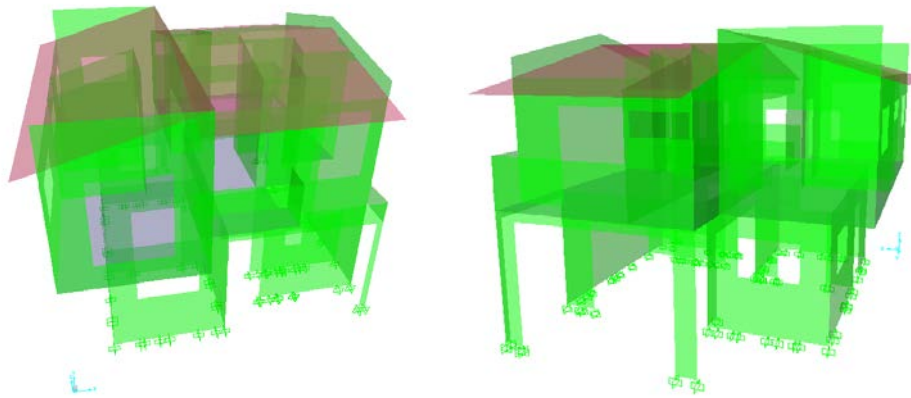


Figura No.4.2. Modelo estructural en Sap2000

4.1.4.1. SECCIONES ESTRUCTURALES

	MURO	ENTREPISO	TECHO	DESCRIPCIÓN
Tipo panel	PSME60	PSME100	PPME80	
t_{SUP} (cm)	3.00	5.00	5.00	Capa superior
t_{INF} (cm)	3.00	3.00	3.00	Capa inferior
f'c_S (kg/cm²)	175	210	210	Resistencia capa superior
f'c_I (kg/cm²)	175	175	175	Resistencia capa inferior
Φ_V (mm)	2.50	2.50	2.30	Acero vertical
Φ_H (mm)	2.50	2.50	2.30	Acero horizontal
S_V (mm)	80	80	95	Separación vertical
S_H (mm)	80	80	100	Separación horizontal
Factor inercia	7.06	-	-	
t_{EQUIV} (cm)	6.00	16.66	15.07	Capa equivalente
Y_{EQUIV} (kg/cm³)	2213	1124.25	1241.14	Peso volumétrico equivalente



4.1.4.2. PATRONES DE CARGA

4.1.4.2.1. CARGAS MUERTAS

- Cerámica $30 \text{ Kg}/\text{m}^2$
- Capa de 1" de mortero para cerámica $51 \text{ Kg}/\text{m}^2$
- Lámparas con sus accesorios $10 \text{ Kg}/\text{m}^2$
- Impermeabilizante para losa de techo $10 \text{ Kg}/\text{m}^2$

4.1.4.2.2. CARGAS VIVAS (ARTO.10. RNC-07)

Carga viva máxima

- Uso residencial: casas, cuartos. $200 \text{ Kg}/\text{m}^2$
- Techos de losas con pendiente mayor a 5% $50 \text{ Kg}/\text{m}^2$

Carga viva incidental

- Uso residencial: casas, cuartos. $80 \text{ Kg}/\text{m}^2$
- Techos de losas con pendiente mayor a 5% $20 \text{ Kg}/\text{m}^2$

4.1.4.2.3. FUERZAS SÍSMICAS HORIZONTALES

Del resultado del análisis se obtienen las siguientes fuerzas sísmicas

Entrepiso	Fuerza Sísmica en X	Fuerza Sísmica en Y
Primero	11395.58	11395.58
Segundo	11550.39	11550.39



4.1.4.3. COMBINACIONES DE CARGA

Se ha analizado la estructura a través de todas las combinaciones de carga que establece el RNC-07 en su artículo 15, considerando cargas muertas, cargas vivas, fuerzas sísmicas, fuerzas de viento, así también las combinaciones de envolventes últimas y elásticas. Para el diseño de la edificación se ha utilizado la combinación de envolvente última y para la revisión de las condiciones de servicio, la envolvente elástica.

4.1.5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1.5.1. ACCIONES MAXIMAS DE DISEÑO EN MUROS ESTRUCTURALES

EJE	MOMENTO MÁXIMO (Kgf-m/m)		AXIAL MÁXIMO (Kgf/m)		CORTE MÁXIMO (Kgf/m)	
	M11	M22	F11	F22	V13	V23
A	78.7	188	20270	21398	301.72	1301.06
B	39.9	65.7	1570	6531	216.14	339.31
C	54.2	60.5	2954	1016	1134.12	527.26
D	79.8	199	15334	17067	618.46	2445.1
E	20.6	19.5	1327	1771	249.31	1168.1
F	56.5	95.6	2886	2421	215.54	381.74
G	100.9	206	3015	2772	2012.60	726.98
H	34.9	42.2	558	1466	117.80	965.46
I	77.8	511	9238	9190	906.70	2228.82
J	22.8	84.1	803	4016	91.25	202.26
K	28.6	126.9	5408	8967	161.04	730.09
L	59.8	132	12194	12610	1164.20	912.19
M	80.7	477	13498	9794	800.54	1710.56
N	51.2	45.7	2411	2170	214.28	335.15
1	66.3	62.8	2841	1311	423.6	395.83
2	75.4	436	12700	11396	446.67	2422
3	55.8	62.4	2014	1975	240.87	235.1
4	233	259	2278	12131	1134.12	851.95
5	165	546	7543	4915	381.59	114.30
6	94.8	145	854	2044	348.39	880.57
7	368	256	649	4082	760.62	546.75
9	39.7	40.4	1008	776	114	337.47
10	79.0	216	534	1459	138.1	1421.6
11	84.7	64.7	1307	6534	416.28	546.66
13	129	209	4057	10084	416.55	988.87



4.1.5.2. ACCIONES MÁXIMAS DE DISEÑO EN LOSAS ESTRUCTURALES

NIVEL	MOMENTO MÁXIMO(Kgf-m/m)		CORTANTE (kgf/m)	
	M11	M22	V13	V23
Entrepiso	607	465	1833.97	1024.42
Techo	217	148	857.64	524.60

4.1.5.3. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES A NIVEL DE ENTREPISO

NODO	CASO DE CARGA	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
		m	m	m	Radian	Radian	Radian
CM1	DEAD	-8.400E-05	1.180E-04	0	0	0	-8.696E-06
CM1	SDEAD	-3.100E-05	2.300E-05	0	0	0	1.512E-06
CM1	CV	-6.900E-05	5.600E-05	0	0	0	2.458E-06
CM1	CVR	-2.800E-05	2.200E-05	0	0	0	9.831E-07
CM1	VIENTOX	3.010E-04	3.200E-05	0	0	0	-2.000E-05
CM1	VIENTOY	2.000E-05	2.240E-04	0	0	0	-2.000E-05
CM1	SISMOX	9.190E-03	1.294E-03	0	0	0	-8.880E-04
CM1	SISMOY	6.550E-04	7.922E-03	0	0	0	-3.790E-04
CM1	CM+CV	-1.840E-04	1.970E-04	0	0	0	-4.726E-06

NODO	CASO DE CARGA	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
		m	m	m	Radián	Radián	Radián
CM2	DEAD	-8.500E-05	1.180E-04	0	0	0	-8.696E-06
CM2	SDEAD	-3.000E-05	2.300E-05	0	0	0	1.512E-06
CM2	CV	-6.900E-05	5.600E-05	0	0	0	2.458E-06
CM2	CVR	-2.800E-05	2.200E-05	0	0	0	9.831E-07
CM2	VIENTOX	2.980E-04	3.000E-05	0	0	0	-2.000E-05
CM2	VIENTOY	1.700E-05	2.230E-04	0	0	0	-2.000E-05
CM2	SISMOX	1.208E-02	1.226E-03	0	0	0	-8.880E-04
CM2	SISMOY	6.110E-04	7.893E-03	0	0	0	-3.790E-04



4.2. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA VIVIENDA

4.2.1. MUROS

4.2.1.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

4.2.1.1.1. FLEXIÓN PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO

A través de las ayudas de diseño se ha obtenido una resistencia a flexión para el acero horizontal de $\phi Mn = 388.86 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}$, la cual es mayor que el máximo valor de momento obtenido en el eje 7 de $Mu = 368 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}$. Para el acero vertical $\phi Mn = 388.86 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}$ mayor que $Mu = 381.60 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}$ en el eje M.

4.2.1.1.2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

La resistencia a la compresión del panel es igual a $\phi Pn = 50223.66 \text{ kg}/\text{m}$. Esta resistencia supera al máximo valor de $F_{11} = 20270 \text{ kg}/\text{m}$ y $F_{22} = 21398 \text{ kg}/\text{m}$.

4.2.1.1.3. RESISTENCIA AL CORTE PERPENDICULAR AL PLANO

La resistencia al cortante del panel es igual a $\phi Vn = 3247.13 \text{ kg}/\text{m}$. Esta resistencia supera al máximo valor de $V_{13} = 2012.60 \text{ kg}/\text{m}$ y $V_{23} = 2445.10 \text{ kg}/\text{m}$.

4.2.1.1.4. DISEÑO DE ANCLAJE MUROS A CIMENTACIÓN

4.2.1.1.4.1. SEPARACIÓN LONGITUDINAL ANCLAJE

Se calculará para el máximo momento que equivale a la resistencia a flexión del panel. El valor es igual a $388.86 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}$. El anclaje propuesto es igual a diámetro de 6.00mm.

$$S = \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot 0.65 \cdot fy \cdot 0.9 \cdot d \cdot L}{4 \cdot Mu}$$
$$= \frac{\pi \cdot (0.6\text{cm})^2 \cdot 0.65 \cdot 6125 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.9 \cdot 6\text{cm} \cdot 100\text{cm}}{4 \cdot 38886 \text{ kg} \cdot \text{cm}} = 15.63 \text{ cm}$$

Considerar separación a cada 20 cm. De esta manera se logra transferir un momento de $304.03 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}$.



4.2.1.1.4.2. LONGITUD DE ANCLAJE

Longitud de anclaje a tensión

Dentro del muro EMMEDUE

$$l_d = \frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b = \frac{3 * 87500 \text{ psi} * 1 * 1 * 0.80}{40 * 1 * \sqrt{2500 \text{ psi}} * \left(\frac{1.181 \text{ in} + 0}{0.236 \text{ in}}\right)} * 0.236 \text{ in} = 4.952 \text{ in}$$

$$= 12.58 \text{ cm}$$

Dentro de la cimentación

$$l_d = \frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b = \frac{3 * 87500 \text{ psi} * 1 * 1 * 0.80}{40 * 1 * \sqrt{3000 \text{ psi}} * \left(\frac{1.181 \text{ in} + 0}{0.236 \text{ in}}\right)} * 0.236 \text{ in} = 4.52 \text{ in}$$

$$= 11.50 \text{ cm}$$

Longitud de anclaje a compresión

Dentro del muro EMMEDUE

$$l_{dc} = \frac{0.02 * 87500 \text{ psi} * 0.236 \text{ in}}{1 * \sqrt{2500 \text{ psi}}} = 8.26 \text{ in} \geq 0.0003 * 87500 * 0.236 = 6.2 \text{ in}; l_{dc}$$

$$= 8.26 \text{ in} = 20.98 \text{ cm}$$

Dentro de la cimentación

$$l_{dc} = \frac{0.02 * 87500 \text{ psi} * 0.236 \text{ in}}{1 * \sqrt{3000 \text{ psi}}} = 7.54 \text{ in} \rightarrow 8 \text{ in} \geq 0.0003 * 87500 * 0.236$$

$$= 6.2 \text{ in}; l_{dc} = 8 \text{ in} = 20 \text{ cm}$$

4.2.1.1.4.3. CORTE FRICCIÓN

Ya teniendo el diámetro y separación de los anclajes, se requiere conocer si estos son capaces de soportar el corte en la interfaz de unión. El corte que debe soportar esta interfaz es la máxima capacidad a cortante. El valor es 3247 kg/m.



$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot f_y) \\ &= 0.75 * 0.60 * \left(0 + 0.283 \text{cm}^2 * \left(\frac{100}{20} + 1 \right) * 6125 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \\ &= 4680 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

El cortante resistido es mayor a la capacidad por corte. Además no consideramos alguna carga axial que permita una mayor resistencia por corte por fricción.

4.2.1.2. DESPLAZAMIENTO LATERAL-ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

La tabla a continuación muestra el análisis para diversas combinaciones de carga en condiciones de servicio.

Combinación	Nivel	$\delta_i (\%) = \Delta_{REL}/h$	$\delta_i (\%) = max$	Resultado	$\frac{\delta_i}{\delta_{max}} * 100$
CM+CV	2	-4.60E-03	4.00E-01	OK	-1.15
	1	-6.10E-03	4.00E-01	OK	-1.53
CM + PZx	2	4.60E-03	4.00E-01	OK	1.15
	1	6.10E-03	4.00E-01	OK	1.53
CM + PZy	2	-2.50E-03	4.00E-01	OK	-0.63
	1	-3.10E-03	4.00E-01	OK	-0.78
CM+0.7Sx+0.21Sy	2	2.14E-01	4.00E-01	OK	53.48
	1	2.12E-01	4.00E-01	OK	52.91
CM+0.21Sx+0.7Sy	2	7.20E-02	4.00E-01	OK	17.99
	1	7.45E-02	4.00E-01	OK	18.63
0.6CM+PZx	2	5.76E-03	4.00E-01	OK	1.44
	1	7.62E-03	4.00E-01	OK	1.91
0.6CM+PZy	2	-1.34E-03	4.00E-01	OK	-0.34
	1	-1.58E-03	4.00E-01	OK	-0.40
0.6CM+0.7Sx+0.21Sy	2	2.15E-01	4.00E-01	OK	53.77
	1	2.13E-01	4.00E-01	OK	53.29
0.6CM+0.21Sx+0.7Sy	2	7.31E-02	4.00E-01	OK	18.28
	1	7.60E-02	4.00E-01	OK	19.01
ENV_ELASTICA	2	2.15E-01	4.00E-01	OK	53.78
	1	2.82E-01	4.00E-01	OK	70.48

Los resultados son óptimos si consideramos el límite del 0.4% de deriva máxima para las combinaciones mostradas. La última columna indica el porcentaje de la deriva respecto a la máxima permitida. Se observa que las derivas del primer piso son relativamente mayores a las del segundo piso.



