

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL EN  
EDIFICACIONES HOSPITALARIAS, DISEÑADAS CON  
CÓDIGOS ANTERIORES Y CÓDIGOS ACTUALES**

Tesis sometida a la consideración de la Comisión  
del Programa de Estudios de Posgrado en  
Ingeniería Civil para optar al grado y título de  
Maestría Académica en Ingeniería Civil

JOSÉ RAMÍREZ MURILLO

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

2017

# Dedicatoria

A mis padres y hermana.

A mi familia y amigos.

A los compañeros que cursaron junto conmigo el Programa de la Maestría Académica en Ingeniería Civil, con Énfasis en Estructuras.

## Agradecimientos

En primer lugar, quiero agradecer al hacedor de todo, por permitir la realización de este proyecto.

A mi familia y amigos que estuvieron pendientes del desarrollo de este estudio.

A mis compañeros del Programa de Maestría en Ingeniería Civil.

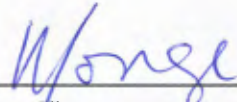
Al Ing. Miguel Cruz, por brindarme la oportunidad de llevar a cabo el proyecto de graduación bajo su dirección.

Al Ing. Jorge Granados y al Ing. Daniel Ureña, por su apoyo desinteresado durante la investigación.

Ing. Fabricio Chavarría por su aporte técnico durante el desarrollo del estudio.

A la Dirección de Arquitectura e Ingeniería de la Caja Costarricense del Seguro Social (DAI-CCSS), por el interés mostrado en esta investigación que es de gran importancia para el mejoramiento de la infraestructura de la institución.

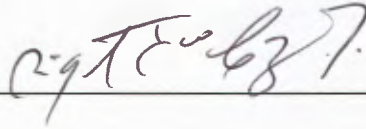
"Esta tesis fue aceptada por la Comisión del Programa de Estudios de Posgrado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar al grado y título de Maestría Académica en Ingeniería Civil."



Dr. William Vargas Monge

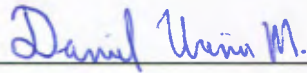
**Representante del Decano**

**Sistema de Estudios de Posgrado**



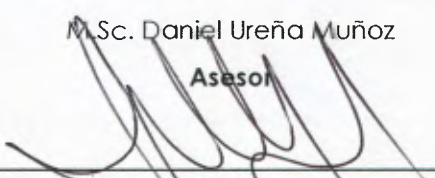
Dr. Miguel Cruz Azofeifa

**Director de Tesis**



M.Sc. Daniel Ureña Muñoz

**Asesor**



M.Sc. Jorge Granados Soto

**Asesor**

M.Sc. Pablo Agüero Barrantes

**Representante del Director**

**Programa de Posgrado en Ingeniería Civil**



José Ramírez Murillo

**Candidato**

# Tabla de Contenido

1	Introducción .....	1
1.1	Justificación .....	1
1.2	Antecedentes teóricos y prácticos .....	3
1.3	Metodología .....	5
1.4	Objetivos .....	7
1.4.1	Objetivo General .....	7
1.4.2	Objetivos Específicos .....	8
1.5	Alcances del proyecto .....	8
1.6	Limitaciones .....	9
2	Marco Conceptual .....	10
2.1	Niveles de desempeño .....	10
2.1.1	Propuesta del Comité VISION 2000 .....	10
2.1.2	Propuesta del ATC-40 .....	12
2.1.3	Consideraciones para edificaciones hospitalarias .....	17
2.2	Métodos simplificados de análisis estático no lineal .....	20
2.2.1	Método del Espectro de Capacidad-Demanda .....	20
3	Hospital México .....	29
3.1	Antecedentes .....	29
3.2	Situación Inicial .....	30
3.3	Proceso de Reestructuración y Reforzamiento .....	31
3.4	Características Estructurales .....	33

3.5	Resultados .....	34
4	Hospital Monseñor Sanabria .....	52
4.1	Antecedentes.....	52
4.2	Situación Inicial.....	53
4.3	Proceso de Reestructuración y Reforzamiento.....	54
4.4	Características Estructurales .....	55
4.5	Resultados .....	59
5	Hospital Doctor Tony Facio Castro.....	75
5.1	Antecedentes.....	75
5.2	Situación Inicial.....	76
5.2.1	Proceso de Reestructuración y Reforzamiento.....	77
5.2.2	Características Estructurales .....	78
5.3	Resultados .....	80
6.	Hospital de Ciudad Neily.....	97
6.1.	Antecedentes.....	97
6.2.	Situación Inicial.....	98
6.3.	Proceso de Reestructuración y Reforzamiento.....	99
6.4.	Características Estructurales .....	101
6.5.	Resultados .....	103
7	Hospital San Rafael.....	119
7.1	Antecedentes.....	119
7.2	Situación Inicial.....	120
7.3	Características Estructurales .....	123

7.4	Resultados .....	125
8	Hospital San Vicente de Paul .....	135
8.1	Antecedentes.....	135
8.2	Situación Inicial.....	136
8.3	Características Estructurales .....	138
8.4	Resultados .....	140
9	Comparación de resultados.....	151
10	Conclusiones y Recomendaciones.....	178
10.1	Conclusiones .....	178
10.2	Recomendaciones.....	183
9	Referencias .....	184
	Anexo 1. Asignación de rótulas plásticas.....	A-1
	Anexo 2. Gráficos de Periodos Fundamentales.....	A-5

## **RESUMEN**

Conocer el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos se ha vuelto un parámetro trascendental para determinar los niveles de seguridad de las edificaciones. Mayor aún si se trata de edificaciones que tienen que ver con la salud pública, ya que las mismas deben mantenerse en un nivel operacional durante situaciones de desastres a los cuales ellos mismos son vulnerables.

De ahí la importancia de conocer y analizar parámetros de desempeño en las edificaciones hospitalarias que han sido diseñadas con códigos de diferentes periodos.

Aplicando los recursos tecnológicos actuales como el Método de Capacidad Espectral (análisis tipo *pushover*), se pueden obtener parámetros de desempeño (ductilidad en el punto de desempeño y derivas en el punto de desempeño), que permiten determinar de manera cuantitativa, las mejoras que se han venido generando en los códigos de diseño actuales.

Esto permitirá conocer el mejoramiento en la seguridad estructural, la cual ha ido aumentando con el tiempo, y se ve reflejado en los códigos de diseño que se utilizan en la actualidad.



## **ABSTRACT**

The behavior of the structures to seismic events has become a transcendental parameter to determine the levels of security of the buildings. Even more so if it concerns buildings that have to do with public health, since they must be maintained at an operational level during situations of disasters to which they themselves are vulnerable.

Hence, the importance of knowing and analyzing performance parameters in hospital buildings that have been designed with codes from different periods.

Applying current technological resources such as the *Capacity Spectrum Method (Pushover analysis)*, performance parameters can be obtained (ductility and drifts at the performance point), which enable quantitative determination of the improvements to be made. Have been generated in the current design codes.

This will allow to know the improvement in the structural security, which has been increasing with the time, and it is reflected in the design codes that are used today.

# 1 Introducción

## 1.1 Justificación

Debido a la ubicación de Costa Rica, donde su plataforma continental sobre la placa tectónica Caribe y frente a la costa pacífica, donde además la placa Cocos se introduce bajo la placa Caribe, bajo el fenómeno de subducción, se han generado a través de la historia del país, sismos de gran magnitud (mayores a 7.5 en Escala de Richter) y de gran intensidad (del orden de VII en Escala Mercalli Modificada).

Este choque de placas ha generado gran cantidad de fallas locales que son capaces de producir sismos superficiales y muy cercanos a centros urbanos. Esta situación, en conjunto con la alta periodicidad de los movimientos sísmicos, hace que el país se encuentre en constante alerta especialmente en el campo de la prevención.

Se ha conocido ampliamente las consecuencias que se han generado a través de los años por parte de las acciones sísmicas, debido a los diversos niveles de vulnerabilidad presentes en las construcciones existentes. Los registros históricos de nuestro país, evidencian lo mencionado, donde se tiene gran cantidad de eventos sísmicos de gran magnitud, como se mencionó anteriormente, los cuales han generado numerosas pérdidas humanas y materiales. No obstante, los daños se han asociado con el colapso total o parcial de las edificaciones según la recopilación de la localidad.

Debido a esta alta actividad sísmica con la que cuenta nuestro país, por las razones anteriormente mencionadas, es necesario darle gran relevancia a salvaguardar la seguridad en las estructuras ante este tipo de eventos. Las edificaciones hospitalarias no escapan a tal situación. Más aún si dichos recintos deben permanecer en funcionamiento operativo, sin importar el nivel de desastre que se pueda generar una vez finalizado el movimiento sísmico. Se debe tener especial cuidado tanto al elaborar diseños para nuevos edificios hospitalarios, como en la reestructuración de los centros de salud existentes.

Como ya se mencionó, un hospital merece una consideración especial en la mitigación de desastres, debido a sus características de ocupación, dado que alberga pacientes en residencia y en tratamiento, personal administrativo y visitantes, que requieren una estancia segura. Además es importante destacar el papel que los hospitales juegan ante situaciones de desastre en la preservación de vidas y salud pública, especialmente en el diagnóstico y tratamiento de heridos y fallecidos.

De ahí la importancia en determinar el desempeño actual de las estructuras existentes para conocer la capacidad de respuesta que poseen ante eventos sísmicos. Esto es, de forma más concreta, conocer la capacidad de satisfacer el nivel de desempeño tolerable en el cual el centro hospitalario se determinó que debería estar, según lo propuesto por recomendaciones que se encuentran en los códigos.

Gracias a las herramientas actuales de la ingeniería estructural, es posible llevar a cabo el análisis de los parámetros anteriormente mencionados. Dicho análisis consistiría en tomar edificaciones diseñadas con códigos anteriores, y con base en sus propios parámetros de desempeño, determinar el grado de mejora de los códigos actuales en comparación con los anteriores. Para esto se tomarán los siguientes hospitales:

1. Hospital México
2. Hospital Monseñor Sanabria
3. Hospital Tony Facio
4. Hospital de Ciudad Neily
5. Hospital San Rafael
6. Hospital San Vicente de Paul.

Se tomaron estos hospitales debido a las siguientes razones:

- Los hospitales reestructurados (México, Monseñor Sanabria, Tony Facio y Ciudad Neily) son hospitales nacionales y periféricos de gran cantidad de

población adscrita, lo que hace aún más importante la capacidad de respuesta ante las solicitaciones sísmicas.

- Los hospitales de construcción más reciente son el Hospital San Rafael de Alajuela y el Hospital San Vicente de Paul, en Heredia.

