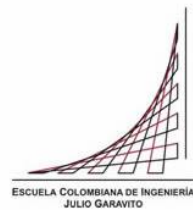


Maestría en Ingeniería Civil

Revisión de las provisiones existentes para diafragmas en construcción prefabricada a partir del reglamento NSR-10.

Roque Ángel Armenta Polo

Bogotá D.C. 21 de Julio de 2016



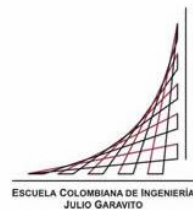
Revisión de las provisiones existentes para diafragmas en construcción prefabricada a partir del reglamento NSR-10.

Tesis para optar al título de magister en Ingeniería Civil con énfasis en Estructuras

**Sandra Jerez Barbosa
Director**

**Pedro Nel Quiroga y Luis Enrique Aycardi
Jurados**

Bogotá D.C. 21 de Julio de 2016



Nota de Aceptación:

La tesis de maestría titulada “REVISIÓN DE LAS PROVISIONES EXISTENTES PARA DIAFRAGMAS EN CONSTRUCCIÓN PREFABRICADA A PARTIR DEL REGLAMENTO NSR-10” cumple con los requisitos establecidos para optar el título de Magister en Ingeniería Civil con énfasis en Estructuras.

Ing. Pedro Nel Quiroga Saavedra
Jurado

Ing. Luís Enrique Aycardi
Jurado

Ing. Sandra Jerez Barbosa
Director del Proyecto

Bogotá D.C., 21 de Julio de 2016

AGRADECIMIENTOS

A la Ing. Sandra Jerez, a quien le debo parte de mis conocimientos en la Ingeniería Estructural y fue pieza importante para poder elaborar este proyecto a distancia.

A mi hermana y mis padres por el apoyo durante los dos años que requirió la elaboración de este documento.

RESUMEN

Este trabajo planteó como objetivo principal determinar si el comportamiento de los entrepisos en estructura prefabricada obedecía a un sistema de diafragma rígido, semi rígido o flexible, de la misma forma se estudió que las aceleraciones estimadas con las expresiones del reglamento NSR-10, pudieran ser aplicables a este tipo de construcción, para lo cual fue necesario encontrar indicadores de análisis y de diseño para nuestros diafragmas prefabricados.

Con una duración de dos años dedicadas a la investigación, se pudo concluir, partiendo de la realización de ensayos a escala real en el laboratorio de materiales y estructuras de la escuela colombiana de Ingeniería, pasando por modelaciones en softwares especialistas en elementos finitos y en el análisis y diseño de edificios, que los entrepisos prefabricados con conexión de barras de refuerzo traslapadas y soldadas, garantizarían un comportamiento rígido en una estructura típica de 5 pisos.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	12
2. OBJETIVOS.....	15
2.1. OBJETIVO GENERAL	15
2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	15
3. MARCO TEORICO	16
3.1. CONSTRUCCIONES PREFABRICADAS EN COLOMBIA.....	16
3.2. TIPOS DE CONEXIONES PARA ESTRUCTURAS PREFABRICADAS.....	19
3.3. SISTEMA PREFABRICADO DE MUROS Y PLACAS MACIZAS	22
3.3.1. SISTEMA DE PRODUCCIÓN Y MONTAJE DE LAS PIEZAS.....	22
3.3.1.1. ACTIVIDAD DE PRODUCCIÓN.....	23
3.3.1.2. ACTIVIDAD DE MONTAJE	24
3.4. PROVISIONES DE REGLAMENTOS SISMO RESISTENTES PARA CONSTRUCCIONES PREFABRICADAS	26
3.4.1. REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE (NSR, 2010).....	26
3.4.2. GUIDELINES FOR THE USE OF STRUCTURAL PRECAST CONCRETE IN BUILDINGS (New Zealand concrete society, 1999)	26
3.4.3. GUIDE FOR PRECAST CONCRETE WALL PANELS (ACI 533R-11).....	27
3.4.4. ACI 318S-2014 y comentario ACI 318SR-2014.....	28
3.4.5. DESIGN GUIDELINES FOR CONNECTIONS OF PRECAST STRUCTURES UNDER SEISMIC ACTIONS.....	29
3.5. DIAFRAGMAS	29
3.5.1. DEFINICIÓN DE DIAFRAGMA, (NEHRP, 2010).....	29
3.5.2. FUNCIONES PRINCIPALES DE LOS DIAFRAGMAS, (NEHRP, 2010).	29
3.5.3. FUNCIONES ADICIONALES DE LOS DIAFRAGMAS.....	30
3.5.4. ACELERACIONES EN EL DIAFRAGMA	31
3.6. CLASIFICACIÓN DE LOS DIAFRAGMAS	33
3.6.1. DIAFRAGMAS RIGIDOS	33
3.6.2. DIAFRAGMAS FLEXIBLES	35

3.7. CLASIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS DE DIAFRAGMAS FLEXIBLES (Fleischman R.B. 2001).....	36
4. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	37
4.1. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO DE LABORATORIO.....	37
4.2. DESCRIPCIÓN DE LAS PIEZAS DE CONCRETO REFORZADO CON CARGA NORMAL EN SU PLANO.....	38
4.3. DESCRIPCIÓN DE LAS PIEZAS DE CONCRETO REFORZADO CON CARGAS APLICADAS EN EL PLANO DEL DIAFRAGMA.....	41
5. RESULTADOS.....	44
5.1. RESULTADOS DE LAS PLACAS.....	44
5.1.1. CONCRETOS PARA ENSAYO CON CARGA NORMAL A SU PLANO.....	44
5.1.2. CONCRETOS PARA ENSAYO CON CARGA EN SU PLANO.....	45
5.2. RESULTADOS DE LA APLICACIÓN DE LA CARGAS.....	46
5.2.1. RESULTADOS DE ASPECTO VISUAL.....	46
5.2.2. RESULTADOS DE ASPECTO NUMERICO Y CALIBRACIÓN DE MODELOS.....	48
5.2.2.1. CALIBRACIÓN DEL MODELO PARA CARGA ELÁSTICA.....	50
5.3 ANALISIS CRONOLOGICO.....	55
5.4. CÁLCULO DE LOS INDICES DE FLEXIBILIDAD.....	60
5.5. CÁLCULO DE LAS ACELERACIONES DEL DIAFRAGMA.....	68
5.6. CÁLCULO DE LAS DERIVAS DE PISO.....	69
6. CONCLUSIONES.....	71
7. RECOMENDACIONES.....	73
8. BIBLIOGRAFÍA.....	74
9. ANEXOS.....	77
9.1 ANEXO 1. CARACTERIZACIÓN DE LOS AGREGADOS FINOS Y GRUESOS.....	77
9.2 ANEXO 2. MATERIALES PARA ENSAYOS DE LABORATORIO.....	81
9.3 ANEXO 3. CONTENIDO DE HUMEDAD DE LOS AGREGADOS.....	82
9.4 ANEXO 4. DISEÑO DE LA MEZCLAS DE CONCRETO.....	83

INDICE DE FOTOGRAFÍA

Fotografía No. 1: Planta de producción de piezas prefabricadas	24
Fotografía No. 2: Conexión soldada usada entre placas del sistema prefabricado	25
Fotografía No. 3: Placas de concreto reforzado de 0.70m y 2.20m de longitud.....	39
Fotografía No. 4: Conexión con refuerzo traslapado y soldado.....	40
Fotografía No. 5: Montaje de placas con carga estática normal a su plano.....	40
Fotografía No. 6: Placas de concreto reforzado de 0.10m x 145m x 0.50m	42
Fotografía No. 7: Montaje de placas con carga estática distribuida en el plano	43
Fotografía No. 8: Falla por flexión de pieza de concreto de 2.20m de longitud	46
Fotografía No. 9: Fisuración transversal en conexión con carga normal a su plano.....	47
Fotografía No. 10: Fisuración transversal en el tercio central de la placa.....	47
Fotografía No. 11: Fisuración transversal en la conexión.....	48

INDICE DE TABLAS

Tabla No. 1: Bitácora de los ensayos.....	44
Tabla No. 2: Resistencia, módulos de elasticidad y peso específico de concretos para placas y conexiones en ensayos 1,2,3 y 8	44
Tabla No. 3: Carga de falla, area de aplicación de la carga y presión final para ensayos 1,2,3 y 8.....	45
Tabla No. 4: Resistencia, módulos de elasticidad y peso específico de concretos para placas y conexiones en ensayos 5,6 y 7	45
Tabla No. 5: Carga de falla, area de aplicación de la carga y presión final para ensayos 5,6 y 7.....	45
Tabla No. 6: Combinaciones de modelos planteados en Ansys.....	49
Tabla No. 7: Calibración de modelos con carga normal a su plano.....	51
Tabla No. 8: Calibración de modelos con carga en su plano.....	53
Tabla No. 9: Coeficientes del reglamento NSR-10, para el cálculo de la amenaza	57
Tabla No. 10: Acelerograma escalados	58
Tabla No. 11: Indices de flexibilidad para acelerograma de Coyote	61
Tabla No. 12: Indices de flexibilidad para acelerograma de Mexico	63
Tabla No. 13: Indices de flexibilidad para acelerograma de Kobe	64
Tabla No. 14: Indices de flexibilidad para acelerograma de Northridge.....	66
Tabla No. 15: Indices de flexibilidad para acelerograma de Loma prieta.....	67
Tabla No. 16: Aceleraciones del diafragma (m/s ²)	68
Tabla No. 17: Derivas de piso por acelerograma	69

INDICE DE GRAFICAS

Grafica No. 1: Carga (kgf) vs. Deformación (mm) en el centro de la luz de 2.90m	50
Grafica No. 2: Carga(kgf) vs. Deformación(mm) en el concreto adyacente a la conexión	51
Grafica No. 3: Carga(kgf) vs. Deformación(mm) en el primer tercio central de la placa ...	52
Grafica No. 4: Carga(kgf) vs. Deformación(mm) en el segundo tercio central de la placa	52
Grafica No. 5: Carga (kgf) vs. Deformación (mm) en la conexión.....	53
Grafica No. 6: Acelerograma Coyote original y escalado	58
Grafica No. 7: Acelerograma Mexico original	58
Grafica No. 8: Acelerograma Mexico escalado	58
Grafica No. 9: Acelerograma Kobe original	59
Grafica No. 10: Acelerograma Kobe escalado	59
Grafica No. 11: Acelerograma Northridge original.....	59
Grafica No. 12: Acelerograma Northridge escalado	59
Grafica No. 13: Acelerograma Loma Prieta original	59
Grafica No. 14: Acelerograma Loma Prieta escalado.....	59
Grafica No. 15: Espectro de aceleraciones	59
Grafica No. 16: Indice de flexibilidad acelerograma de Coyote	62
Grafica No. 17: Indice de flexibilidad acelerograma de Mexico	63
Grafica No. 18: Indice de flexibilidad acelerograma de Kobe	65
Grafica No. 19: Indice de flexibilidad acelerograma de Northridge.....	66
Grafica No. 20: Indice de flexibilidad acelerograma de Loma Prieta	68
Grafica No. 21: Aceleraciones en el diafragma	69
Grafica No. 22: Derivas de piso	70

INDICE DE FIGURAS

Figura No. 1: Placa alveolar con junta fundida en sitio.....	19
Figura No. 2: Conexión soldada unida mediante barra de refuerzo o platina de acero.....	20
Figura No. 3: Conexión atornillada unida mediante barra de refuerzo o platina de acero.	21
Figura No. 4: Conexión fundida en sitio apoyada sobre viga o mensula	22
Figura No. 5: Secuencia de conexiones en entrepiso	37
Figura No. 6: Esquema de unión de barras de refuerzo en la conexión	39
Figura No. 7: Esquema de la conexión y distribución de la carga	42
Figura No. 8: Ejemplo modelo tipo A.....	50
Figura No. 9: Mallado de placas con carga normal en su plano	51
Figura No. 10: Mallado de placas con carga en su plano	53
Figura No. 11: Planta de conexiones en edificio de 5 niveles.....	55
Figura No. 12: Corte edificio de 5 niveles.....	56
Figura No. 13: Espectro de aceleraciones del reglamento NSR-10.....	57
Figura No. 14: Modelo matemático de 5 pisos	57
Figura No. 15: Flexibilidad del diafragma	60

1. INTRODUCCIÓN

Con el avance de la construcción y las diferentes tecnologías que han surgido en favor de ella y dado su afán de cubrir una gran cantidad de demanda en el sector de la vivienda y comercio, se ha demostrado que el uso de materiales como el concreto reforzado y el acero estructural no se limitan en su forma de uso y poseen la facultad de adaptarse a distintos patrones de manipulación con el objetivo de crear estructuras más asequibles y de rápida entrega para la comunidad.

Hoy día las construcciones prefabricadas ofrecen esta posibilidad y pueden llegar a consolidarse al final de la lista de los diferentes sistemas constructivos que han marcado un momento específico de la construcción colombiana, como se muestra a continuación:

- Construcciones en Tierra.
- Construcciones en Bahareque
- Sistema de pórticos (Viga - columnas)
- Mampostería en bloque. (Confinada o reforzada con bloque de perforación vertical)
- Acero estructural (Pórticos).
- Sistema de Túnel (Placa- muro)
- Entrepiso en *Steel deck*.
- Sistema Prefabricado

En muchos sistemas de entrepiso utilizados en la actualidad existe todavía la incertidumbre respecto a si la consideración de que todos los puntos del diafragma experimentan los mismos desplazamientos y por tanto conforman un diafragma rígido es válida y si no, cuáles serían los efectos sobre la respuesta sísmica.

Por ejemplo investigadores como Fleischman (2001), plantean teorías respecto a la forma como el diafragma para distintos tipos de construcción, distribuye las

fuerzas inerciales al sistema vertical de resistencia a fuerzas laterales (SVRFL), la cual depende de la rigidez relativa del diafragma y en sí mismo del SVRFL de la edificación, presentando un comportamiento lineal en la respuesta de desplazamientos cuando se consideran diafragmas rígidos con valores del índice de flexibilidad cercanos a cero, ($\alpha= 0.00$) y un comportamiento de los desplazamientos con tendencia parabólica cuando el diafragmas es flexible ($\alpha=10.00$).

Para las construcciones prefabricadas en concreto reforzado, no se tiene suficiente información en el reglamento colombiano NSR-10 en referencia al comportamiento sísmico, más allá de las prescripciones del título C.16, donde existen algunas recomendaciones en cuanto al diseño de conexiones y al apoyo e integridad estructural del sistema. Por tanto, dada la gran acogida que ha tenido este sistema industrializado en nuestro medio, la investigación aquí planteada busca contribuir a encontrar respuestas a interrogantes relacionados con la flexibilidad en los diafragmas, las conexiones y su respuesta ante cargas laterales y la representatividad de las demandas en los diafragmas cuando se usan las ecuaciones del reglamento NSR-10, para estimar la aceleración de los diafragmas.

Para lograr este objetivo se debe determinar si el comportamiento de los diafragmas en construcciones prefabricadas corresponde a un sistema rígido, semi-rígido o flexible en el plano y cuáles son las demandas derivadas de un evento sísmico.

El trabajo se desarrolló bajo la siguiente metodología con el fin de alcanzar las necesidades de la investigación i), se realizó el montaje en laboratorio de especímenes a escala real correspondientes a una franja aferente de placa, con el fin de estudiar el comportamiento de conexiones con barras de refuerzo traslapadas y soldadas, ii) los ensayos se realizaron en condiciones estáticas con cargas normales a su plano y en el plano, iii) se elaboraron modelos matemáticos en el software de análisis de estructuras con elementos finitos Ansys v.14.0, para recrear los ensayos de laboratorio y calibrar un modelo matemático que sea

aplicable a un edificio real de 5 pisos en un software comercial de análisis y diseño estructural, iv) Por último se modeló un edificio de cinco (5) pisos y se sometió a un análisis dinámico cronológico con 5 acelerogramas diferentes apropiadamente escalados de acuerdo con la amenaza de Bogotá como caso de estudio.

Los resultados indicaron que las estructuras de concreto prefabricadas en una altura de 5 pisos tenían un comportamiento rígido y la gran mayoría de las aceleraciones encontradas para cada registro, se encontraban por encima de las estimadas por el reglamento colombiano NSR-10.

Este documento se enmarca en 9 capítulos, incluyendo el resumen de anexos. En el capítulo 1 se describe el planteamiento del problema con la metodología escogida, el capítulo 2 muestra los objetivos que se plantearon para el propósito de la investigación, el capítulo 3 recopila toda la parte de antecedentes que atañen al problema, caso de los sistemas prefabricados, sus normativas, descripciones de los diafragmas etc. El capítulo 4 refleja la parte de ensayos de laboratorio realizada y en el capítulo 5 se da paso a los resultados obtenidos de los análisis realizados. Por último, los capítulos 6, 7, 8 y 9 corresponden a las conclusiones, recomendaciones, bibliografía y anexos respectivamente.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL.

- Determinar si el comportamiento de los diafragmas en una construcción prefabricada típica de 5 niveles corresponde a un sistema rígido, semi-rígido o flexible en su plano y si las disposiciones del reglamento NSR-10 estiman adecuadamente la demanda sísmica sobre estos elementos.

2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.

- Caracterizar el comportamiento de un diafragma prefabricado de un edificio de 5 niveles a través de sus índices de flexibilidad.
- Identificar si las fuerzas inerciales para análisis de deriva y diseño de los diafragmas construidos monolíticamente presentados en el reglamento NSR-10 son aplicables a las construcciones prefabricadas.
- Contribuir con la obtención de parámetros para las construcciones prefabricadas, para una zona de riesgo sísmico determinada, en una edificación con sistema muro-placa de 5 pisos.

3. MARCO TEORICO.

Este capítulo reseña en siete partes la evolución de las construcciones prefabricadas en Colombia y los aportes al diseño de las mismas provenientes de ensayos realizados, normas extranjeras e investigaciones de carácter internacional. De igual forma se trata en algunos segmentos el comportamiento de los diafragmas de construcción tradicional y su análisis.

3.1. CONSTRUCCIONES PREFABRICADAS EN COLOMBIA.

Los primeros sistemas de construcción consistente en paneles prefabricados para edificios de gran altura, según la definición de NSR-10, datan de años alrededor de 1970, los cuales inicialmente surgieron con parámetros y tecnologías adoptadas de otros países cuyo avance era notorio en contraste con la actualidad colombiana.

A pesar de la aparición del código sismo resistente del 1984 en nuestro país como consecuencia de los daños ocasionados por los sismos de 1979 en la zona del antiguo departamento de Caldas el 23 de Noviembre, el sismo en la costa del océano Pacífico el 12 de diciembre del mismo año y posteriormente el del 31 de Marzo de 1983 en la ciudad de Popayán, las edificaciones amparadas en este documento estaban orientadas a sistemas constructivos convencionales y se dejaba a un lado el tratamiento de estructuras prefabricadas, para lo cual se fijan aún valores del coeficiente básico de disipación de energía bastante conservadores. Dentro del texto del código se planteó un procedimiento de aprobación de regímenes de excepción con el objetivo de que quienes llevaran a cabo investigaciones experimentales, que demostraran la bondad de sus sistemas prefabricados, pudieran acogerse a valores de las cargas sísmicas de diseño más apropiados para cada sistema de prefabricación en particular.

A continuación, se describen algunos de los ensayos experimentales sobre estos sistemas cuyos resultados fueron presentados ante la comisión del código.

En marzo de 1985, con la ayuda de la empresa Proyectistas Civiles Asociados, se llevó a cabo el estudio denominado “**El sistema constructivo de IC-prefabricados - Estudio de trabajo y resistencia en el rango inelástico**” (PCA, 1985), el cual consistió en una serie de ensayos realizados a 15 muros prefabricados de concreto reforzado de tres pisos. Los muros se ensayaron colocados horizontalmente y se les aplicaron cargas horizontales monotónicas a seis de ellos y cíclicas a nueve de ellos. Además, tres de las pruebas se hicieron con el muro sometido a una carga axial.

Los muros tenían diferentes longitudes estructurales que variaban de 0.90m hasta 3.45m, con el fin de producir fallas preponderantes de flexión en unos casos y de corte en otros casos. Así mismo las cuantías de acero longitudinal se variaron para ver su efecto en la resistencia del muro. Con base en estos ensayos se desarrollaron criterios para la colocación de armaduras de refuerzo para flexión y refuerzo para cortante. Así mismo se determinó experimentalmente la bondad de los procedimientos de empalme de los refuerzos por medio de soldaduras.

Ensayos de Construpadid S.A. – Se realizaron ensayos en 38 muros prefabricados de concreto reforzado de uno hasta tres pisos. Los muros se ensayaron colocados horizontalmente y se les aplicaron cargas horizontales cíclicas.

Ensayos de Colombit S.A. Se realizaron una serie de ensayos de paneles fabricados con un ensamblaje de teja ondulada de asbesto cemento confinado entre dos láminas planas del mismo material. Este sistema se aprobó únicamente para ser empleado en casas de un piso.

Ensayo Convitec S.A. Se realizaron ensayos sobre doce muros prefabricados de concreto reforzado. Se ensayaron horizontalmente ensamblajes de tres pisos ante cargas cíclicas. Los muros tenían diferentes disposiciones tales como muros llenos en su totalidad, muros con ventanas, ensamblajes de muros adosados y con aletas. Con base en los resultados experimentales se determinaron las

capacidades de disipación de energía en el rango inelástico del sistema y las resistencias a flexión y cortante de los elementos y sus juntas.

Chiminangos II etapa. En el año 1985 se realizó en la ciudad de Cali el ensayo de dos edificios gemelos de cinco pisos de aproximadamente 62m² de área por planta cada uno, los cuales se gatearon el uno contra el otro. El sistema de prefabricación consistía en muros de carga y placas prefabricadas. Se llegó a imponerle un corte basal de 120 toneladas, equivalente aproximadamente al 46% del peso de la edificación (el peso de la edificación era de 233 t más de 31 t de una sobrecarga de 100 kg/m² que se colocó para simular la carga viva). Las cargas se aplicaron por el lado corto de la edificación, dirección en la cual existía una mayor densidad de muros. Se midieron deflexiones en la cubierta del orden de 4 cm para un corte basal de 120 toneladas. No se observaron fisuras en la edificación que había permanecido en el rango elástico durante la prueba. Se observó un gran efecto de trabajo en conjunto de la estructura, lo cual condujo a un levantamiento de la base en la zona de tensión del orden de 0.4cm. (PCA, 1985).