4.2.1.3. DESPLAZAMIENTO LATERAL-ESTADO LÍMITE DE COLAPSO

La tabla a continuación muestra los resultados para el análisis en el estado límite de colapso. Se observa que únicamente para la combinación “envolvente elástica” se ha excedido el límite permisible de 0.6%. La diferencia puede considerarse aceptable debido a la combinación que genera este resultado.

Combinación	Nivel	$\delta_i (\%) = \Delta_{REL}/h$	$\delta_i (\%) = max$	Resultado	$\frac{\delta_i}{\delta_{max}} * 100$
CM+CV	2	-1.15E-02	6.00E-01	OK	-1.92
	1	-1.53E-02	6.00E-01	OK	-2.54
CM + PZx	2	1.15E-02	6.00E-01	OK	1.92
	1	1.53E-02	6.00E-01	OK	2.54
CM + PZy	2	-6.25E-03	6.00E-01	OK	-1.04
	1	-7.75E-03	6.00E-01	OK	-1.29
CM+0.7Sx+0.21Sy	2	5.35E-01	6.00E-01	OK	89.13
	1	5.29E-01	6.00E-01	OK	88.18
CM+0.21Sx+0.7Sy	2	1.80E-01	6.00E-01	OK	29.98
	1	1.86E-01	6.00E-01	OK	31.05
0.6CM+PZx	2	1.44E-02	6.00E-01	OK	2.40
	1	1.91E-02	6.00E-01	OK	3.18
0.6CM+PZy	2	-3.35E-03	6.00E-01	OK	-0.56
	1	-3.95E-03	6.00E-01	OK	-0.66
0.6CM+0.7Sx+0.21Sy	2	5.38E-01	6.00E-01	OK	89.61
	1	5.33E-01	6.00E-01	OK	88.81
0.6CM+0.21Sx+0.7Sy	2	1.83E-01	6.00E-01	OK	30.46
	1	1.90E-01	6.00E-01	OK	31.68
ENV_ELASTICA	2	5.38E-01	6.00E-01	OK	89.63
	1	7.05E-01	6.00E-01	NOT OK	117.46

4.2.2. LOSAS

4.2.2.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

4.2.2.1.1. RESISTENCIA A FLEXIÓN

Se comparan los momentos máximos determinados con el programa SAP2000 vs las resistencias de diseño determinadas con las ayudas de diseño desarrolladas.

NIVEL	MOMENTO MÁXIMO (Kgf-m/m)	RESISTENCIA A FLEXIÓN (Kgf-m/m)	RESULTADO
	M11	ϕM_n longitudinal	
ENTREPISO	607	662.29	OK
TECHO	217	426.7	OK



NIVEL	MOMENTO MÁXIMO (Kgf-m/m)	RESISTENCIA A FLEXIÓN (Kgf-m/m)	RESULTADO
	M22	ϕM_n transversal	
ENTREPISO	465	662.29	OK
TECHO	148	405.84	OK

4.2.2.1.2. RESISTENCIA AL CORTE PERPENDICULAR AL PLANO

NIVEL	CORTE (kgf/m)		RESULTADO
	V13	ϕV_n	
ENTREPISO	1833.97	3247.13	OK
TECHO	857.64	3247.13	OK

NIVEL	CORTE (kgf/m)		RESULTADO
	V23	ϕV_n	
ENTREPISO	1024.42	3247.13	OK
TECHO	524.60	3247.13	OK

4.2.2.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

4.2.2.2.1. INERCIA EFECTIVA

El momento de agrietamiento para las losas propuestas es el siguiente:

NIVEL	Mcr (kg*m/m) Sentido (+)	Mcr (kg*m/m) Sentido (-)	Mmax (kg*m/m)	Resultado	le (cm ⁴)
ENTREPISO	1088.43	1591.70	607	Mcr>Mmax	49557
TECHO	919.58	1302.97	2017	Mcr>Mmax	36738

Se observa que en ambos casos, la sección no se fisura. Este resultado indica que no es necesario modificar las propiedades de las secciones de losa en el modelo estructural para determinar las deflexiones inmediatas.

4.2.2.2.2. DEFLEXIONES INMEDIATAS DEL MODELO ESTRUCTURAL

NIVEL	$\Delta_{DEAD}(m)$	$\Delta_{SDEAD}(m)$	$\Delta_{CV}(m)$	$\Delta_{D+L}(m)$	$\Delta_{D+0.3L}(m)$	$\Delta_{0.3L}(m)$
ENTREPISO	0.004515	0.000926	0.00215	0.00682	0.00535	0.000645
TECHO	0.004709	0.000479	0.001344	0.00652	0.00558	0.000403



4.2.2.2.3. DEFLEXIONES A LARGO PLAZO

ENTREPISO

$$\delta_{LT} = \delta_L + \lambda_{\infty} \delta_D + \lambda_t \delta_{SL}$$

$$\delta_{LT} = 0.002305 + 2 * 0.004515 + 1.131 * 0.000835$$

$$\delta_{LT} = \mathbf{0.0123 \text{ m}}$$

TECHO

$$\delta_{LT} = 0.001811 + 2 * 0.004709 + 1.131 * 0.000871$$

$$\delta_{LT} = \mathbf{0.0122 \text{ m}}$$

4.2.2.2.4. DEFLEXIONES MÁXIMAS SEGÚN EL CÓDIGO ACI-S318-08

Se considera como parámetro máximo una deflexión del orden L/240. La longitud del tramo donde se calculan las deflexiones es de 3.44 m para el techo y de 3.48 m para el entrepiso.

NIVEL	$\delta_{LT}(m)$	$\delta_{max}(m)$	RESULTADO
ENTREPISO	0.0123	0.0145	OK
TECHO	0.0123	0.0143	OK

En cada uno de los niveles, tanto el entrepiso como el techo, las deflexiones en las losas son menores que la máxima permitida por el código. Por tanto las secciones propuestas son satisfactorias para cumplir con las condiciones de servicio.

4.3. ESTRUCTURAS LAMINARES: CÚPULAS ESFÉRICAS

4.3.1. DESCRIPCIÓN DE LA CÚPULA EJEMPLO

4.3.1.1. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS

La estructura consiste en una cúpula esférica abierta, el diámetro de la base es de 8 metros siendo el diámetro de la corona 1.8 metros, el ángulo hasta el borde de la corona es de 13 grados sexagesimales. Ver figura No.4.3.

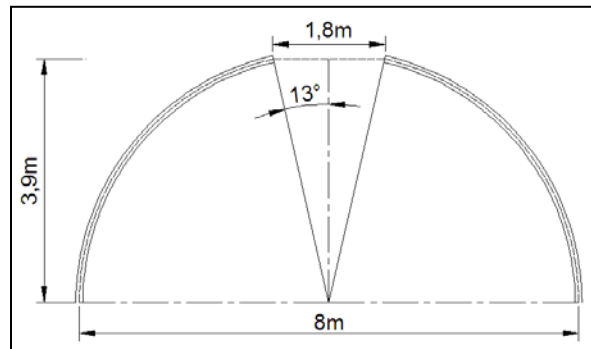


Figura No.4.3. Geometría de cúpula esférica abierta

4.3.1.2. CARACTERÍSTICAS DEL PANEL PROPUESTO

Para la solución de la estructura se ha propuesto usar un panel EMMEDUE denominación PSME40, el cual posee las siguientes características:

PROPIEDAD	Valor	U/M
Espesor capa de micro-concreto. Revoque superior	3.00	cm
Espesor capa de micro-concreto. Revoque inferior	3.00	cm
Esfuerzo último a la compresión del mortero. Revoque superior	175.00	kg/cm ²
Esfuerzo último a la compresión del mortero. Revoque inferior	175.00	kg/cm ²
Esfuerzo a la fluencia acero galvanizado mallas de refuerzo	6125.00	kg/cm ²
Diámetro del acero de refuerzo vertical	2.40	mm
Diámetro del acero de refuerzo horizontal	2.40	mm
Separación del acero de refuerzo vertical	80.00	mm
Separación del acero de refuerzo horizontal	80.00	mm

4.3.1.3. SECCIONES PARA ANÁLISIS

Para el diseño se analizarán 9 secciones distintas con el objetivo de determinar los esfuerzos de membrana en dichas secciones, se tomarán los máximos esfuerzos de compresión y de tensión y se compararán con las resistencias aportadas por el panel EMMEDUE.

PUNTO	θ [°]	θ [Rad]
1	13	0.2269
2	20	0.3491
3	30	0.5236
4	40	0.6981
5	50	0.8727
6	60	1.0472
7	70	1.2217
8	80	1.3963
9	90	1.5708

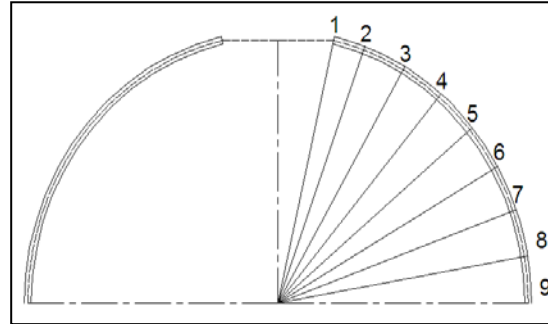


Figura No.4.4. Secciones de análisis

4.3.1.4. MODELO ESTRUCTURAL EN SAP2000

A través de las características geométricas definidas, se elabora el modelo estructural en tres dimensiones.

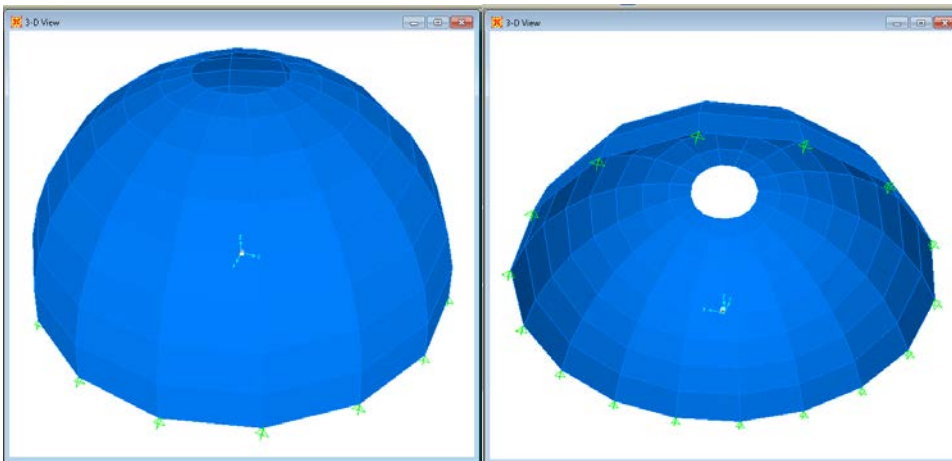


Figura No.4.5. Modelo tridimensional Sap2000

4.3.2. CARGAS PARA ANÁLISIS

4.3.2.1. CASOS DE CARGA

Se consideran tres casos de carga:

- a) Carga Muerta (CM)
- b) Carga Viva (CV)
- c) Presión de Viento (Pz)



4.3.2.2. COMBINACIONES DE CARGA

Combinación 1: 1.4CM

Combinación 2: 1.2CM + 1.6CV

Combinación 3: 1.2CM + 1.6Pz + CV

Combinación 4: 0.9CM + 1.6Pz

4.3.2.3. CARGA MUERTA

Peso propio $\left(1,204.45 \frac{kg}{m^2}\right) (0.11 m) = 132.49 kg/m^2$

Instalaciones eléctricas y accesorios $= 20.00 kg/m^2$

$= 152.49 kg/m^2$

4.3.2.4. CARGA VIVA

Carga viva = **$100 kg/m^2$**

4.3.2.5. EFECTO DEL VIENTO

En el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 se establece en el capítulo II, las disposiciones generales para la estimación de los efectos del viento en las estructuras.

4.3.2.5.1. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO

La estructura se localiza en la ciudad de Granada, por tanto corresponde a la zona 2 y por tratarse de una estructura Tipo B se diseñara con los valores de 50 años de período de retorno. De la Tabla 5 del RNC-07 se obtiene la velocidad regional que corresponde a:

$V_R = 45 m/s$

La altura de la estructura es menor a 10 metros, según el Arto. 51 el factor de variación de altura es igual a:

$$F_{\alpha} = 1; F_{TR} = 1; V_D = (1)(1)(45m/s) = 45 m/s$$

4.3.2.5.2. DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN DE DISEÑO

El Arto. 53 establece que la presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada está dada por la siguiente ecuación:

$$P_z = 0.0479C_pV_D^2$$

Donde

C_p Es el coeficiente de presión que depende de la forma de la estructura.

En el caso de una cúpula esférica se distinguen tres zonas

Zona A: Zona de Barlovento, se provocan esfuerzos de compresión.

Zona B: Se producen presiones de succión.

Zona C: Zona de Sotavento, presiones de succión.

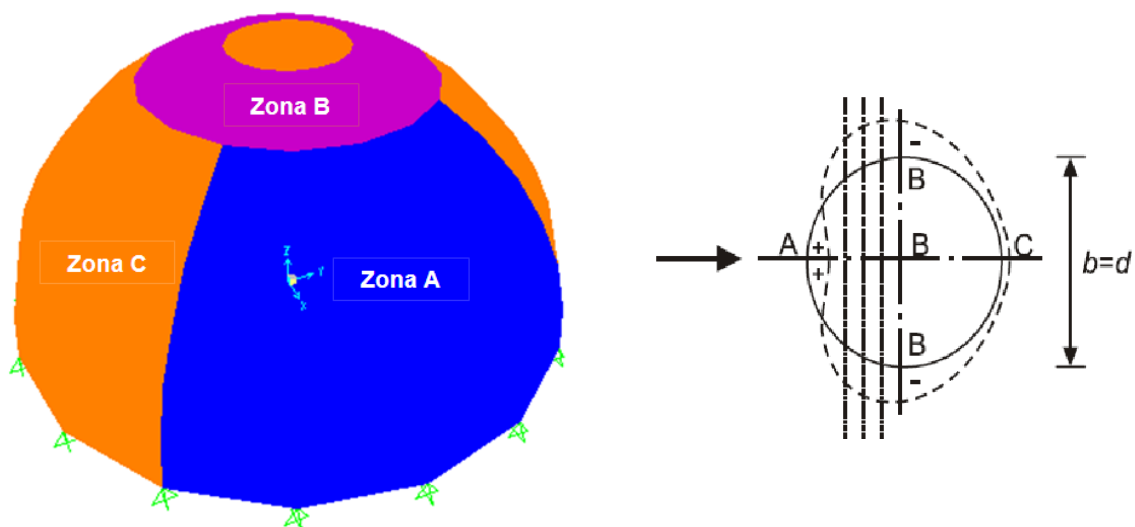


Figura No.4.6. Zonas de presión en viento



El Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 no establece los coeficientes de presión para este tipo de estructuras por lo cual utilizaremos los coeficientes recomendados por el EUROCODE.