Algunas de las edificaciones fueron diseñadas con códigos de diseño internacionales y luego fueron reestructuradas con códigos más recientes de los que fueron concebidos. Este es el caso de los Hospitales, México, Monseñor Sanabria, Tony Facio y De Ciudad Neily. Otras fueron concebidas con códigos más recientes, como fue el caso de los Hospitales San Rafael y San Vicente de Paul.

Para el caso de los Hospitales México y Monseñor Sanabria, el diseño se realizó por medio de Códigos Internacionales, así mismo que se utilizó el Código Sísmico de Costa Rica de 1986 para sus respectivas reestructuraciones. Los hospitales Tony Facio y De Ciudad Neily fueron diseñados con el Código Sísmico de Costa Rica de 1974, posteriormente reestructurados. Finalmente, se utilizó Código Sísmico de Costa Rica de 2002 para los Hospitales San Rafael y San Vicente de Paul.

Al analizar estos edificios diseñados en épocas diferentes, con necesidades y lineamientos estructurales diferentes, resulta muy valioso determinar el comportamiento que poseen actualmente, ya que esto genera resultados para determinar las mejoras que se han venido dando y que se ven plasmadas en el actual Código Sísmico de Costa Rica 2010.

## ***1.2 Antecedentes teóricos y prácticos***

En el país se han realizado varios estudios de investigación en cuanto a la respuesta sísmica en instituciones hospitalarias.

En primera instancia es importante mencionar que entre los años de 1985 hasta 1992, se realizaron estudios y refuerzos en los hospitales Monseñor Sanabria, México y Nacional de Niños. Todo esto se dio a raíz de que en las décadas de 1970

y 1980, se generó un interés por la seguridad sísmica motivado por eventos generados en diferentes zonas del istmo centroamericano (Managua en 1972, Tilarán en 1973, Ciudad de Guatemala en 1976, México en 1985, El Salvador en 1986). Todo este proceso de estudio, diseño y refuerzo, se dio gracias al aporte de diversos sectores involucrados con el riesgo sísmico.

Uno de los primeros estudios que contempla criterios para realizar evaluaciones en edificaciones fue elaborado por Carlos Fernández en 1989. Este describe los parámetros básicos que se han de tomar en cuenta tanto para desarrollar una metodología secuencial de evaluación como para la estimación de la vulnerabilidad en edificios existentes de concreto. Este cuenta con varias fases, cuyo objetivo es la identificación de posibles focos que puedan presentar algún grado de vulnerabilidad llegando incluso al cálculo de la capacidad como último criterio (Fernández, 1989).

En cuanto a edificaciones hospitalarias, uno de los primeros en realizarse se enfocó en hacer un análisis de vulnerabilidad en un hospital, para un caso específico de desastre natural como lo son los terremotos. (Hidalgo, 1984). Se eligió el Anexo al Hospital Rafael Ángel Calderón Guardia. En este se analizaron los diferentes sistemas con que contaba este recinto, para determinar la vulnerabilidad sísmica de cada uno de ellos, y así poder emitir recomendaciones tendientes a reducirla.

Posteriormente se realizó el análisis de respuesta sísmica de las estructuras de los principales edificios que componen el Hospital México (como ya se mencionó), ante las excitaciones sísmicas acorde con las recomendaciones estipuladas por el Código Sísmico de Costa Rica 1986. (Herrera y Quirós, 1986). Las solicitaciones producidas por la excitación sísmica del suelo se compararon con la resistencia de los elementos, usando para esto las especificaciones y recomendaciones de dicho código, para mejorar dicha respuesta y se dejó la base para realizar un estudio de la respuesta de las diferentes unidades funcionales y sistemas operativos del mismo hospital.

Es importante mencionar que dicho estudio se dio gracias al aporte del Consejo Nacional de Investigaciones, CONICIT, el cual en el año 1985 concedió a la Universidad de Costa Rica, un fondo de investigación para estudiar la vulnerabilidad sísmica del recinto mencionado. Este fue el primer estudio de vulnerabilidad sísmica elaborado de forma integral en el país. Esto significa que toma en cuenta tanto los aspectos estructurales, no estructurales y funcionales del edificio. Así mismo la Organización Panamericana de la Salud motivó a continuar con este tipo de estudios a nivel hospitalario. La Caja Costarricense de Seguro Social en ese mismo año contrató a dos empresas para realizar estudios de vulnerabilidad sísmica a los Hospitales Nacional de Niños y Monseñor Sanabria.

Por otra parte en el año 2001, se realizó un análisis de vulnerabilidad sísmica al Hospital Rafal Ángel Calderón Guardia. En el mismo se buscaba establecer si en el mismo existían vulnerabilidades sísmicas en los aspectos estructurales, no estructurales y funcionales basándose para este fin, en los conceptos propuestos por la Organización Mundial de la Salud para los aspectos no estructurales y funcionales; y por el Código Sísmico de Costa Rica 1986, para los aspectos estructurales (Cevo, 2001).

### ***1.3 Metodología***

Se describe a continuación la metodología aplicada para generar este estudio.

1. Se plantean los objetivos de la investigación, que se describen más adelante.
2. Se plantea la justificación respectiva y la importancia de llevar a cabo este análisis para las edificaciones hospitalarias.
3. Se establecen los alcances y limitaciones del estudio.

4. Se definen los conceptos que sustentan la investigación, con base en la documentación existente para este tipo de estructuras (códigos nacionales e internacionales).
5. Se procedió a buscar la información disponible de los hospitales. Esto incluye, antecedentes a esta investigación, como estudios previos, proyectos de tesis, reseñas históricas. También se utiliza la información contenida en los planos constructivos, tanto de los edificios originales como de los reforzados.
6. Se analizan en total, veinte modelos de los hospitales planteados por medio de un programa computacional de análisis estructural.
7. Se plantearon modelos en dos dimensiones, por lo que para cada edificio se obtuvieron dos modelos, para cada uno de los ejes principales. De manera que, se generan cuatro modelos para los edificios que tuvieron reforzamiento y dos modelos para los edificios que no poseen reforzamiento.
8. Para llevar a cabo esto se utiliza el programa de análisis y diseño estructural, SAP 2000. Una vez construidos los modelos se procede al análisis estático no lineal, tipo *pushover*. Se siguen las recomendaciones establecidas por el documento ***Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40***. Con esto se obtienen las curvas de capacidad de la estructura (cortante basal en función con el desplazamiento en el techo).
9. Posteriormente las curvas obtenidas se trasladan al espectro de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento. Lo mismo se realiza con las curvas de demanda sísmica del Código Sísmico de Costa Rica. Una vez realizado esto, se obtiene el punto de desempeño, que se define como la intersección de

estas curvas. El Código Sísmico de Costa Rica usa espectros inelásticos de diseño de ductilidad constante.

10. Todo este procedimiento es conocido como el *Método de Capacidad Espectral* para obtener, en primera instancia, parámetros de desempeño (ductilidad en el punto de desempeño y derivas en el punto de desempeño), que permitirán determinar de manera cuantitativa, las mejoras que se han venido generando en los códigos de diseño actuales.
11. Ambos parámetros son presentados de forma tabulada y en gráficos de barras para una adecuada comparación de los resultados.
12. Además se obtienen otros resultados importantes como lo son:
  - a) Periodos fundamentales.
  - b) Coeficientes sísmicos.
  - c) Cortante en la basal en el punto de desempeño.
  - d) Patrón de rótulas plásticas que se genera.
13. Se genera el análisis de los resultados obtenidos.
14. Se generan las conclusiones y recomendaciones respectivas.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo General**

Analizar parámetros de desempeño en edificaciones hospitalarias existentes, las cuales fueron diseñadas con códigos de diferentes periodos.



### **1.4.2 Objetivos Específicos**

1. Encontrar los parámetros de desempeño de ductilidad y relación de derivas de centros hospitalarios, con base en el Método de Capacidad Espectral propuesto por el Código Sísmico de Costa Rica. Dichas edificaciones serán los hospitales México, Monseñor Sanabria, Tony Facio, Ciudad Neily, San Rafael y San Vicente de Paul.
2. Comparar los valores de dichos parámetros obtenidos para las estructuras, para determinar las mejoras que se han venido dando en los códigos de diseño a través del tiempo.
3. Determinar la capacidad de las estructuras de poder alcanzar los niveles de desempeño según las recomendaciones del Código Sísmico de Costa Rica, para edificaciones hospitalarias.

### **1.5 Alcances del proyecto**

1. Se realizan modelos para varias estructuras hospitalarias que permitan realizar un análisis de Capacidad Espectral (tipo *Pushover*).
2. Se aplica el procedimiento propuesto por el Código Sísmico de Costa Rica para el análisis de Capacidad Espectral de dichas edificaciones.
3. Se comparan parámetros de desempeño de las edificaciones hospitalarias para determinar el nivel de mejora en los códigos con el paso del tiempo.
4. Se determina la capacidad de alcanzar los niveles de desempeño propuestos para este tipo de estructuras esenciales.
5. Se realizan las respectivas recomendaciones que se obtengan de los resultados obtenidos.

## **1.6 Limitaciones**

1. El análisis tipo *Pushover*, utiliza modelos en dos dimensiones, lo que genera que no se tome en cuenta en su totalidad los efectos de irregularidad de las edificaciones. Sin embargo, esto no le quita eficiencia a este tipo de análisis.
2. Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura, cuando experimenta cedencia no lineal, no son considerados en el análisis al usar el análisis *Pushover*.
3. Al utilizar los planos constructivos de las edificaciones para obtener las características de los elementos a modelar, se asume que dichas características se han mantenido constantes a lo largo de la vida útil de la estructura real.
4. Se hace un análisis estructural de las edificaciones. No se incluye un análisis no estructural ni funcional.

## 2 Marco Conceptual

### 2.1 Niveles de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

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

Vision 2000 Committee, 1995), (ATC, 1996).

A continuación se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por dos de los trabajos más completos realizados hasta el momento: el ATC-40 y el comité VISION 2000.

#### 2.1.1 Propuesta del Comité VISION 2000

Este comité define cuatro niveles de desempeño que se identifican a través de los siguientes calificadores:

- a) **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- b) **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos

no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.

- c) **Seguridad:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.
- d) **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándola al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

En el informe presentado por el comité VISION 2000 se incluye una descripción exhaustiva de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos,

mecánicos, etc.). La Tabla 2.1.1 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño.

**Tabla 2.1. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)**

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre - Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

### 2.1.2 Propuesta del ATC-40

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos

estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente. Es importante mencionar que ya se encuentra vigente el ATC-55, que es una actualización del ATC-40.