Industrial de construcciones S.A. denominado también sistema de grandes paneles. El ensayo experimental se realizó para un sistema de muros de carga prefabricados los cuales atendían a cargas verticales provenientes de su peso propio y del sistema de entrepiso. Los muros también sirven de sistema de resistencia para cargas horizontales. Los paneles ensayados fueron construidos en concreto reforzado con un espesor de 8.0cm y con longitudes diferentes.

Los entrepisos, incluyendo la cubierta, están compuestos por elementos prefabricados de concreto reforzado, elaborados en planta y curados al vapor. Los elementos tenían una altura de 25cm de alto y estaban conformados por viguetas que trabajaban en una dirección conectadas con una loseta superior en forma de artesa.

El ensayo consistió en aplicar a un edificio de 6 pisos cargas laterales en los niveles del diafragma mediante gatos hidráulicos ubicados estratégicamente para

simular la presencia de un sismo, y posteriormente eran medidos los valores de deformaciones para cada magnitud de carga en cada piso. (PyD Ltda, 1989).

3.2. TIPOS DE CONEXIONES PARA ESTRUCTURAS PREFABRICADAS.

En la actualidad existen una serie de conexiones posibles para empalmar las estructuras de concreto entre sí, a continuación, se enumera la clasificación contemplada en la guía de diseño para conexiones en estructuras prefabricadas bajo acción sísmica para placas de entresuelo. (Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions, 2012),

Junta fundida en sitio.

Este tipo de conexión consiste en una junta de piso hecha mediante el relleno de una mezcla de concreto en el espacio de la articulación que es continua entre elementos adyacentes prefabricados.

Es un tipo de unión común en placas prefabricadas alveolares. La junta tiene una forma adecuada que puede asegurar posterior al llenado del concreto, la transmisión correcta de la fuerza vertical de cizallamiento. Con referencia a la acción como diafragma en este tipo de losas, la conexión asegura un comportamiento de piso igual al de una placa monolítica fundida en sitio.

Para un buen llenado el tamaño máximo del agregado del concreto fundido in sitio está limitado al ancho de la junta.

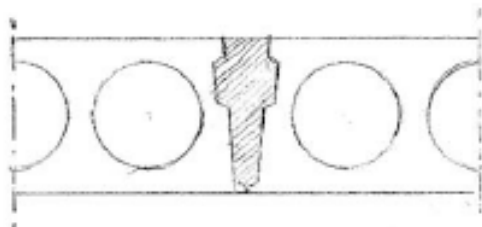


Figura No 1. Placa alveolar con junta fundida en sitio. (Tomado de Design guidelines for connections of precast structures under seismic actions, 2012).

Conexión de acero soldada.

La figura No. 2 representa dos tipos de conexiones de piso soldadas. La solución (a) está constituida por dos ángulos de acero insertados en los bordes de los elementos adyacentes y fijado a ellos con anclaje de tornillo o perno. La conexión se completa con una barra soldada en sitio a los ángulos. La solución (b) está constituida por dos platinas de acero insertadas en los bordes adyacentes de los elementos prefabricados fijados mediante pernos de anclaje. En este caso la unión se completa con una platina que puentea las dos platinas existentes. En las dos soluciones los elementos en acero pueden ser colocados en un nivel inferior del acabado con el fin de conservar la superficie plana superior.

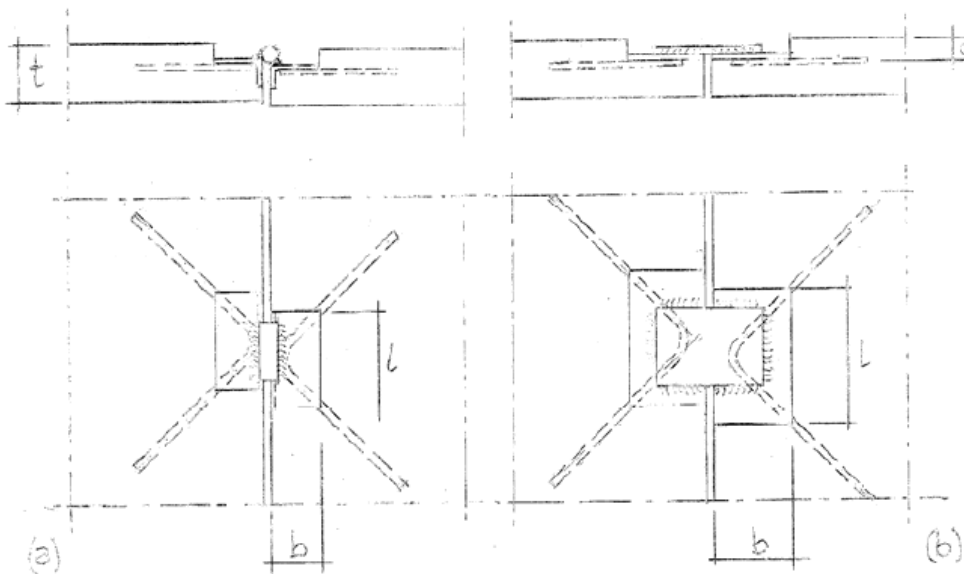


Figura No 2. Conexión soldada unida mediante barra de refuerzo o platina de acero.
(Tomado de Design guidelines for connections of precast structures under seismic actions, 2012).

Conexión de acero atornillada.

Es un tipo de conexión de piso atornillada, en la cual previamente a la fundida de los elementos prefabricados se han dejado en sitio tornillos que se encargarán de transmitir la fuerza del diafragma en conjunto con una platina de unión. La platina

tendrá las perforaciones necesarias con la tolerancia requerida para el acomodo y ajuste de los tornillos ya mencionados, para facilitar la colocación misma y el apriete del sistema sobre la superficie superior.

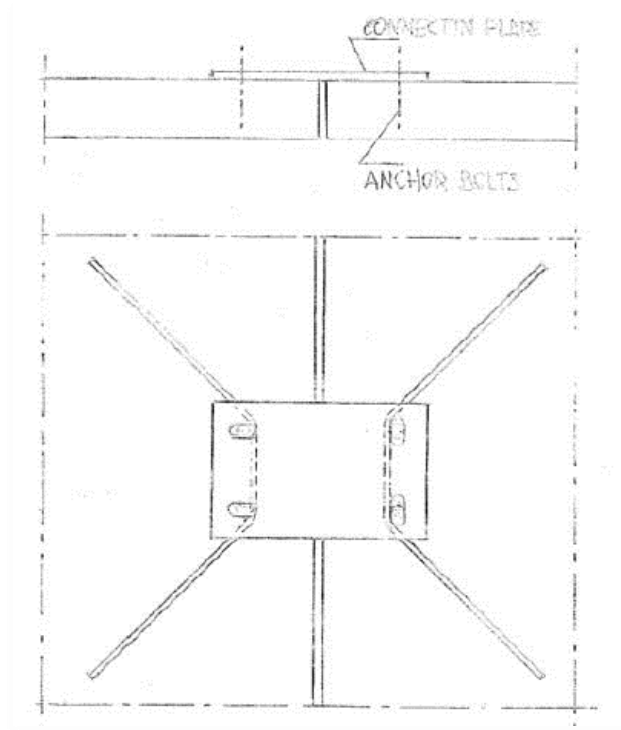


Figura No 3. Conexión atornillada unida mediante barra de refuerzo o platina de acero.
(Tomado de *Design guidelines for connections of precast structures under seismic actions*,
2012).

Conexión fundida en sitio sobre viga.

La imagen No. 4 muestra la unión de una placa apoyada sobre un elemento tipo viga o ménsula, a la cual se le ha dejado un refuerzo descubierto que se encargará de transmitir las fuerzas del diafragma, posterior a la fundida con mezcla de concreto en una sección dada del prefabricado.

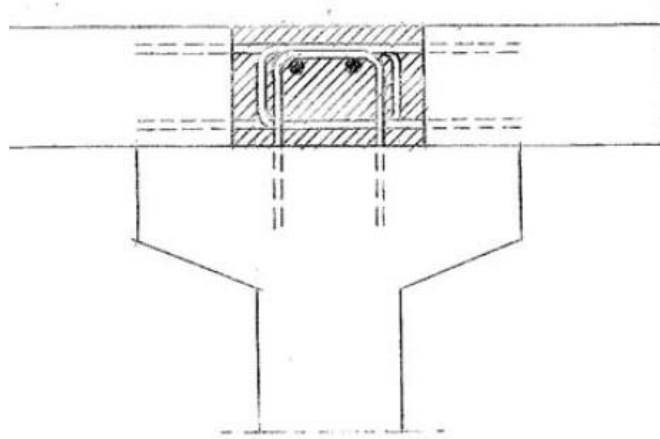


Figura No 4. Conexión fundida en sitio apoyada sobre viga o ménsula. (Tomado de Design guidelines for connections of precast structures under seismic actions, 2012).

3.3. SISTEMA PREFABRICADO DE MUROS Y PLACAS MACIZAS

Es un sistema de prefabricación que actualmente se lleva a cabo en nuestro país y se ha utilizado en edificaciones de hasta 12 pisos, 30m aproximadamente. El proceso de producción y montaje se describe a continuación. (Industrias y construcciones IC, 2001)

3.3.1 Sistema de producción y montaje de las piezas.

La elaboración de las piezas prefabricadas se lleva a cabo en las plantas de producción, las cuales son instaladas en cada obra que requiera del sistema constructivo, trayendo con ello ahorros importantes en el transporte de estos elementos. Según lo anterior cada obra que se lleve a cabo en el sistema prefabricado deberá contar con un área disponible para la producción y almacenamiento de las piezas en concreto.

El sistema prefabricado de muros y placa se puede desarrollar en dos actividades claramente definidas dentro de la programación de la obra, i) Producción y ii) Montaje.

3.3.1.1 Actividad de producción.

Imprimación del desmoldante: Estas sustancias no deben manchar la superficie de los elementos ni afectar las propiedades del concreto reforzado.

Colocación de las armaduras: Una vez preparada la superficie de fundición de los elementos, se coloca el acero de refuerzo. Con la malla de refuerzo se deben colocar los espaciadores correspondientes que garanticen el recubrimiento del concreto en la parte inferior y los vínculos que constituyen la conexión estructural de panel a panel.

Negativos de vanos: Si los paneles a fundir llevaran puertas o ventanas, se colocan los negativos y los marcos de los vanos asegurándolos para evitar que la presión del concreto los desplace.

Elementos de izado: Deben disponerse los elementos que permitan el izado de los paneles cuando estos tengan la resistencia requerida para tal actividad. Se colocan dos ganchos de izado en el extremo superior de los paneles diseñados para muros y cuatro ganchos si el panel está diseñado para placa. La disposición de estos elementos no debe intervenir en el proceso de afinado de los paneles. Los ganchos utilizados para el izado son elementos importados y no son recuperables después del montaje final del panel.

Colocación de las redes: Las redes que irán dentro de los paneles se instalan dejando al mismo tiempo los negativos para cualquier tipo de tubería, vano o vacío que especifique el diseño del panel.

Los pases de tubería a presión utilizan negativos, y una regata al igual que los pases de la instalación sanitaria. Toda la tubería sanitaria y de presión queda a la vista, pensando en facilitar las labores de reparación y reclamos de posventas.

Mezclado y colocación del concreto: El proceso de mezclado se realiza en la planta de concreto. Una vez listo el concreto se vacía en las tolvas que serán

transportadas por la grúa para la colocación del concreto en los moldes. En el momento en que se vacía el concreto sobre la formaleta se debe distribuir uniformemente y debe ser compactado utilizando un vibrador de aguja.

Afinado: Una vez la formaleta se encuentra en el nivel final de llenado debe afinarse el concreto para darle acabado al elemento.

Fraguado: En el proceso de fraguado el concreto adquiere la resistencia necesaria para soportar su propio peso, por lo cual los elementos son izados y almacenados para su posterior colocación, o situados directamente en su posición final dentro de la construcción.



Fotografía No 1. Planta de producción de piezas prefabricadas. (Fuente: Roque Armenta, IC constructora SAS).

3.3.1.2. Actividad de montaje.

El montaje de estas piezas prefabricadas debe llevarse con base en ciertas consideraciones.

- La ubicación de los ganchos de izado.
- La tipología de la pieza prefabricada (muro o placa).
- El peso total de la pieza.
- La capacidad de la torre grúa.

Por lo anterior debe existir una coordinación previa de todos los factores que influyen en el normal desarrollo a la hora de ejecutar el montaje.

Una vez izada la pieza y colocada en el sitio que corresponde, los operarios y soldadores la reciben para llevar a cabo el proceso de unión consistente en soldaduras calificadas, con refuerzos previamente colocados antes del fraguado, que garanticen la transmisión de los esfuerzos en el plano de la placa de entrepiso y las deformaciones entre paneles de muros.



Fotografía No. 2 Conexión soldada usada entre placas del sistema prefabricado. (Fuente: Roque Armenta, IC constructora SAS).

3.4. PROVISIONES DE REGLAMENTOS SISMO RESISTENTES PARA CONSTRUCCIONES PREFABRICADAS.

3.4.1 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR, 2010).

El reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR, 2010) en su título A.3.1.7., permite la construcción de edificaciones con elementos prefabricados solo si en el cálculo de las fuerzas sísmicas se considera un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico de 1.50. De otro lado el reglamento NSR-10 permite demostrar experimentalmente que el sistema prefabricado escogido se encuentra en la capacidad de disipar energía en el rango inelástico y que valores de $R_o = 1.50$ sobre dimensionan la estructura, para lo cual se debe cumplir con los artículos 10 y 12 de la ley 400 de 1997, o en su defecto tener la autorización previa de la Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones Sismo Resistente en conformidad al artículo 14 de la misma Ley.

A nivel de diseño en el título C.16 el reglamento colombiano ofrece unas consideraciones generales respecto a amarres longitudinales y transversales a elementos del sistema resistente de carga lateral, cantidad mínima de amarres en paneles de muros prefabricados asociados a una carga de tracción a resistir, resistencia al cortante en elementos compuestos, y condiciones de apuntalamiento durante el proceso constructivo.

3.4.2. Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings. (New Zealand concrete society, 1999)

En la segunda edición de este documento, publicado en 1999 por la sociedad de ingeniería sísmica de Nueva Zelanda, se dan algunas directrices de temas generales en lo que respecta a la utilización del sistema prefabricado. En la actualidad en Nueva Zelanda las especificaciones para construcciones en concreto dan la posibilidad de combinar elementos construidos en sitio con componentes prefabricados.

Muchos de los diafragmas consisten en unidades prefabricadas en concreto con una capa superior del mismo material fundida en sitio, la cual es concebida para rigidizar el piso y es tomada en cuenta en el análisis estructural de las acciones sísmicas. Por otro lado, The New Zealand Concrete Structures Standards (1995) define que un diafragma puede considerarse rígido cuando la deformación lateral del mismo es menor que dos veces el promedio de las derivas de piso encontradas en un análisis elástico para el diseño de fuerzas sísmicas en estado límite último.

3.4.3. Guide for Precast Concrete Wall Panels (ACI 533R-2011)

Con su primera publicación en 1993 el ACI sacó una guía para el diseño y colocación en obra de paneles de muro en concreto prefabricado y así profundizar en el alcance que se le dio a este tipo de elementos en el ACI 318.

Dentro de las guías de diseño de estos elementos el ACI 553R-11, destaca las siguientes conclusiones para las fuerzas de diseño.

Los paneles de muros de concreto prefabricado deberían ser diseñados para soportar el siguiente listado de fuerzas.

- Fuerzas desarrolladas a partir de los asentamientos diferenciales en los apoyos, deformaciones debidas al flujo plástico y a la contracción del concreto, y los efectos de la temperatura ambiente.
- Fuerzas debidas a las cargas de construcción (transporte, izado, impacto), carga muerta y viva, así como también la acción de fuerzas laterales producidas por el suelo, presión hidrostática, presión del viento y acciones sísmicas.
- Fuerzas debidas a concentraciones de esfuerzos locales en las proximidades de conexiones y cargas aplicadas.
- Fuerzas desarrolladas por cambios térmicos y cambios de volumen del panel con respecto a la estructura de apoyo.

De la misma forma en este documento se encuentran recomendaciones en referencia a la esbeltez de estos elementos, espesores mínimos permitidos de los

paneles, distancia entre apoyos y conexiones, dependiendo del estado límite de servicio o último solicitado.

3.4.4. ACI 318S-2014 y comentario ACI 318SR-2014

El ACI318 en su edición 2014 en su capítulo 12 permite realizar el diseño de diafragmas en iguales condiciones para los siguientes casos: i) diafragmas que son losas construidas en sitio, ii) diafragmas que comprenden una losa de afinado sobre elementos estructurales prefabricados, iii) diafragmas que comprenden elementos prefabricados con franjas de borde formadas por un afinado de piso de concreto construido en sitio o por vigas de borde y iv) diafragmas de elementos prefabricados interconectados sin afinado de piso de concreto.

El cálculo de los momentos, cortantes y fuerzas axiales de diseño en el plano del diafragma debe ser coherente con los requisitos de equilibrio y con las condiciones de diseño de frontera. El ACI permite determinar los momentos, cortantes y fuerzas axiales de diseño de acuerdo con una de las condiciones de a) hasta e), según sea apropiado.

- a) Un modelo de diafragma rígido para casos en el que el diafragma puede ser idealizado como tal.
- b) Un modelo de diafragma flexible para casos en el que el diafragma puede ser idealizado como tal.
- c) Análisis envolvente donde los valores de diseño son la envolvente de los valores obtenidos al suponer el límite superior y el límite inferior de rigidez en el plano para el diafragma en dos o más análisis independientes.
- d) Un modelo de elementos finitos considerando la flexibilidad del diafragma.
- e) Un modelo de puntal tensor.

3.4.5. Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions. (European commission, 2012).

Este documento publicado en el 2012 por un grupo de asociaciones europeas productoras de elementos prefabricados bajo la supervisión de la comisión europea, hace una descripción sobre el tipo de conexiones para pisos de este tipo. De igual forma resalta la utilización de placas prefabricadas en conjunto con una capa de concreto fundida en sitio, para conformar el sistema de entrepiso. Dentro de las conexiones indicadas, se destacan las conexiones soldadas para elementos de placa a través de platinas y ángulos dispuestos en los bordes de los elementos prefabricados y soldados en sitio con refuerzos. Este tipo de conexiones no presentan ductilidad ni capacidad de disipación de energía.

3.5. DIAFRAGMAS

3.5.1. Definición de diafragma.

Un diafragma puede definirse como una estructura dispuesta horizontalmente que puede resistir las acciones de fuerzas externas normales o paralelas a su plano.

3.5.2. Funciones principales de los diafragmas (NEHRP, 2010).

Transferir la fuerza lateral a los elementos verticales del sistema de resistencia a fuerza sísmica. El sistema de piso comúnmente comprende la mayor cantidad de masa de los edificios, esto significa que las fuerzas inerciales pueden desarrollarse en el plano del diafragma. Una de las funciones primarias del diafragma durante un sismo es la de transferir estas fuerzas inerciales incluyendo aquella debida a la porción tributaria de muros y columnas de los elementos verticales pertenecientes al sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Resistencia de cargas verticales: Los diafragmas hacen parte de los pisos de los edificios los cuales soportan la carga gravitacional. Ellos asisten en la distribución de cargas inerciales producidas en la respuesta vertical durante el sismo.

Ofrecen soporte lateral a elementos verticales: Los diafragmas conectados a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en cada piso de la estructura, ofrecen soporte lateral y resistencia al pandeo tal como se presentan en los efectos de segundo orden asociados con fuerza axial actuando al mismo tiempo con desplazamientos laterales.

Resistencia a fuerzas fuera de su plano Los revestimientos y muros exteriores de una estructura desarrollan fuerzas inerciales laterales fuera de su plano como una respuesta a las fuerzas de sismo. De otro lado las presiones del viento actuando en las superficies de muros expuesto ocasionan el mismo efecto, de ahí la importancia de que la conexión diafragma–muro proporcione resistencia a estas fuerzas fuera del plano.

Transferencia de fuerza a través del diafragma: Durante la ocurrencia de un sismo, los cortantes laterales con frecuencia deben ser transferidos de un elemento vertical del sistema de resistencia a fuerzas laterales a otro. Las mayores transferencias ocurren en las discontinuidades en los elementos verticales y los diafragmas cumplen esa función.

Ofrecen soporte lateral a las presiones del suelo: Para edificios con niveles subterráneos, la presión del suelo es soportada por los muros del sótano actuando fuera de su plano. Las luces existentes entre los muros del sótano y el diafragma o el diafragma y la cimentación generan fuerzas de reacción compresivas en los bordes del diafragma.

3.5.3. Funciones adicionales de los diafragmas, (NEHRP, 2010).

Redistribución de fuerzas alrededor de aberturas: Para edificios con aberturas o vacíos en ascensores el diafragma asiste en la redistribución de las fuerzas

laterales alrededor de estos, hacia los elementos del sistema de resistencia de fuerza lateral.

Redistribución de fuerzas debidas a la torsión: Algunas configuraciones arquitectónicas resultan en el comportamiento de la estructura en respuestas torsionales debido a la aplicación de fuerzas laterales. Aquellos diafragmas con suficiente rigidez son capaces de redistribuir fuerzas al sistema de resistencia a cargas laterales. Diafragmas relativamente flexibles no distribuyen fácilmente las fuerzas laterales debidas a la torsión.

Resistencia al empuje debido a columnas inclinadas y desplazadas: Algunas configuraciones arquitectónicas, requieren de la disposición de columnas inclinadas y/o desplazadas las cuales resultan en empujes horizontales actuando en el plano del diafragma debido a la gravedad y acciones de vuelco. Por otro lado, las columnas verticales pueden convertirse en elementos inclinados cuando el edificio sufre derivas importantes. El empuje puede actuar en tensión o compresión dependiendo de la orientación de la columna, por lo tanto, el diafragma en general deberá ser diseñado para resistir estos empujes.

3.5.4. Aceleraciones en el diafragma.

Reglamento NSR-10

El reglamento NSR-10 postula las siguientes ecuaciones para el cálculo y la estimación de las aceleraciones de piso para construcciones en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, donde el valor de A_s es la máxima aceleración del suelo para un periodo de 0_s , S_a es igual a la aceleración espectral de diseño para un periodo de vibración dado y h_i corresponde a la altura en metros medida desde la base.

$$a_i = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_i}{h_{eq}} \quad h_i \leq h_{eq}$$

$$a_i = S_a \frac{h_i}{h_{eq}} \quad h_i \geq h_{eq}$$

Ecuaciones A.3.6-3 del reglamento NSR-10.