Los coeficientes de presión que corresponden a cada zona son los siguientes:

ZONA	Cp
A	0.8
B	-1.2
C	-0.6

Por lo tanto las presiones de diseño son:

Zona A:

$$P_z = (0.0479)(0.8)(45)^2 = 77.60 \text{ kg/m}^2$$

Zona B:

$$P_z = (0.0479)(-1.2)(45)^2 = -116.40 \text{ kg/m}^2$$

Zona C:

$$P_z = (0.0479)(-0.6)(45)^2 = -58.20 \text{ kg/m}^2$$

4.3.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN SAP2000

A través del modelo estructural y su análisis, se obtienen los esfuerzos máximos de tensión y compresión para los cuales debe revisarse la sección propuesta. Se muestra a continuación los resultados proporcionados por el programa.

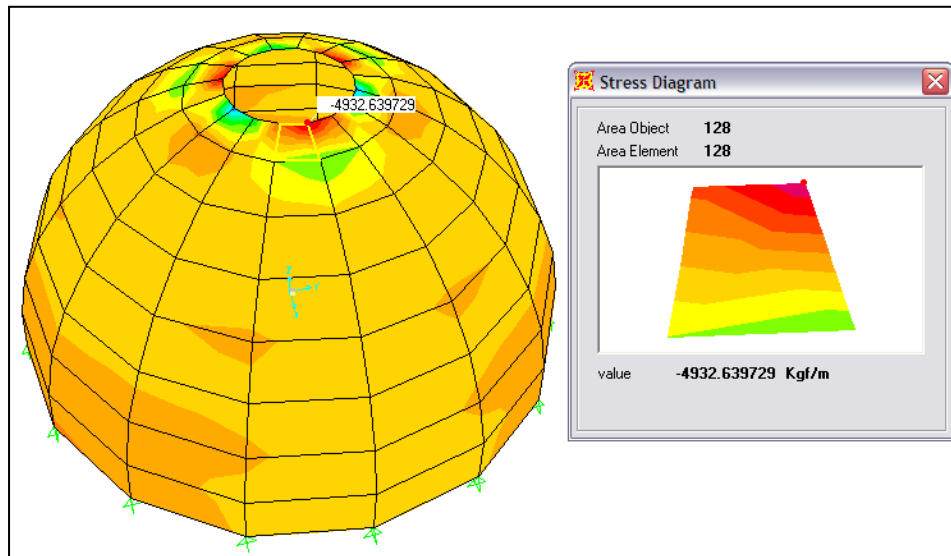


Figura No.4.7. Esfuerzo N_i máximo de compresión para la Combinación 3

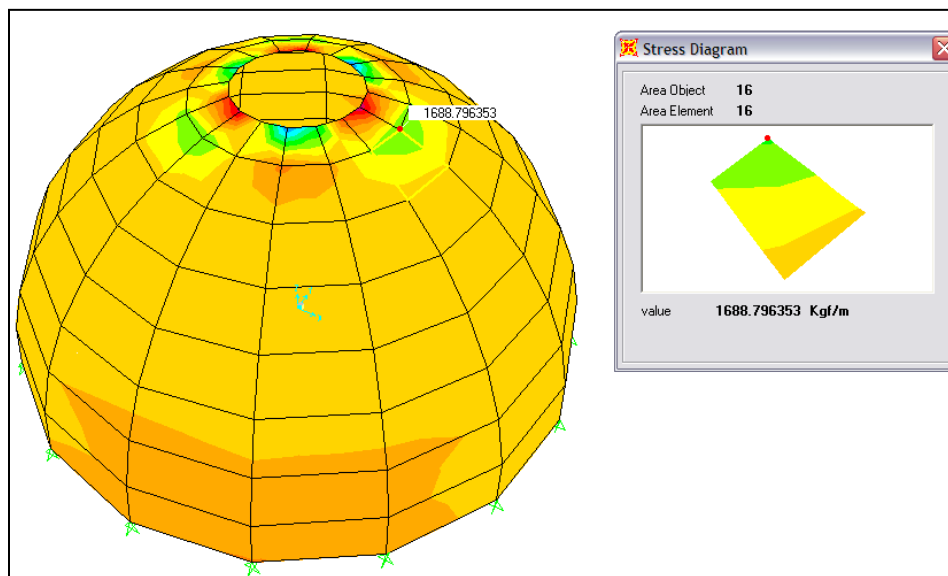


Figura No.4.8. Esfuerzo N_{ii} máximo de tensión para la Combinación 3

Puede observarse en las imágenes que para los esfuerzos de compresión la parte más crítica corresponde en las zonas próximas a la linterna, mientras que para los esfuerzos a tensión, la zona más crítica es cercana a la zona de anclaje o base de la cúpula. En la tabla a continuación se presentan los esfuerzos de membrana (tensión/compresión) según la combinación de carga analizada.



Esfuerzos de membrana según las combinaciones de carga

PUNTO	θ [°]	θ [Rad]	COMBINACION 1		COMBINACION 2		COMBINACION 3		COMBINACION 4	
			N_I (kg/m)	N_{II} (kg/m)	N_I (kg/m)	N_{II} (kg/m)	N_I (kg/m)	N_{II} (kg/m)	N_I (kg/m)	N_{II} (kg/m)
1	13	0.2269	-405.6093	-1045.6167	-652.9662	-1679.8972	-4818.4140	-666.9867	-4540.9468	276.0541
2	20	0.3491	-119.1128	-353.0660	-191.3677	-567.2390	1688.7964	-104.8492	1617.4068	321.6517
3	30	0.5236	-496.1639	-389.6085	-797.1414	-625.9485	-402.5045	-252.5610	-63.7725	-269.2009
4	40	0.6981	-301.7329	-171.1326	-484.7668	-274.9432	-419.9721	-315.4587	-213.9784	-326.8842
5	50	0.8727	-599.7526	-97.1435	-963.5679	-156.0716	-767.1044	87.7083	-357.6521	54.4943
6	60	1.0472	-437.6483	-146.0002	-703.1298	234.5653	-586.6962	465.3194	-287.9127	112.8087
7	70	1.2217	-694.9987	217.0176	-1116.5912	348.6625	-739.2325	577.4102	-264.7555	351.1873
8	80	1.3963	-612.3477	801.2544	-983.8034	1287.3024	-510.8269	1661.8478	-92.7749	825.2213
9	90	1.5708	-851.7354	-173.2124	-1368.4057	-278.2846	-533.9438	-340.0310	-1081.5679	114.6213

Se observa que los esfuerzos máximos de compresión y tensión pertenecen a la segunda combinación de carga, un esfuerzo máximo de compresión de **-4818.414 kg/m** localizado en la sección 1 para un ángulo de 13 grados; y un esfuerzo máximo de tensión de **1,688.7964 kg/m** localizado en la sección 2 para un ángulo de 20 grados.



4.3.4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA CÚPULA

4.3.4.1. COMPRESIÓN AXIAL

A través de las ayudas de diseño para paneles para muros EMMEDUE, se obtiene el valor de la resistencia a la compresión utilizando las dimensiones y características definidas en la sección de análisis.

Por lo tanto, la resistencia a compresión axial del panel es

$$\varphi P_n = 48167.33 \text{ kg/m}$$

4.3.4.2. TENSIÓN AXIAL

Igual que el caso anterior, se determina la resistencia a tensión del panel propuesto. Se considera únicamente el aporte del acero. Por tanto,

$$\varphi P_n = 2493.80 \text{ kg/m}$$

Se comparan las resistencias a compresión y tensión contra los máximos esfuerzos obtenidos en la etapa de análisis estructural.

	PUNTO	θ [°]	θ [Rad]	COMBINACION 3		PANEL PSME40
				N_I (kg/m)	N_{II} (kg/m)	ΦP_n (kg/m)
Esfuerzo Máximo de compresión	1	13	0.2269	-4818.4140	-666.9867	-48,167.33
Esfuerzo Máximo de tensión	2	20	0.3491	1688.7964	-104.8492	2,493.80

La seguridad en el diseño se obtiene verificando que la siguiente expresión no exceda de 0.95. Esta expresión se denomina “ecuación de interacción”.

$$R = \frac{N_I}{\varphi P_{nc}} + \frac{N_{II}}{\varphi P_{nt}}$$

$$R = \frac{4818.4140}{48167.33} + \frac{1688.7964}{2493.8} = 0.78$$

$$R = 0.78 < 0.95, \text{ resultado es satisfactorio!!}$$



4.4. MURO DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE

4.4.1. PREDIMENSIONAMIENTO DEL MURO

DATO	VALOR	U/M	DESCRIPCION
α	15	grados	Ángulo de inclinación del terraplén
H_{muro}	2.00	m	Altura del muro deseado a cubrir terraplén
D_f	1.00	m	Profundidad de desplante
H_T	3.40	m	Altura total del muro
t_{SC}	0.20	m	Espesor superior de la corona
t_{IC}	0.30	m	Espesor inferior de la corona
b_{punta}	0.40	m	Longitud de la punta
$b_{\text{talón}}$	1.50	m	Longitud del talón.
B_{LOSA}	2.20	m	Longitud total de la base de la losa de fundación
t_{LOSA}	0.30	m	Espesor de la losa de fundación
C_{ts}	0.40	m	Ancho superior contrafuerte
C_{ti}	1.50	m	Ancho inferior contrafuerte
t_{cc}	0.20	m	Espesor del contrafuerte
Sc	1.50	m	Separación entre centro de contrafuertes
dx	0.029	m/m	Verificación de pendiente mínima: OK

4.4.2. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL SUELO

PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL CORTE Y PESO ESPECÍFICO			
DATO	VALOR	U/M	DESCRIPCION
ϕ_1	32	grados	Ángulo de fricción interna estrato inicial
γ_1	1750	kg/m ³	Peso específico de muestra estrato inicial
ϕ_2	30	grados	Ángulo de fricción interna estrato cimentación
γ_2	1800	kg/m ³	Peso específico de muestra estrato cimentación

4.4.3. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA

PRESIÓN LATERAL DE TIERRA: CONDICIÓN ACTIVA (RANKINE)			
DATO	VALOR	U/M	DESCRIPCION
α	0.26	radianes	Ángulo de inclinación del terraplén
K_a	0.341	-	Coeficiente de presión activa de Rankine
P_a	3453.27	kg/m	Presión lateral activa de tierra
Y_{pa}	1.134	m	Localización de la resultante de presión medida desde la profundidad de desplante



PRESIÓN LATERAL DE TIERRA: CONDICIÓN PASIVA (RANKINE)			
DATO	VALOR	U/M	DESCRIPCION
Kp	2.74	-	Coefficiente de presión pasiva de Rankine
Pp	2466	kg/m	Presión lateral pasiva de tierra
Ypp	0.33	m	Localización de la resultante de presión medida desde la profundidad de desplante

4.4.4. REVISION DE ESTABILIDAD

4.4.4.1. REVISIÓN POR VOLTEO

$$FS = \frac{\sum MR}{\sum MV} = \frac{16,678.22}{3782.57} = 4.41 > 3 \text{ OK}$$

4.4.4.2. REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO EN LA BASE

$$FS = \frac{FR}{Pa \cos \alpha} = 1.519 > 1.5 \text{ OK}$$

4.4.4.3. REVISIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA

PRESIONES DE PUNTA Y TALÓN			
q _u	29900.22	kg/m ²	Resultado
q _{punta} =q _{max}	5531.06	kg/m ²	OK
q _{talon} =q _{min}	4720.27	kg/m ²	OK

4.4.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO CON CONTRAFUERTE

4.4.5.1. DISEÑO DE LA PANTALLA

Propuesta: sección EMMEDUE, panel PSME120.

Dato	Valor	U/M	Descripción
t _s	4.00	cm	Espesor de micro-concreto, capa superior
t _l	4.00	cm	Espesor de micro-concreto, capa inferior
S _v	8.00	cm	Separación del acero de refuerzo vertical
S _h	8.00	cm	Separación del acero de refuerzo horizontal
φ _v	0.25	cm	Diámetro del acero de refuerzo vertical
φ _h	0.25	cm	Diámetro del acero de refuerzo horizontal



Para determinar los momentos flectores se utilizarán los coeficientes de las tablas de la PCA¹³. Para una relación $\frac{S_c}{H_o} = \frac{1.5}{3.0} = 0.5$ se tienen los coeficientes de momento y con la presión de suelo los momentos actuantes.

$$M_u = \frac{(\text{Coeficiente de momento})q_u H_o^2}{10000}$$

Mux= COEFICIENTES * 1.6*ka*γ*Ht*Ho ² /1000						
	D	0.2 Sc	0.4 Sc	0.6 Sc	0.8 Sc	I
S	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.8 Ho	-29.23	0.00	0.00	0.00	0.00	-29.23
0.6 Ho	-58.47	0.00	29.23	29.23	0.00	-116.94
0.4 Ho	-58.47	0.00	58.47	58.47	0.00	-116.94
0.2 Ho	-58.47	-29.23	87.70	87.70	-29.23	-87.70
I	0.00	-116.94	-263.11	-263.11	-116.94	0.00
Muy= COEFICIENTES *1.6* ka*γ*Ht*Ho ² /1000						
	D	0.2 Sc	0.4 Sc	0.6 Sc	0.8 Sc	I
S	-58.47	-29.23	29.23	29.23	-29.23	-58.47
0.8 Ho	-116.94	-29.23	58.47	58.47	-29.23	-116.94
0.6 Ho	-233.87	-29.23	116.94	116.94	-29.23	-233.87
0.4 Ho	-438.51	-58.47	146.17	146.17	-58.47	-438.51
0.2 Ho	-292.34	-29.23	116.94	116.94	-29.23	-292.34
I	0.00	-29.23	-58.47	-58.47	-29.23	0.00

$$M_u^y = -438.51 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\phi M_n^+ = 659.45 \text{ Kg} * \text{m/m}$$

$\phi M_n^+ > M_u^y$ Por lo tanto la sección propuesta es satisfactoria

4.4.5.2. DISEÑO DEL CONTRAFUERTE

El contrafuerte se diseñara como una viga vertical que soporta cargas horizontales estáticas. Se considera un contrafuerte de concreto reforzado dado que inicialmente en cálculos anteriores se encontró que una sección de EMMEDUE no es capaz de resistir los esfuerzos de corte y momento.