### 2.1.2.1 Niveles para los elementos estructurales

Se definen tres niveles o estados de daño discretos: Ocupación Inmediata, Seguridad y Estabilidad Estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: Daño Controlado y Seguridad Limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-N (SP son las siglas de "*Structural Performance*" y N es un número que varía entre 1 y 6).

A continuación se describen estos seis niveles de desempeño.

- a) **Ocupación inmediata, SP-1:** los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.
- b) **Daño controlado, SP-2:** corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- c) **Seguridad, SP-3:** los daños después del sismo no agotan por completo los

márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

- d) **Seguridad limitada, SP-4:** corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
  
- e) **Estabilidad estructural, SP-5:** este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continua funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.
  
- f) **No considerado, SP-6:** éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

#### 2.1.2.2 Niveles para los elementos no estructurales

Se consideran cuatro niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con la abreviación NP-N. NP son las siglas de "*Nonstructural Performance*" y N es una letra que toma

valores entre A y E.

- a) **Operacional, NP-A:** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- b) **Ocupación inmediata, NP-B:** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- c) **Seguridad, NP-C:** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- d) **Amenaza reducida, NP-D:** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.
- e) **No considerado, NP-E:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.



### 2.1.2.3 Niveles para las estructuras

En la Tabla 2.2 se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales. Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Una descripción detallada de cada una de estas combinaciones puede consultarse en la referencia mencionada. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales se describen a continuación.

**Tabla 2.2. Niveles de desempeño de las estructuras (ATC,1996)**

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	<b>1-B</b> <b>Ocupación</b> <b>Inmediata</b>	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

NR: combinación No Recomendada

a) **Operacional, 1-A:** los daños estructurales son limitados y los daños en los

sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.

- b) **Ocupación inmediata, 1-B:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
- c) **Seguridad, 3-C:** la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.
- d) **Estabilidad estructural, 5-E:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

### 2.1.3 Consideraciones para edificaciones hospitalarias

En el caso particular de edificaciones esenciales, el problema está en definir razonables niveles de desempeño esperado de la edificación, compatible con los niveles de respuesta deseados y que se espera que estas instalaciones alcancen ante movimientos sísmicos de diferentes intensidades, lo cual por lo general es una decisión difícil y delicada, con serias implicaciones sociales, económicas y políticas.

Es evidente que en las edificaciones esenciales es fundamental el mantenimiento de sus funciones antes, durante y después de un terremoto. Esta condición exige ampliar los conceptos de desempeño estructural tradicionalmente considerados en edificaciones convencionales con los conceptos de desempeño no estructural y funcional. Sobre el diseño basado en el desempeño estructural se ha avanzado mucho y, por lo tanto, si se dispone de toda la información de sus características constructiva se puede evaluar el desempeño estructural de las edificaciones existentes. Sin embargo, los estudios sobre el desempeño no estructural y funcional son más limitados y en algunos casos rebasan el campo de la ingeniería estructural y sísmica, involucrando seguramente otras disciplinas y especialidades. En este sentido, es importante examinar las diferentes propuestas que se han desarrollado y que abordan la evaluación de las edificaciones esenciales sobre la base de conceptos del desempeño sísmico desde un punto de vista estructural, no estructural y funcional.

Utilizando como base el formato contenido en la propuesta del ATC-40 (1996), la Tabla 2.3, presenta una equivalencia de los niveles de desempeño esperados para edificaciones esenciales, establecidos por las principales guías de diseño de este tipo de instalaciones. En particular se hace referencia a las recomendaciones contenidas en:

- Propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) para instalaciones esenciales.
- Propuesta de los códigos de diseño sísmico del llamado “Triservices” (DOD,

1986).

- Título 24 – Hospitales, de la Comisión de Edificaciones del Estado de California (CBSC, 1995).
- Disposiciones particulares para el diseño sísmico de los “*Veterans Administration Hospital*” (VA, 1986).

**Tabla 2.3. Niveles de desempeño esperado para edificaciones esenciales**

Nivel del Movimiento Del terreno	Recomendaciones de diseño			
	Vision 2000	Triservices Essential	California Hosp/Essent.	VA Hospital
Servicio (SS)	1A	1B		
Diseño (SD)	1B		1B	
Máximo(SM)	3C	3C	5E	1A

Se aprecia una importante discrepancia en las recomendaciones del nivel de desempeño esperado propuestos por las guías de diseño de edificaciones esenciales más reconocidas de E.E.U.U, lo cual pone de manifiesto la falta de consenso y la necesidad de clarificar los objetivos que se pretenden alcanzar para lograr un nivel de seguridad razonable en este tipo de edificaciones.

Es importante destacar el hecho de que hoy se dispone de metodologías, herramientas y tecnología para lograr que una edificación se diseñe y se construya de forma que cumpla los requerimientos de desempeño más restrictivos y exigentes, por lo que resulta impostergable la necesidad de definir en las edificaciones esenciales, los objetivos de diseño o los niveles de desempeño esperados de la edificación, compatibles con los niveles de importancia de estas instalaciones y que el diseño basado en el desempeño sísmico constituye el camino apropiado para su implementación.

Para este caso, el nivel de amenaza sísmica que el CSCR-2010 toma como

parámetro para las edificaciones esenciales, las cuales se catalogan en estructuras tipo A, es de un sismo extremo. El nivel de desempeño debe ser operativo, y se usa un factor de importancia de 1.25.

## ***2.2 Métodos simplificados de análisis estático no lineal***

Cuando se somete una edificación a movimientos del terreno debido a sismos, este experimenta desplazamientos laterales y consecuentemente deformaciones en sus elementos. Para respuestas de pequeña amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que para respuestas de mayor amplitud, las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación experimenta daños. En este caso, la mejor estimación de la respuesta global de la estructura y de la demanda en sus componentes individuales, se obtiene recurriendo a sofisticados procedimientos de análisis no lineal en el tiempo, cuyos resultados tienden a ser altamente sensibles a pequeños cambios del comportamiento de sus componentes y a las características del movimiento empleado. Efectivamente, un análisis dinámico no lineal, conduce a diferentes estimaciones del desplazamiento máximo para diferentes registros cubiertos por un mismo espectro de respuesta. Esta situación, ha propiciado el desarrollo de procedimientos simples, pero sólidos, que permiten estimar los valores de fuerza y desplazamiento, los cuales se conocen como métodos simplificados de análisis estático no lineal (Tsopelas et al., 1997).

### **2.2.1 Método del Espectro de Capacidad-Demanda**

A continuación se presenta una descripción detallada del *Método del Espectro Capacidad-Demanda* ya que permite hacer una representación gráfica y comparar directamente, el espectro de capacidad global (fuerza-desplazamiento) de la estructura con el espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica, facilitando una rápida interpretación de la respuesta ante un movimiento del terreno.

El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base procedimientos del análisis modal (ATC-40, 1996; FEMA, 1996). Si bien, estos procedimientos son válidos solamente para estructuras de comportamiento lineal, su uso en estructuras de comportamiento no lineal representa una aproximación que permite la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas. De manera que este método se diferencia de los métodos convencionales de análisis lineal, en que estos últimos utilizan directamente las propiedades elásticas de la estructura, mientras que los anteriores, usan propiedades efectivas o secantes de la misma, para calcular los desplazamientos. El uso de este método involucra varias aproximaciones, de manera que su implementación requiere además de conocimiento del comportamiento y la dinámica de estructuras, la aplicación de un adecuado juicio ingenieril.

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el *punto de desempeño*, que es el punto donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

Se debe destacar que la capacidad de una edificación particular y la demanda impuesta por un sismo dado no son independientes. De hecho, cuando se incrementa la demanda, la estructura eventualmente entra en cedencia, la rigidez disminuye y los períodos de vibración se prolongan, lo cual se evidencia en el mismo espectro de capacidad. Adicionalmente, aumenta la energía disipada por ciclo, debido a la degradación de resistencia y rigidez, sobre todo cuando la edificación está en capacidad de experimentar ciclos histeréticos grandes y estables, incidiendo directamente en el amortiguamiento efectivo. De manera que, la determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualan, exige un proceso

iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico, que tome en cuenta de manera compatible, la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase. Una vez identificado el punto de desempeño asociado a la respuesta sísmica máxima que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico especificado, se podrá decidir en función del nivel de desempeño esperado, la aceptabilidad o necesidad de intervención en una edificación existente.

### 2.2.1.1 Espectro de Capacidad

A través de un análisis estático no lineal incremental de un modelo representativo de la estructura se obtiene una curva de capacidad (Fig. 2.1.), la cual generalmente se representa como el cortante basal ( $V_o$ ), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación ( $\Delta_T$ ). Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general, al daño. A este tipo de evaluación se conoce como un análisis “*pushover*” y su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto; sin embargo, existen recomendaciones sobre cómo establecerlos de manera racional, esto es, que la misma sea consistente con la distribución de fuerzas inerciales o con la forma de vibración del modo considerado (primer modo de oscilación). Además, la pendiente de la línea trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento ( $\Delta_{Ti}$ ) representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho desplazamiento.

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectra*) donde se representa la aceleración espectral

( $S_a$ ), respecto al desplazamiento espectral ( $S_d$ ), denominado espectro de capacidad. Para esta conversión, cada punto ( $V_{oi}$ ,  $\Delta T_i$ ) de la curva de capacidad, corresponde a un punto ( $S_{ai}$ ,  $S_{di}$ ) del espectro de capacidad, según:

$$S_{d_i} = \frac{\Delta T_i}{\beta_1 \cdot \phi_{T_1}} S_{a_i} = \frac{V_{oi}}{\alpha_1} \quad \text{(Ec.1)}$$

Donde:

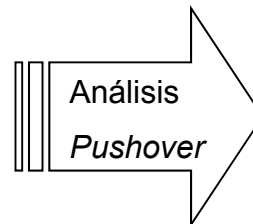
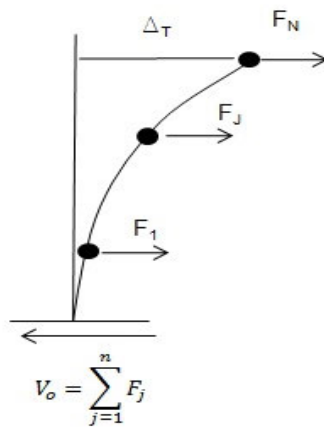
$\alpha_1$ : Coeficiente de masa modal asociada al modo fundamental (primer modo).

$\beta_1$ : Factor de participación asociado al primer modo.