Norma ASCE 7-10.

La norma ASCE 7-10 de otro lado, indica que se pueden diseñar los pisos y cubiertas de las estructuras para que resistan una fuerza sísmica igual a la recomendada en su ecuación 12.10-1, como se muestra a continuación.

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px}$$

Donde F_i es igual a una porción del cortante sísmico en la base actuante en el nivel i , W_i es igual al peso del nivel i y W_{px} es el peso correspondiente al diafragma del nivel x .

Los resultados de F_{px} deben encontrarse en el rango de valores que se obtienen con las siguientes dos expresiones matemáticas.

$$F_{px} = 0.2S_{DS}I_eW_{px}$$

$$F_{px} = 0.4S_{DS}I_eW_{px}$$

Donde S_{DS} es un parámetro espectral de respuesta de la aceleración para un amortiguamiento del 5%, I_e es el factor de importancia de la estructura.

3.6. CLASIFICACIÓN DE LOS DIAFRAGMAS

3.6.1. Diafragmas rígidos

Algunos autores aseguran que una losa de entrepiso con un espesor adecuado para las luces que salva se puede comportar de una manera más rígida en su plano que transversalmente, lo que hace pensar que la rigidez en su plano tiende a ser infinita y que cualquier punto en su plano es fácilmente localizable a través de los desplazamientos horizontales ortogonales entre sí y un giro respecto a su elevación, (García, 1998). Por lo anterior bajo el concepto de diafragma rígido en su plano solo son reconocibles tres grados de libertad en el elemento estructural, dejando a un lado los desplazamientos verticales y rotaciones alrededor de los ejes horizontales que existen cuando el diafragma presenta flexibilidad.

El cuestionamiento de si un diafragma puede considerarse siempre rígido, suposición que se hace en la gran mayoría de las veces en el diseño sísmico de las estructuras, depende mucho de los siguientes factores.

La relación de rigidez del diafragma con los elementos del sistema de resistencia de carga lateral. En este sentido muchas veces el sistema estructural escogido ya sea por prácticas arquitectónicas o a nivel de costos, es determinante: el mismo diafragma puede ser rígido si está soportado sobre pórticos y flexible si está soportado sobre muros.

La rigidez de los elementos del diafragma. Aquí la consideración de las luces y los espesores equivalentes de elementos como vigas y viguetas en el caso de sistemas aligerados, determina el grado de rigidez del entrepiso.

Las uniones entre los elementos que conforman el diafragma. En este punto se destaca mucho el sistema prefabricado, donde la calidad de las uniones y su comportamiento inciden en la transmisión de las fuerzas de una pieza a otra. Sin embargo, en sistemas de pórticos el espesor de la zona de panel, sus dimensiones horizontales, marcada frecuentemente por las secciones de las

columnas y el detalle de refuerzo, puede representar un mejor comportamiento en la transmisión de esfuerzos.

Irregularidades del diafragma. Retrocesos en las esquinas y/o aberturas en el diafragma, (irregularidades del tipo 2p y 3p del reglamento colombiano NSR-10) que induzcan variaciones considerables en la rigidez al interrumpir la trayectoria de fuerzas horizontales en el diafragma.

Magnitud de las fuerzas que debe transmitir el diafragma. Este punto asocia los siguientes aspectos: i). *Cambios de forma del edificio en altura.* Cuando el edificio de estudio presenta zonas de plataforma con áreas mayores en los pisos bajos en relación a los pisos superiores, se presentan variaciones en las fuerzas de cortante, ii) *cambios de uso de la estructura en la altura.* Cuando la estructura ha sido analizada en el caso de las cargas muertas que participan en el análisis sísmico, con variación piso a piso de sus pesos; Por ejemplo, Pisos de parqueaderos sin particiones vs. Pisos de vivienda con mampostería, o Pisos de oficinas con particiones livianas vs. Pisos vivienda y iii) *zona de amenaza sísmica.* Depende mucho de la intensidad de los efectos del evento sísmico característico de la zona de construcción del edificio, ya sea debido a amplificaciones de las ondas sísmica en suelos blandos o efectos de cortante en la zona de suelos duros.

Por otro lado, la ausencia de diafragmas rígidos horizontales en una estructura puede ocasionar distintos problemas (E. Bazan y R. Meli, 2010).

- 1.) Las fuerzas de inercia y las de cortante en el sistema de entrepiso no se distribuyen a los elementos del sistema de resistencia contra carga lateral en proporción a su rigidez, sino que se hace con base en un área aferente.
- 2.) En los sistemas de muro de carga, las fuerzas de inercia pueden producir empujes sobre los elementos perpendiculares a la dirección de las fuerzas sísmicas, quedando expuestos a esfuerzos normales a su plano, para los cuales poseen poca resistencia.

- 3.) Se ocasiona distorsión de la estructura vista en planta e invalida la hipótesis de que las fuerzas sísmicas actuantes en cualquier dirección pueden descomponerse en fuerzas aplicadas sobre los sistemas ortogonales resistentes de la estructura.

3.6.2. Diafragmas flexibles.

El Reglamento de Construcción Sismo Resistente de Colombia (NSR, 2010) hace la siguiente acotación sobre un diafragma flexible “*se supone flexible cuando la máxima deflexión horizontal dentro del diafragma, al verse sometido a las fuerzas sísmicas (F_s), es más de 2 veces el promedio de sus deflexiones horizontales*”. De igual forma existen varios conceptos para definir un diafragma como flexible, (García, 1998), i.) Diafragmas flexibles uniformes ii.) Diafragmas con huecos e irregularidades y iii.) Diafragmas rígidos unidos por elementos flexibles.

- i.) **Diafragmas uniformes:** Caso particular de los puentes de luces continuas, donde la hipótesis de diafragma rígido es válida en el sentido longitudinal, mientras que, en el sentido transversal, la ausencia de redundancia en el sistema de resistencia contra carga lateral y las luces alargadas del mismo atribuyen un comportamiento flexible a la losa o tablero.
- ii.) **Diafragmas con huecos e irregularidades:** En el caso de discontinuidades en la losa, es necesario en la mayoría de los casos modelar el entrepiso con elementos finitos, teniendo especial cuidado en la interconexión con los elementos del pórtico y la asignación de la masa a cada punto, la cual debe hacerse por áreas aferentes.
- iii.) **Diafragmas rígidos unidos por elementos flexibles:** Este caso se presenta en ocasiones debido a la irregularidad en planta del edificio, cuando son consideradas secciones totales de la edificación vista en

planta en formas de H, I o L, donde las zonas de conexión entre las aletas de estas figuras son flexibles, y las aletas como tal conforman un cuerpo rígido

3.7. CLASIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS DE DIAFRAGMAS FLEXIBLES. (Fleischman R.B. 2001).

El trabajo consistió en analizar la respuesta en el plano de los diafragmas de estructuras regulares, bajo las siguientes restricciones en la respuesta: i). el movimiento del diafragma fuera del plano es prohibido, ii). La estructura es excitada solo en la dirección fuerte del sistema de resistencia lateral y iii) la respuesta estructural es simétrica en esa dirección. Posteriormente la estimación de las propiedades de rigidez y esfuerzos del sistema de resistencia lateral fueron obtenidas de un análisis no lineal paso a paso y por otro lado las propiedades elásticas del diafragma fueron obtenidas de un análisis estático por elementos finitos.

A partir de lo anterior el documento propuesto da origen a que las estructuras con diafragma flexible pueden modificar el comportamiento dinámico, produciendo demandas sísmicas inesperadas, acompañadas de largas derivas estructurales, deformación del diafragma y fuerzas adicionales en el diafragma.

De igual forma que para la norma ASCE 7-10, se estima un índice identificado como α , el cual es medido como la relación de la deformación del diafragma en el plano y la deriva absoluta del sistema lateral medida a media altura de la estructura, lo cual difiere con la normativa americana antes mencionada.

Los rangos de flexibilidad encontrados para diafragmas rígido ($\alpha = 0.00$) y extremadamente flexible ($\alpha = 10.00$). Para el estudio realizado, el límite superior en diafragmas flexibles es representativo de varias de las estructuras de parqueaderos que colapsaron durante el sismo de Northridge. (Fleischman R.B, 2001).

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Actualmente el sistema muro-placa es empleado en estructuras de hasta 12 pisos y consiste en un sistema de placas prefabricadas con restricción en su peso individual igual a las 2.0 T, debido a la capacidad del equipo de izado y la manejabilidad de cada módulo. La conexión principal del sistema se encuentra localizada por encima de cada muro estructural, actuando por lo general en un solo sentido de la planta de la edificación, conformada por el traslape de un refuerzo soldado entre si y el posterior vaciado en sitio de un concreto de protección de igual resistencia al del elemento conectado. Las especificaciones de soldadura permanecen constantes independientemente del número de pisos, así como la relación geométrica en planta del edificio y la fuerza sísmica de diseño. La separación entre conexiones es de 0.50m, como se muestra en la figura No. 5.

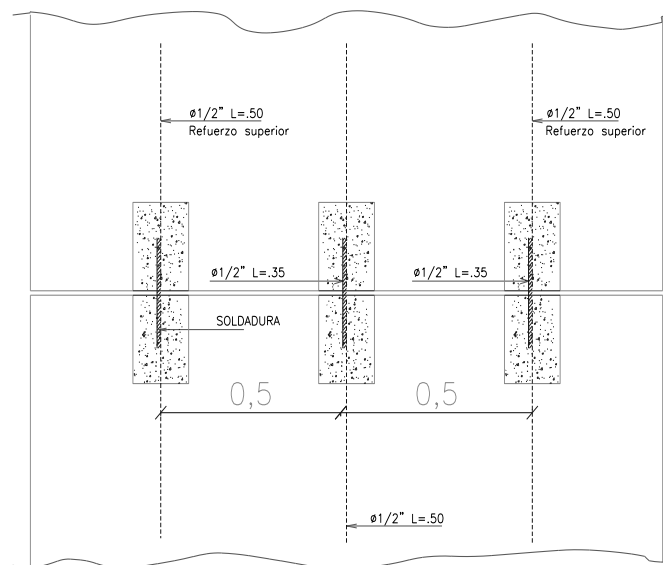


Figura No. 5. Secuencia de conexiones en entrepiso.

4.1. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO DE LABORATORIO.

Según la descripción anterior, el medio para conocer las propiedades de la conexión consistió en un ensayo de flexión en condiciones estáticas dividido en dos partes: Flexión en el plano del diafragma y flexión fuera del plano. Estos ensayos se llevaron a cabo sobre un elemento estructural tipo placa elaborado en

concreto reforzado. Los especímenes fabricados corresponden a una porción aferente de una placa maciza de entrepiso de un sistema prefabricado conectado por la unión de barras de refuerzo soldadas traslapadas. Los ensayos se realizaron de acuerdo con las siguientes normas: Reglamento Colombiano NSR-10, Norma Icontec NTC 4040, Norma Icontec NTC 673 y Norma Icontec NTC 550.

En el anexo 9., se presentan las cantidades de la mezcla empleada para la realización de las placas macizas.

4.2. DESCRIPCIÓN DE LAS PIEZAS DE CONCRETO REFORZADO ENSAYADAS CON CARGA NORMAL A SU PLANO.

El sistema de placas consistió en dos piezas de 0.10m de espesor y medidas en planta de 2.20m x 0.50m y 0.70m x 0.50m. El refuerzo de la placa de 2.20m de longitud está conformado por una doble malla electrosoldada dispuesta en la parte inferior con grafil de 5.0mm de diámetro y separación en sus dos direcciones ortogonales igual a los 0.15m. De otro lado la placa de 0.70m de longitud la cual no tuvo una aplicación directa de la carga, solo tiene una malla en su zona inferior de iguales características.

Adicionalmente cada placa tiene embebida una barra de 0.50m de longitud con un diámetro igual a 1/2plg, ubicada en la parte superior del elemento. Parte de la barra se protegió con una sección en poliestireno expandido (icopor) en una longitud de 0.21m, que posterior al tiempo de fraguado se pudiera descubrir y ser unida mediante traslapo de refuerzo y soldadura de electrododo E7018 con la placa complementaria que de origen a un elemento de 2.90m de longitud.

Por último, las zonas con el refuerzo a la vista de 1/2plg de diámetro fueron recubiertas con concreto estructural de la misma resistencia, (ver figura 6).

Con estas características se elaboraron en total 4 módulos de placas de 2.20m x 0.50m x 0.10m y 4 módulos de placas de 0.70m x 0.50m x 0.10m, para conformar 4 placas unidas mediante conexión de barras soldadas traslapadas de 2.90m x 0.50m x 0.10m, (ver fotografías 3 y 4).

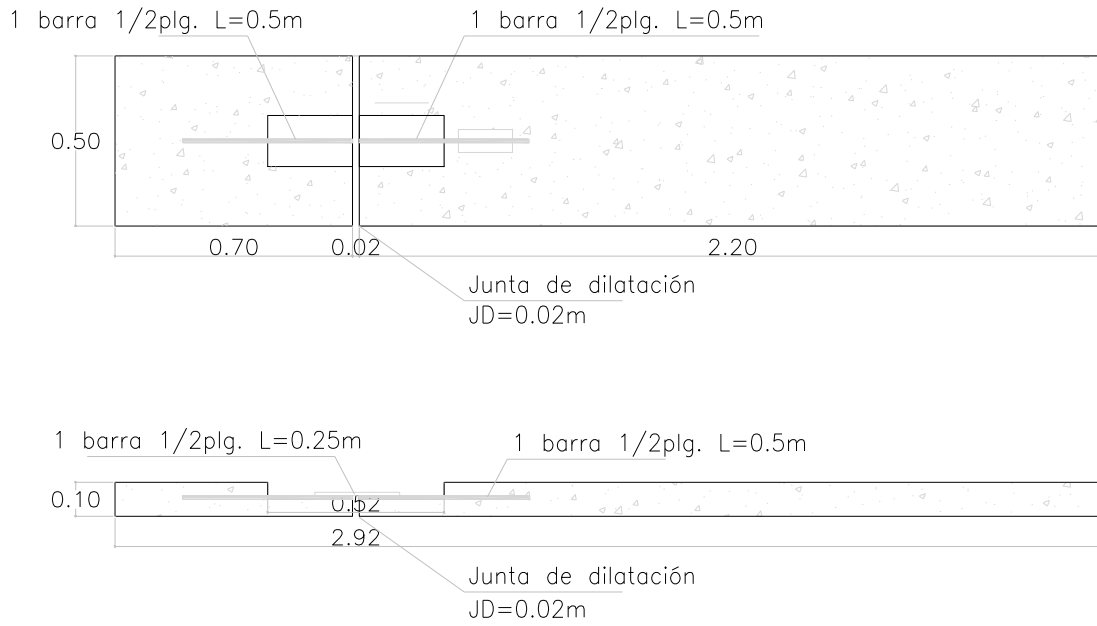


Figura No. 6. Esquema de unión de barras de refuerzo en la conexión.



Fotografía No. 3. Placas de concreto reforzado de 0.70m y 2.20m de longitud.



Fotografía No. 4. Conexión con refuerzo corrugado traslapado y soldado.



Fotografía No. 5. Montaje de placas con carga estática normal a su plano.

Objetivo del ensayo.

Conocer las capacidades estructurales de la unión soldada con cargas estáticas puntuales aplicadas normales a su plano, ubicada en los tercios centrales de sistema de 2.90m de longitud.

Parámetros a determinar:

1. Máxima deformación vertical de la placa en el centro de la luz.
2. Máxima deformación de la conexión
3. Máxima deformación en el concreto adyacente de la conexión.
4. Carga última resistente del sistema.

4.3. DESCRIPCIÓN DE LAS PIEZAS DE CONCRETO REFORZADO ENSAYADAS CON CARGAS APLICADAS EN EL PLANO DEL DIAFRAGMA.

Las piezas tuvieron dimensiones de 0.10m x 1.45m x 0.50m y tenían un refuerzo conformado por una malla electrosoldada con grafil 5.0mm de diámetro y separación en sus dos direcciones ortogonales igual a los 0.15m.

De igual manera que en las placas anteriores cada pieza posee una barra de 0.50m de longitud con un diámetro de 1/2plg, protegido en una longitud de 0.21m durante el instante de la fundida del concreto, para ser unida mediante soldadura con electrodo E7018 con otra placa de iguales características y conformar un gran elemento de 2.90m de largo. Por último, la zona con el refuerzo a la vista de 1/2 plg de diámetro fue recubierto con concreto estructural de la misma resistencia. (Ver figura 7).

Con estas características se elaboraron en total 8 módulos de placas de 1.450m x 0.50m y espesor en 0.10m, para conformar 4 placas unidas mediante conexión de barras soldadas y traslapadas de 2.90m x 0.50m x 0.10m. (Ver fotografía 6).

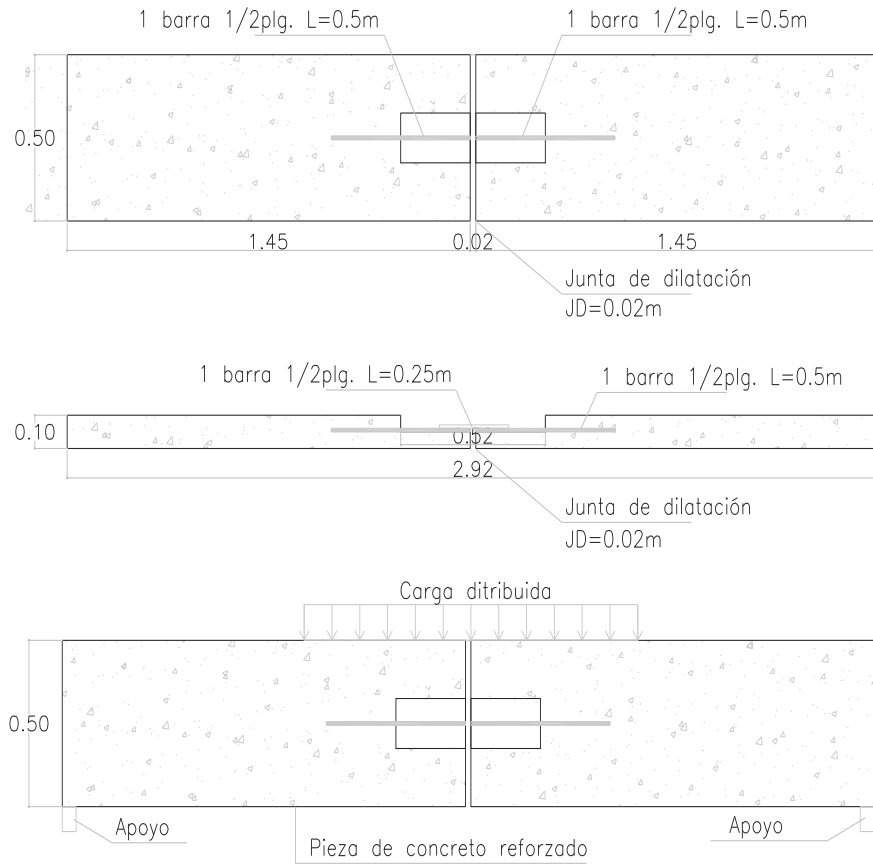


Figura No. 7. Esquema de la conexión y distribución de la carga.



Fotografía No. 6. Placas de concreto reforzado de 0.1m x 1.45m x 0.50m.

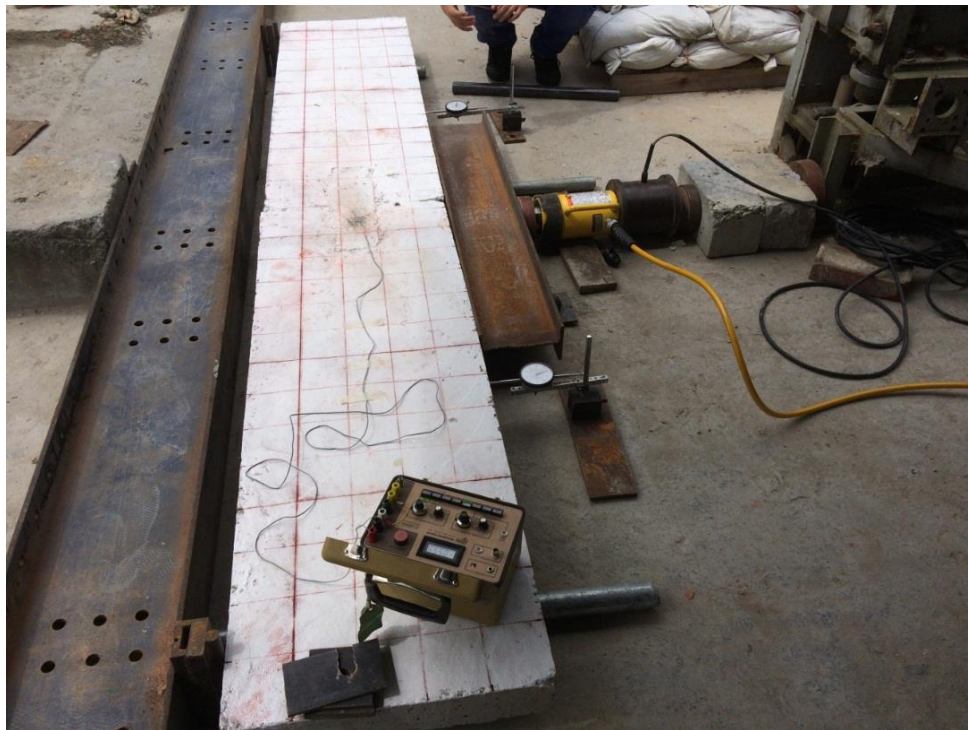
Descripción de la segunda parte del ensayo.

Objetivo.

Conocer las capacidades estructurales de la conexión placa-placa con carga estática aplicada en su plano, distribuida mediante un perfil metálico de 1.50m de longitud ubicado en el tercio central del sistema (Ver fotografía 7).

Parámetros a determinar:

1. Máxima deformación de las placas en el primer tercio central.
2. Máxima deformación de las placas en el segundo tercio central.
3. Máxima deformación en la conexión.
4. Carga última resistente del sistema.



Fotografía No. 7. Montaje de placas con carga estática distribuida en el plano.

5. RESULTADOS

En este capítulo se describen los resultados productos de la inspección visual durante los ensayos, y los de resistencia y deformación. También se describe la metodología empleada para la calibración de los modelos y el cálculo de los índices de flexibilidad.