¹³ Portland Cement Association



4.4.5.2.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL CONTRAFUERTE

Cts	0.4	m	Ancho superior contrafuerte
Cti	1.5	m	Ancho inferior contrafuerte
tcc	0.2	m	Espesor del contrafuerte
Sc	1.5	m	Separación entre centro de contrafuertes

4.4.5.2.2. SOLICITACIONES ÚLTIMAS DE CORTE Y MOMENTO

Se calculan las fuerzas de corte y momento a diferentes profundidades, la profundidad “y” se mide desde la corona del contrafuerte.

$$V_u = 1.6 \left[\frac{1}{2} k_a \gamma (0.348 + y)^2 \right] \cos \alpha$$

$$M_u = V_u \left[0.348 + \frac{y}{3} \right]$$

4.4.5.2.3. DISEÑO POR CORTE

Y(m)	Vu (Kg)	Distancia X	Distancia d'	ϕV_c
0.00	77.15	0.40	0.38	5408.23
0.25	202.94	0.49	0.46	6647.62
0.50	388.41	0.58	0.55	7887.00
0.75	633.56	0.68	0.63	9126.39
1.00	938.38	0.77	0.72	10365.77
1.25	1302.87	0.86	0.81	11605.16
1.50	1727.04	0.95	0.89	12844.55
1.75	2210.89	1.04	0.98	14083.93
2.00	2754.41	1.13	1.06	15323.32
2.25	3357.60	1.23	1.15	16562.70
2.50	4020.47	1.32	1.24	17802.09
2.75	4743.02	1.41	1.32	19041.48
3.00	5525.24	1.50	1.41	20280.86

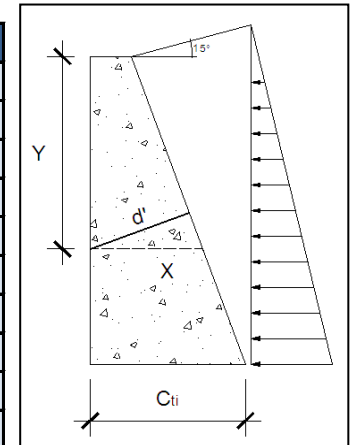
$$\phi V_c > V_u$$

¡Por lo tanto no se requiere refuerzo por cortante!



4.4.5.2.4. DISEÑO POR FLEXIÓN

Y(m)	Mu (Kg-m)	Distancia X	Distancia d'	d=d'-5 cm	As req (cm)	As min =14 /Fy	As a utilizar
0.00	0.00	0.400	0.376	0.326	0.000	4.069	4.069
0.25	95.14	0.492	0.462	0.412	0.092	5.145	5.145
0.50	213.35	0.583	0.548	0.498	0.170	6.221	6.221
0.75	399.01	0.675	0.634	0.584	0.272	7.297	7.297
1.00	666.51	0.767	0.720	0.670	0.396	8.373	8.373
1.25	1030.28	0.858	0.806	0.756	0.542	9.448	9.448
1.50	1504.71	0.950	0.892	0.842	0.711	10.524	10.524
1.75	2104.23	1.042	0.978	0.928	0.903	11.600	11.600
2.00	2843.25	1.133	1.064	1.014	1.116	12.676	12.676
2.25	3736.16	1.225	1.150	1.100	1.353	13.752	13.752
2.50	4797.39	1.317	1.236	1.186	1.612	14.827	14.827
2.75	6041.35	1.408	1.322	1.272	1.893	15.903	15.903
3.00	7482.43	1.500	1.408	1.358	2.197	16.979	16.979



Cts (m)	0.4
Cti (m)	1.5
Ho (m)	3
θ (rad)	1.2193515
F'c (Kg/cm ²)	210
Tcc (m)	0.25
Fy (Kg/cm ²)	2800

Nota: La disposición del acero en el contrafuerte está sujeto a criterio de cada diseñador, en este caso mostramos los detalles de armado en una sección típica.

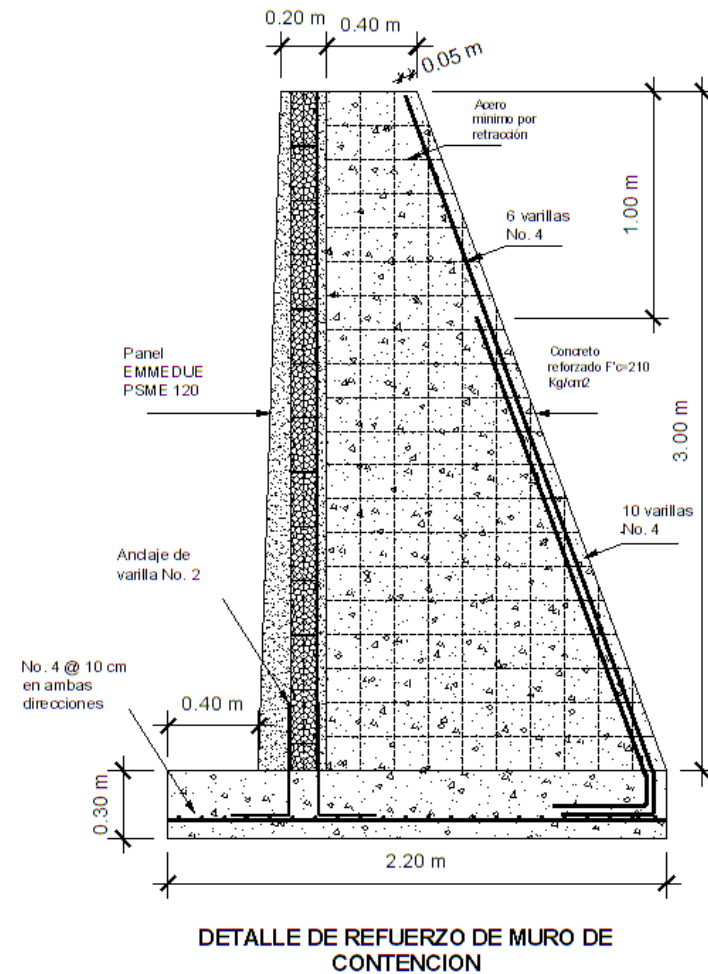
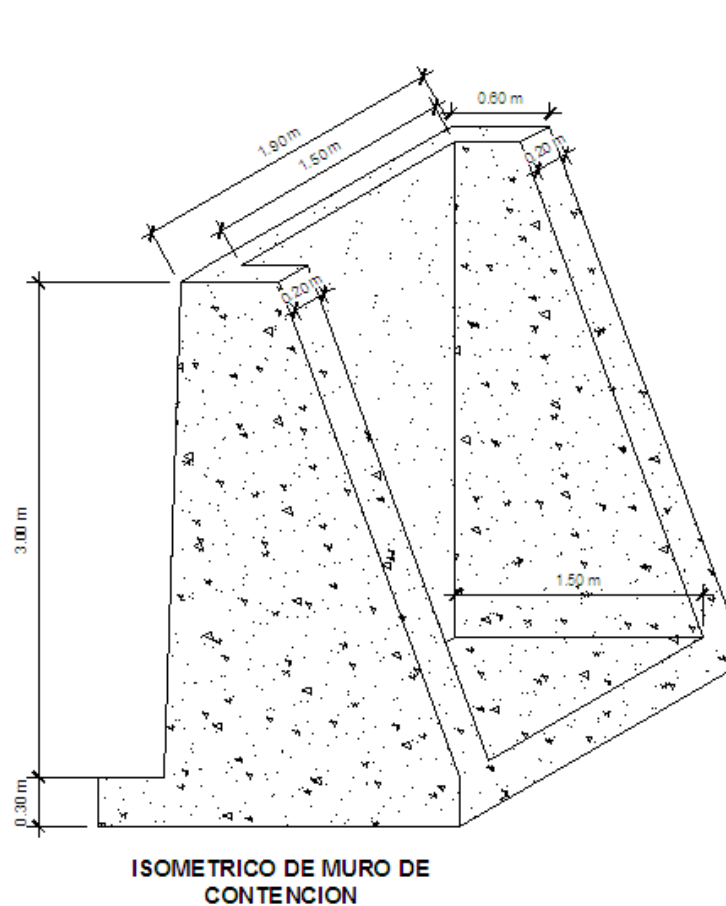


Figura No.4.9. Isométrico de la propuesta para el muro de contención con contrafuertes

Figura No.4.10. Refuerzos constitutivos de los componentes del muro de contención con contrafuertes. Única solución viable para paneles EMMEDUE

Para garantizar la continuidad y la materialización de las condiciones de apoyo que suponemos en el modelo teórico, el panel EMMEDUE deberá tener un adecuado sistema de anclaje con el contrafuerte de concreto. La introducción de mallas de unión (de características similares a las mallas de refuerzo del panel) garantiza la continuidad, esta deberá colocarse (anclándose al acero de refuerzo) previo al colado del contrafuerte para luego anclarse al panel EMMEDUE concluyendo finalmente con el revoque del panel. En la siguiente figura se muestra el detalle de anclaje

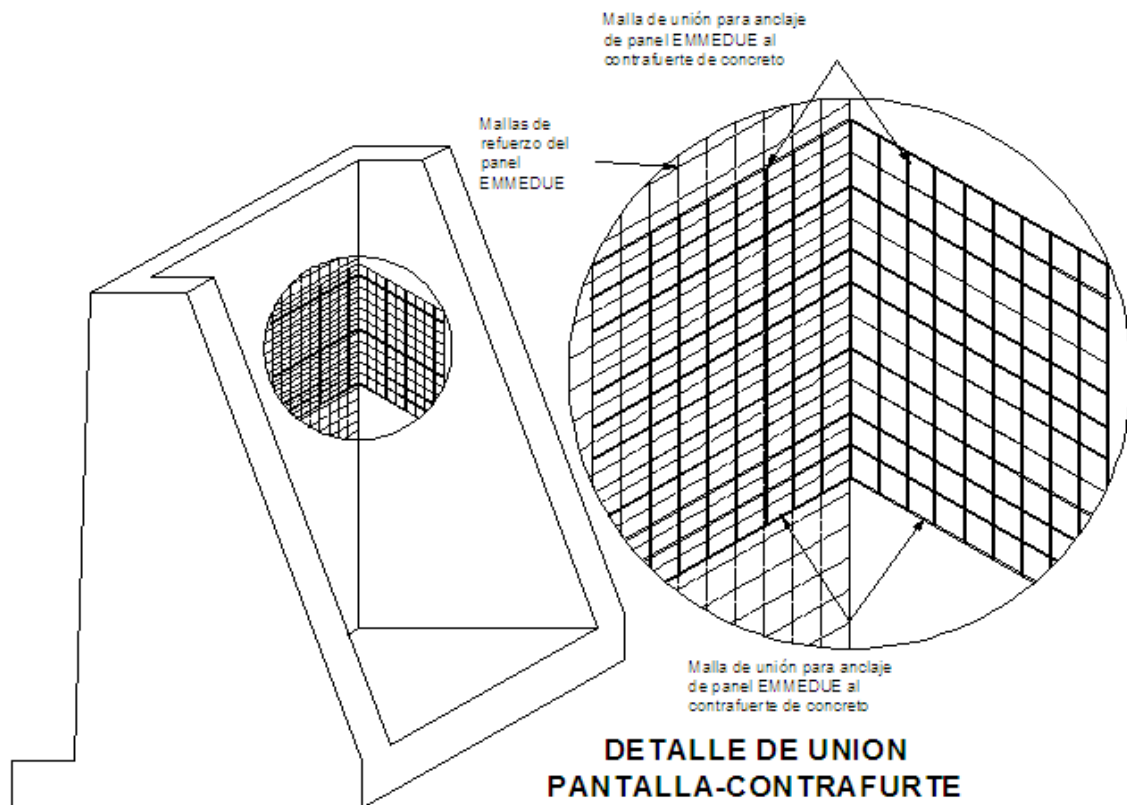


Figura No.4.11. Condición necesaria para transmitir continuidad entre la pantalla del muro con panel EMMEDUE y el contrafuerte de concreto reforzado.



4.4.5.3. DISEÑO DE LOSA TALÓN

4.4.5.3.1. DISEÑO POR CORTE

$$V_u = 1.6 \left[(q_{max} - q_{min}) \left(\frac{B_t}{2} \right) + (q_{min})(B_t) \right]$$

$$= 1.6[(5,273.08 - 4720.27)(0.75) + (4720.27)(1.5)] = 11,992.02 kg$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d = (0.75)(0.53)(\sqrt{210})(100)(22.5) = 12,960.72 kg$$

El diseño es correcto, se cumple que $\phi V_c > V_u = 12961 kg > 11992 kg$

4.4.5.3.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

Mux= COEFICIENTES * 1.6*qu*Ho ² /1000						
	D	0.2 Sc	0.4 Sc	0.6 Sc	0.8 Sc	I
S	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.8 Bt	-303.73	-37.97	151.86	151.86	-37.97	-303.73
0.6 Bt	-265.76	0.00	227.80	227.80	0.00	-265.76
0.4 Bt	-303.73	37.97	246.78	246.78	37.97	-303.73
0.2 Bt	-94.92	0.00	0.00	0.00	0.00	-56.95
I	0.00	-360.68	-968.14	-968.14	-360.68	0.00
Muy= COEFICIENTES * 1.6*qu*Ho ² /1000						
	D	0.2 Sc	0.4 Sc	0.6 Sc	0.8 Sc	I
S	-1461.70	-246.78	740.34	740.34	-246.78	-1461.70
0.8 Bt	-1499.66	-208.81	759.32	759.32	-208.81	-1499.66
0.6 Bt	-1328.82	-170.85	607.46	607.46	-170.85	-1328.82
0.4 Bt	-1044.07	-94.92	550.51	550.51	-94.92	-1044.07
0.2 Bt	-493.56	-37.97	170.85	170.85	-37.97	-493.56
I	0.00	-75.93	-189.83	-189.83	-75.93	0.00

El momento de diseño es

$$M_u^y = -1499.66 kg - m$$

$$\phi M_n = 6,866.18 Kg * m/m$$

$\phi M_n > M_u^y$ Por lo tanto, ¡la sección propuesta es satisfactoria!