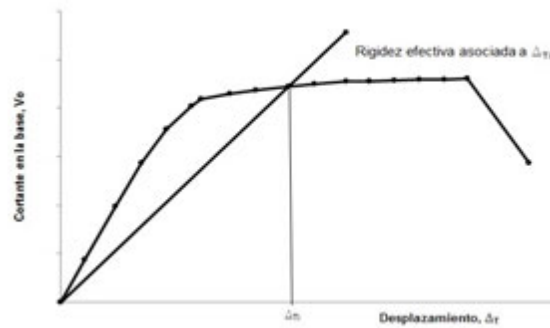
$\phi_{T_1}$ : Amplitud en el nivel de techo, de la forma de vibración del modo fundamental.



### Modelo Estructural Sometido a Cargas Laterales



### Curva de Capacidad



### Espectro de Capacidad

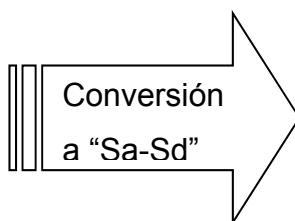
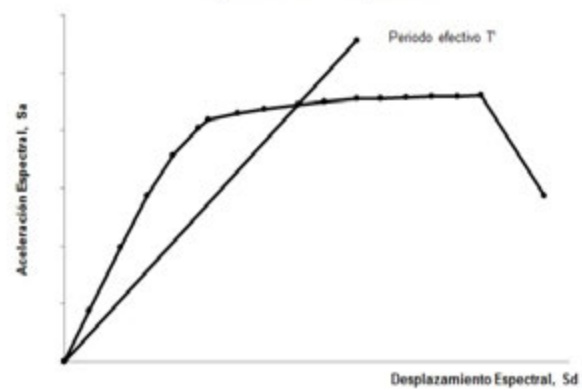


Figura 2.1. Espectro de capacidad.

En esta representación, cada línea trazada desde el punto origen hasta la curva, tiene una pendiente  $\omega^2$ , donde  $\omega$  es la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral. De manera que el período efectivo de la estructura ( $T'$ ) asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como

$$T' = \frac{2\pi}{\omega}.$$

### 2.2.1.2 Espectro de demanda

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5% (Fig. 2.2.), el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral ( $S_a$  como una fracción de la aceleración de gravedad) respecto el desplazamiento espectral ( $S_d$ ).

Para dicha conversión cada punto ( $S_{a_i}$ ,  $T_i$ ) del espectro de respuesta donde  $T_i$  es el período en segundos, corresponde a un punto ( $S_{a_i}$ ,  $S_{d_i}$ ) del espectro de demanda, según:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \cdot S_{a_i} \cdot g \quad (\text{Ec.2})$$

De manera que el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta, respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudoespectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento.

Este espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado.

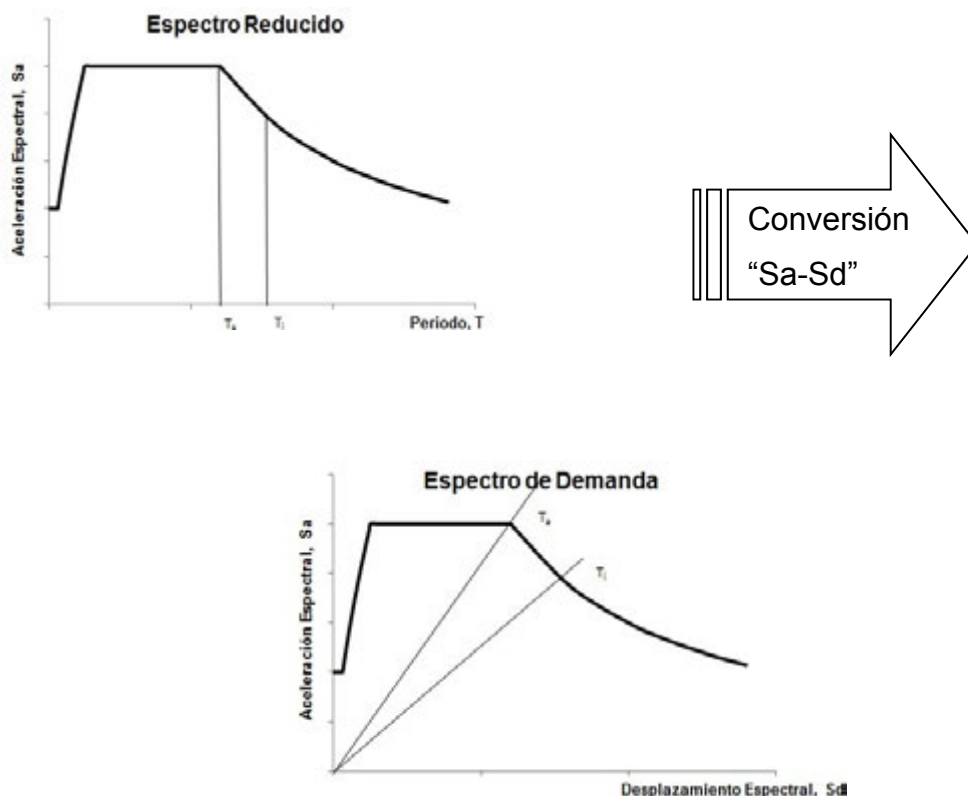


Figura 2.2. Espectro de Demanda Sísmica

### 2.2.1.3 Estimación de la respuesta sísmica máxima

Superponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica, es posible identificar la intersección de las curvas, definiendo así el *punto de desempeño*, donde se igualan la demanda y la capacidad. Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral, asociado al máximo desplazamiento que permiten determinar del desplazamiento superior  $\Delta_T$  y cortante basal  $V_o$ , usando procedimientos de análisis modal, de manera que:

$$V_o = A \cdot \alpha_1 \text{ (Ec.3)}$$

$$\Delta_T = d \cdot \beta_1 \cdot \phi_{T1} \text{ (Ec.4)}$$

Si el desplazamiento superior  $\Delta_T$  está asociado a un nivel de deformaciones que no es compatible con el nivel de amortiguamiento implícito en la reducción de la demanda sísmica supuesta, es necesario repetir el proceso hasta lograr la compatibilidad de estos parámetros. De manera similar, utilizando los parámetros modales asociados a los modos superiores de vibración puede obtenerse la respuesta estructural para otros modos de vibración.

La Figura 2.3, describe gráficamente el citado procedimiento de manera resumida. En la misma se observa como el espectro de demanda sísmica inicial debe ser apropiadamente reducido tomando en consideración un factor de amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación de energía del sistema, el cual está asociado con el nivel de deformaciones esperado y determinado por el punto de desempeño, sobre el espectro de capacidad. Asociando en el eje de las abscisas los correspondientes valores espectrales de desplazamientos que determinan los diferentes rangos del desempeño estructural, es posible calificar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de la amenaza sísmica considerados.

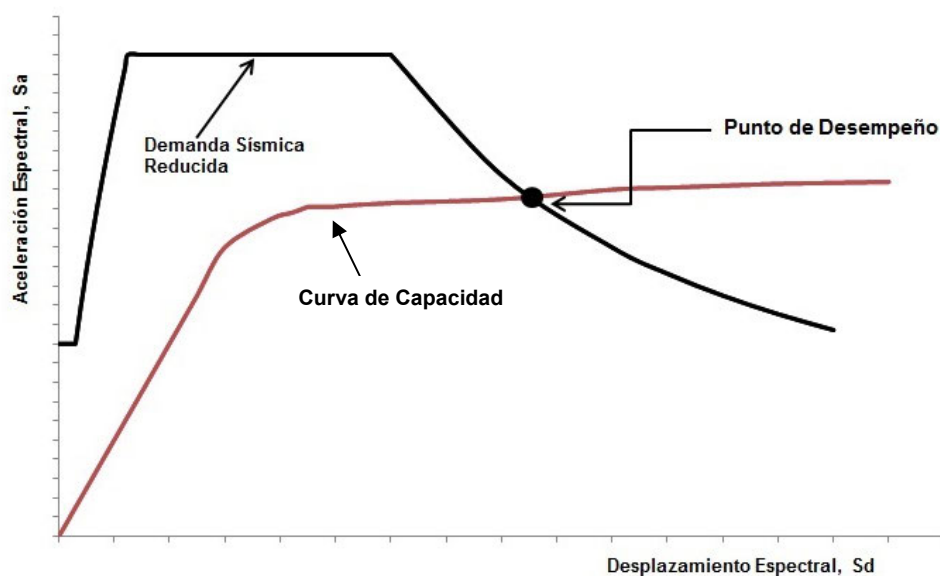


Figura 2.3. Espectro de Capacidad-Demanda

Así pues, el espectro capacidad-demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar entre otras cosas:

- La respuesta estructural máxima del sistema (*punto de desempeño*).
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.
- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en rango elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

Finalmente, se debe destacar que la metodología descrita representa un enfoque *aproximado* para determinar la respuesta no lineal de una edificación sometida a un movimiento sísmico y que en ningún caso, debe ser considerado como una solución exacta.

Sin embargo, estudios comparativos entre los resultados de un análisis no lineal en el tiempo, con los métodos de análisis estático no lineal simplificado (Tsopelas et al., 1997), demuestran que el método del espectro capacidad-demanda, permite en general obtener buenos estimados de la respuesta estructural en términos del desplazamiento máximo promedio y de la aceleración total, sobre todo si se incorpora apropiadamente la reducción de la demanda sísmica debido a la modificación del amortiguamiento del sistema. En especial, se obtienen resultados satisfactorios para estructuras cuya respuesta sísmica está gobernada por el modo fundamental de vibración.

## 3 Hospital México

### 3.1 *Antecedentes*

El Hospital México, es un centro especializado de alto nivel resolutivo, clasificado como Hospital Nacional. Se fundó en agosto de 1969 y se ubica en el distrito de la Uruca, del Cantón de Central de San José.

Cuenta con 531 camas y tiene la mayoría de especialidades de los hospitales de alta complejidad. Genera 456195 consultas al año, se hospitaliza a 30872 pacientes, realiza 4910 partos y 36927 intervenciones quirúrgicas según datos del año 2009.

Su área de atracción directa es parte del distrito de San Vicente de Moravia, el distrito de la Merced y la Uruca del Cantón Central, y todo el Cantón de Tibás de la provincia de San José. De forma indirecta (como referencia) atiende a los pacientes de las provincias de Heredia, Alajuela, Puntarenas y Guanacaste.

El Hospital México fue diseñado por profesionales del Instituto Mexicano del Seguro Social a finales de 1962 y terminó de construirse en 1969 por empresas costarricenses, bajo la inspección de profesionales de la Caja Costarricense de Seguro Social.