5.1. RESULTADOS DE LAS PLACAS

De los ensayos realizados se obtuvieron las siguientes combinaciones de resultados a nivel de resistencias de concretos y pesos específicos en las placas y las conexiones (ver tabla 1 a 5).

Ensayo	Carga del falla (N)	Observaciones ensayos con carga aplicada normal al plano del diafragma
Ensayo No 1	19600	Carga aplicada en los dos tercios centrales de la longitud total El ensayo fue descartado por no existir garantías en las condiciones de los apoyos.
Ensayo No 2	27440	Carga aplicada en los dos tercios centrales de la longitud total. La manipulación del elemento fue correcta.
Ensayo No 3	26754	Carga aplicada en los dos tercios centrales de la longitud total. La manipulación del elemento fue correcta.
Ensayo No 8	31360	Carga aplicada en los dos tercios centrales de la longitud total. El ensayo fue descartado por excesiva fisuración de la conexión durante el transporte.
Observaciones ensayos con carga aplicada en el plano del diafragma		
Ensayo No 4	20050	El ensayo fue descartado dado que fue llevado a cabo en la maquina universal y la carga máxima obtenida no fue la real, debido a la forma de aplicación de la carga.
Ensayo No 5	34143	La carga se aplicó en el tercio central de la longitud total, ensayada en la terraza del laboratorio. La manipulación del elemento fue correcta.
Ensayo No 6	28890	La carga se aplicó en el tercio central de la longitud total, ensayada en la terraza del laboratorio. La manipulación del elemento fue correcta.
Ensayo No 7	15758	Carga distribuida aplicada en el tercio central de la longitud total, ensayada en la terraza del laboratorio. La placa presentaba fisuración previa en la conexión debido a la manipulación de la misma para el montaje. El ensayo fue descartado.

Tabla No 1. Bitácora de los ensayos.

5.1.1. CONCRETOS PARA ENSAYO CON CARGA NORMAL A SU PLANO.

	Placas			Conexiones		
	fc MPa	Ec MPa	Peso específico kg/m ³	fc MPa	Ec MPa	Peso específico kg/m ³
Ensayo No 1	33	22404	2326	31	21714	2190
Ensayo No 2	33	22404	2326	31	21714	2190
Ensayo No 3	33	22404	2326	31	21714	2190
Ensayo No 8	33	22404	2326	22	18293	2225

Tabla No 2. Resistencia, módulos de elasticidad y peso específico de concretos para placas y conexiones en ensayos 1, 2,3 y 8.

	Carga de falla en las placas	Area de aplicación de c/. apoyo de la carga	Presión en las caras de las placas
	(N)	(m ²)	(Pa)
Ensayo No 1	19600	0,025	392000
Ensayo No 2	27440	0,025	548800
Ensayo No 3	26754	0,025	535080
Ensayo No 8	31360	0,025	627200

Tabla No 3. Carga de falla, área de aplicación de la carga y presión final para ensayos 1, 2, 3 y 8.

Nota: Los módulos de elasticidad fueron obtenidos con la ecuación del valor medio de la NSR-10, en su capítulo C.8.5.

5.1.2. CONCRETOS PARA ENSAYO CON CARGA EN SU PLANO.

	Placas			Conexiones		
	fc MPa	Ec MPa	Peso específico kg/m ³	fc MPa	Ec MPa	Peso específico kg/m ³
Ensayo No 5	35	23073	2350	22	18293	2225
Ensayo No 6	35	23073	2350	22	18293	2225
Ensayo No 7	35	23073	2350	20	17441	2231

Tabla No 4. Resistencia, módulos de elasticidad y peso específico de concretos para placas y conexiones en ensayos 5, 6 y 7.

	Carga de falla en las placas	Area de aplicación de la carga (e=0.10m)	Presión en las caras de las placas (e=0.10m)
	(N)	(m ²)	(Pa)
Ensayo No 5	34143	0,12	284525
Ensayo No 6	28890	0,12	240750
Ensayo No 7	15758	0,12	131317

Tabla No 5. Carga de falla, área de aplicación de la carga y presión final para ensayos 5, 6 y 7.

5.2. RESULTADOS DE LA APLICACIÓN DE LAS CARGAS.

5.2.1. INSPECCIÓN VISUAL.

Para los ensayos con cargas estáticas puntuales normales a su plano, se evidenció una deflexión máxima en el centro de la luz libre no soportada de 2.20m, acompañada de agrietamiento en su parte inferior de extremo a extremo del elemento de concreto de 0.50m de ancho, con abertura máxima de 4.0mm en algunos casos. (Ver fotografía No. 8).



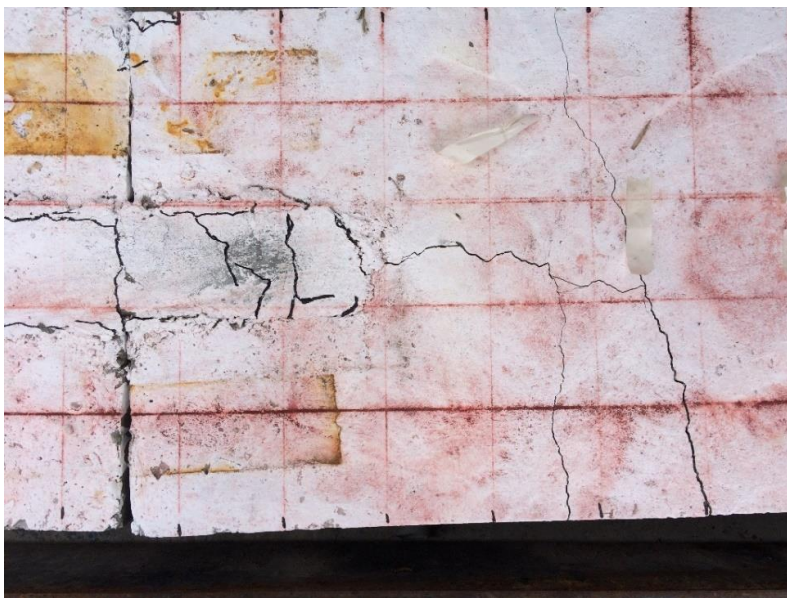
Fotografía No. 8. Falla por flexión de pieza de concreto de 2.20m de longitud.

Específicamente en la conexión se observó fisuración y agrietamiento en el contorno del núcleo de concreto y la dirección de la fisuración fue siguiendo el eje de la dilatación entre placas. Numéricamente hablando los valores de deformación en el centro de la conexión fueron mayores que en las zonas aledañas a esta. (Ver fotografía No. 9).



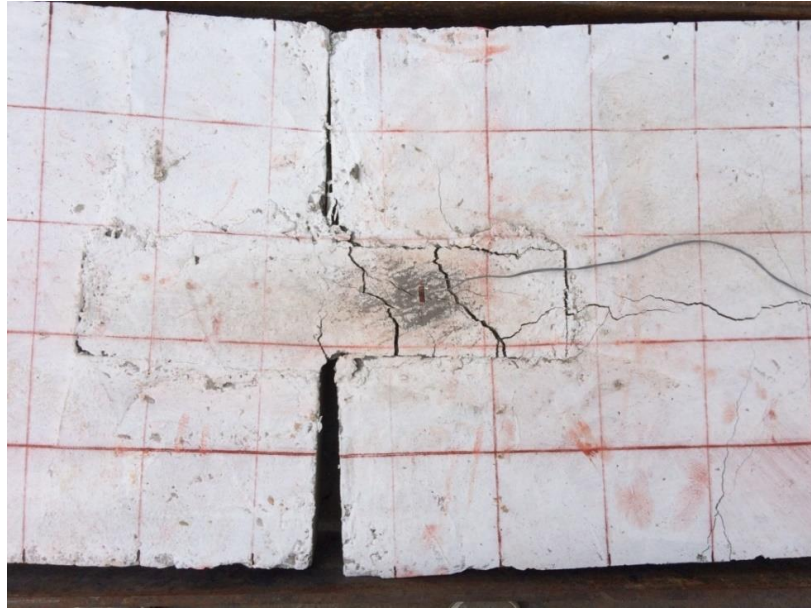
Fotografía No. 9. Fisuración transversal en conexión con carga normal a su plano.

En los ensayos con carga estática distribuida en el plano del diafragma se evidenció una deflexión máxima en el centro de la luz libre no soportada de 2.90m, acompañada de agrietamiento en los tercios centrales del elemento de concreto de 0.50m de ancho, asociados probablemente a esfuerzos de corte. La parte dilatada de la placa presentó mayor abertura en el extremo opuesto de la aplicación de la carga como era de esperarse con valores de hasta 3.0cm (Ver fotografía No. 10 y 11).



Fotografía No.10. Fisuración transversal en el tercio central de la placa.

En la conexión se mostró fisuración y agrietamiento en el contorno del núcleo de concreto y en la dirección transversal a la varilla de refuerzo El refuerzo traslapado nunca alcanzó su límite de fluencia. (Ver fotografía No. 11).



Fotografía No.11. Fisuración transversal en la conexión.

5.2.2. RESULTADOS DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN Y CALIBRACIÓN DE MODELOS.

Para la obtención de los indicadores de análisis (índices de flexibilidad) y de diseño (aceleraciones en el diafragma), era necesario elaborar un modelo equivalente de un edificio típico de 5 pisos, con los resultados del análisis de calibración de un espesor equivalente del diafragma y un módulo de elasticidad adecuado, previamente realizado en un software de elementos finitos como Ansys, el cual contempló las siguientes consideraciones y etapas.

Características del material de placas y conexión:

- a. El material de los elementos es concreto reforzado.
- b. Material lineal e isotrópico.
- c. Material homogéneo.
- d. Modelación en elementos finitos.

- e. Aplicación de las cargas como presión en las áreas de los ensayos.
- f. Los apoyos fueron modelados en áreas pequeñas con restricción.
- g. El mallado se hizo para un tamaño máximo del elemento de 0.02m.
- h. Los modelos se realizaron teniendo en cuenta la teoría de contacto, donde se describen los siguientes casos:

Frictional (friccionante): En este tipo de contacto se define un valor del coeficiente de fricción. Las geometrías pueden soportar cierta magnitud de corte antes de comenzar a deslizarse entre sí.

No separation (sin separación): No se permite que las superficies de contacto se separen, pero si se permiten pequeños deslizamientos entre ellas.

Frictionless (sin fricción): En este tipo de contacto se permite que las superficies y aristas de contacto se separen y deslicen libremente. El coeficiente de fricción es cero.

Se realizaron las siguientes combinaciones de modelos para los dos tipos de carga aplicadas. Ver tabla No. 6.

	Teoría de contacto	No. de solidos	Descripción de los solidos
Modelo Tipo A	Frictional	4	Dos (2) placas, una (1) caja de concreto y una (1) varilla
Modelo Tipo B	Frictional	3	Dos (2) placas y una (1) caja de concreto
Modelo Tipo C	No separation	4	Dos (2) placas, una (1) caja de concreto y una (1) varilla
Modelo Tipo D	No separation	3	Dos (2) placas y una (1) caja de concreto
Modelo Tipo E	Frictionless	4	Dos (2) placas, una (1) caja de concreto y una (1) varilla
Modelo Tipo F	Frictionless	3	Dos (2) placas y una (1) caja de concreto

Tabla No.6. Combinaciones de modelos planteados en Ansys.

De acuerdo a las combinaciones de la tabla No. 6 los primeros modelos en descartarse fueron los modelos tipo A, C y E, dado que el área de contacto de la varilla tenía poca incidencia en las deformaciones encontradas, en comparación con los modelos tipo B, D y F. Posteriormente los modelos B y D, arrojaron deformaciones muy por debajo de las esperadas para el caso de la carga distribuida normal al plano del diafragma, dejando como la alternativa que mejor se adapta al sistema la correspondiente a el modelo Tipo F.

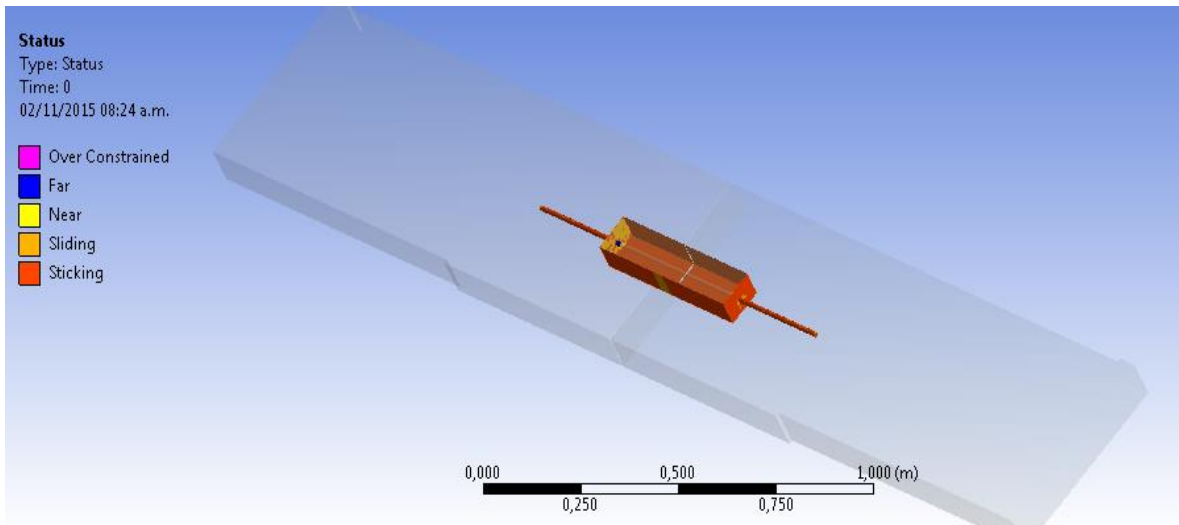
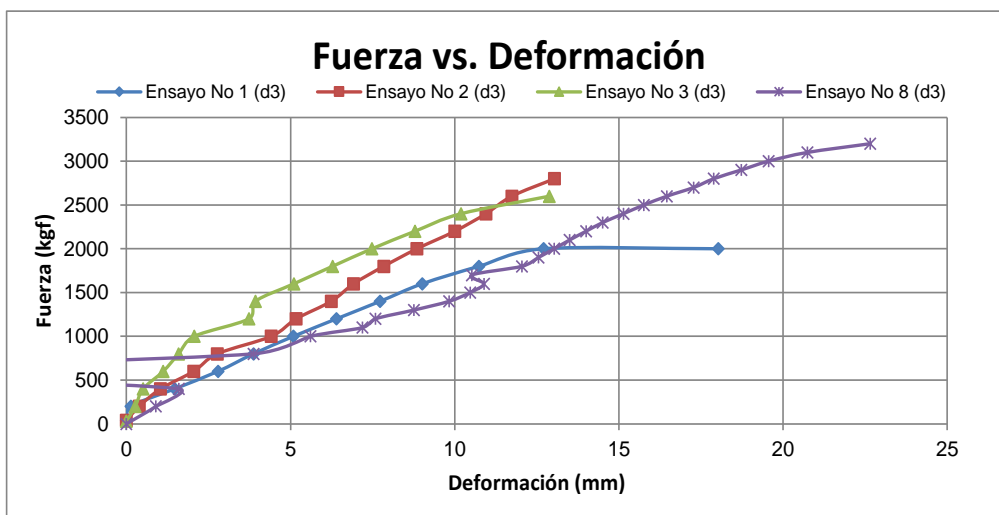


Figura No.8. Ejemplo modelo tipo A.

5.2.2.1. CALIBRACIÓN DEL MODELO PARA CARGA ELÁSTICA.

Ensayos con cargas normales al plano.

Se procedió al análisis de los resultados para una carga elástica igual a los 15.7kN, obtenidos en las gráficas de laboratorio, comparándolos con los modelos en el software de elementos finitos Ansys y Sap 2000 Para lo anterior se tuvo en cuenta un módulo de elasticidad basado en la resistencia del concreto a la compresión como se indica en el título C.8.5 del reglamento NSR-10.



Grafica No.1 Carga (kgf) vs. Deformación (mm) en el centro de la luz de 2.90m

Carga normal en su plano	Valor del ensayo deformimetro d3 (m)	Placa e=0.06m	Placa e=0.057m	Placa e=0.055m
		Ansysis - frictionless - $E_c=3900(f_c)^{1/2}$ - ancho apoyo central =2.5cm	Ansysis - frictionless - $E_c=3900(f_c)^{1/2}$ - ancho apoyo central =2.5cm	Ansysis - frictionless - $E_c=3900(f_c)^{1/2}$ - ancho apoyo central =2.5cm
Ensayo 2	0,00692	0,004303	0,004822	0,0052266
Ensayo 3	0,0051	0,004303	0,004822	0,0052266

Tabla No. 7. Calibración de modelos con carga normal a su plano.

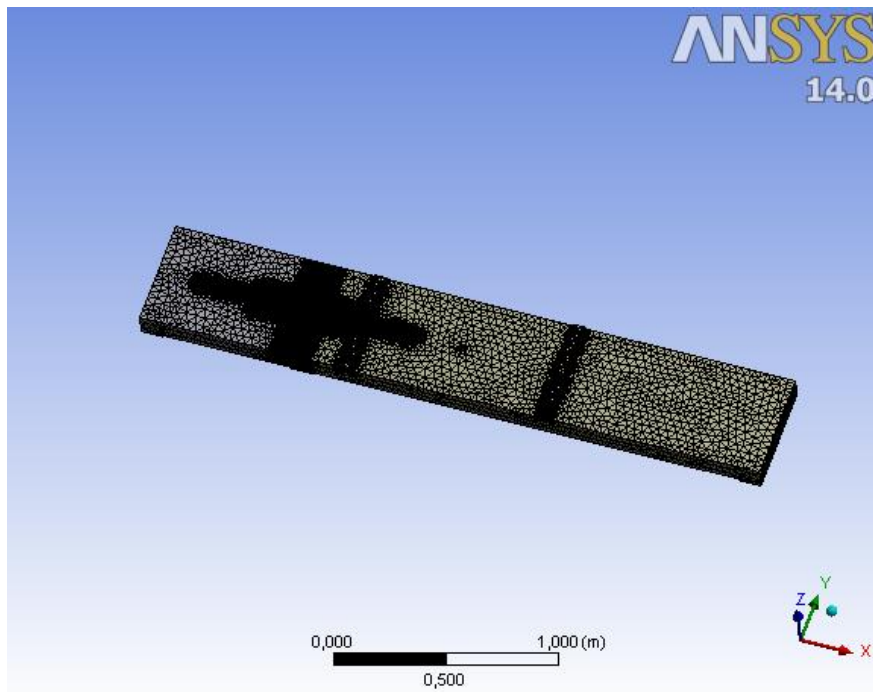
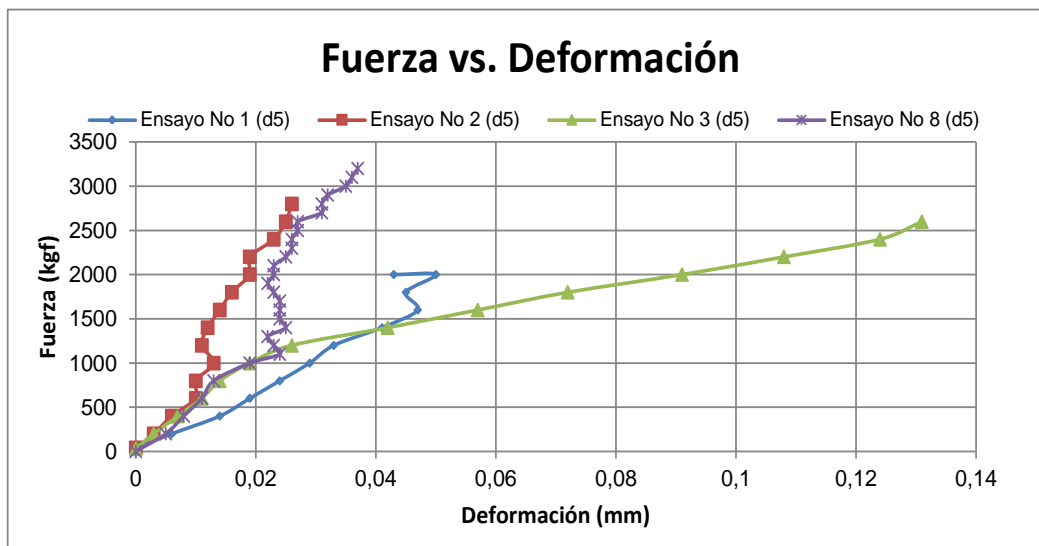


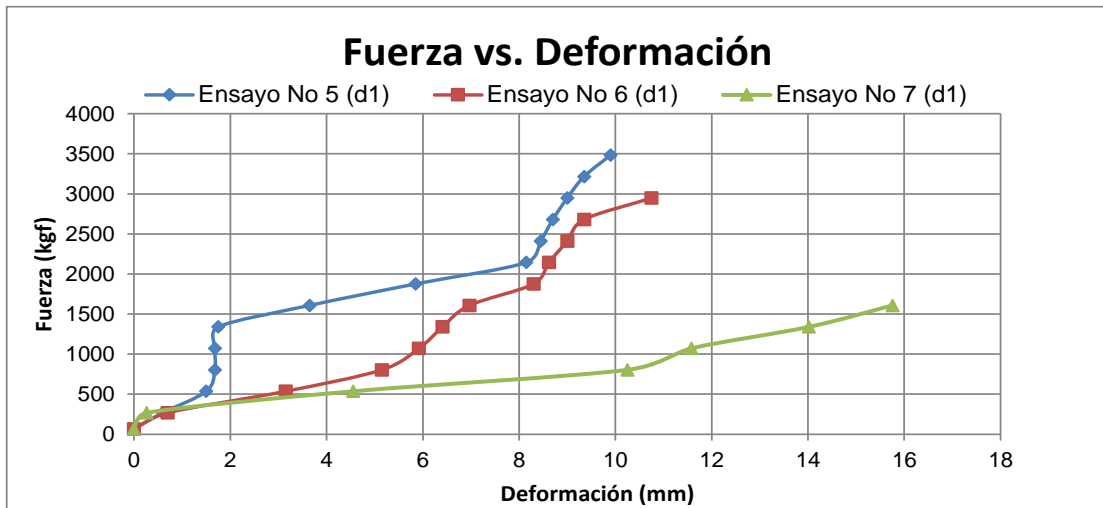
Figura No.9. Mallado de placas con carga normal en su plano.