4.4.5.4. DISEÑO DE LOSA PUNTA

4.4.5.4.1. DISEÑO POR CORTE

$$V_u = 1.6 \left[(q_{max} - q_{min}) \left(\frac{B_P}{2} \right) + (q_{min})(B_{Pt}) \right]$$

$$= 1.6[(5531.06 - 5,383.64)(0.2) + (5,383.64)(0.4)] = 3,492.71 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d = (0.75)(0.53)(\sqrt{210})(100)(22.5) = 12,960.72 \text{ kg}$$

El diseño es correcto, se cumple que $\phi V_c > V_u = 12961 \text{ kg} > 3493 \text{ kg}$

4.4.5.4.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

$$M_u = 1.6 \left[(q_{max} - q_{min}) \left(\frac{B_P}{2} \right) \left(\frac{B_P}{3} \right) + (q_{min})(B_P) \left(\frac{B_P}{2} \right) \right]$$

$$= 1.6[(989.484)(0.1333) + (2153.46)(0.2)] = 900.1972 \text{ kg} - \text{m/m}$$

Se propone el mismo refuerzo que para el talón varillas No 4 @ 10 cm, que generan un momento resistente de

$$\phi M_n = (0.9)(7,629.09) = 6,866.18 \text{ Kg} * \text{m/m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

4.4.5.5. ANCLAJES PANTALLA DEL MURO A CIMENTACIÓN

Se considera un anclaje de 6.0mm de diámetro, el momento máximo a transferir es igual a 263.11 kg*m en una longitud de 1.50m.

$$S = \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot 0.65 \cdot f_y \cdot 0.9 \cdot d \cdot L}{4 \cdot M_u}$$

$$= \frac{\pi \cdot (0.6\text{cm})^2 \cdot 0.65 \cdot 6125 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.9 \cdot 12\text{cm} \cdot 150\text{cm}}{4 \cdot 26311 \text{ kg} \cdot \text{cm}} = 69.31 \text{ cm}$$

Dado que la separación es 69.31cm, se proyecta una separación de 40 cm. Las longitudes de anclaje a tensión resultan de 13, 11.50 cm y a compresión de 23.50 y 20 cm.



CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

FINALES

RECURSOS BIBLIOGRÁFICOS



CONCLUSIONES FINALES

El objetivo principal de este trabajo monográfico fue presentar una metodología de diseño coherente, concisa, clara y práctica para emplear el sistema constructivo de paneles estructurales autoportantes EMMEDUE en la construcción de viviendas, edificios, estructuras especiales, etc.

El sistema constructivo EMMEDUE es de fácil y rápida construcción, ya que al estar constituido de paneles prefabricados, permite el ensamblaje y finalización en campo en tiempos óptimos, garantizando además el cuidado al medio ambiente debido a que el uso de esta tecnología en comparación de las convencionales resulta más limpia.

La solución constructiva es ideal para el uso en los programas de viviendas de interés social. Los costos de construcción son relativamente menores que las tecnologías convencionales al ser comparadas con la obtención de mayores capacidades estructurales a solicitaciones de carga y uso comunes.

La principal desventaja al considerar esta tecnología como solución estructural es que no se cuenta con documentos técnicos completos y especializados para el análisis y diseño de los elementos constitutivos; solamente existe una miscelánea de estudios de laboratorio que arrojan resultados precisos y exactos bajo los lineamientos propios de la práctica constructiva en el respectivo país de análisis. Esto no es objeto de aceptación general o global dado las diferencias en las prácticas constructivas y de diseño de los diversos países. Estos estudios muestran un comportamiento similar entre sí al ser comparados, el cual es, ajustan las teorías de cálculo en la estimación de los parámetros de resistencia a códigos establecidos y aceptados en la práctica profesional, correspondientes a los utilizados para el diseño de estructuras de concreto reforzado.

Este enfoque se utilizó en este trabajo monográfico, arrojando resultados que consideramos convenientes, ya que la lógica dicta que el comportamiento de las secciones a momento flector, corte, axial, condiciones de servicio, etc., ha sido



estudiado y respaldado por los resultados de laboratorio y es similar a elementos de concreto reforzado. Las expresiones de interés las obtuvimos del código internacional para diseño de concreto reforzado, ACI-S318-08.

Las disposiciones del código se han ajustado con precisión adecuada para estimar las resistencias de los paneles simples EMMEDUE, paneles EMMEDUE para losas con nervaduras a momentos de flexión, cortantes, compresión y tensión axial. La teoría para el cálculo de flexocompresión en este tipo de paneles sufre una modificación drástica, pues el comportamiento no puede ser ajustado al que presentan las secciones típicas de concreto reforzado. Dado esto se ha propuesto expresiones de relativa simplicidad para estimar adecuadamente los parámetros de resistencia para las combinaciones de compresión y flexión en las direcciones principales. Las condiciones de servicio fueron calculadas directamente con las disposiciones del código.

El uso de paneles EMMEDUE para viviendas no mayores a los dos pisos, ha resultado satisfactorio, pues con el ejemplo de diseño presentado se comprueba que la resistencia a diversas solicitaciones es adecuada y se ajusta al comportamiento deseado. Los muros y losas, tanto de entrepiso como de techo se pueden materializar con los paneles simples EMMEDUE, respetando parámetros establecidos en el manual del operador EMMEDUE y verificando la propuesta a través de los cálculos respectivos.

El mayor reto fue establecer las propiedades correctas del sistema constructivo EMMEDUE para realizar modelos estructurales tridimensionales. Las propiedades mecánicas del sistema ha sido objeto de análisis y propuestas según la percepción del diseñador. El poco conocimiento de la respuesta estructural ha hecho que se empleen consideraciones demasiados simplistas en cuanto a los módulos de elasticidad, módulos de corte, coeficientes de poisson, y sobre todo, los espesores bajo los cuales deben representarse estos paneles en los programas, que generalmente se basan en métodos de análisis complicados como el método de elementos finitos.



La única forma de establecer estas propiedades fue basarnos en los resultados obtenidos de una serie de ensayos de laboratorio, ajustando los parámetros necesarios y despejando de valores promedio la magnitud de los módulos de elasticidad respectivos. La estimación de estas propiedades fue comprobada al realizar un modelo en el programa SAP2000 de los especímenes de prueba y comparar las deflexiones máximas en el centro contra las deflexiones de laboratorio. Las diferencias entre una y otra es menor al 5% y eso ha bastado para considerarlas apropiadas para los fines de diseño establecidos.

El sistema EMMEDUE puede ser utilizado con resultados positivos en estructuras espaciales, tal el caso de la cúpula esférica con linterna presentada en este trabajo monográfico. El diseño de esta estructura arrojó que es posible utilizar los paneles simples para constituir la cúpula, teniendo en cuenta que el procedimiento de construcción debe efectuarse con elementos prefabricados de dimensiones que sean ajustadas a un modelo de desarrollo y luego completadas con el revoque de las caras internas y externas de la cúpula. El ejemplo de la cúpula y su respectivo modelo estructural en el programa SAP2000 se ajusta a la forma con que debe construirse, es decir, que cada sección correspondiente fue ideada para formar parte en la obra ya terminada. Como el cálculo de esta estructura es basado en esfuerzos axiales de compresión y tensión, los paneles simples EMMEDUE responden positivamente para resistir los esfuerzos generados. Es decir, que la capacidad soporte del panel no se vio excedido bajo ninguna combinación de carga definida.

El uso del sistema EMMEDUE para muros de contención es únicamente conveniente para el caso de muro de contención con contrafuertes, donde la losa de cimentación y los contrafuertes deben ser construidos de concreto reforzado. Solamente es posible utilizar el panel simple EMMEDUE para la pantalla del muro de contención; esto debido a que los contrafuertes proporcionan continuidad y generan condiciones de apoyo empotrados en los bordes, resultando momentos de flexión menores que la capacidad a flexión del panel EMMEDUE. Esto no es caso para los contrafuertes, que deben soportar grandes fuerzas de corte y



momentos de flexión. No resulta económico adaptar un panel simple EMMEDUE para que resista estos esfuerzos. Para la losa de cimentación siempre se utiliza concreto reforzado.

No es posible utilizar este sistema EMMEDUE en muros de contención en voladizo, ya que los momentos generados en la base y a través de la altura de la pantalla del muro exceden en gran manera la resistencia del panel. Para suelos granulares con inclinación de aproximadamente 15° , la altura máxima que puede ser utilizada para la pantalla con panel EMMEDUE es apenas de 1.75 m aproximadamente. Esto es absurdo pues los muros de contención se proyectan para salvar alturas considerables. Por tanto, concluimos que para muros de contención solamente el caso indicado en el párrafo anterior es posible, así que el uso de este sistema está altamente restringido para este tipo de obra civil.



RECOMENDACIONES

La esencia en el uso del sistema constructivo EMMEDUE radica en los valores de las resistencias de diseño y las propiedades geométricas y mecánicas que son utilizadas para proyectar las estructuras deseadas. Por tanto se hace necesario que se efectúen extensas pruebas de laboratorio a paneles EMMEDUE con las características propias en nuestra práctica constructiva, es decir, con los paneles comercializados en el mercado, con el fin de comparar cada una de las propuestas de resistencias a flexión, cortantes, compresión, tensión, flexocompresión, etc., con las obtenidas en los prototipos de prueba.

Hacemos constar que además de estas pruebas para verificar las resistencias, se deben planificar pruebas que permitan establecer correctamente las propiedades mecánicas del sistema EMMEDUE para paneles simples utilizados para muros y losas. De esta forma obtener la clasificación más realista del sistema en cuanto al comportamiento mecánico definiendo con claridad si se trata de un tipo de material isotrópico u ortotrópico; así indicando también el margen de error que se obtiene al definir estas propiedades.

Las características dinámicas del sistema han sido definidas arbitrariamente en diversas pruebas a nivel mundial. Una recomendación muy necesaria, aunque costosa, es la realización de una prueba de una vivienda a escala que permita determinar todos los parámetros a considerar en análisis sísmicos tales como la ductilidad global y local de los elementos EMMEDUE, el rango de periodos típicos que se presentan en este tipo de obra con paneles y las características de amortiguamiento.

Para garantizar una construcción de calidad, es necesario que la aplicación de todos los elementos definidos como paneles, mallas de unión, sistemas de anclaje, etc., se adapten y sigan los lineamientos o recomendaciones establecidas por el manual del operador de EMMEDUE.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **PCA, Portland Cement Association (2002).** “Notas sobre ACI 318S-02. Requisitos para hormigón estructural con ejemplos de diseño”.
2. **Comité ACI 318 (2008).** “Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario”.
3. **Ministerio de Transporte e Infraestructura MTI (2007).** “Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07)”.
4. **Msc. Julio Maltez Montiel, Gary Torres Martínez (2011).** “Manual Técnico Sistema Constructivo EMMEDUE”. Managua, Nicaragua.
5. “Memoria Técnica Sistema Constructivo M2. Tecnología M2. Sistema de construcción sismorresistente y aislante acústico y térmico”.
6. **Laboratorio de estructura, Departamento de Ingeniería Pontificia Universidad Católica del Perú.** “Informe técnico Evaluación experimental del sistema constructivo M2”.
7. **Portland Cement Association.** “Simplified Design Reinforced Concrete Buildings of Moderate Size and Height”.
8. **Universidad Politécnica de Cataluña** (Noviembre 2005). Tesis doctoral: “Sistema Constructivo de paneles Aligerados con Poliestireno expandido y malla electrosoldada espacial: Estudio estructural y Optimización”. *María Del Mar Cansario Pérez.*
9. **Intertek Testing Service NA, Inc** (January 2009). “Report number: 3083303 SAT, 001, 002, 003, 004, 005, 006, 007 and 008 REV1”.



10. **SHOTCRETE** (1994). Chang
11. **Centro experimental de ingeniería Universidad Tecnológica de Panamá.** “Pruebas experimentales del sistema de paneles Campione tipo PSM60 y PSM80 de M2”.
12. **European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering-EUCENTRE.** “Calculation models for evaluating the behavior of EMMEDUE floors”.
13. **Documento de Idoneidad Técnica del Sistema Portante EMMEDUE** “Instituto Eduardo Torroja”, Madrid, España.
14. **ANAPE (1992)** “Catalogo General de Poliestireno Expandido EPS. Proceso de fabricación, aplicaciones, aspectos medioambientales, normativas y productos” Asociación Nacional de poliestireno expandido, industria Española, Madrid
15. **Maltez Julio** (2009) “Diseño del sistema estructural M2 de EMMEDUE”. Managua, Nicaragua, 2009.
16. **Nilson A.H., Winter G** (1995) “Diseño de estructuras de concreto” 11ava edición Editorial Mc Graww-Hill.
17. **Mc Cormack, Russel Brown** (2011) “Diseño de concreto reforzado” 9ava edición Editorial Alfaomega.
18. **Rocío Martín – Oar Luca de Tena. Universidad de Vienna.** Tecnología para la construcción de cubiertas doblemente curvadas a partir de elementos planos.

ANEXOS

ANEXO No.1:

- ESTIMACIÓN PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PANEL SIMPLE EMMEDUE PARA MUROS Y LOSAS.

ANEXO No.2:

- CONTINUIDAD DEL GRÁFICO DE DEFORMACIONES COMPATIBLES A TRAVÉS DE LOS CONECTORES TRANSVERSALES.

ANEXO No.3:

- CUANTÍAS DE REFUERZO PANELES EMMEDUE.

ANEXO No.4:

- SECCIONES ESTRUCTURALES TÍPICAS PARA EL SISTEMA CONSTRUCTIVO EMMEDUE.

ANEXO No.1: ESTIMACIÓN PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PANEL SIMPLE EMMEDUE PARA MUROS Y LOSAS

La estimación de los módulos de elasticidad del sistema constructivo EMMEDUE se efectúa a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio registradas.