El sistema hospitalario consta de varios edificios donde se encuentran los diferentes servicios con que cuenta actualmente. El estudio respectivo se concentrará en uno de los tres edificios principales (Noroeste), que es uno de los cuales presenta los servicios más importantes del complejo hospitalario (Cruz, 1996).

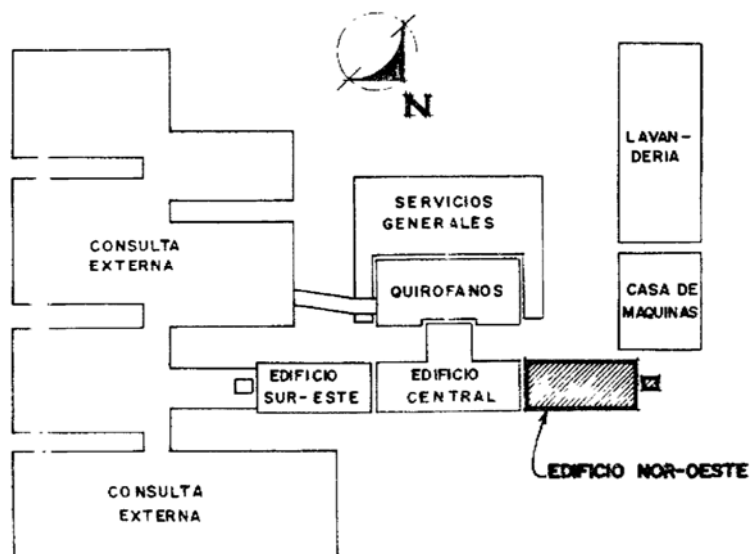


Figura 3.1. Distribución de edificios principales del Hospital México (Cruz, 1996).

### 3.2 Situación Inicial

La estructura mencionada está estructurada en marcos rígidos de concreto, donde sus columnas y vigas tienen sección constante. Consta de diez niveles (ocho entrepisos, una azotea y un sótano). El sótano posee un muro de mampostería como estructura de retención. La cimentación consiste en una losa de concreto de 25 cm de espesor y un sistema de vigas de fundación de 40cmx190cm.

Los materiales utilizados fueron concreto de resistencia a la compresión,  $f_c=210$  Kg/cm<sup>2</sup> y acero con esfuerzo de cedencia,  $f_y=4000$  Kg/cm<sup>2</sup>.

Los marcos se encuentran distribuidos simétricamente en planta y se encuentran a lo largo de dos direcciones ortogonales principales.

Los entrepisos constan de una losa de concreto de 10cm, diseñada en una dirección, con excepción del entrepiso del sótano, el cual posee elementos prefabricados.

Las divisiones internas son paredes de mampostería y restringen en algunas situaciones la deformación de las columnas, lo que provoca el fenómeno de columna corta. Así mismo uno de los marcos externos posee paredes de mampostería las cuales son confinadas por el mismo marco, lo que genera una concentración de rigidez en dicha ubicación.

Las paredes exteriores cubren toda la altura entre vigas en el edificio de quirófanos y en los costados sureste y noreste de hospitalización, en todos los niveles con excepción del inferior. Este cambio de rigidez puede provocar el problema de “*piso suave*”, y además existe una gran excentricidad en los edificios sureste y noreste debido a que el muro de mampostería existe solo en un extremo.

Estos edificios (central, sureste y noreste) poseen una comunicación interna entre sí por medio de juntas de construcción, donde tienen una separación de 15cm (Cruz, 1996).

### ***3.3 Proceso de Reestructuración y Reforzamiento***

El objetivo de la intervención en la estructura de los edificios del hospital fue solucionar los problemas de estructuración, resistencia y flexibilidad. Para lograr esto se hizo necesario independizar las paredes de mampostería de la estructura principal, así como incluir nuevos elementos estructurales para lograr un balance entre resistencia y rigidez, para así reducir las fuerzas internas en los elementos, los cuales no poseían la capacidad suficiente. De esta forma se generan un mecanismo de falla adecuado y se elimina la posibilidad de golpeteo entre edificios.

El diseño del reforzamiento estructural llevó un proceso similar al de una estructura nueva, con la salvedad de que presenta una serie de limitantes dentro de las que destaca, la misma estructura en ese momento, ya que la reestructuración debe adaptarse a lo existente. Así mismo se tomaron en cuenta los aspectos de funcionalidad, métodos constructivos, seguridad estructural y economía.



Luego de un análisis adecuado, se decidió incorporar dos ejes adicionales frente a las fachadas tanto frontal como posterior, formados por marcos de concreto unidos a las losas de entrepiso. En los edificios Sureste y Noreste se integraron las escaleras de emergencia, para aprovechar la rigidez de sus muros y evitar el posible volteo. En el Central se amplió el área de piso en la zona de escaleras para incluir marcos adicionales.

Ya que los nuevos elementos deben tomar gran parte de las fuerzas inducidas por los sismos, se le dio gran importancia a las uniones entre el edificio existente y los nuevos elementos, para que pueda transmitirse de forma adecuada dichas solicitaciones y así la respuesta de todo el conjunto sea satisfactoria.

Entre las mejoras se puede destacar lo siguiente:

1. Reducción de los periodos de los modos de vibración.
2. Torsión en planta disminuye al desligar paredes. Aunque existe una torsión adicional al ligar las escaleras, esta se encontraba dentro de los límites del Código Sísmico vigente.
3. Reducción de desplazamientos máximos calculados.
4. Reducción de posibilidad de volteo de la escalera de emergencia al ligarse al Edificio Noroeste.
5. Al desligar las paredes de mampostería se evita su propia falla así como el fenómeno de columna corta y "*piso suave*".
6. Aunque se reduce el porcentaje de la carga sísmica que toman los elementos existentes, al aumentar la rigidez total, también aumentan las solicitaciones sísmicas. Por lo tanto debe reforzarse tanto vigas como columnas originales ya que deben resistir fuerzas similares a las iniciales sin reforzamiento (Cruz, 1996).

Con todo esto logró mejorar el comportamiento estructural del conjunto.

Finalmente en el año 1989 se iniciaron los trabajos de construcción, donde se tomaron en cuenta los aspectos mencionados con anterioridad. Es importante

mencionar que durante la ejecución se encontraron situaciones que no coincidían con los planos originales así como problemas constructivos que generaron cambios en detalles o elementos.

### 3.4 Características Estructurales

Las características principales del edificio que se estudia son las siguientes:

- a. El edificio original fue diseñado en 1962 y se construyó en 1969. El edificio reforzado fue diseñado en 1987 y su construcción fue en 1989.
- b. El edificio noroeste posee un área de 4900 m<sup>2</sup>, posee nueve entrepisos.
- c. Sistema sismorresistente está conformado por marcos de concreto reforzado, por lo tanto es un edificio tipo marco.
- d. Se calculó una masa para efectos sísmicos de 8000 Ton y de 10600 Ton. Esto para el edificio sin refuerzo y el edificio reforzado, respectivamente.
- e. Se presentan los periodos fundamentales obtenidos de los modelos realizados, en ambas direcciones principales en el siguiente cuadro:

**Cuadro 3.1. Periodos obtenidos para el H. México.**

Modelo	Periodo, T(s)
H. México 1974-E.Carga-SR(L)	1.25
H. México 1986-E.Carga-R	1.07
<i>Disminución porcentual</i>	<i>14.4%</i>
H. México 1974-E.Amarre-SR(T)	1.50
H. México 1986-E.Amarre-R	1.20
<i>Disminución porcentual</i>	<i>20.0%</i>

- f. Con base en las consideraciones y según lo estipulado en el CSCR-2010 se calculó el coeficiente sísmico,  $C=0.124$ . Este se obtuvo con base en los parámetros para ZIII y tipo de suelo S<sub>3</sub>.

- g. Posee una planta regular en forma de rectangular. Se muestra una planta donde se observan sus dimensiones.

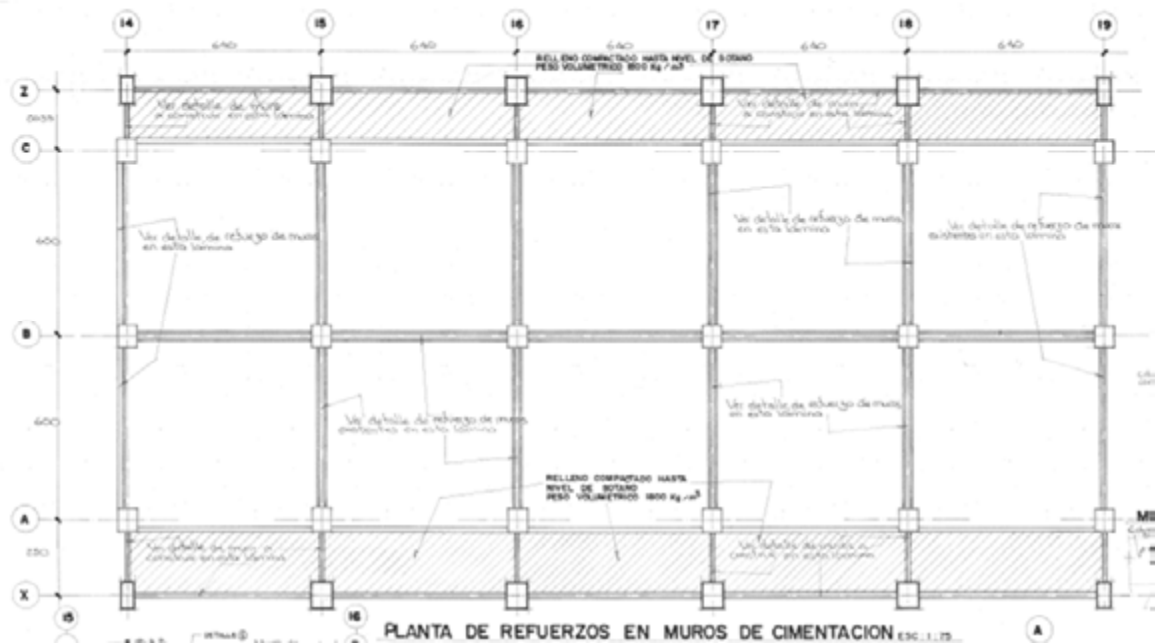


Figura 3.2. Planta estructural de refuerzos en muros de cimentación.

### 3.5 Resultados

Por cuestiones de nomenclatura debe entenderse:

**H. México 1974-SR: Sin refuerzo.**

**H. México 1986-R: Reforzado.**

Se realizaron los análisis de los modelos, tanto del edificio original como del edificio reforzado, en ambas direcciones principales. Para el caso de estudio se tomó el edificio Noroeste.