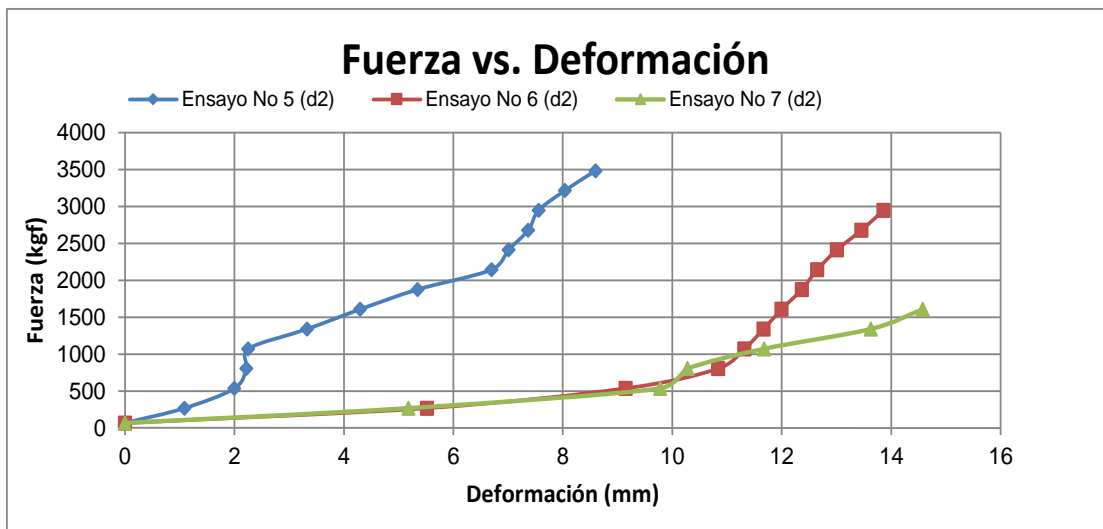
Grafica No.2 Carga (kgf) vs. Deformación (mm) en el concreto adyacente a la conexión.

Ensayos con cargas en el plano del diafragma.

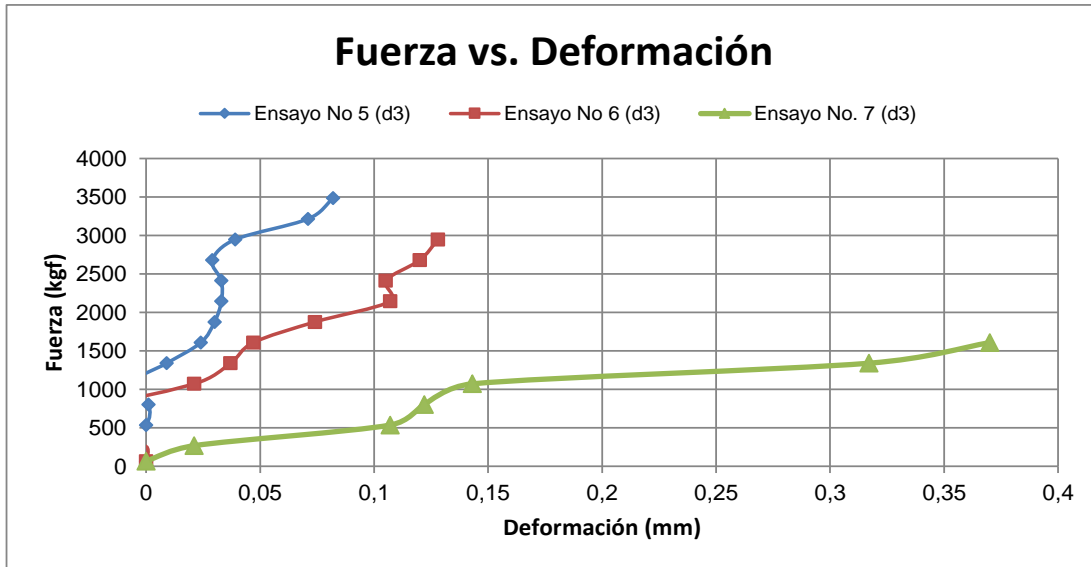
Se procedió de la misma forma para el caso de la carga aplicada en el plano del diafragma, para una carga elástica igual a los 18.4kN, obtenidos en las gráficas de laboratorio, comparándolos con los modelos en el software de elementos finitos Ansys y Sap2000. Para lo anterior se tuvo en cuenta un módulo de elasticidad basado en la resistencia del concreto a la compresión como se indica en el título C.8.5., del reglamento NSR-10.



Gráfica No.3 Carga (kgf) vs. Deformación (mm) en el primer tercio central de la placa.



Gráfica No.4 Carga (kgf) vs. Deformación (mm) en el segundo tercio central de la placa.



Grafica No.5 Carga (kgf) vs. Deformación (mm) en la conexión.

Carga en su plano	Valor del ensayo deformimetro d1 (m)	Valor del ensayo deformimetro d2 (m)	Placa e=0.06m	Placa e=0.55m
			Ansysis - frictionless - $E_c=3900(fc)^{1/2}$	Ansysis - frictionless - $E_c=3900(fc)^{1/2}$
Ensayo 5	0,00585	0,00535	0,005152	0,005626
Ensayo 6	0,0083	0,01237	0,005152	0,005626

Tabla No. 8. Calibración de modelos con carga en su plano.

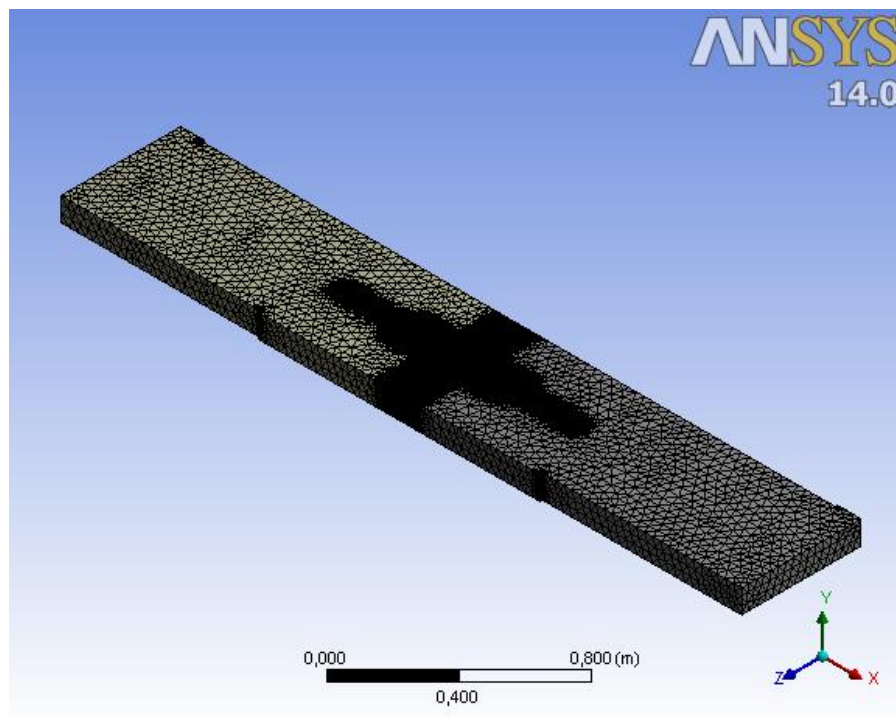


Figura No.10. Mallado de placas con carga en su plano.

Finalmente, la calibración del modelo de placas prefabricadas en concreto reforzado, consistió en encontrar un espesor equivalente de placa que asemejara el comportamiento de la unión soldada y arrojara resultados similares en deformación en el centro de la luz y en cercanía de los apoyos, para los dos casos de aplicación de la carga. El espesor que más se aproximó a los valores requeridos fue de 5.5cm y se contempló en el modelo matemático de 5 pisos en toda el área de piso. El complemento del modelo equivalente según la calibración en Ansys arrojó solo continuidad de la placa en las zonas de conexión.

A partir de lo anterior el siguiente es el avalúo de cargas que se empleó para la estructura.

$$\gamma_c := 24.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad : \text{Peso específico de concreto reforzado}$$

$$e_{ls} := 0.045\text{m} \quad : \text{Espesor loseta superior}$$

Carga Muerta

$$P_{ls} := e_{ls} \cdot \gamma_c = 1.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad : \text{Peso loseta superior}$$

$$P_{ciel_raso} := 0.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad : \text{Peso cielo raso}$$

$$P_{acb_pis} := 1.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad : \text{Peso acabado de piso}$$

$$CM := P_{ls} + P_{ciel_raso} + P_{acb_pis} = 2.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Carga Viva de vivienda

$$CV_{vivienda} := 1.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nota: El peso de los muros y la placa equivalente de 5.5cm de espesor se tuvo en cuenta en el peso propio de los elementos modelados.

5.3. ANÁLISIS CRONOLÓGICO.

Se escogió un edificio de 5 niveles para someterlo a las aceleraciones de 5 registros previamente escalados, modelando el diafragma y sus conexiones (en el sentido Y-Y) mediante elementos tipo Shell de tamaño máximo de 0.20m x 0.20m, ver el plano estructural (imagen No.17). En la otra dirección la placa se encuentra conectada mediante elementos tipo frame con área equivalente a una barra de 3/8plg distribuidos uniformemente en la planta de piso. El sistema vertical de resistencia a fuerzas laterales, está constituido por muros contemplados como monolíticos de concreto reforzado de 0.10m de espesor. Finalmente se obtuvieron las gráficas que muestran en la altura de la edificación los índices de flexibilidad asociados a los paneles prefabricados de fachada y las gráficas correspondientes a la aceleración de piso.

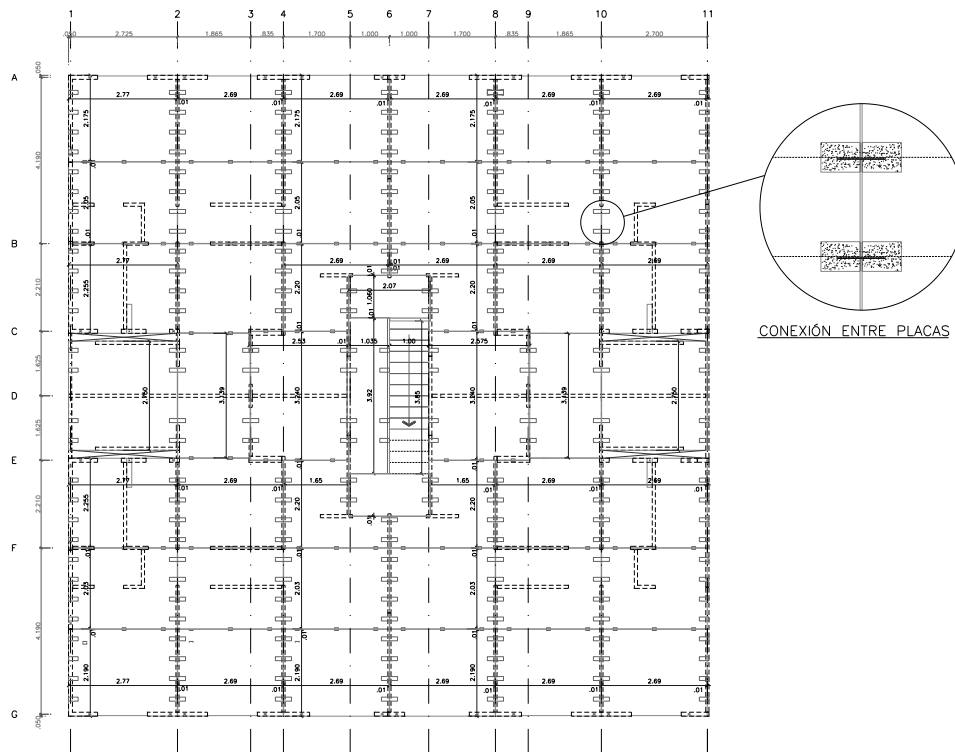


Figura No 11. Planta de conexiones en edificio de 5 niveles.

La relación del lado largo al lado corto de la edificación visto en planta es de 1.00.

A pesar de los resultados obtenidos en referencia a la diferencia de hasta el 30% de la resistencia a la compresión de las placas prefabricadas y la resistencia del concreto de la conexión, el modelo se idealizó para la misma resistencia en todo el piso, equivalente a un concreto de 21MPa. Los muros fueron modelados para la misma resistencia y un módulo de elasticidad obtenido de la expresión del reglamento NSR-10.

La altura libre no soportada de los muros es de 2.35m para una altura total de piso de fino a fino de 2.45m. El espesor equivalente de la placa para el modelo fue el definido de la calibración de los análisis en Ansys, de 5.5cm. Todo peso propio faltante perteneciente a la placa, se tuvo en cuenta como peso muerto.

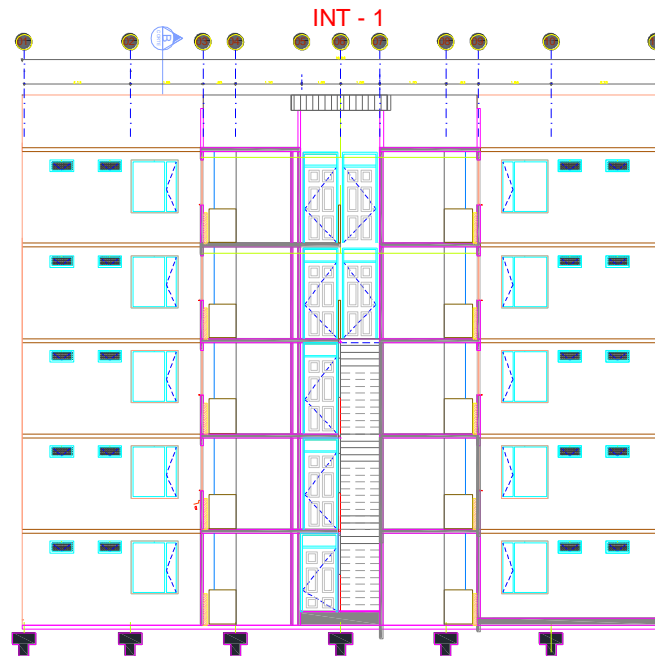


Figura No 12. Corte edificio de 5 niveles.

El edificio se encuentra ubicado en una zona de riesgo sísmico intermedio, cimentado en un suelo tipo D y es de uso exclusivo de viviendas. Según lo anterior se obtuvieron los siguientes parámetros para el cálculo del espectro de amenaza de la zona y el posterior escalamiento de los acelerogramas.

Coefficiente de velocidades del terreno (A_v)	0,15
Coefficiente de aceleracion pico efectiva (A_a)	0,15
Clasificación de suelo	D
Coefficiente de importancia de la estructura	1
Coefficiente de amplificacion del suelo (F_a)	1,5
Coefficiente de amplificacion del suelo (F_v)	2,2
Aceleración maxima calculada de la amenaza (g)	0,5625

Tabla No 9. Coeficientes del reglamento NSR-10, para el cálculo de la amenaza.

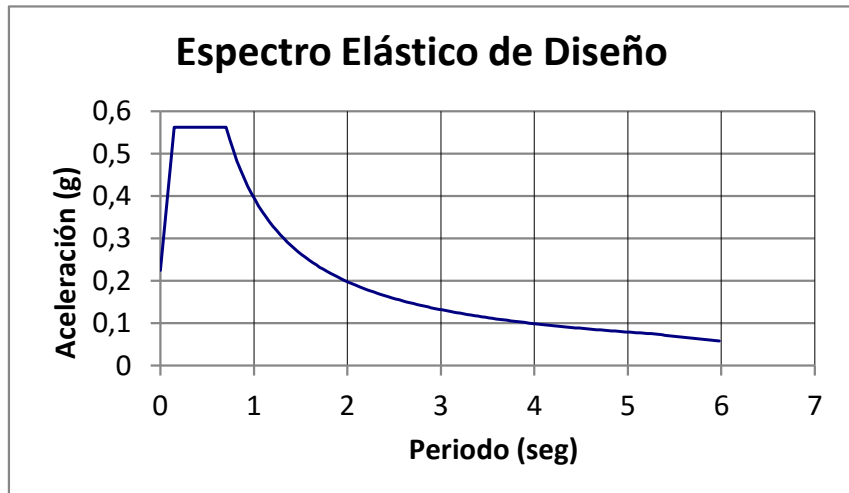


Figura No 13. Espectro de aceleraciones del reglamento NSR-10.

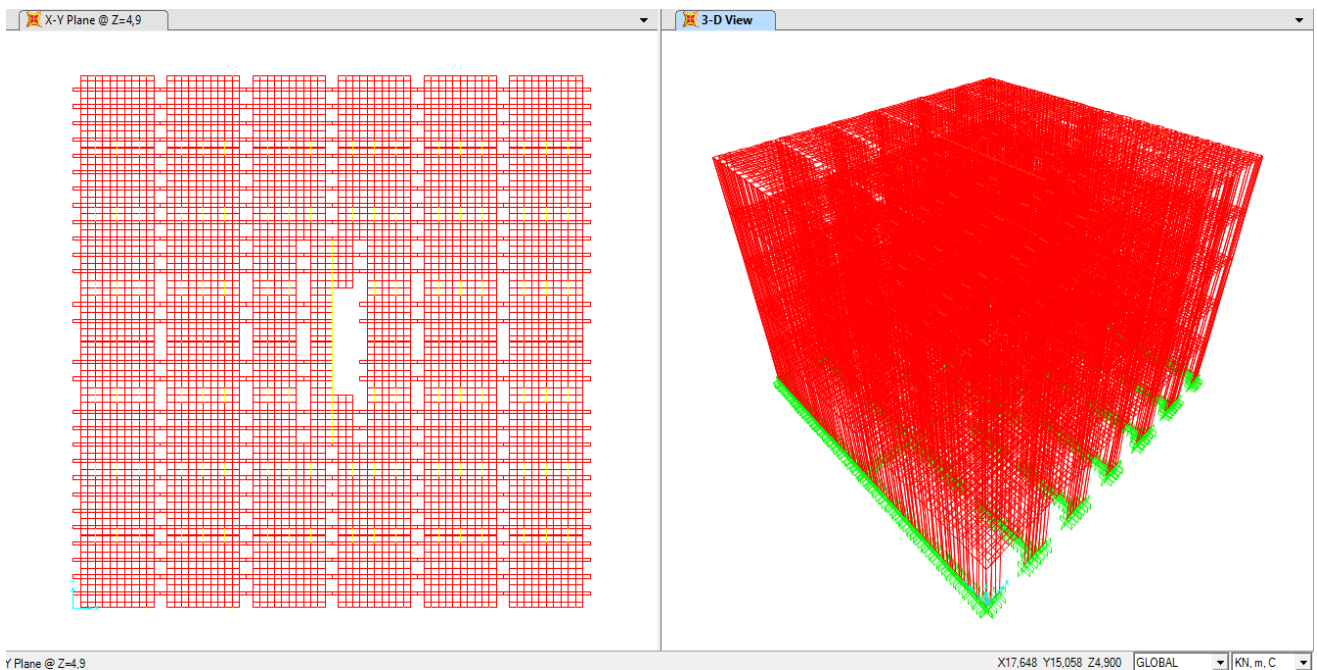
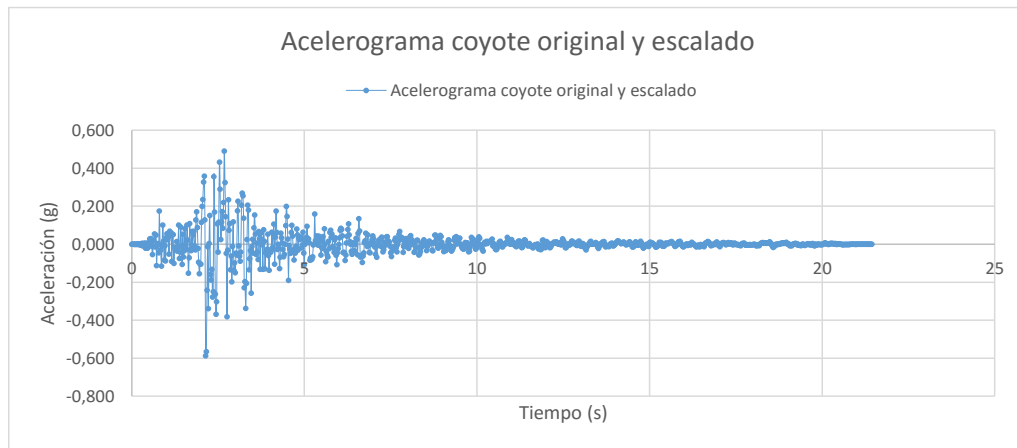


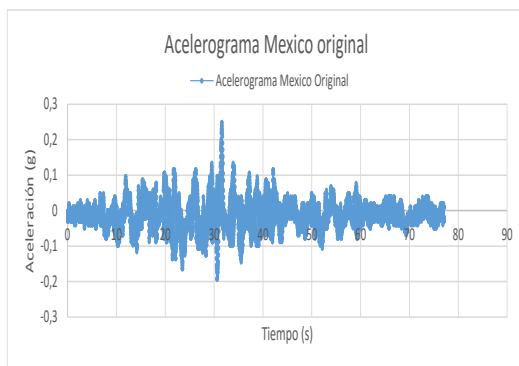
Figura No 14. Modelo matemático de 5 pisos.

	Coyote	Mexico	koBE	Northridge	Lomapieta	Promedio de los espectros	Valor esperado de la amenaza
Periodo	Sa	Sa	Sa	Sa	Sa		
0,02	0,83164	0,4266031	0,596673	0,47147127	0,6566	0,596597474	0,27101227
0,04	1,25513	0,4654991	0,733887	0,83678601	0,67466	0,793192422	0,31702454
0,06	1,08255	0,42622995	0,720423	1,75118269	1,03362	1,002801128	0,36303681
0,08	1,59486	0,4253213	0,947727	1,04213037	1,00492	1,002991734	0,40904908
0,1	1,24666	0,44242296	1,5623091	0,57238837	1,04461	0,973678086	0,45506135
0,12	1,12662	0,47338795	1,162755	0,59845647	1,4644	0,965123884	0,50107362
0,14	0,7647	0,51121125	1,3344408	0,56258057	1,23865	0,882316524	0,54708589
0,16	0,59811	0,5029807	1,23296085	0,54399737	0,59794	0,695197784	0,5625
0,18	0,41031	0,4800477	1,041084	0,44615166	0,52885	0,581288672	0,5625
Factor de escala	1	1,7	9,9	2,581	7		

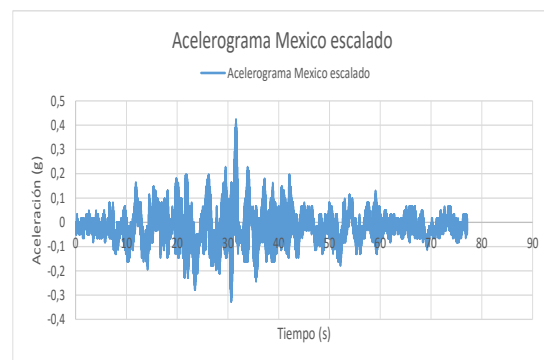
Tabla No 10. Acelerogramas escalados.