SISTEMAS MURO

RIGIDEZ A FLEXIÓN PRUEBA LABORATORIOS

De los ensayos de laboratorio realizados, los informes finales muestran los siguientes resultados para las rigideces a flexión de los especímenes probados:

ESPECIMEN	EI (LB*IN²)	EI (KG*CM²)
4x8_1	85707648	250771638
4x8_2	82413072	241132052
4x8_3	78568704	229883833
4x14_4	77857488	227802889
4x14_5	60318576	176485862
4x14_6	26819856	78472101

$$EI = 68614224 \text{ lb} \cdot \text{in}^2 \text{ (200758063 Kg} - \text{cm}^2)$$

INERCIA SECCIÓN TRANSVERSAL

$$E_m = 3.86 * 17.24^{0.6} = 21.31 \text{ Gpa (3.0899} \times 10^6 \text{psi)}$$

$$I_{xt} = 24 \text{ 798.12 cm}^4$$

$$I_{yt} = 756 \text{ 603.33 cm}^4$$

PROPIEDADES MECÁNICAS PARA MUROS ESTRUCTURALES EMMEDUE.

Módulos de elasticidad

Tomando el menor valor entre I_{xt} e I_{yt} y el promedio $EI = 200 \text{ 758 063 Kg} * \text{cm}^2$

$$E = \frac{EI_{PROMEDIO}}{I_{MENOR}} = \frac{200 \text{ 758 063 Kg} * \text{cm}^2}{24 \text{ 798.12 cm}^4}$$

$$E = 8095.70 \frac{kg}{m^2} = 8.096 \times 10^7 \frac{kg}{m^2}$$

$$E_1 = E = 8.096 \times 10^7 \frac{kg}{m^2}; E_2 = E = 8.096 \times 10^7 \frac{kg}{m^2}; E_3 = 0.5E = 4.048 \times 10^7 \frac{kg}{m^2}$$

Coefficientes de Poisson

$$\nu_{12} = 0.20; \nu_{13} = 0.25; \nu_{23} = 0.25$$

Módulo de cortante

$$G_{12} = 0.4E_2 = 0.4 \times 8.096 \times 10^7 \frac{kg}{m^2} = 3.238 \times 10^7 \frac{kg}{m^2}$$

$$G_{13} = 0.4E_3 = 0.4 \times 4.048 \times 10^7 \frac{kg}{m^2} = 1.619 \times 10^7 \frac{kg}{m^2}$$

$$G_{23} = 0.4E_3 = 0.4 \times 4.048 \times 10^7 \frac{kg}{m^2} = 1.619 \times 10^7 \frac{kg}{m^2}$$

VERIFICACIÓN PROPIEDADES MECÁNICAS

En la figura siguiente se muestra el ensaye para determinar la carga y deflexión máxima que soporta el muro de panel estructural EMMEDUE.



Figura No.1: Esquema espécimen de laboratorio.

Resultados de la prueba de laboratorio

ID Especimen	Carga máxima (lb)	Deflexión máxima (in)	Carga Rotura Panel (lb)	EI (lb-ft ²)
4x8T1	5140	1.019	6580	595192
4X8T2	5060	1.034	6580	572313
4X8T3	5020	1.046	5610	545616
Promedio 4x8	5073	1.033	6257	571040

Modelo analítico del espécimen

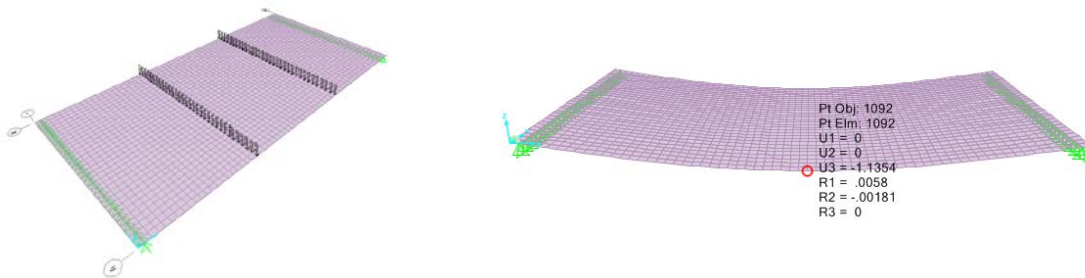


Figura No.2: Modelo tridimensional en el programa SAP2000 del panel de prueba 4´x8´

La combinación de carga utilizada para determinar las deflexiones máximas en la línea central del panel corresponde a la carga muerta del peso propio y las cargas máximas del ensayo (76.86 lb).

Análisis comparativo “ensayo de laboratorio vs modelo analítico”

$\Delta_{mpl} = 1.033 \text{ in}$ Deflexión máxima promedio laboratorio

$\Delta_{mpa} = 1.092 \text{ in}$ Deflexión máxima promedio analítica

$$\%diferencia = \frac{|1.033 - 1.092|}{1.033} * 100 = 5.71 \%, \mathbf{OK!!}$$

SISTEMAS LOSA

RIGIDEZ A FLEXIÓN PRUEBA LABORATORIOS

ESPECIMEN	EI (lb*in ²)	EI (Kg*cm ²)
PSM80_4x8_1	137463408	402203593
PSM80_4x8_2	113876496	333190749
PSM80_4x8_3	131961600	386105877
PSM80_4x12_4	77694336	227325523
PSM80_4x12_5	80763264	236304886
PSM80_4x12_6	152790192	447048164

$$EI = 115758216 \text{ lb} \cdot \text{in}^2 \text{ (338696465 Kg} - \text{cm}^2\text{)}$$

INERCIA SECCIÓN TRANSVERSAL

$$E_c = 57000 \times \sqrt{3500} = 3.372 \times 10^6 \text{ psi}$$

$$E_m = 3.86 * 17.24^{0.6} = 21.31 \text{ Gpa (3.0899} \times 10^6 \text{ psi)}$$

$$I_{xt} = 50 \text{ 105.29 cm}^4$$

$$I_{yt} = 1 \text{ 607 459.60 cm}^4$$

PROPIEDADES MECÁNICAS PARA LOSAS ESTRUCTURALES EMMEDUE

Módulo de elasticidad

Tomando el menor valor entre I_{xt} e I_{yt} y del promedio $EI = 338 \text{ 696 465 Kg} * \text{cm}^2$

$$E = \frac{EI_{PROMEDIO}}{I_{MENOR}} = \frac{338 \text{ 696 465 Kg} * \text{cm}^2}{50 \text{ 105.29 cm}^4}$$

$$E = 6 \text{ 759.7} \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 6.760 \times 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$E_1 = E = 6.76 \times 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}; E_2 = E = 6.76 \times 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}; E_3 = 0.5E = 3.38 \times 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Coeficientes de Poisson

$$\nu_{12} = 0.20 ; \nu_{13} = 0.25 ; \nu_{23} = 0.25$$

Módulo de cortante

$$G_{12} = 0.4E_2 = 0.4 \times 6.76 \times 10^7 \frac{kg}{m^2} = 2.704 \times 10^7 \frac{kg}{m^2}$$

$$G_{13} = 0.4E_3 = 0.4 \times 3.38 \times 10^7 \frac{kg}{m^2} = 1.352 \times 10^7 \frac{kg}{m^2}$$

$$G_{23} = 0.4E_3 = 0.4 \times 3.38 \times 10^7 \frac{kg}{m^2} = 1.352 \times 10^7 \frac{kg}{m^2}$$

VERIFICACIÓN PROPIEDADES MECÁNICAS

En la figura siguiente se muestra el ensaye para determinar la carga máxima que soporta la losa de panel estructural EMMEDUE.



Figura No.3: Esquema espécimen de laboratorio.

Resultados de la prueba de laboratorio

ID Especimen	Carga máxima (lb)	Deflexión máxima (in)	Carga Rotura Panel (lb)	EI (lb-ft ²)
80_4x8FRF1	7910	0.979	10110	954607
80_4x8FRF2	7780	1.080	9520	790809
80_4x8FRF3	8010	0.991	9840	916400
Promedio 4x8	7900	1.017	9823	887272

Modelo analítico del espécimen

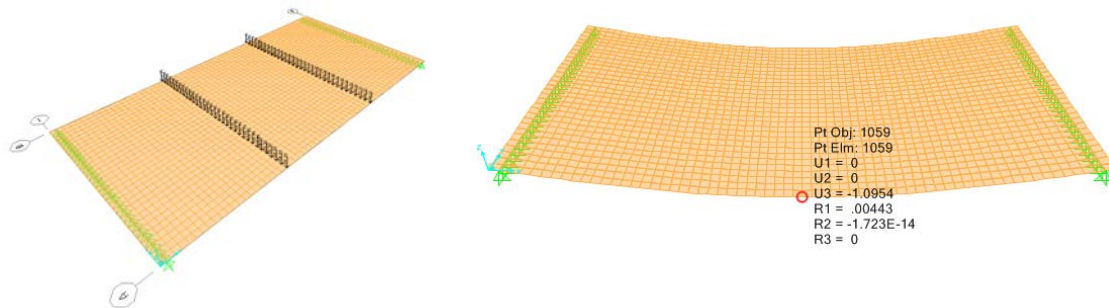


Figura No.4: Modelo tridimensional en el programa SAP2000 del panel de prueba 4´x8´
 La combinación de carga utilizada para determinar las deflexiones máximas en la línea central del panel corresponde a la carga muerta del peso propio y las cargas máximas del ensayo (119.7 lb).

Análisis comparativo “ensayo de laboratorio vs modelo analítico”

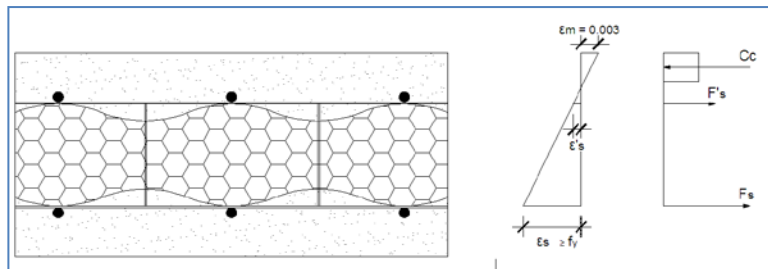
$\Delta_{mpl} = 1.017 \text{ in}$ Deflexión máxima promedio laboratorio

$\Delta_{mpa} = 1.063 \text{ in}$ Deflexión máxima promedio analítica

$$\% \text{ diferencia} = \frac{|1.017 - 1.063|}{1.017} * 100 = 4.52 \%, \text{ OK!!}$$

ANEXO No.2: CONTINUIDAD DEL GRÁFICO DE DEFORMACIONES COMPATIBLES A TRAVÉS DE LOS CONECTORES TRANSVERSALES

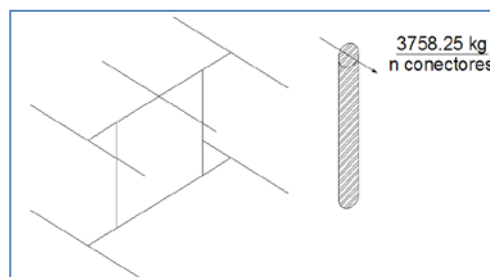
La sección unitaria de análisis se somete al cálculo de la resistencia a flexión, determinando las fuerzas axiales que generan el par resistente. Estas fuerzas axiales son transmitidas a los conectores transversales, los cuales deben resistir esta acción en corte directo. El esquema siguiente muestra tal suposición.



Dado que las mallas, superior e inferior de los paneles poseen la misma cuantía de acero, ambos estarán a tensión para garantizar la compatibilidad de deformaciones en la sección. Por tanto, dependiendo del ϵ'_s y ϵ_s , se tomará el mayor valor de F'_s ó F_s y se revisará la resistencia de los conectores en la sección de diseño.

A modo de ejemplo se considera una sección de longitud unitaria con las siguientes características: resistencia del micro-concreto $140 \frac{kg}{cm^2}$, esfuerzo del acero $6125 \frac{kg}{cm^2}$, diámetro del acero igual a $2.50mm$ con separaciones a cada $80mm$.

A través de las hojas de cálculo se obtiene las fuerzas de tensión que deben soportar los conectores, $F'_s = 3758.25 kg$ a corte directo.



A través de la ecuación del cortante se determinará la cantidad mínima de conectores para garantizar la continuidad de las mallas de acero y capas de micro-concreto.

$$\tau_{max} = \frac{VQ}{It} ; Q = \frac{\pi r^2}{2} x \frac{4r}{3\pi} ; Q = \frac{2r^2}{3} ; I = \frac{\pi r^4}{4} ; t = 2r ; \tau_{m\acute{a}x} = \frac{4V}{3\pi r^2}$$

Por corte directo, se considera que el esfuerzo permisible será del 40% del esfuerzo de fluencia. Si el esfuerzo cortante máximo es igual al esfuerzo permisible; el cortante máximo que soporta un conector es:

$$\sigma_{perm} = \frac{4V}{3\pi r^2} ; V_{m\acute{a}x} = \frac{3\pi r^2 \sigma_{perm}}{4} ; V_{m\acute{a}x} = \frac{3\pi r^2 \sigma_y}{10}$$

Cantidad de conectores:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{3\pi r^2 \sigma_y}{10} = \frac{3\pi(0.30 \text{ cm})^2(6125) \text{ kg/cm}^2}{10}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 519 \text{ Kg}$$

Para garantizar la continuidad se requiere soportar una fuerza cortante de $V = 3758.25 \text{ kg}$.

$$N_c = \frac{3758.25 \text{ kg}}{519 \text{ kg}} = 8$$

El número de conectores necesarios para garantizar la continuidad del panel varía según las características propias del panel (acero de las mallas, diámetros, resistencia a la fluencia, espesores del poliestireno, de las capas de mortero, etc), además en función del corte que debe soportar el panel según las solicitaciones en la estructura del cual forma parte. Por tanto, el cálculo de la resistencia al corte, lo controlan los conectores transversales.