Para un análisis adecuado, se han tomado los siguientes criterios de aceptación para cada modelo:

- Periodo fundamental.
- Comportamiento de Curvas de Capacidad Espectral.

- Ductilidades y Razones de Deriva.
- Capacidad de cortante de elementos de primer nivel.
- Rotaciones en las rótulas para los límites de aceptabilidad según ATC-40.

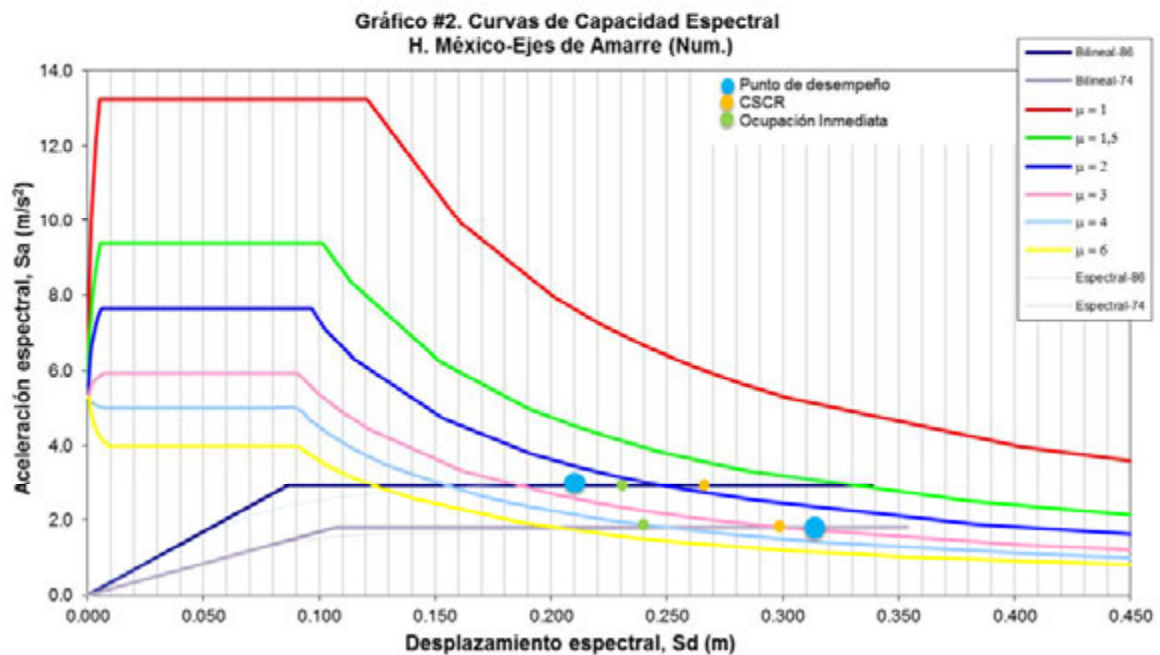
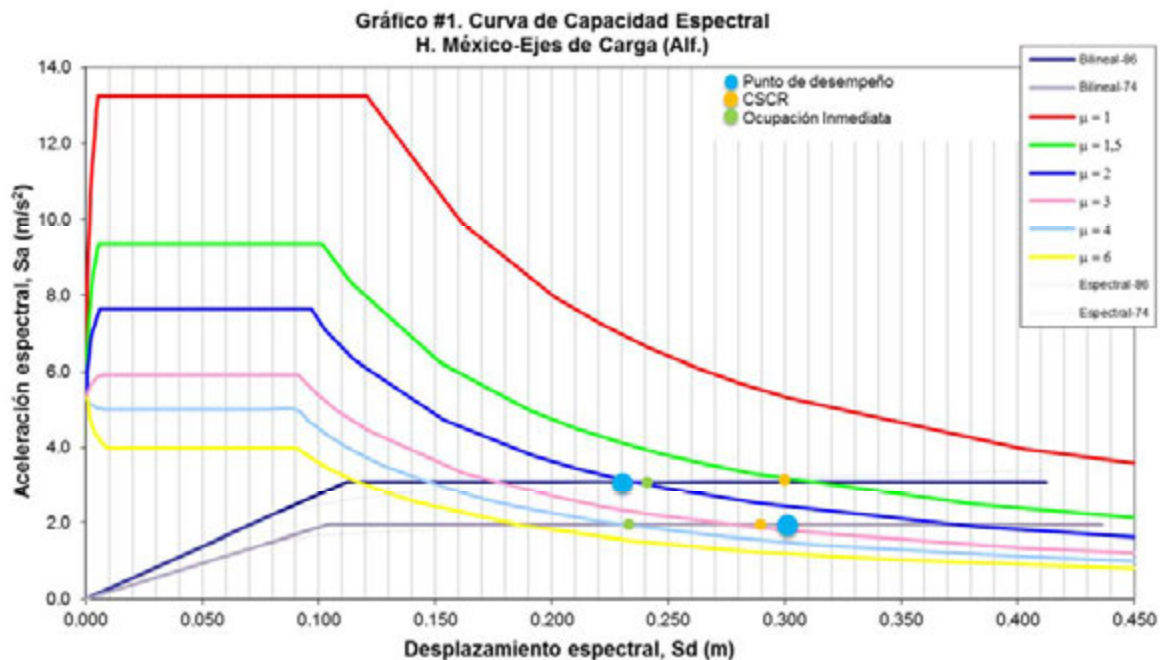
#### Disminución del periodo fundamental

Como se indicó anteriormente, se obtuvieron los valores de periodo fundamental para cada uno de los modelos, donde se observa una disminución significativa de estos, comparando los no reforzados con los reforzados.

Para uno de los ejes principales se da una disminución del 14.4% y para el otro de 20.0%. Esto indica claramente que el reforzamiento ha sido beneficioso, ya que al darse un aumento en la rigidez gracias al reforzamiento, se da una disminución del periodo fundamental, lo cual se verá reflejado en la disminución de los desplazamientos, como se indicará más adelante en la tabla de razones de deriva. Esto indica una disminución en el daño que pueda sufrir el edificio.

#### Comparación de Curvas de Capacidad Espectral

Con base en el análisis mediante el programa SAP 2000, se obtienen las curvas de Capacidad Espectral, de las cuales se calculan los valores de punto de desempeño, con base en los espectros que proporciona el CSCR, según el tipo de suelo y zona del Hospital México. Los gráficos #1 y #2 muestran los valores obtenidos para las dos direcciones principales de los edificios, tanto para el edificio original como para el edificio reforzado.



En un mismo gráfico se incluyen tanto la curva de capacidad espectral del edificio reforzado como del edificio sin reforzar, para visualizar de mejor manera el comportamiento de uno con respecto al otro. En el mismo gráfico se incluyen los espectros del CSCR, para así obtener el punto de desempeño.

Las curvas de color gris corresponden a los modelos iniciales y las curvas de color azul para el edificio reforzado. Debido a que la forma de las curvas para ambas direcciones, es parecida, ya sea el original o el reforzado, se puede decir que la respuesta estructural en ambas direcciones de cada uno de los edificios es muy similar, lo que indica que el edificio posee una gran regularidad.

Es notorio el aumento en la rigidez, el cual se refleja en el cambio de la pendiente de la curva de capacidad. Para ambas direcciones principales se da la misma situación: se da un cambio en la pendiente en el rango elástico, la cual aumenta para los modelos reforzados. Esto indica claramente un aumento en la rigidez del edificio, lo que para efectos del mejoramiento en la resistencia es algo esperado al realizarse un reforzamiento de una edificación existente.

Como se observa en la simbología, se indican los valores de pseudodesplazamiento ( $S_d$ ) donde se obtiene el valor de punto de desempeño (color celeste), el valor máximo de razón de deriva que permite el CSCR (color naranja) y el valor máximo permitido por parte del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (color verde). Este último valor, es el que se utiliza para edificaciones esenciales (hospitalarias). En los modelos sin reforzar el punto de desempeño se encuentra a la derecha de los valores máximos permitidos que se tomaron como referencia para este estudio, o sea, son mayores a los límites planteados. Caso contrario para los modelos reforzados, donde el punto de desempeño se ubica a la izquierda de los valores de referencia. Esta disminución del valor, indica que se da una mejora al realizarse el refuerzo en la edificación, ya que en inicio, no se cumplía con los límites establecidos. Posteriormente, como resultado del reforzamiento, se logra que el

punto de desempeño tenga un valor menor a los valores máximos planteados, lo que indica que el edificio se mantenga con daños leves ante el sismo de demanda.

Dicha situación se observa en términos de ductilidad, como se describe en la Tabla 3.1.

### Comparación de ductilidades y derivas

**Tabla 3.1. Resumen de ductilidades,  $\mu$**

Modelo	$\mu_d$	$\mu_{adm}$	$\zeta\mu_D < \mu_{adm}?$	$\mu_{OI}$	$\zeta\mu_D < \mu_{OI}?$
H. México 1974-E.Carga-SR	2.98	2.81	No cumple	2.25	No cumple
H. México 1986-E.Carga-R	2.05	2.68	Cumple	2.15	Cumple
<i>Disminución porcentual</i>	31.11%				
H. México 1974-E.Amarre-SR	2.98	2.81	No cumple	2.25	No cumple
H. México 1986-E.Amarre-R	2.42	3.28	Cumple	2.63	Cumple
<i>Disminución porcentual</i>	18.68%				

En esta tabla se muestran los valores de ductilidad en el punto de desempeño ( $\mu_d$ ) y se comparan y se plantea si los valores de ductilidad demandada son menores a los valores de ductilidad admisible según el CSCR ( $\mu_{adm}$ ) y a los valores de ductilidad para el objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata ( $\mu_{OI}$ ). Estos valores límite de ductilidad se obtienen a partir de la razón de deriva máxima planteada tanto por el CSCR y para Ocupación Inmediata y la combinación de las unidades de conversión y la altura del edificio. Esta conversión permite visualizar mejor la comparación entre la ductilidad demandada y los límites propuestos.

En términos generales se observa que para los edificios originales, se obtienen valores de ductilidad demandada que no cumplen con los límites establecidos para este estudio. Se observa, por ejemplo, que para el modelo llamado *H. México 1974-E.Carga-SR*, se obtuvo una ductilidad demandada de 2.98, valor que es mayor a 2.81 y a 2.25, valores que corresponden a la ductilidad de razón de deriva máxima

del CSCR y del objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata, respectivamente. Este resultado se puede justificar, ya que esto indica que el edificio original no cumpliría con los requerimientos actuales, de ahí lo necesario de un reforzamiento, que fue el que se le realizó al edificio, como se describió anteriormente.