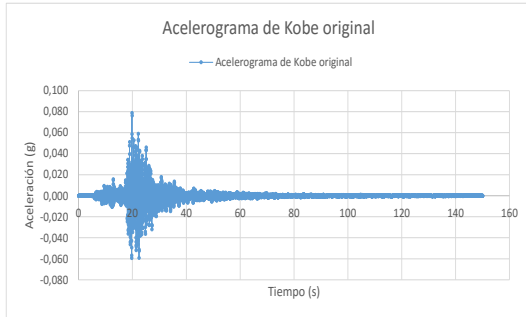
Grafica No.6 Acelerograma Coyote original y escalado.



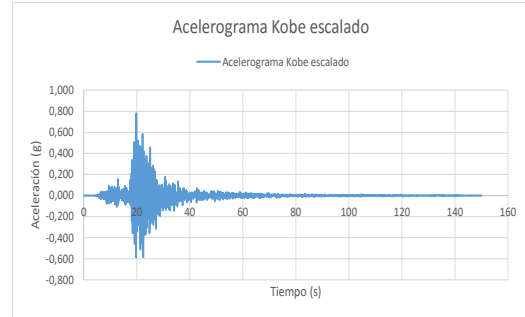
Grafica No.7 Acelerograma México original.



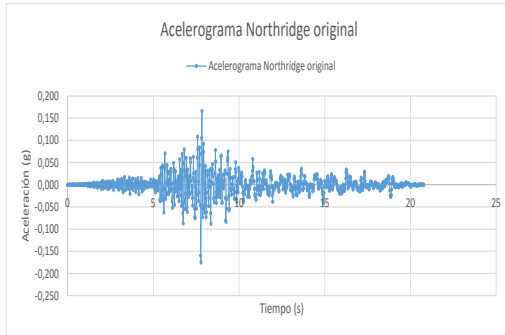
Grafica No.8 Acelerograma México escalado.



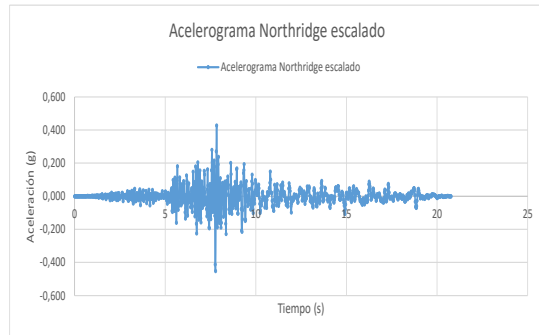
Grafica No.9 Acelerograma Kobe original.



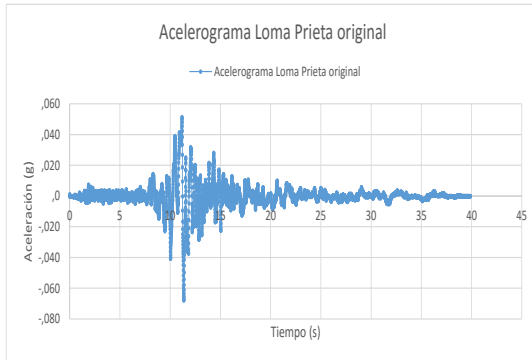
Grafica No.10 Acelerograma Kobe escalado.



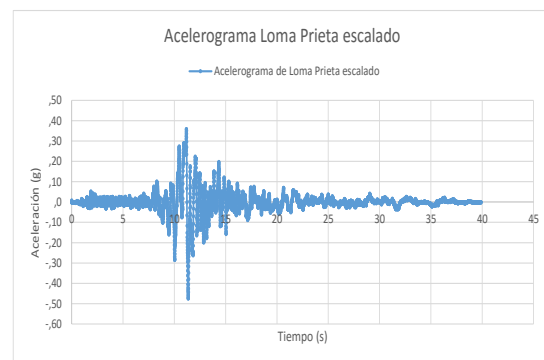
Grafica No.11 Acelerograma Northridge original.



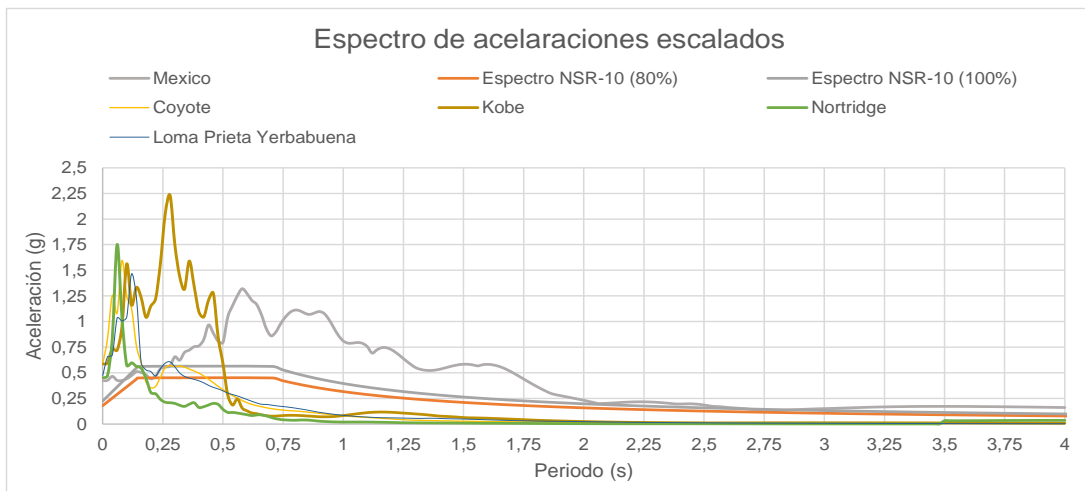
Grafica No.12 Acelerograma Northridge escalado.



Grafica No.13 Acelerograma Loma prieta original.



Grafica No.14 Acelerograma Loma prieta escalado.



Grafica No.15 Espectro de aceleraciones.

5.4. CÁLCULO DE LOS ÍNDICES DE FLEXIBILIDAD.

El procedimiento que se tuvo en cuenta para estimar el índice de flexibilidad del edificio, en el sentido perpendicular a la dirección longitudinal de las conexiones, que corresponde a la misma dirección en que se orientan la mayor cantidad de los elementos del sistema vertical resistente a carga laterales, es el descrito en el capítulo 12.3 de la norma ASCE 7-10, como se muestra a continuación.

- Obtener la máxima deformación del diafragma (MDD) por paneles en cada uno de los pisos. Según lo anterior y la modulación de la planta del edificio empleado se obtuvieron 6 valores máximos de deformación de diafragma por piso.
- Se obtuvo la máxima deriva promedio por panel de cada piso (ADVE). De igual forma que en el punto anterior se obtuvieron 6 valores máximos.
- Finalmente se calcula el índice de flexibilidad para la relación MDD/ADVE.
- El diafragma se considera flexible si $MDD/ADVE > 2.00$
- El diafragma se considera rígido si $0.00 > MDD/ADVE < 0.50$

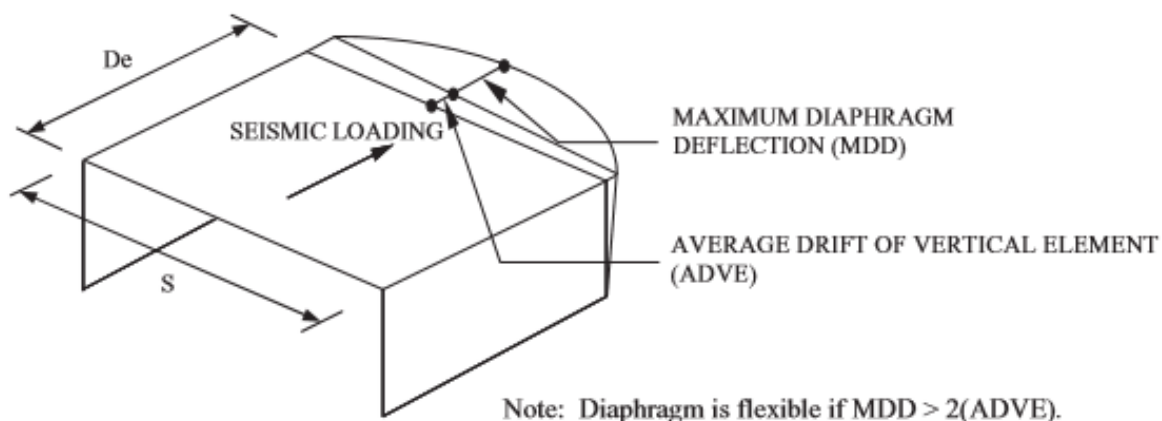


Figura No. 15. Flexibilidad del diafragma (Tomado de ASCE 7-10)

Dirección y-y

Piso 1	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Lectura max. del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
2,45	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,000359	0,000319	0,000339	0,000323	0,00001600	0,047
Panel No 2.	0,000319	0,000338	0,0003285	0,000324	0,00000450	0,014
Panel No 3.	0,000338	0,000378	0,000358	0,000348	0,00001000	0,028
Panel No 4.	0,000378	0,000336	0,000357	0,000347	0,00001000	0,028
Panel No 5.	0,000336	0,000318	0,000327	0,000323	0,00000400	0,012
Panel No 6.	0,000318	0,000357	0,0003375	0,000322	0,00001550	0,046

Dirección y-y

Piso 2	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
4,9	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,000897	0,00096	0,0005895	0,000926	0,00001350	0,023
Panel No 2.	0,00096	0,001026	0,0006645	0,001001	0,00001250	0,019
Panel No 3.	0,001026	0,001059	0,0006845	0,001044	0,00001150	0,017
Panel No 4.	0,001059	0,001022	0,0006835	0,001042	0,00001150	0,017
Panel No 5.	0,001022	0,000956	0,000662	0,000996	0,00001100	0,017
Panel No 6.	0,000956	0,000893	0,000587	0,000921	0,00001200	0,02

Dirección y-y

Piso 3	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
7,35	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,001562	0,001783	0,000744	0,00168	0,00001000	0,013
Panel No 2.	0,001783	0,001919	0,000858	0,001865	0,00000600	0,007
Panel No 3.	0,001919	0,001942	0,000888	0,001938	0,00000600	0,007
Panel No 4.	0,001942	0,001911	0,000886	0,001934	0,00000600	0,007
Panel No 5.	0,001911	0,001774	0,0008535	0,001857	0,00000750	0,009
Panel No 6.	0,001774	0,001554	0,0007395	0,001672	0,00001150	0,016

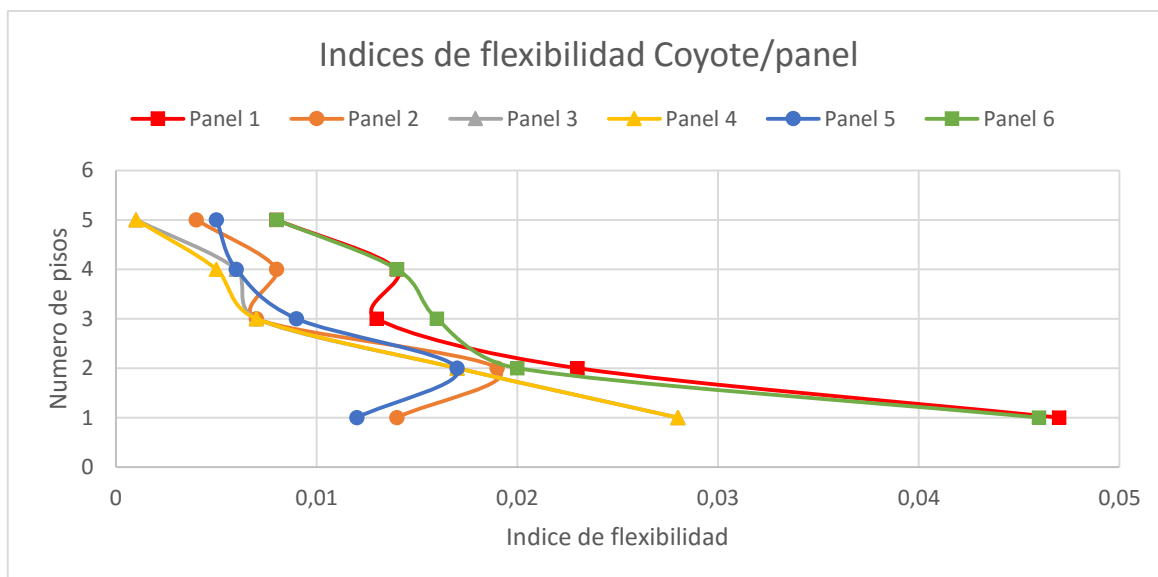
Dirección y-y

Piso 4	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
9,8	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,002268	0,002671	0,000797	0,002488	0,00001100	0,014
Panel No 2.	0,002671	0,002888	0,0009285	0,002801	0,00000750	0,008
Panel No 3.	0,002888	0,002905	0,000966	0,00291	0,00000600	0,006
Panel No 4.	0,002905	0,002878	0,000965	0,002904	0,00000500	0,005
Panel No 5.	0,002878	0,002657	0,000925	0,002788	0,00000600	0,006
Panel No 6.	0,002657	0,002257	0,000793	0,002476	0,00001100	0,014

Dirección y-y

Piso 5	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
12,25	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,002944	0,003554	0,0007795	0,003274	0,00000650	0,008
Panel No 2.	0,003554	0,003857	0,000926	0,003731	0,00000400	0,004
Panel No 3.	0,003857	0,003858	0,000961	0,003872	0,00000100	0,001
Panel No 4.	0,003858	0,003843	0,000959	0,003864	0,00000100	0,001
Panel No 5.	0,003843	0,003536	0,000922	0,003715	0,00000500	0,005
Panel No 6.	0,003536	0,00293	0,000776	0,003258	0,00000600	0,008

Tabla No 11. Índices de flexibilidad para acelerograma de Coyote.



Grafica No.16 Índices de flexibilidad acelerograma de Coyote

Dirección y-y

Piso 1	Desp. en Muro (m)	Desp. en Muro (m)	Deriva promedio del panel (m)	Deformación del diafragma (m)	Def. diafragma (m)	Indice de flexibilidad
Panel No 1	0,0007063	0,0006728	0,00068955	0,0006867	0,0000029	0,0041
Panel No 2.	0,00067	0,00069	0,00068	0,00069	0,0000100	0,0147
Panel No 3.	0,0006889	0,000733	0,00071095	0,0007066	0,0000043	0,0061
Panel No 4.	0,00073	0,00069	0,00071	0,0007	0,0000100	0,0141
Panel No 5.	0,00069	0,00067	0,00068	0,00069	0,0000100	0,0147
Panel No 6.	0,00067	0,0007	0,000685	0,00069	0,0000050	0,0073

Dirección y-y

Piso 2	Desp. en Muro (m)	Desp. en Muro (m)	Deriva promedio del panel (m)	Deformación del diafragma (m)	Def. diafragma (m)	Indice de flexibilidad
Panel No 1	0,000166	0,000181	0,000104545	0,000176	0,00000278	0,0266
Panel No 2.	0,000181	0,000189	0,000117	0,000189	0,00000300	0,0256
Panel No 3.	0,000189	0,00019	0,000118405	0,000191	0,00000194	0,0163
Panel No 4.	0,00019	0,000188	0,000118	0,00019	0,00000200	0,0169
Panel No 5.	0,000188	0,000181	0,0001165	0,000188	0,00000250	0,0215
Panel No 6.	0,000181	0,000165	0,0001045	0,000176	0,00000250	0,0239

Dirección y-y

Piso 3	Desp. en Muro (m)	Desp. en Muro (m)	Deriva promedio del panel (m)	Deformación del diafragma (m)	Def. diafragma (m)	Indice de flexibilidad
Panel No 1	0,00027413	0,00031038	0,000118755	0,00029562	0,00000087	0,0073
Panel No 2.	0,00031038	0,00032743	0,000133905	0,00032232	0,00000058	0,0044
Panel No 3.	0,00032743	0,00032763	0,00013803	0,00032967	0,00000064	0,0046
Panel No 4.	0,00032763	0,00032614	0,000137885	0,0003289	0,00000102	0,0074
Panel No 5.	0,00032614	0,00030884	0,00013299	0,0003208	0,00000019	0,0014
Panel No 6.	0,00030884	0,00027253	0,000117685	0,00029414	0,00000046	0,0039

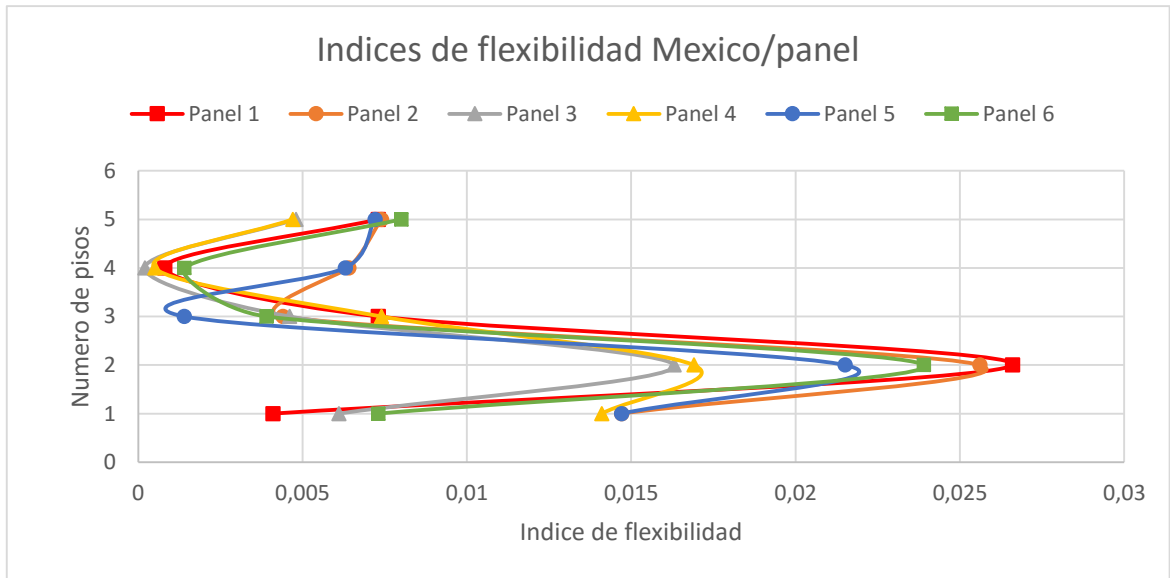
Dirección y-y

Piso 4	Desp. en Muro (m)	Desp. en Muro (m)	Deriva promedio del panel (m)	Deformación del diafragma (m)	Def. diafragma (m)	Indice de flexibilidad
Panel No 1	0,0003827	0,00043831	0,00011825	0,00041377	0,00000010	0,0008
Panel No 2.	0,00043831	0,00046714	0,00013382	0,00045529	0,00000085	0,0064
Panel No 3.	0,00046714	0,00046967	0,000140875	0,00047058	0,00000003	0,0002
Panel No 4.	0,00046967	0,00046548	0,00014069	0,00046966	0,00000007	0,0005
Panel No 5.	0,00046548	0,00043603	0,000133265	0,00045322	0,00000084	0,0063
Panel No 6.	0,00043603	0,0003803	0,00011748	0,00041146	0,00000016	0,0014

Dirección y-y

Piso 5	Desp. en Muro (m)	Desp. en Muro (m)	Deriva promedio del panel (m)	Deformación del diafragma (m)	Def. diafragma (m)	Indice de flexibilidad
Panel No 1	0,00048447	0,00056179	0,000112625	0,00052557	0,00000082	0,0073
Panel No 2.	0,00056179	0,00060295	0,000129645	0,00058397	0,00000097	0,0074
Panel No 3.	0,00060295	0,00060715	0,000136645	0,00060657	0,00000066	0,0048
Panel No 4.	0,00060715	0,00060095	0,000136475	0,0006055	0,00000063	0,0047
Panel No 5.	0,00060095	0,00055876	0,0001291	0,00058139	0,00000093	0,0072
Panel No 6.	0,00055876	0,00048127	0,00011185	0,00052242	0,00000089	0,008

Tabla No 12. Índices de flexibilidad para acelerograma de México.