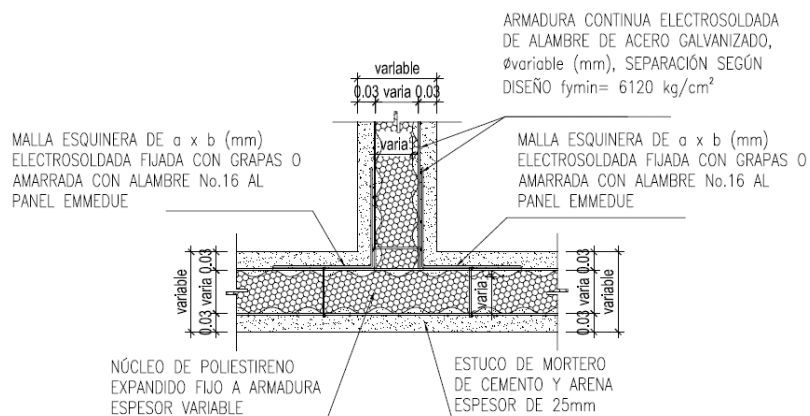
ANEXO No.3: CUANTÍAS DE REFUERZO PANELES EMMEDUE

El código ACI-318 proporciona los valores mínimos de refuerzo para elementos sometidos a flexión, corte; así también para muros: acero vertical y horizontal. Estos valores se comparan con las cuantías ya establecidas de los paneles EMMEDUE, las cuales varían según el tipo de panel: Superior, Premium, Estándar y Social y según las combinaciones de diámetros de acero de las mallas de refuerzo: 2.00, 2.30, 2.40 y 2.50mm.

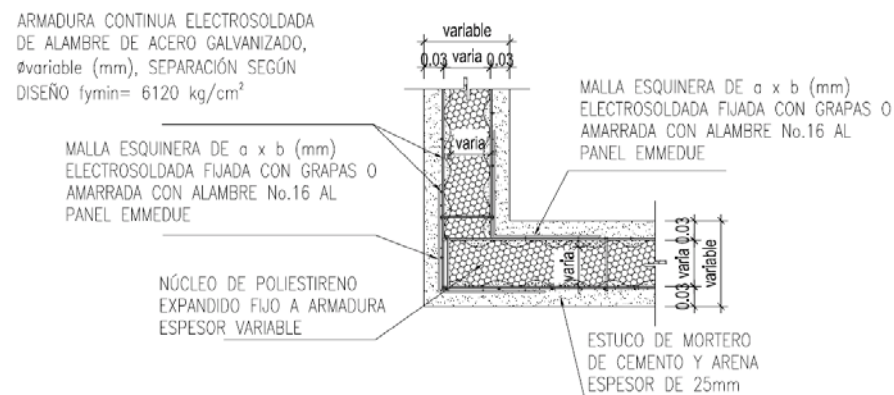
Cuantías mínimas requeridas para elementos EMMEDUE								
Acción / Elemento	Ecuación				Valor Muros		Valor Losas	
Flexión	$\frac{3\sqrt{f'c}}{fy} \geq \frac{200}{fy}$				0.0023		0.0023	
Cortante	$\frac{0.75\sqrt{f'c}}{fy} \geq \frac{50}{fy}$				0.00057		0.00057	
Compresión	$0.01 \leq \rho \leq 0.08$				0.01		-	
Retracción y fraguado	$\frac{0.0018 \times 60000}{fy} \geq 0.0014$				0.0014		0.0014	
Muro, refuerzo vertical					0.0012		-	
Muro, refuerzo horizontal					0.002		-	
$f'_{CLOSA} = 3000 \text{ psi}; f'_{CMURO} = 2500 \text{ psi}; fy = 87500 \text{ psi}$								
Cuantías de acero según las medidas de cuadrículas en paneles EMMEDUE								
@	80mm		95mm		100mm		140mm	
Diámetro	MURO	LOSA	MURO	LOSA	MURO	LOSA	MURO	LOSA
2.00mm	1.31e-3	7.85e-4	1.10e-4	6.61e-4	1.05e-3	6.28e-4	7.48e-4	4.49e-4
2.30mm	1.73e-3	1.04e-3	1.46e-3	8.75e-4	1.38e-3	8.31e-4	9.89e-4	5.94e-4
2.40mm	1.88e-3	1.13e-3	1.59e-3	9.52e-4	1.51e-3	9.05e-4	1.08e-3	6.46e-4
2.50mm	2.05e-3	1.23e-3	1.72e-3	1.03e-3	1.64e-3	9.82e-4	1.17e-3	7.01e-4
$\rho = \frac{\pi\phi^2}{4 \cdot S \cdot t_s}$ <p>ϕ: diámetro acero, S: cuadrícula, $t_{SLOSA} = 50 \text{ mm}$, $t_{SMURO} = 30 \text{ mm}$</p>								

Esto demuestra que no se cumplen los requisitos de cuantías mínimas para paneles EMMEDUE, aunque puedan cumplirse las resistencias. Para este caso el código ACI-318 es flexible si se comprueba que se alcanzan las resistencias de diseño para soportar las solicitaciones impuestas a la estructuras.

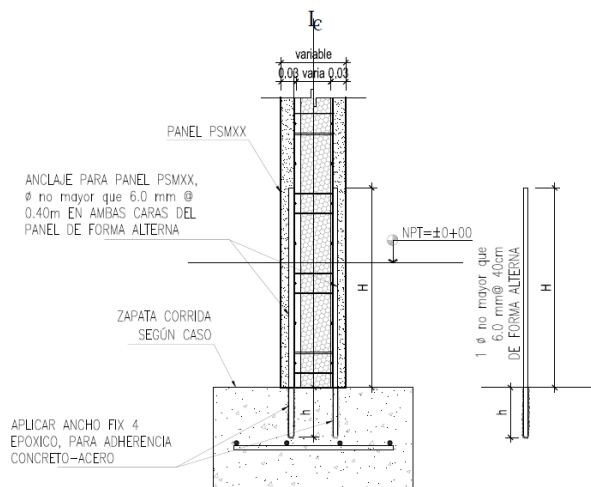
ANEXO No.3: SECCIONES ESTRUCTURALES TÍPICAS.



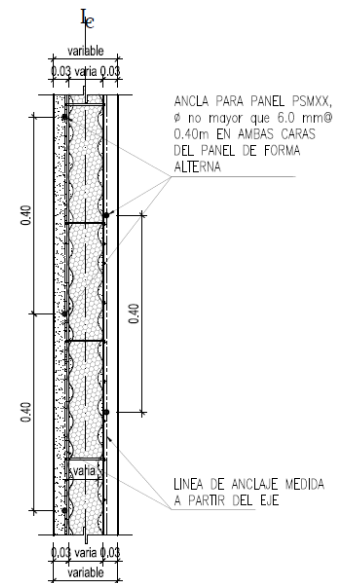
Unión de paneles en muros perpendiculares (planta).



Unión de paneles en esquina (planta).

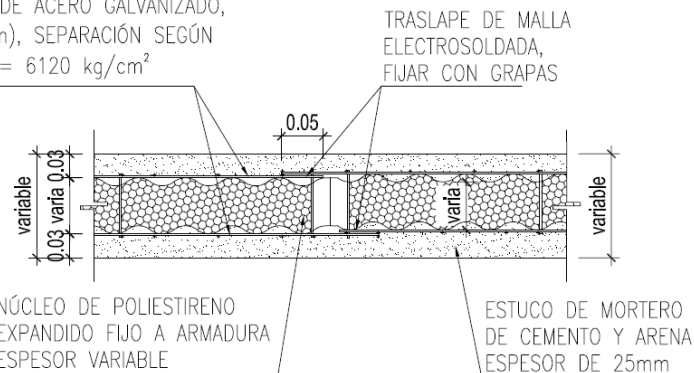


Fijación de panel de pared a cimiento corrido (elevación)

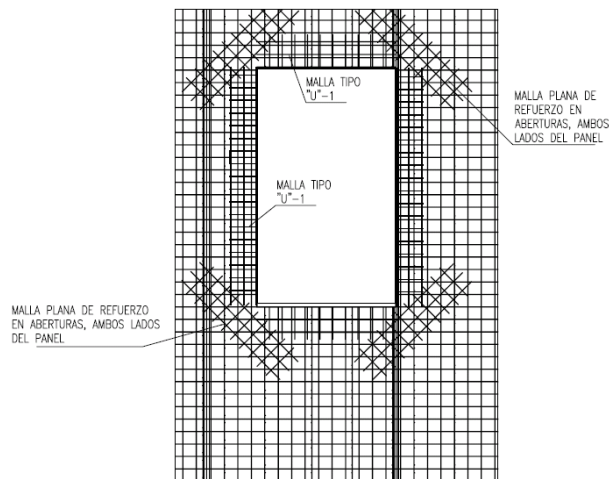


Fijación de panel de pared a cimiento corrido (planta)

ARMADURA CONTINUA ELECTROSOLDADA DE ALAMBRE DE ACERO GALVANIZADO, ϕ variable (mm), SEPARACIÓN SEGÚN DISEÑO $f_{ymin} = 6120 \text{ kg/cm}^2$

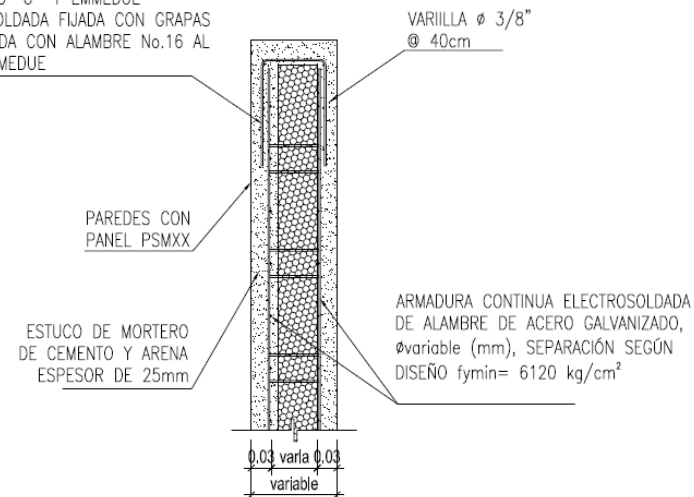


Unión lineal de paneles (planta).

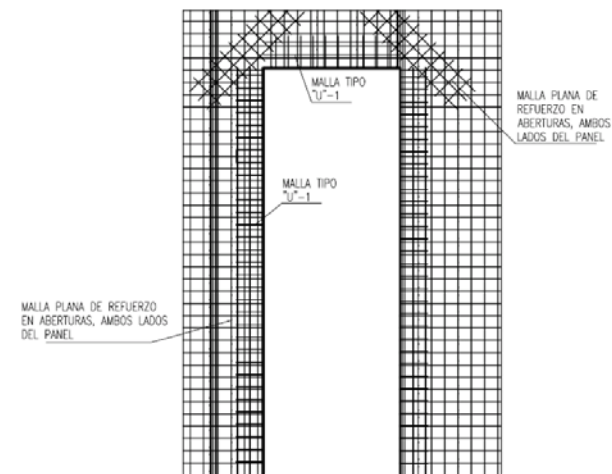


Colocación de refuerzo en vanos de ventana

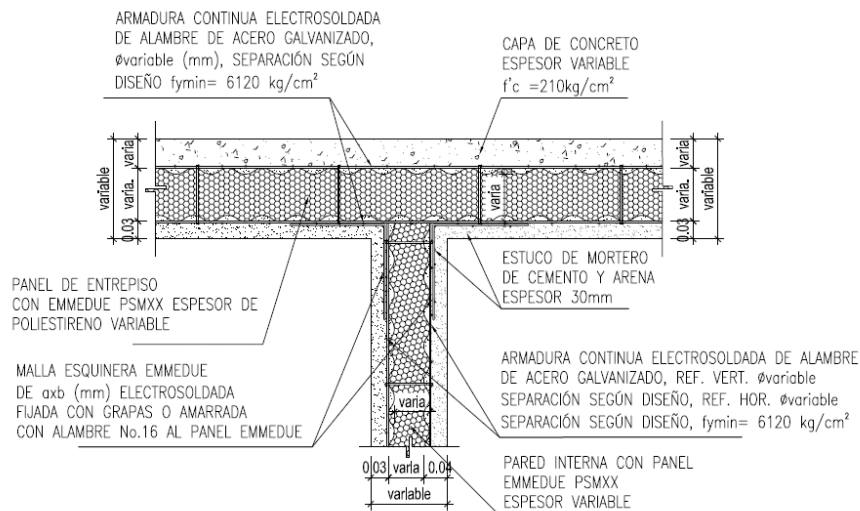
MALLA TIPO "U"-1 EMMEDUE ELECTROSOLDADA FIJADA CON GRAPAS O AMARRADA CON ALAMBRE No.16 AL PANEL EMMEDUE



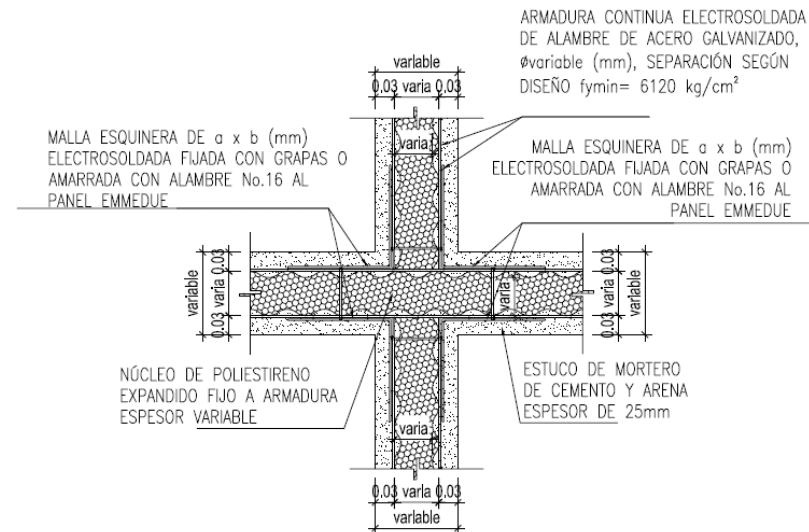
Detalle de coronación de panel.