Haciendo una comparación similar, se observa que los valores de ductilidad demandada son menores a los límites establecidos. Esto se da para ambos modelos reforzados.

Por ejemplo, para el modelo *H. México 1986-E.Amarre-R*, se obtuvo una ductilidad demandada de 2.42, valor que es menor a 3.28 y a 2.63, que corresponden a los límites para el CSCR y para el objetivo de desempeño planteado, respectivamente. Este es un indicativo que el reforzamiento trabajaría de forma efectiva ante las solicitaciones sísmicas demandadas. Por lo que se puede afirmar que se da una mejora en el comportamiento estructural del edificio estudiado como resultado del reforzamiento efectuado.

Además, se observa una disminución porcentual en la ductilidad demanda de 31.1% para los *ejes de carga* y de 18.7% para los *ejes de amarre*. Esta disminución muestra que es posible obtener una ductilidad menor o cercana a la inicial, lo que es beneficioso para la estructura, ya que al darse una menor ductilidad, se genera una menor deformación en la estructura y por lo tanto se reduce el daño.

Una manera más sencilla de visualizar y de complementar lo mencionado se muestra en la tabla 3.2, donde se hace la comparación de razón de derivas.



**Tabla 3.2. Comparación de derivas,  $\Delta/H$**

Modelo	$\Delta_d/H$	$\Delta_{adm}/H$	$\Delta_d/H < \Delta_{adm}/H?$	$\Delta_{oi}/H$	$\Delta_d/H < \Delta_{oi}/H?$
H. México 1974-E.Carga-SR	0.0133	<b>0.0125</b>	No cumple	<b>0.0100</b>	No cumple
H. México 1986-E.Carga-R	0.0096	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.0100</b>	Cumple
<i>Disminución porcentual</i>	27.91%				
H. México 1974-E.Amarre-SR	0.0132	<b>0.0125</b>	No cumple	<b>0.0100</b>	No cumple
H. México 1986-E.Amarre-R	0.0092	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.0100</b>	Cumple
<i>Disminución porcentual</i>	30.39%				

Se obtienen los valores de razón de deriva para los puntos de desempeño obtenidos para cada uno de los cuatro modelos planteados. De igual manera como se hicieron para los valores de ductilidad, se utilizaron las relaciones adecuadas para obtener estos valores y así se pueden comparar de forma más sencilla entre los edificios reforzados y los no reforzados. Se obtuvo también la disminución porcentual en los desplazamientos, esto para visualizar en cuanto han bajado al darse el reforzamiento. Además, como referencia, se hace la comparación con los límites establecidos del CSCR y de Ocupación Inmediata.

Los valores de razón de deriva para el punto de desempeño disminuyen si se comparan los modelos reforzados con los no reforzados. Se puede notar que se da una disminución porcentual de 27.91% para los llamados *ejes de carga* y de 30.39% para los llamados *ejes de amarre*. Es claro que al darse una disminución en las deformaciones globales de los edificios, el daño que pueden sufrir ante las sollicitaciones sísmicas demandadas, será mucho menor que si no tuvieran refuerzo alguno.

Por otra parte también, se observa que los valores de razón de deriva en los modelos sin refuerzo, son mayores a los límites establecidos. Esto último tiene

sentido, a pesar de que los límites actuales son más conservadores que los de códigos anteriores.

### Capacidad de cortante de columnas base

Un factor importante a revisar son las capacidades de cortante en las columnas del primer nivel. Esto porque son las que en caso de que estas presenten un daño severo, causarían un colapso del edificio.

En la Tabla 3.3 se muestran los valores de cortante en las columnas del primer piso, para el punto de desempeño.

**Tabla 3.3. Cortante en las columnas de base para el punto de desempeño**

Modelo	Columna	Vu(Ton)	Vn(Ton)	¿Vu<Vn?
H. México 1974-E.Carga-SR	K7-N0/65cmx75cm	36.75	140.90	Cumple
	K8-N0/65cmx75cm	59.51	166.01	Cumple
H. México 1986-E.Carga-R	K7-N0/65cmx75cm	25.55	140.90	Cumple
	K8-N0/65cmx75cm	57.39	166.01	Cumple
	C-15/75cmx92cm	51.92	219.46	Cumple
H. México 1974-E.Amarre-SR	K3-N0/65cmx75cm	52.45	164.62	Cumple
	K10-N0/65cmx75cm	58.13	194.86	Cumple
	K15-N0/65cmx75cm	58.70	165.39	Cumple
H. México 1986-E.Amarre-R	K3-N0/65cmx75cm	32.80	164.62	Cumple
	K10-N0/65cmx75cm	55.66	194.86	Cumple
	K15-N0/65cmx75cm	40.00	165.39	Cumple
	C-15/75cmx92cm	49.32	273.07	Cumple

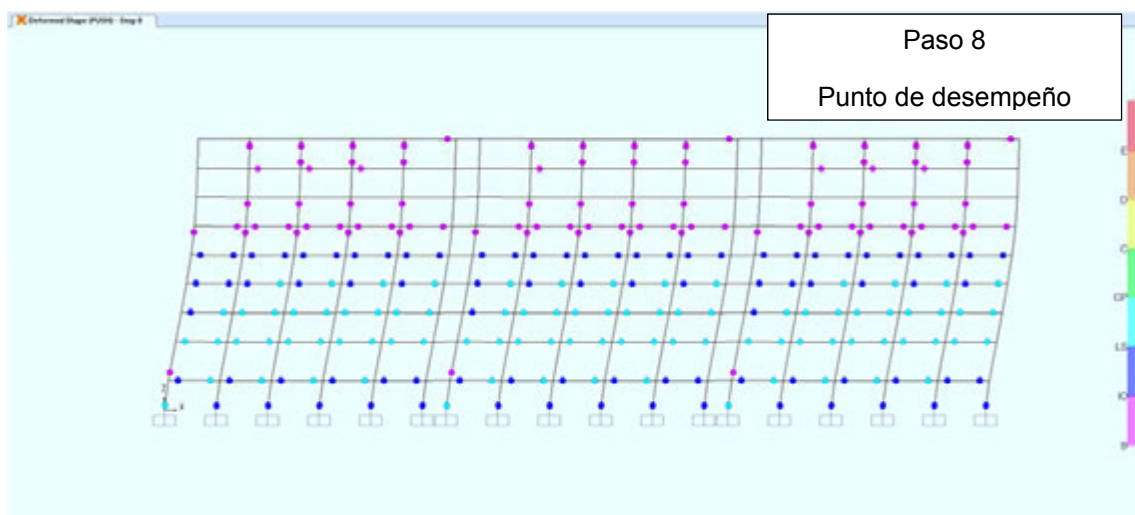
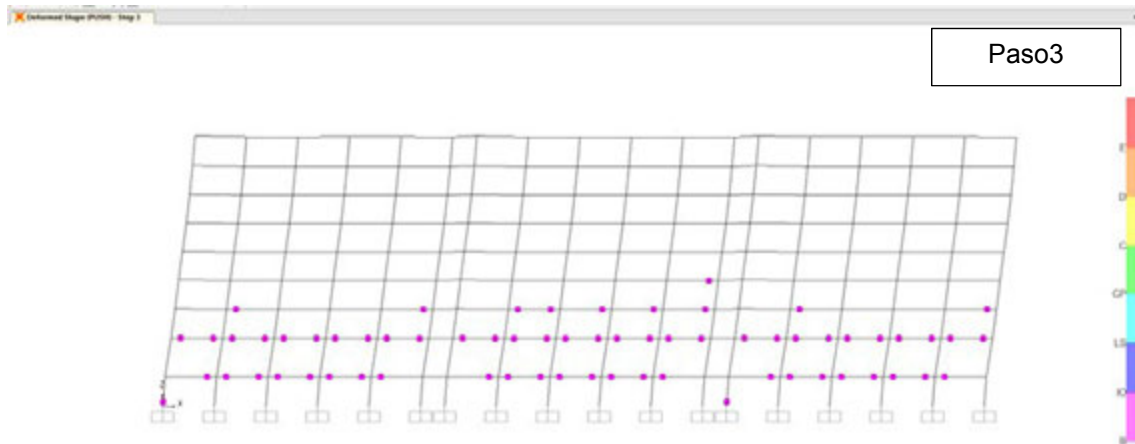
Para los llamados *ejes de amarre* y *ejes de carga* del edificio antes y después del refuerzo, se observa que ellos poseen la capacidad de soportar el cortante impuesto por las cargas sísmicas, según el método de capacidad espectral. Se da una disminución en los valores de demanda de cortante al realizarse el reforzamiento, esto es, que los valores de  $V_u$  para las columnas del modelo reforzado son menores a los valores de  $V_u$  del modelo sin reforzar. Esta situación es esperada, ya que al

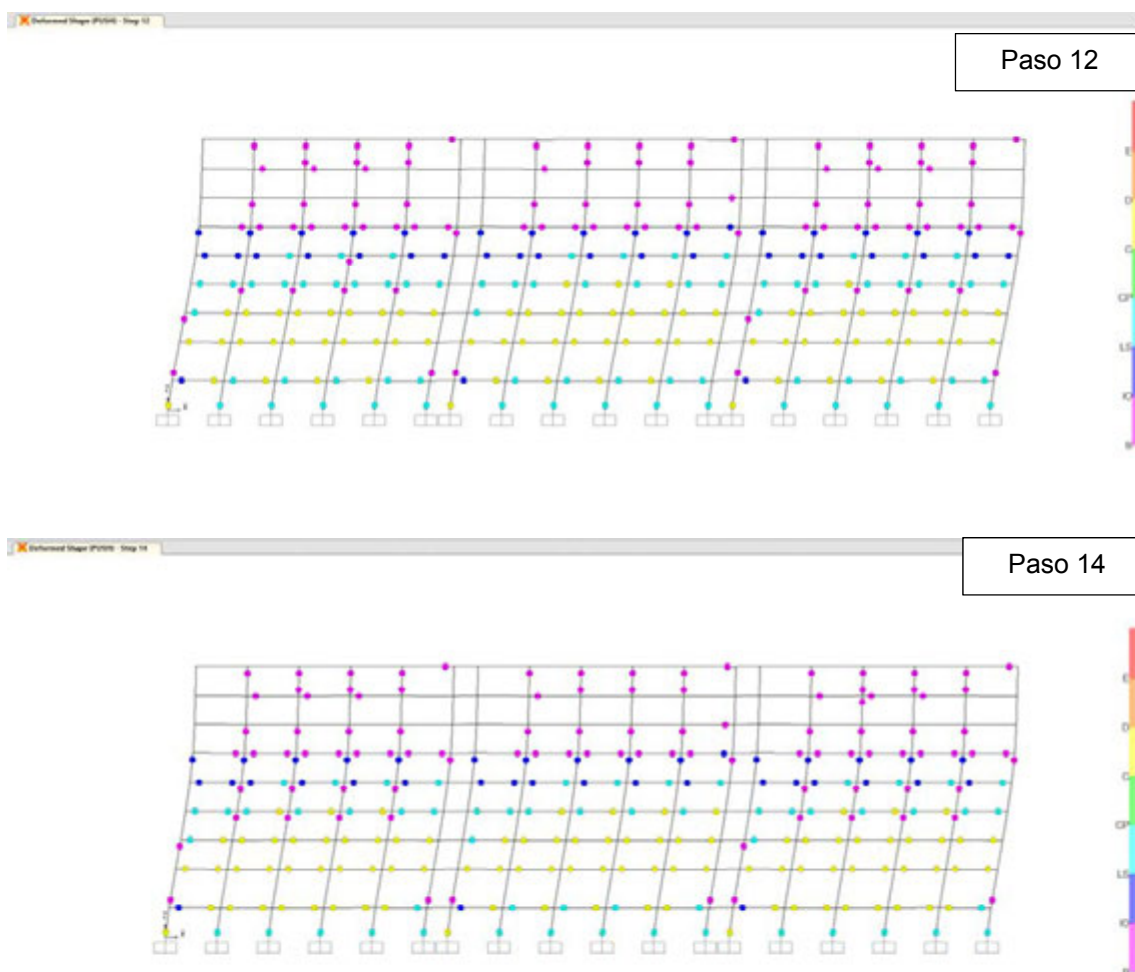
darse el reforzamiento del edificio original, las columnas de base, en este caso, experimentan un esfuerzo menor, lo que indica una mejora en el comportamiento de los elementos.