Grafica No.17 Índices de flexibilidad acelerograma de México

Dirección y-y

Piso 1	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Lectura max. del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
2,45	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,000352	0,000328	0,00034	0,000334	0,00000600	0,018
Panel No 2.	0,000328	0,000342	0,000335	0,000339	0,00000400	0,012
Panel No 3.	0,000342	0,000372	0,000357	0,000353	0,00000400	0,011
Panel No 4.	0,000372	0,00034	0,000356	0,000352	0,00000400	0,011
Panel No 5.	0,00034	0,000326	0,000333	0,000337	0,00000400	0,012
Panel No 6.	0,000326	0,000349	0,0003375	0,000332	0,00000550	0,016

Dirección y-y

Piso 2	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
4,9	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,000845	0,000917	0,000541	0,000886	0,00001100	0,02
Panel No 2.	0,000917	0,000968	0,0006075	0,000955	0,00000850	0,014
Panel No 3.	0,000968	0,000983	0,0006185	0,000981	0,00000950	0,015
Panel No 4.	0,000983	0,000964	0,0006175	0,000978	0,00000850	0,014
Panel No 5.	0,000964	0,000912	0,000605	0,000951	0,00000900	0,015
Panel No 6.	0,000912	0,00084	0,0005385	0,000881	0,00001050	0,019

Dirección y-y

Piso 3	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
7,35	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,001428	0,001625	0,0006455	0,001538	0,00000650	0,01
Panel No 2.	0,001625	0,001729	0,0007345	0,001693	0,00000350	0,005
Panel No 3.	0,001729	0,001734	0,000756	0,00174	0,00000300	0,004
Panel No 4.	0,001734	0,001722	0,0007545	0,001736	0,00000350	0,005
Panel No 5.	0,001722	0,001616	0,000731	0,001685	0,00000300	0,004
Panel No 6.	0,001616	0,001419	0,0006415	0,001529	0,00000650	0,01

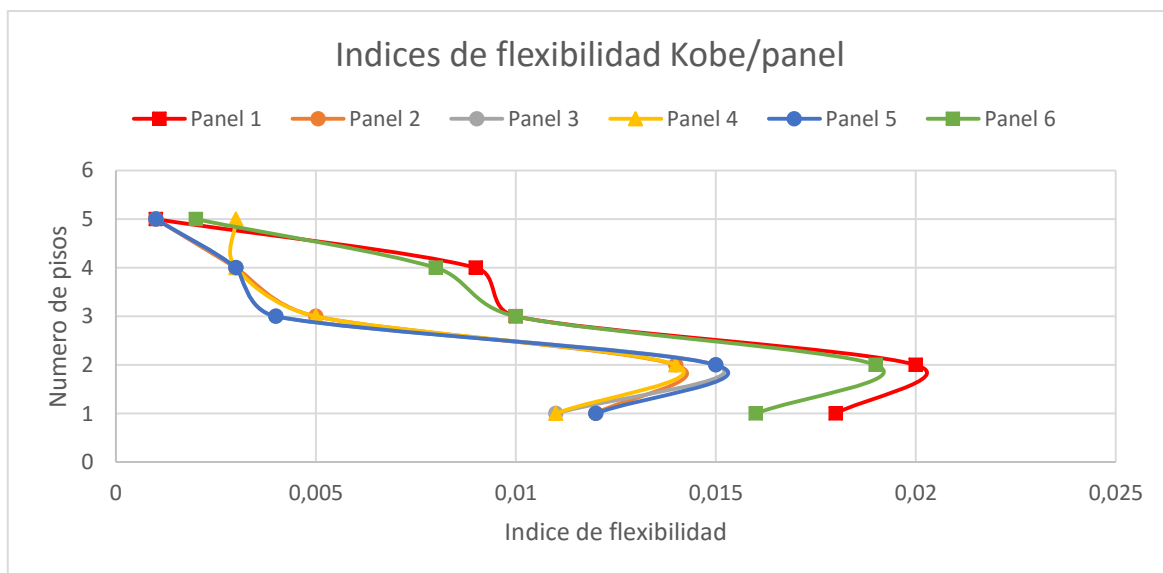
Dirección y-y

Piso 4	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
9,8	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,002033	0,00236	0,00067	0,002214	0,00000600	0,009
Panel No 2.	0,00236	0,002525	0,0007655	0,002461	0,00000250	0,003
Panel No 3.	0,002525	0,002528	0,000795	0,002537	0,00000200	0,003
Panel No 4.	0,002528	0,002515	0,0007935	0,002532	0,00000250	0,003
Panel No 5.	0,002515	0,002347	0,000762	0,002449	0,00000200	0,003
Panel No 6.	0,002347	0,002021	0,0006665	0,002201	0,00000550	0,008

Dirección y-y

Piso 5	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
12,25	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,002608	0,003082	0,0006485	0,002863	0,00000050	0,001
Panel No 2.	0,003082	0,003309	0,000753	0,003213	0,00000100	0,001
Panel No 3.	0,003309	0,003306	0,000781	0,003317	0,00000100	0,001
Panel No 4.	0,003306	0,003297	0,00078	0,00331	0,00000200	0,003
Panel No 5.	0,003297	0,003064	0,0007495	0,003198	0,00000050	0,001
Panel No 6.	0,003064	0,002591	0,0006435	0,002846	0,00000150	0,002

Tabla No 13. Índices de flexibilidad para acelerograma de Kobe.



Grafica No.18 Índices de flexibilidad acelerograma de Kobe

Dirección y-y

Piso 1	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Lectura max. del diafragma	Def. diafragma	Índice de flexibilidad
2,45	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,00036	0,000323	0,0003415	0,000324	0,00001750	0,051
Panel No 2.	0,000323	0,000346	0,0003345	0,000329	0,00000550	0,016
Panel No 3.	0,000346	0,000391	0,0003685	0,000357	0,00001150	0,031
Panel No 4.	0,000391	0,000347	0,000369	0,000357	0,00001200	0,033
Panel No 5.	0,000347	0,000327	0,000337	0,000332	0,00000500	0,015
Panel No 6.	0,000327	0,000369	0,000348	0,00033	0,00001800	0,052

Dirección y-y

Piso 2	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Índice de flexibilidad
4,9	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,000904	0,000981	0,000601	0,000939	0,00001400	0,023
Panel No 2.	0,000981	0,001061	0,0006865	0,001028	0,00001250	0,018
Panel No 3.	0,001061	0,001103	0,0007135	0,001084	0,00001350	0,019
Panel No 4.	0,001103	0,001064	0,0007145	0,001085	0,00001350	0,019
Panel No 5.	0,001064	0,000992	0,000691	0,001035	0,00001200	0,017
Panel No 6.	0,000992	0,000927	0,0006115	0,000956	0,00001450	0,024

Dirección y-y

Piso 3	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Índice de flexibilidad
7,35	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,001579	0,00183	0,000762	0,001712	0,00001100	0,014
Panel No 2.	0,00183	0,001991	0,0008895	0,001925	0,00000750	0,008
Panel No 3.	0,001991	0,002029	0,000928	0,002018	0,00000600	0,006
Panel No 4.	0,002029	0,001998	0,00093	0,002022	0,00000700	0,008
Panel No 5.	0,001998	0,00185	0,000896	0,001938	0,00000700	0,008
Panel No 6.	0,00185	0,00162	0,0007755	0,001742	0,00001050	0,014

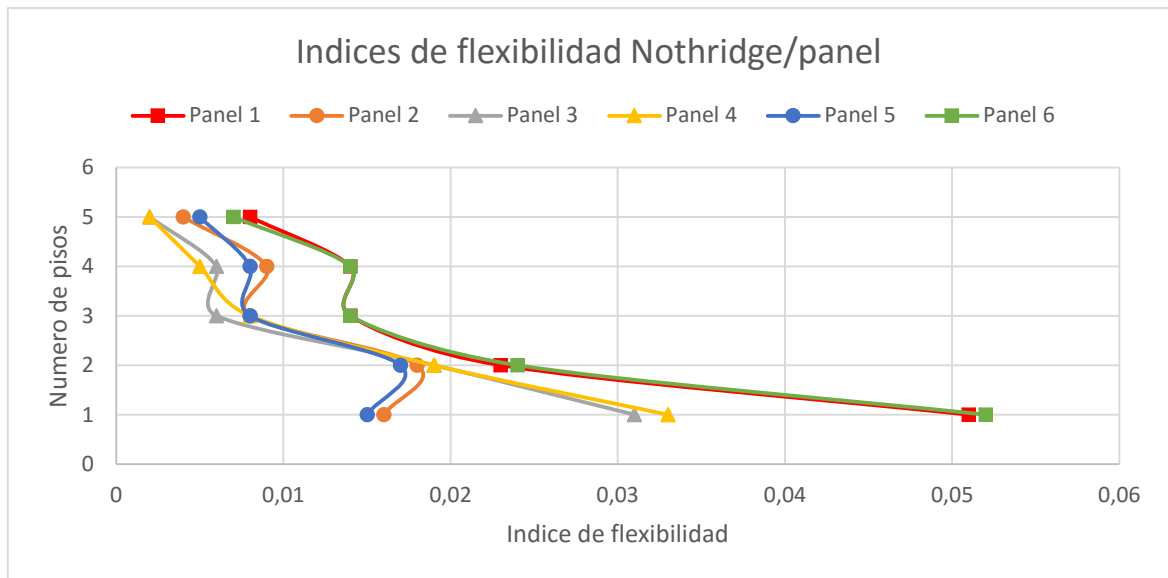
Dirección y-y

Piso 4	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
9,8	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,002298	0,002748	0,0008185	0,002542	0,00001150	0,014
Panel No 2.	0,002748	0,003004	0,0009655	0,002899	0,00000850	0,009
Panel No 3.	0,003004	0,003041	0,0010125	0,003037	0,00000650	0,006
Panel No 4.	0,003041	0,003016	0,001015	0,003042	0,00000500	0,005
Panel No 5.	0,003016	0,002779	0,0009735	0,002919	0,00000750	0,008
Panel No 6.	0,002779	0,002357	0,000833	0,002587	0,00001200	0,014

Dirección y-y

Piso 5	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
12,25	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,0029885	0,00366348	0,00080299	0,00335132	0,00000633	0,008
Panel No 2.	0,00366348	0,00401701	0,000964245	0,00386714	0,00000389	0,004
Panel No 3.	0,00401701	0,00404265	0,00100733	0,00404591	0,00000158	0,002
Panel No 4.	0,00404265	0,00403272	0,001009185	0,00405332	0,00000213	0,002
Panel No 5.	0,00403272	0,00370435	0,000971035	0,00389476	0,00000472	0,005
Panel No 6.	0,00370435	0,00306493	0,00081664	0,00340957	0,00000593	0,007

Tabla No 14. Índices de flexibilidad para acelerograma de Northridge.



Grafica No.19 Índices de flexibilidad acelerograma de Northridge

Dirección y-y

Piso 1	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Lectura max. del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
2,45	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,000224	0,000209	0,0002165	0,000212	0,00000450	0,021
Panel No 2.	0,000209	0,000218	0,0002135	0,000216	0,00000250	0,012
Panel No 3.	0,000218	0,000237	0,0002275	0,000225	0,00000250	0,011
Panel No 4.	0,000237	0,000217	0,000227	0,000225	0,00000200	0,009
Panel No 5.	0,000217	0,000208	0,0002125	0,000215	0,00000250	0,012
Panel No 6.	0,000208	0,000223	0,0002155	0,000212	0,00000350	0,016

Dirección y-y

Piso 2	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
4,9	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,000538	0,000585	0,000345	0,000565	0,00000800	0,023
Panel No 2.	0,000585	0,000619	0,0003885	0,00061	0,00000550	0,014
Panel No 3.	0,000619	0,000629	0,0003965	0,000628	0,00000650	0,016
Panel No 4.	0,000629	0,000617	0,000396	0,000626	0,00000500	0,013
Panel No 5.	0,000617	0,000583	0,0003875	0,000608	0,00000550	0,014
Panel No 6.	0,000583	0,000537	0,0003445	0,000563	0,00000650	0,019

Dirección y-y

Piso 3	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
7,35	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,000911	0,001039	0,0004135	0,000982	0,00000350	0,008
Panel No 2.	0,001039	0,001107	0,000471	0,001083	0,00000200	0,004
Panel No 3.	0,001107	0,001112	0,0004855	0,001115	0,00000150	0,003
Panel No 4.	0,001112	0,001104	0,000485	0,001113	0,00000200	0,004
Panel No 5.	0,001104	0,001035	0,0004695	0,00108	0,00000250	0,005
Panel No 6.	0,001035	0,000908	0,0004115	0,000979	0,00000450	0,011

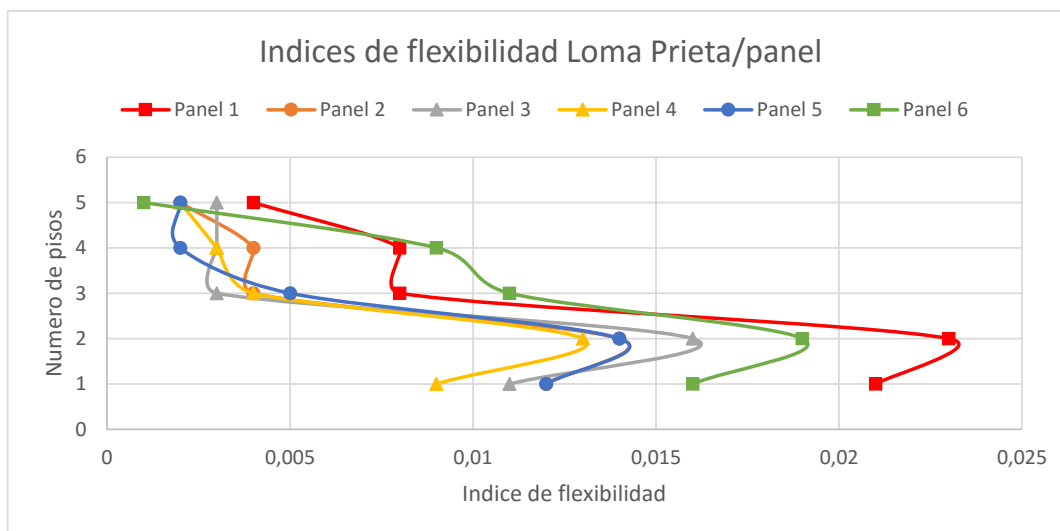
Dirección y-y

Piso 4	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
9,8	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,001298	0,001511	0,0004295	0,001415	0,00000350	0,008
Panel No 2.	0,001511	0,001619	0,000492	0,001577	0,00000200	0,004
Panel No 3.	0,001619	0,001623	0,0005115	0,001628	0,00000150	0,003
Panel No 4.	0,001623	0,001614	0,0005105	0,001625	0,00000150	0,003
Panel No 5.	0,001614	0,001505	0,00049	0,001571	0,00000100	0,002
Panel No 6.	0,001505	0,001294	0,000428	0,001411	0,00000400	0,009

Dirección y-y

Piso 5	Desp. en Muro	Desp. en Muro	Deriva promedio	Deformación del diafragma	Def. diafragma	Indice de flexibilidad
12,25	(m)	(m)	del panel (m)	(m)	(m)	
Panel No 1	0,001666	0,001974	0,0004155	0,001832	0,00000150	0,004
Panel No 2.	0,001974	0,002124	0,000484	0,00206	0,00000100	0,002
Panel No 3.	0,002124	0,002123	0,0005025	0,002129	0,00000150	0,003
Panel No 4.	0,002123	0,002118	0,000502	0,002126	0,00000100	0,002
Panel No 5.	0,002118	0,001967	0,000483	0,002053	0,00000100	0,002
Panel No 6.	0,001967	0,001661	0,0004145	0,001825	0,00000050	0,001

Tabla No 15. Índices de flexibilidad para acelerograma de Loma prieta.



Grafica No.20 Índices de flexibilidad acelerograma de Loma Prieta

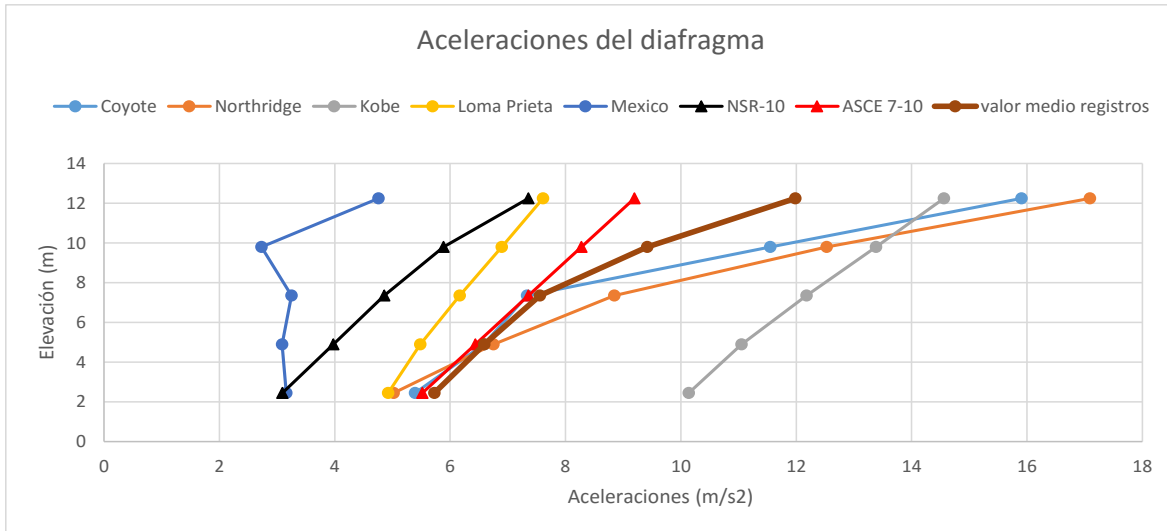
En todos los registros el comportamiento del diafragma en relación al sistema vertical resistente a fuerzas laterales según la propuesta de la norma ASCE 7-10, fue rígido.

5.5. CÁLCULO DE LAS ACELERACIONES DEL DIAFRAGMA.

Para cada registro se analizaron los valores de aceleración del edificio de 5 niveles correspondientes a los máximos absolutos en la dirección de estudio, de igual forma se trabajó para el caso del reglamento NSR-10 con la ecuación propuesta en el capítulo A.3.6.8, para diafragmas y en la norma ASCE 7-10 la ecuación es la citada en el capítulo 12.10.1.1.

Altura edificación (m)	Coyote	Northridge	kobe	Loma prieta	Mexico	NSR-10	ASCE 7-10	Media registros
2,45	5,39217	5,01755	10,13676	4,92652	3,15768	3,09015	5,5181083	5,726136
4,9	6,58229	6,75003	11,0496	5,48052	3,08667	3,97305	6,4377986	6,589822
7,35	7,33437	8,84796	12,18041	6,16646	3,25045	4,85595	7,3574815	7,55593
9,8	11,54881	12,52667	13,38216	6,89443	2,72773	5,886	8,2771737	9,41596
12,25	15,90318	17,09146	14,5616	7,60953	4,75563	7,3575	9,1968471	11,98428

Tabla No 16. Aceleraciones del diafragma (m/s²)



Grafica No.21 Aceleraciones en el diafragma.

Las aceleraciones promedio de los registros empleados se encuentran muy cercanos a los valores encontrados con la formulación propuesta por la norma ASCE 7-10 para sus tres primeros pisos. De otro lado la ecuación del reglamento NSR-10 subestima los valores de aceleración de piso en comparación con los registros.

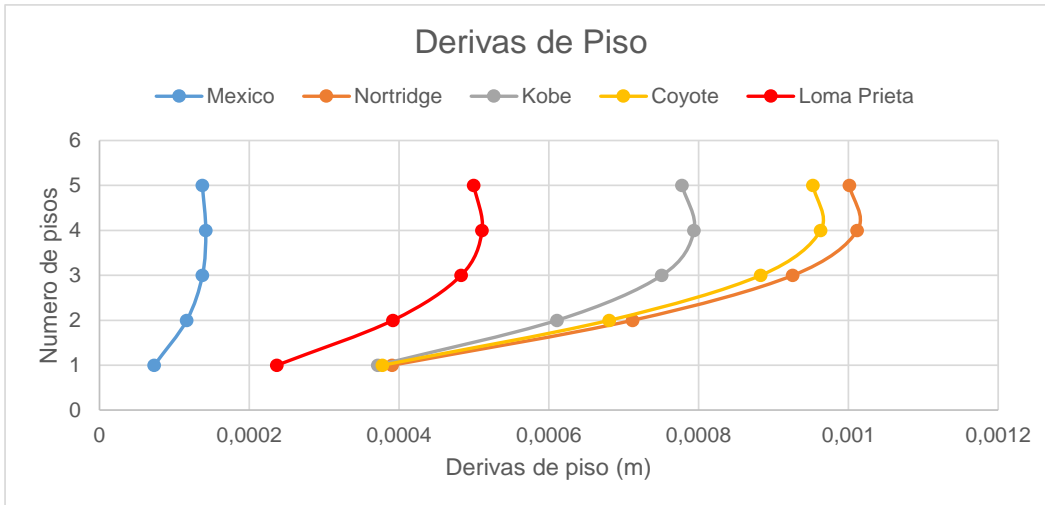
5.6. CÁLCULO DE LAS DERIVAS DE PISO.

Las derivas de piso se calcularon para los máximos valores absolutos de desplazamiento en los nodos correspondientes a un mismo elemento vertical, analizados en toda la duración del registro.

Mexico			Northridge			Loma prieta		
Piso	Desp. (m)	Deriva (m)	Piso	Desp. (m)	Deriva (m)	Piso	Desp. (m)	Deriva (m)
1	0,0000733	0,0000733	1	0,000391	0,000391	1	0,000237	0,000237
2	0,00019	0,0001167	2	0,001103	0,000712	2	0,000629	0,000392
3	0,00032763	0,00013763	3	0,002029	0,000926	3	0,001112	0,000483
4	0,00046967	0,00014204	4	0,003041	0,001012	4	0,001623	0,000511
5	0,00060715	0,00013748	5	0,00404265	0,00100165	5	0,002123	0,0005

Kobe			Coyote		
Piso	Desp. (m)	Deriva (m)	Piso	Desp. (m)	Deriva (m)
1	0,000372	0,000372	1	0,000378	0,000378
2	0,000983	0,000611	2	0,001059	0,000681
3	0,001734	0,000751	3	0,001942	0,000883
4	0,002528	0,000794	4	0,002905	0,000963
5	0,003306	0,000778	5	0,003858	0,000953

Tabla No 17. Derivas de piso por acelerograma



Grafica No.22 Derivas de piso.

Las derivas encontradas presentaron un mayor rango de sus valores del segundo piso al tercer piso, con resultados máximos para el acelerograma de Northridge y Coyote, tal como se vio reflejado en el registro de las aceleraciones, seguidos por el acelerograma de Kobe.

6. CONCLUSIONES

La conexión soldada planteada durante los ensayos de laboratorio siempre evidenció desprendimiento del núcleo de concreto, fisuración en el contorno de la caja y en la dirección de la dilatación dependiendo del tipo de ensayo. Nunca hubo fluencia del acero. Lo anterior demuestra una baja adherencia del núcleo del concreto de la conexión sobre la superficie lisa de la placa prefabricada. La poca respuesta del sistema a conservar la integridad del concreto en la conexión también puede ser atribuida a la geometría rectangular de la misma, que no opone resistencia a la dirección del movimiento frente a la actuación de la carga.

La calibración de un modelo de elementos finitos en el software Ansys, implementando tres de los diferentes tipos de contacto (friccionante, sin separación y sin fricción), y comparando entre sí, para obtener el que mejor se adaptara al tema de las conexiones, permitió identificar por ejemplo la poca incidencia de pequeñas áreas en la magnitud de las deformaciones del elemento tipo placa (caso de la varilla de refuerzo), también se logró observar que la forma de la deformación en el elemento tipo placa de 1.45m de longitud para el caso de la fuerza aplicada en el plano sufría cambios de un estado de contacto a otro.

Para cada edificio con su correspondiente registro de aceleración se evidenciaron valores máximos de los índices de flexibilidad en el segundo piso, con un valor promedio de 0.02, indicando un comportamiento del diafragma rígido. Se esperaba un comportamiento de esta clase en el diafragma pensando en que es un sistema de muros de concreto monolíticos, pero la incertidumbre originada según la propuesta de modelación de un espesor equivalente de las placas de entrepiso y la poca continuidad de la placa en los puntos de apoyos hacía pensar que los valores del índice de flexibilidad no estuvieran tan cercanos a cero.