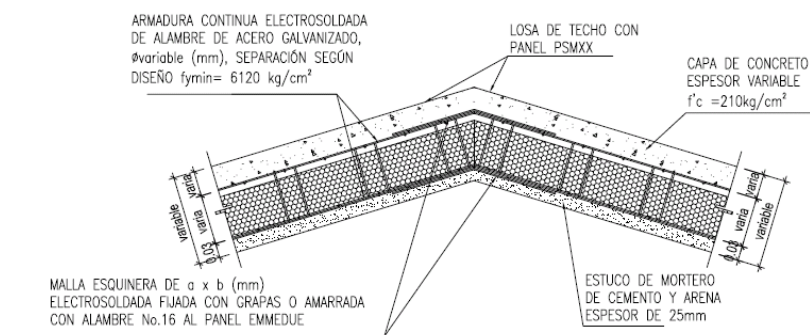
Colocación de refuerzo en vanos de puerta



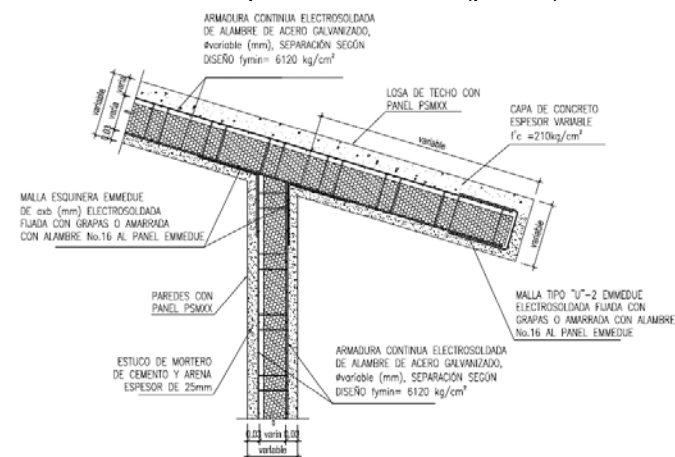
Unión losa con panel PSME de pared interna (elevación).



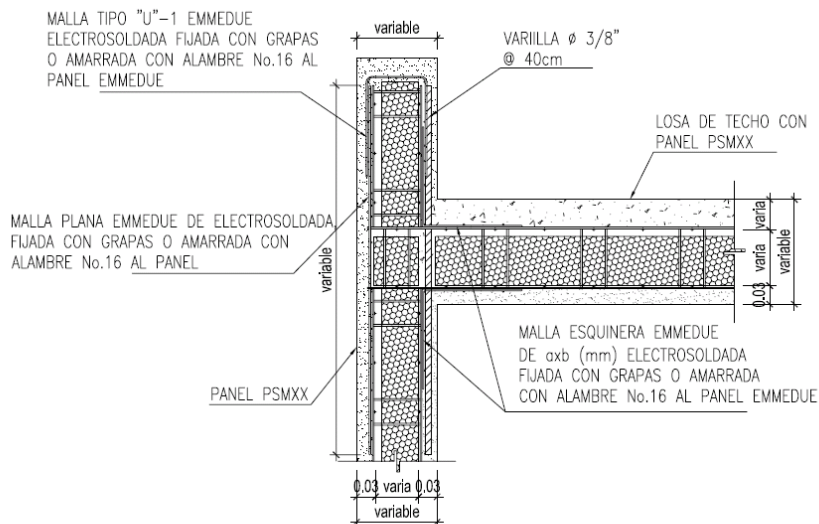
Unión de paneles en cruz (planta).



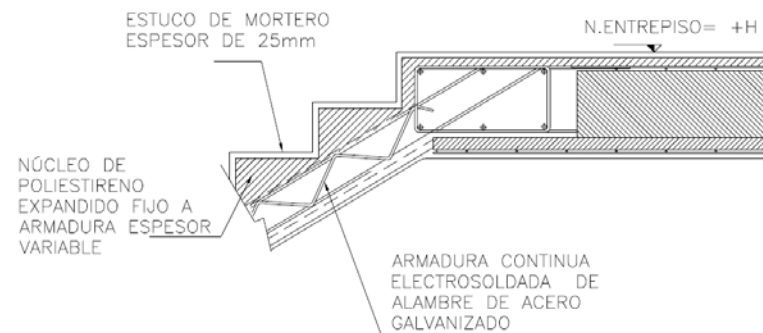
Unión de paneles de techo en cumbrera



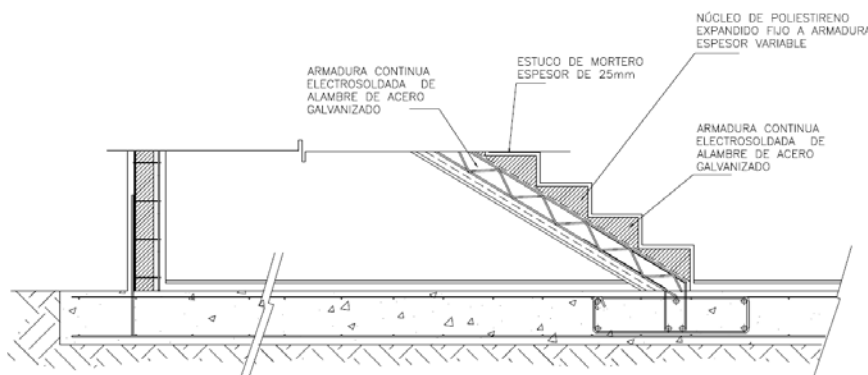
Unión de paneles de techo con pared exterior.



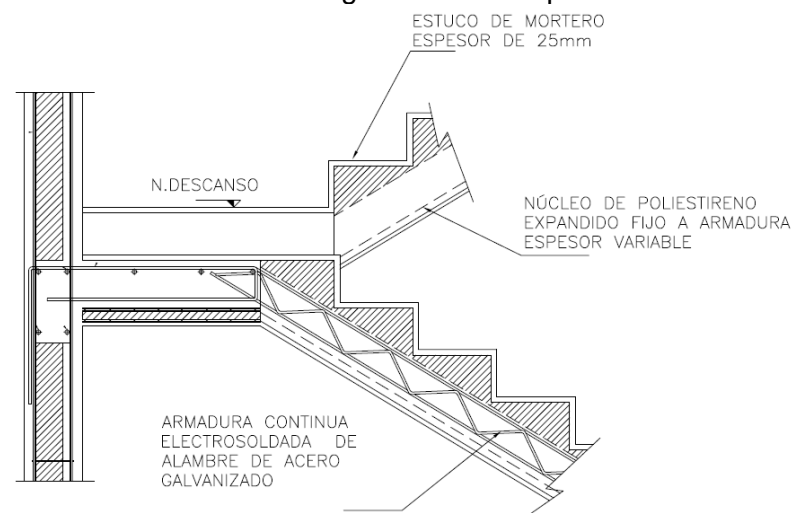
Unión de losa plana de techo con panel PSME



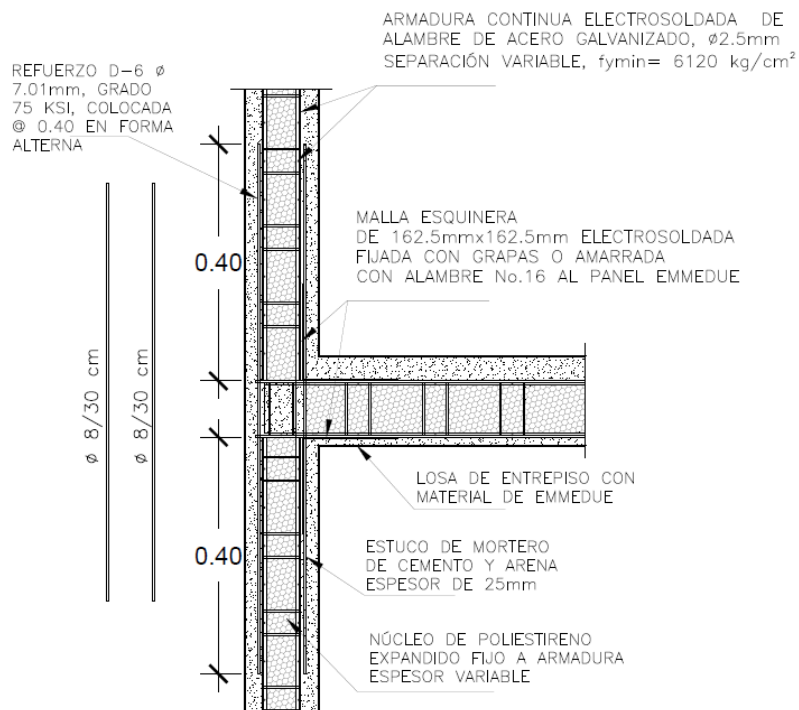
Detalle de gradas de entrepiso



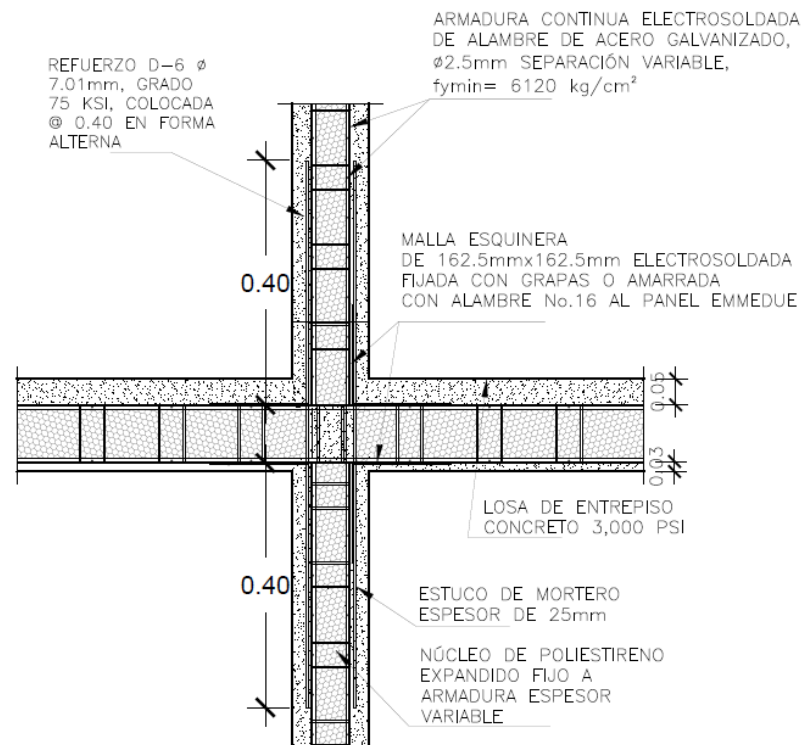
Detalle escalera unión a cemento corrido



Detalle escalera en descansos

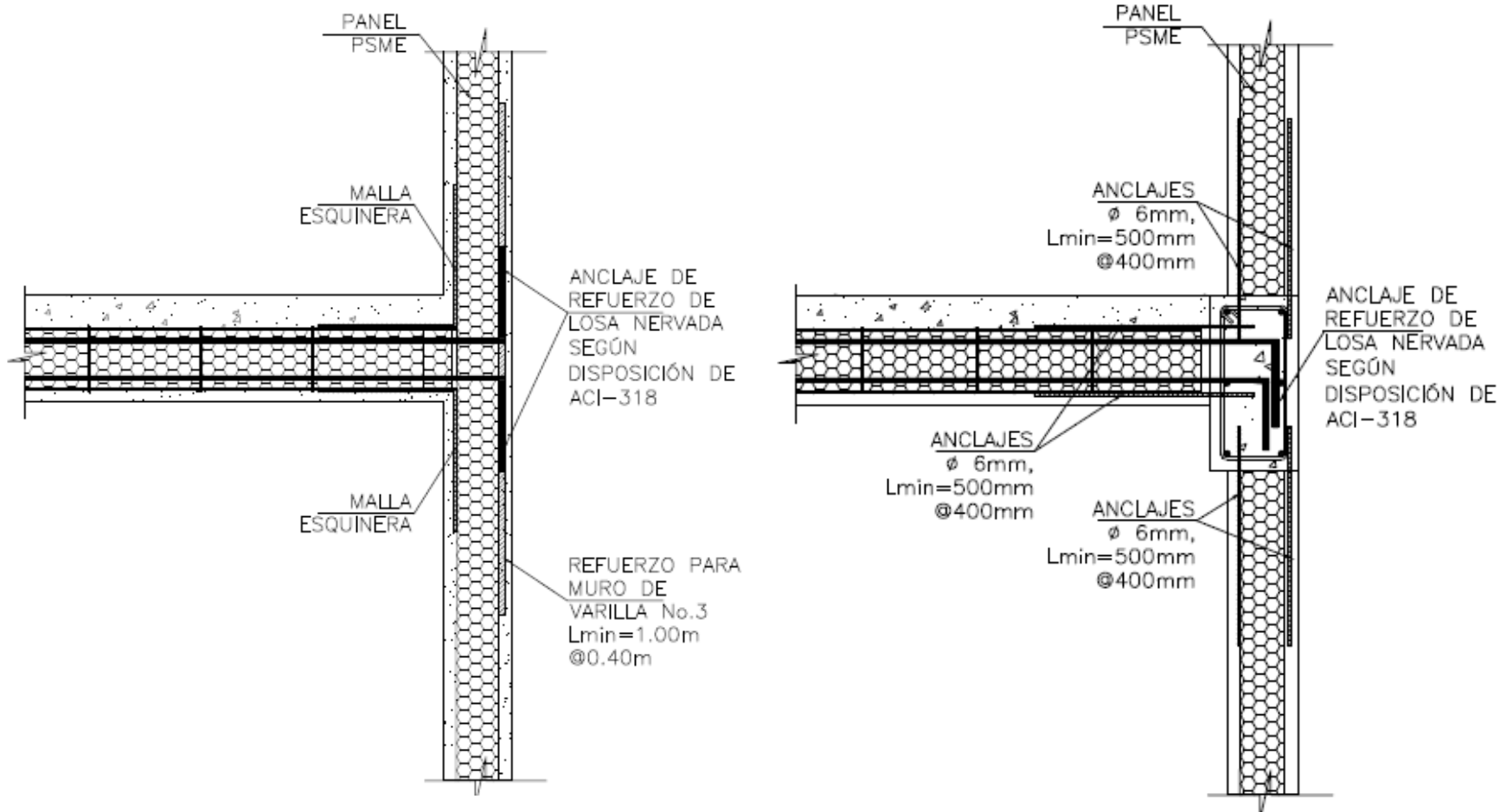


Unión panel en losa de entpiso: pared exterior.



Detalle de unión de paneles en losa de entpiso: pared interior.

DETALLE DE ANCLAJE PARA REFUERZO ADICIONAL EN LOSAS CON NERVADURAS



Anclaje de acero de refuerzo de nervadura en panel PSME

Anclaje de acero de refuerzo de nervadura en viga de concreto