A partir de la elaboración de los ensayos de laboratorio donde se evaluó una conexión aislada típica y en función de los resultados originados de los modelos matemáticos de 5 pisos, se concluye que el efecto de grupo de las conexiones en la planta del edificio mejora las condiciones de transferencia de esfuerzo debido a cargas laterales en el diafragma, para cuyo caso el valor del espesor equivalente usado no trasciende en un comportamiento más flexible del diafragma.

La máxima deriva del sistema no excede la máxima permitida por el reglamento colombiano NSR-10 y su máxima expresión ocurrió para todos los registros de aceleración en el piso 2. De otro lado los valores de aceleración del diafragma, estimados por el reglamento colombiano NSR-10 en su capítulo A.3.6.8, se encuentran por debajo de los valores de aceleración encontrados para la mayoría de los casos analizados, por lo cual se sugiere la revisión y reformulación de las ecuaciones suministradas en la normativa, dado que su utilización implicaría que el diseño de elementos no estructurales de un entrepiso en la actualidad estaría subvalorado.

7. RECOMENDACIONES

Realizar ensayos de laboratorio en especímenes de mayor área que puedan contemplar un mayor número de conexiones y de la misma forma con una mayor instrumentación para la toma de resultados.

Plantear la estimación de los índices de flexibilidad cuando el entrepiso de la edificación presente una relación de lado largo a lado corto mayor a la estudiada y cuando las luces entre elementos verticales son mayores.

Analizar el comportamiento de flexibilidad y aceleraciones registradas en los diafragmas en construcción prefabricada para más pisos, sabiendo que el sistema se usa actualmente en edificaciones de hasta 12 niveles alcanzando los 30.0m de altura. En este punto sería oportuno revisar si los valores de aceleración encontrados para pisos superiores se alejan de la propuesta del reglamento NSR-10.

Revisar el comportamiento de las conexiones en el otro sentido del edificio donde la densidad de muros del sistema estudiado es menor, realizando combinaciones en el número de pisos, la variación de las luces entre elementos verticales y la relación lado largo con lado corto de la planta estructural.

8. BIBLIOGRAFÍA

1. ASCE/SEI 7-10, “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*”, American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA, 2010.
2. ASCE/SEI 41-06, “*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*”, American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA, 2006.
3. Fleischman R.B, Farrow K.T., “*Dynamic Behavior of perimeter lateral-system structures with flexible diaphragms*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2001, V.30, p.745 – 763
4. Kim S. Elliott. “*Precast concrete structures*”, Edita Butterworth-Neinemann, Woburn Massachusetts, USA. 2002.
5. ACI 533R-11 Guide for precast concrete walls panels, comité ACI 533, Farmington Hills, Michigan- USA, 2011.
6. Comisión asesora permanente para el regimen de construcciones sismo resistentes. “Reglamento colombiano de construcción Sismo Resistente NSR-10”. Bogotá D.C., 2010.
7. Requisito de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario. Comité ACI 318. Farmington Hills, Michigan, USA, 2008.
8. Pérez H.J, Jerez, S.J, y Quiroga P.N. “Revisión de las provisiones de diseño para diafragmas flexibles y semi-rígidos a partir del reglamento NSR-10”. Tesis de especialización en estructuras ECI, 2012,

9. Robert Massarelli, John-Edward Franquet, KishorShrestha, Robert Tremblay, Colin A. Rogers, "Seismic testing and retrofit of steel deck roof diaphragms for building structures", artículo científico 2012.
10. Bazan Enrique, Roberto Meli "Diseño sísmico de Edificios" México D.F. Pág. 192-194. Editorial Limusa SA.2010.
11. Luis Enrique García, "Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico", Bogotá D.C. Pág. 341-346. Universidad de los Andes, facultad de ingeniería.1998.
12. Proyectos y Diseños Ltda. (PyD Ltda.). Ensayo Experimental de un edificio prefabricado a escala natural ante cargas horizontales y su interpretación. 1989.
13. Proyectistas Civiles Asociados (PCA), "Chiminangos II etapa – Análisis de comportamiento estructural", 1985.
14. European commission "Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions" Unión Europea, 2012.
15. Gloria Góngora "Grandes paneles" Manual Industrias y construcciones IC. Bogotá D.C., 2001.
16. New Zealand concrete society and New Zealand society for earthquake engineering "Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings" Christchurch, New Zealand, 1999.
17. U.S. Department of Commerce Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology "Seismic Design of Cast-in-

Place Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors- (NEHRP)". Gaithersburg, United States, 2010.

18. Mario E. Rodriguez, Jose I. Restrepo y Jhon J. Blandón. Seismic Design Forces for Rigid Floor Diaphragms in Precast Concrete Building Structures. 2007

19. Instituto colombiano de normas técnicas y certificación (Icontec), "Norma técnica colombiana 4040 (NTC-4040) – Procedimiento de soldadura para el acero de refuerzo" Bogotá, Colombia, 1997.

20. Instituto colombiano de normas técnicas y certificación (Icontec), "Norma técnica colombiana 673 (NTC-673) – Ensayo de resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto" Bogotá, Colombia, 2010.

21. Instituto colombiano de normas técnicas y certificación (Icontec), "Norma técnica colombiana 550 (NTC-550) –Elaboración y curado de concreto en obra" Bogotá, Colombia, 2000.

22. Computers and structures Inc (CSI). "Structural analysis program 2000 v.15.0- (SAP20000 V.15.0)", Walnut Creek, California, United States, 2014.

23. Ansys Inc. "Ansys workbench V.14.0 - (Ansys v.14.0)" Estados Unidos, 2013.

1.2 PESO UNITARIO

Norma INV - E 217 - 13

Procedimiento:

Punzonamiento con barra sobre muestra representativa.

Resultado:

Densidad Bulk Suelta por Paladas =	1580 kg/m ³
Densidad Bulk Compactada por Apisonado =	1700 kg/m ³

1.3 DENSIDAD Y ABSORCIÓN

Norma INV - E 222 - 13

Resultados:

Densidad Relativa

Densidad Relativa Secada al Horno	2,5 g/cm ³
Densidad Relativa en Condición SSS	2,56 g/cm ³
Densidad Relativa Aparente	2,65 g/cm ³

Densidad

Densidad en Condición Seca al Horno	2500 Kg/m ³
Densidad en Condición SSS	2550 Kg/m ³
Densidad Aparente	2640 Kg/m ³

Absorción	2,1 %
-----------	-------

Nota: Condición SSS se refiere a saturada y superficialmente seca

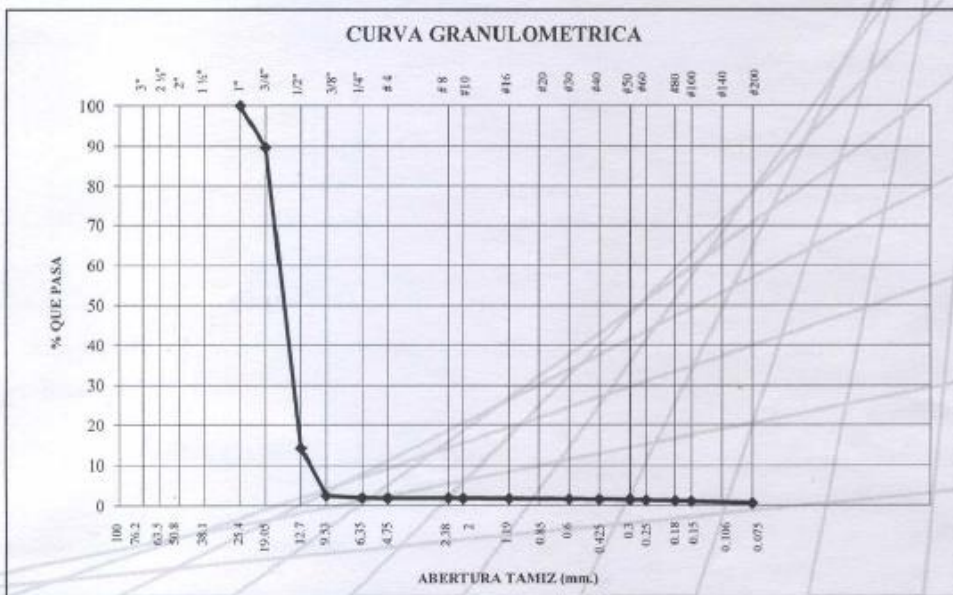
2. MUESTRA N° 2
Grava

2.1 GRANULOMETRIA
Norma INV - E 213 - 13

Peso material sucio y seco (g) = 9332,0
Peso material retenido seco (g) = 9280,0

Peso recipiente (g) = 0,0
Peso material pasa No. 200 (g) = 52,0

TAMIZ	PESO MATERIAL + RECIPIENTE (g)	PESO RETENIDO (g)	% RETENIDO (corregido)	% RETENIDO ACUMULADO	% PASA
1 1/2"	0	0,0	0,0	0,0	100
1"	0,0	0,0	0,0	0,0	100
3/4"	960,3	960,3	10,3	10,3	90
1/2"	7038,0	7038,0	75,4	85,7	14
3/8"	1100,6	1100,6	11,8	97,5	2
1/4"	49,1	49,1	0,5	98,0	2
N° 4	3,2	3,2	0,0	98,1	2
N° 8	3,5	3,5	0,0	98,1	2
N° 10	1,7	1,7	0,0	98,1	2
N° 16	10,4	10,4	0,1	98,2	2
N° 30	10,0	10,0	0,1	98,3	2
N° 40	5,7	5,7	0,1	98,4	2
N° 50	5,0	5,0	0,1	98,5	2
N° 60	16,0	16,0	0,2	98,6	1
N° 80	14,0	14,0	0,2	98,8	1
No. 100	11,7	11,7	0,1	98,9	1
No. 200	49,0	49,0	0,5	99,4	0,6
Fondo	1,8	1,8	0,6	100,0	0
Suma pesos retenidos (g) =		9280,0			



2.2 PESO UNITARIO

Norma INV - E 217 - 13

Procedimiento:

Punzonamiento con barra sobre muestra representativa.

Resultado:

Densidad Bulk Suelta por Paladas =	1270 kg/m ³
Densidad Bulk Compactada por Apisonado =	1470 kg/m ³

2.3 DENSIDAD Y ABSORCIÓN

Norma INV - E 223 - 13

Resultados:

Densidad Relativa

Densidad Relativa Secada al Horno	2,66 g/cm ³
Densidad Relativa en Condición SSS	2,70 g/cm ³
Densidad Relativa Aparente	2,77 g/cm ³

Densidad

Densidad en Condición Seca al Horno	2660 Kg/m ³
Densidad en Condición SSS	2700 Kg/m ³
Densidad Aparente	2760 Kg/m ³

Absorción	1,5 %
-----------	-------

Nota: Condición SSS se refiere a saturada y superficialmente seca

9.2. ANEXO 2. MATERIALES PARA ENSAYOS DE LABORATORIO.

a.) Concreto de 3000psi o 21MPa. = 1.192m³

11 bolsas de cemento de 50kg.

1000kg de agregado grueso.

1170kg de agregado fino.

230 litros de agua.

b.) 2 mallas electrosoldadas con grafil de 5.0mm espaciados c /. 0.15m en las dos direcciones (Dimensiones de la malla = 6.0m x 2.40m). La malla se cortaría en sitio en módulos de 1.65m x 0.40m para cada pieza de concreto.

c.) 3 barras de 1/2plg de diámetro y longitud igual a 6.0m. (Se cortaría en sitio en longitudes de 0.50m)

d.) Desmoldante de concreto.

e.) 16 Cajas de icopor de 0.08m x 0.22m x 0.10m.

f.) Equipo de soldadura y Soldadura E7018, espesor=1/8plg.

g.) Grout en concreto de grava fina o mortero de reparación para rellenar conexiones

h.) 8 listones de madera de longitud igual a 2.90m para formaleta.

i.) 4 láminas de triple en madera para camilla de fundida.

j.) Mezcladora de concreto o trompo.

k.) Vibrador de mezcla de concreto.

l.) Herramientas menores, (palustre, cinta, canecas, bascula, palas, etc)

9.3. ANEXO 3. CONTENIDO DE HUMEDAD DE LOS AGREGADOS.

Humedad de agregados viernes 22 de mayo a las 8:30am.

Contenido de humedad de la arena.

Peso del recipiente para la arena. ($w_{\text{recep_arena}}$)

$$w_{\text{recep_arena}} = 99.6\text{gm}$$

Peso húmedo de la arena ($\gamma_{\text{h_arena}}$)

$$\gamma_{\text{h_arena}} = 990.6\text{gm}$$

Peso seco de la arena ($\gamma_{\text{seco_arena}}$)

$$\gamma_{\text{seco_arena}} = 955.3\text{gm}$$

Humedad natural de la arena. ($w_{\text{natural_arena}}$)

$$w_{\text{natural_arena}} = \frac{\gamma_{\text{h_arena}} - \gamma_{\text{seco_arena}}}{\gamma_{\text{seco_arena}} - w_{\text{recep_arena}}} \cdot 100 = 4.125$$

Contenido de humedad de la grava.

Peso del recipiente para la grava. ($w_{\text{recep_grava}}$)

$$w_{\text{recep_grava}} = 123.8\text{gm}$$

Peso húmedo de la grava ($\gamma_{\text{h_grava}}$)

$$\gamma_{\text{h_grava}} = 978.4\text{gm}$$

Peso seco de la grava ($\gamma_{\text{seco_grava}}$)

$$\gamma_{\text{seco_grava}} = 960.9\text{gm}$$

Humedad natural de la grava. ($w_{\text{natural_grava}}$)

$$w_{\text{natural_grava}} = \frac{\gamma_{\text{h_grava}} - \gamma_{\text{seco_grava}}}{\gamma_{\text{seco_grava}} - w_{\text{recep_grava}}} \cdot 100 = 2.091$$

9.4. ANEXO 4. DISEÑO DE LA MEZCLA DE CONCRETO

Resistencia del concreto que se desea obtener. (f_c)

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Peso específico del cemento: (γ_{cem})

$$\gamma_{\text{cem}} := 2.95 \frac{\text{gm}}{\text{cm}^3}$$

Masa unitaria compacta del agregado grueso $(M_{\text{uni_agreg_grueso}})$

$$M_{\text{uni_agreg_grueso}} := 1470 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del agregado grueso. (γ_g)

$$\gamma_g := 2.77 \frac{\text{gm}}{\text{cm}^3}$$

Peso específico del agregado fino. (γ_f)

$$\gamma_f := 2.65 \frac{\text{gm}}{\text{cm}^3}$$

Peso específico del agua (γ_a)

$$\gamma_a := 1 \frac{\text{gm}}{\text{cm}^3}$$

Paso No. 1. Selección del asentamiento de la mezcla.

Asentamiento := 7.5cm

Paso No. 2. Selección del tamaño máximo del agregado.

Tam_{max} := 19.0mm

Paso No. 3. Contenido de aire.

Tamaño máximo nominal del agregado		Contenido de aire en porcentaje (por volumen)			
		Naturalmente atrapado	Exposición ligera	Exposición moderada	Exposición severa
9.51	3/8	3.0	4.5	6.0	7.5
12.7	1/2	2.5	4.0	5.5	7.0
19.0	3/4	2.0	3.5	5.0	6.0
25.4	1	1.5	3.0	4.5	6.0
38.1	1 1/2	1.0	2.5	4.5	5.5
50.8	2	0.5	2.0	4.0	5.0
76.1	3	0.3	1.5	3.5	4.5
152.0	6	0.2	1.0	3.0	4.0

$$\text{Cont}_{\text{aire}} := 3.5\%$$

Paso No. 4. Estimación del contenido de agua de mezclado.

Asentamiento		Tamaño máximo del agregado, en mm (pulg.)							
		9.51 3/4"	12.7 1/2"	19.0 3/4"	25.4 1"	38.1 1 1/2"	50.8 2"	64.0 2 1/2"	76.1 3"
mm	pulg	Agua de mezclado, en kg/m ³ de concreto							
0	0	198	176	166	152	143	132	130	122
25	1	206	183	174	158	149	138	136	128
50	2	211	189	179	164	155	144	142	134
75	3	216	193	183	169	159	149	146	138
100	4	219	196	186	172	163	152	150	141
125	5	222	200	190	176	167	156	153	144
150	6	226	205	194	180	171	161	157	148
175	7	230	210	199	185	177	166	162	153
200	8	235	215	204	190	182	171	168	158

$$\text{Agua} := 183 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Volumen del agua (V_{agua})

$$V_{\text{agua}} := \frac{\text{Agua} \cdot 100\text{L}}{\gamma_a} = 183\text{L}$$

Paso No 5. Determinación de la resistencia de diseño.

Nota: No existen datos de desviación estándar.

Resistencia especificada f_c (kg/cm ²)	Resistencia de diseño de la mezcla f_{cr} (kg/cm ²)
Menos de 210 kg/cm ²	$f_c + 70$ kg/cm ²
De 210 kg/cm ² a 350 kg/cm ²	$f_c + 85$ kg/cm ²
Más de 350 kg/cm ²	$f_c + 100$ kg/cm ²

$$f_{cr} := f_c + 85 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 295 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Paso No. 6. Selección de la relación agua - cemento.

Tabla: Con aire incluido.

Resistencia a la compresión kg/cm ²	Relación agua-cemento en peso		
	Límite superior	Línea media	Límite inferior
140	-	0.65	0.58
175	-	0.59	0.52
210	0.65	0.54	0.49
245	0.61	0.50	0.46
280	0.55	0.44	0.41
315	0.51	0.41	0.39
350	0.46	0.37	0.36

Interpolando se tiene.

$$AC := 0.44 - \left(3 \cdot \frac{0.44 - 0.41}{7} \right) = 0.427$$

Paso No.7 Cálculo del contenido de cemento

$$\text{Cemento} := \frac{\text{Agua}}{AC} = 428.428 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Volumen del cemento. (V_{cem})

$$V_{\text{cem}} := \frac{\text{Cemento} \cdot 100\text{L}}{\gamma_{\text{cem}}} = 0.145 \text{m}^3$$

Paso No. 8. Estimación de las proporciones de agregados.

Método ACI. 211.1

Volumen de agregado grueso, seco y compactado con varilla (a), por volumen de concreto para diferentes módulos de finura de la arena (b)

Tamaño máximo nominal del agregado		Módulo de finura de la arena			
mm	pulg	2.40	2.60	2.80	3.00
9.51	3/8"	0.50	0.48	0.46	0.44
12.7	1/2"	0.59	0.57	0.55	0.53
19.0	3/4"	0.66	0.64	0.62	0.60
25.4	1"	0.71	0.69	0.67	0.65
38.1	1 1/2"	0.75	0.73	0.71	0.69
50.8	2"	0.78	0.76	0.74	0.72
76.1	3"	0.82	0.80	0.78	0.76
152.0	6"	0.87	0.85	0.83	0.81

Se calcula el módulo de finura a partir del porcentaje acumulado desde el tamiz No. 4 hasta el 100

$$\text{Módulo}_{\text{finura}} := \frac{(23.8 + 41.9 + 52.1 + 59.6 + 68.4 + 88.5)}{100} = 3.343$$

$$b_{b0} := 0.58$$

Cálculo de la cantidad de agregado grueso

Peso seco del agregado grueso: (P_g)

$$P_g := M_{uni_agreg_grueso} \cdot b_{bo} = 852.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Volumen absoluto del agregado grueso. (V_g)

$$V_g := \frac{P_g \cdot 100\text{L}}{\gamma_g} = 0.308 \text{m}^3$$

Cálculo de la cantidad de agregado fino.

Volumen del agregado fino. (V_f)

$$V_f := 100\text{L} - V_g - V_{\text{agua}} - V_{\text{cem}} - \frac{\text{Cont}_{\text{aire}}}{100} \cdot (100\text{L}) = 363.622\text{L}$$

Peso seco del agregado fino: (P_f)

$$P_f := \frac{V_f \cdot \gamma_f}{100\text{L}} = 963.599 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Ajuste por humedad de los agregados.

Humedad del agregado grueso. (H_g)

$$H_g := 2.091\%$$

Peso húmedo del agregado grueso. (w_g)

$$w_g := P_g \cdot \left(1 + \frac{H_g}{100\%}\right) = 870.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Capacidad de absorción del agregado grueso. (CA_g)

$$CA_g := 1.5\%$$

Humedad del agregado fino. (H_f)

$$H_f := 4.125\%$$

Peso húmedo del agregado fino. (w_f)

$$w_f := P_f \cdot \left(1 + \frac{H_f}{100\%}\right) = 1003.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Capacidad de absorción del agregado fino. (CA_f)

$$CA_f := 2.1\%$$

Cantidad de agua para adicionar o quitar.

$$A_a := -P_g \cdot \left(\frac{H_g - CA_g}{100\%}\right) - P_f \cdot \left(\frac{H_f - CA_f}{100\%}\right) = -24.552 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$V_{\text{agua_corregida}} := \frac{A_a \cdot 1000L}{\gamma_a} = -24.6L$$

$$V_{\text{agua_final}} := V_{\text{agua}} = 0.183 \cdot m^3$$

RELACIÓN DE MATERIALES PARA UNA BOLSA DE CEMENTO

Cantidad en peso de una bolsa de cemento. ($\text{bolsa}_{\text{cem}}$)

$$\text{bolsa}_{\text{cem}} := 50 \frac{\text{kg}}{m^3}$$

AGREGADO GRUESO.

$$w_{\text{agregado_grueso}} := \frac{w_g \cdot 1m^3}{\left(\frac{\text{Cemento}}{\text{bolsa}_{\text{cem}}} \right)} = 101.6\text{kg}$$

AGREGADO FINO.

$$w_{\text{agregado_fino}} := \frac{w_f \cdot (1m^3)}{\left(\frac{\text{Cemento}}{\text{bolsa}_{\text{cem}}} \right)} = 117.1\text{kg}$$

AGUA

$$w_{\text{agua}} := \frac{V_{\text{agua_final}}}{\left(\frac{\text{Cemento}}{\text{bolsa}_{\text{cem}}} \right)} = 21.36L$$

Cantidad de concreto que se está realizando.

$$\text{Cant_concreto} := \frac{\text{bolsa}_{\text{cem}} \cdot 1m^3}{\text{Cemento}} = 0.117 \cdot m^3$$