Es importante mencionar que se dan rotulaciones en la bases de las columnas del primer piso, para los modelos reforzados, pero estas se encuentran en el proceso inicial de cedencia. Esto significa que no se alcanza el objetivo de desempeño mínimo solicitado (Ocupación Inmediata). Por lo que las columnas de base poseen la capacidad a cortante suficiente para permanecer inclusive en un objetivo de desempeño menor al que se solicita para edificaciones hospitalarias y estar del lado de la seguridad. Esto se puede observar en el paso del punto de desempeño que se muestra en la figura 3.3, más adelante, donde se muestran algunos pasos de la secuencia de rótulas plásticas.

#### *Rotaciones en las rótulas plásticas*

Para cada uno de los modelos, se da un patrón de rótulas. Se da una codificación de colores que permite conocer el nivel de daño que se da en cada una de las rótulas plásticas formadas, según los criterios de aceptabilidad del ATC-40.



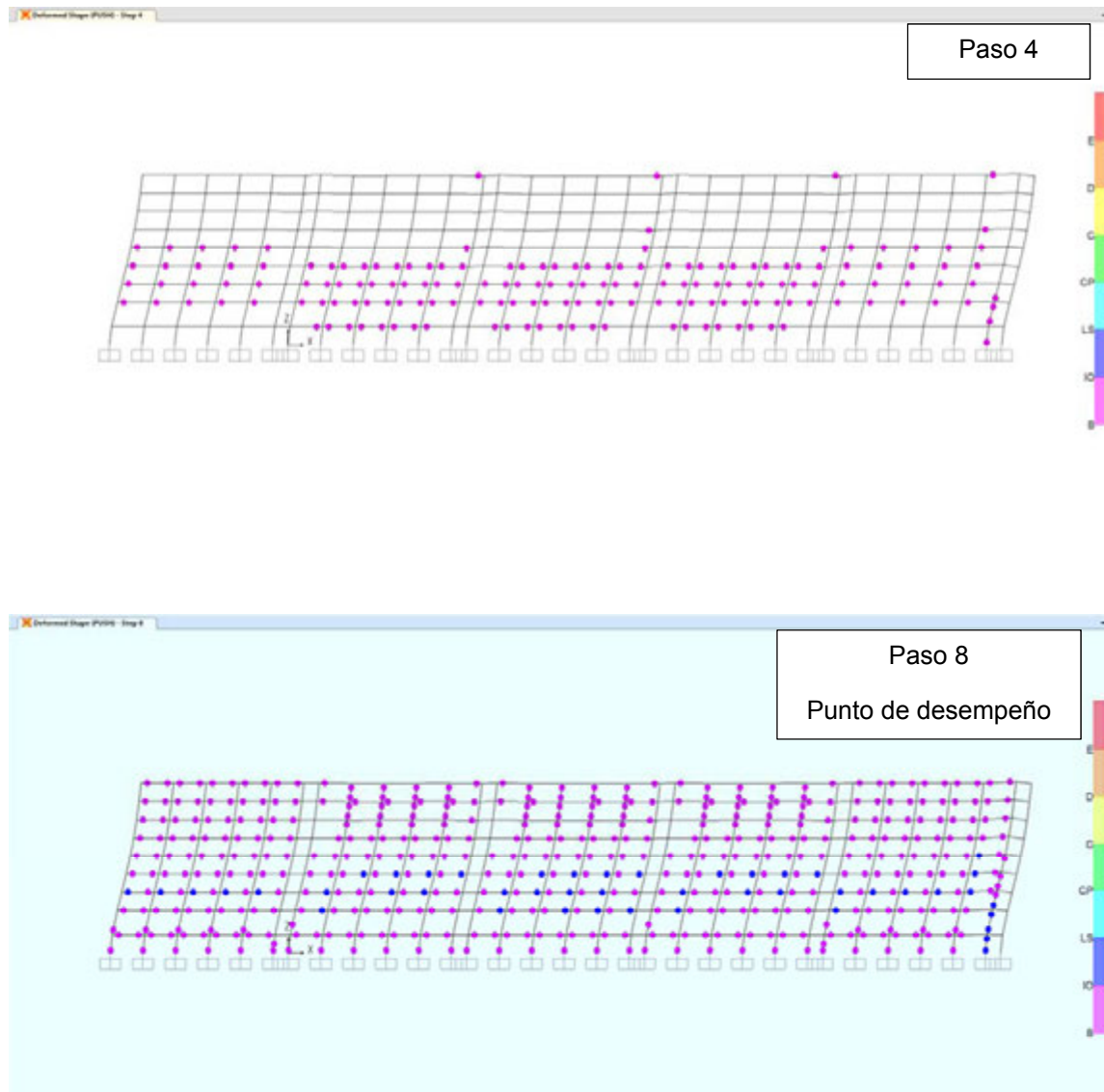


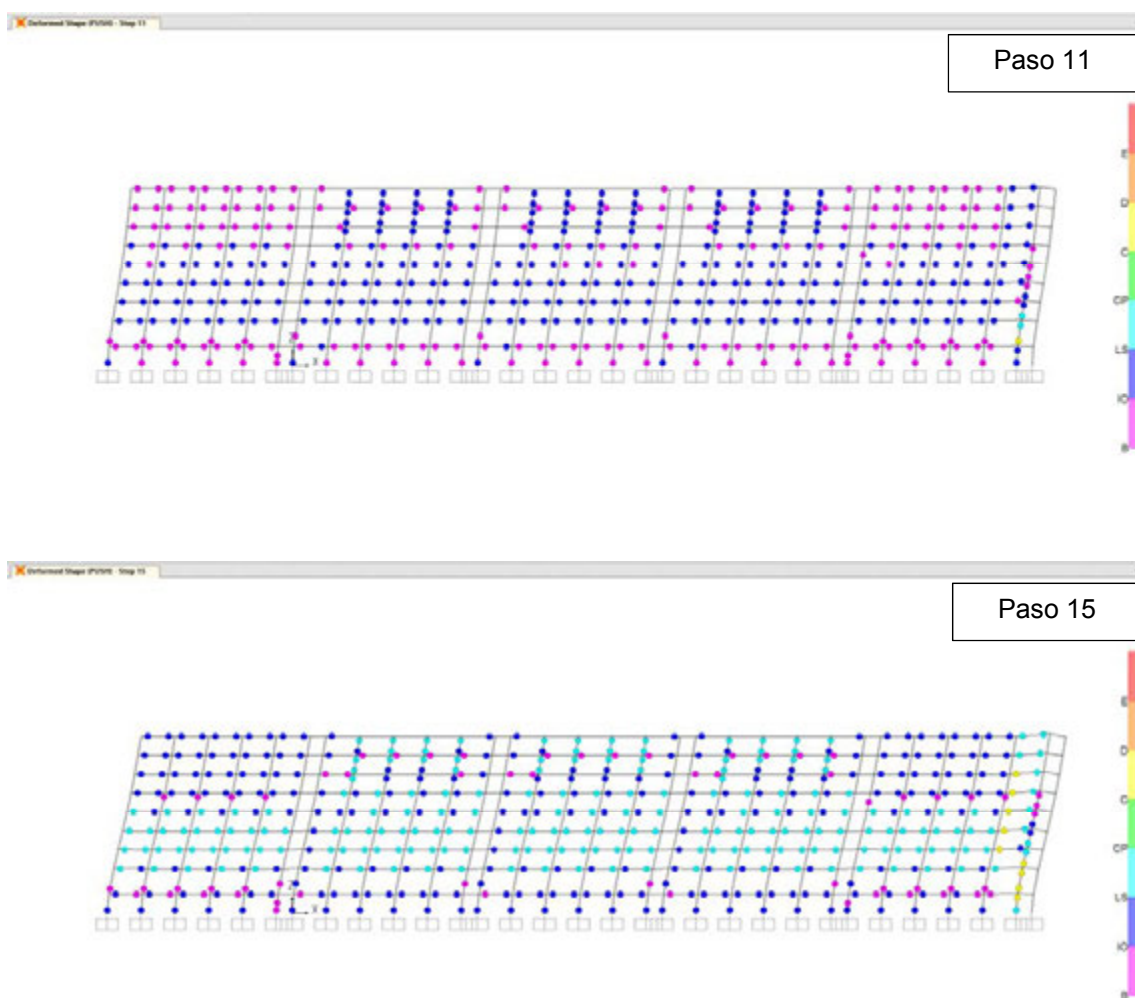
**Figura 3.3. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40  
H. México 1974-E.Carga-SR.**

En este primer caso se observa que las rotaciones se van dando en los primeros cinco niveles, en las vigas, junto con las columnas de base.

Es claro que para el punto de desempeño, las rotaciones superan en muchos elementos, el nivel de desempeño límite para este estudio, por lo que en ese caso, se esperaría un daño importante a tomar en cuenta.

También se muestran en la figura 3.4 el proceso para el modelo llamado *H. México 1986-E.Carga-R.*

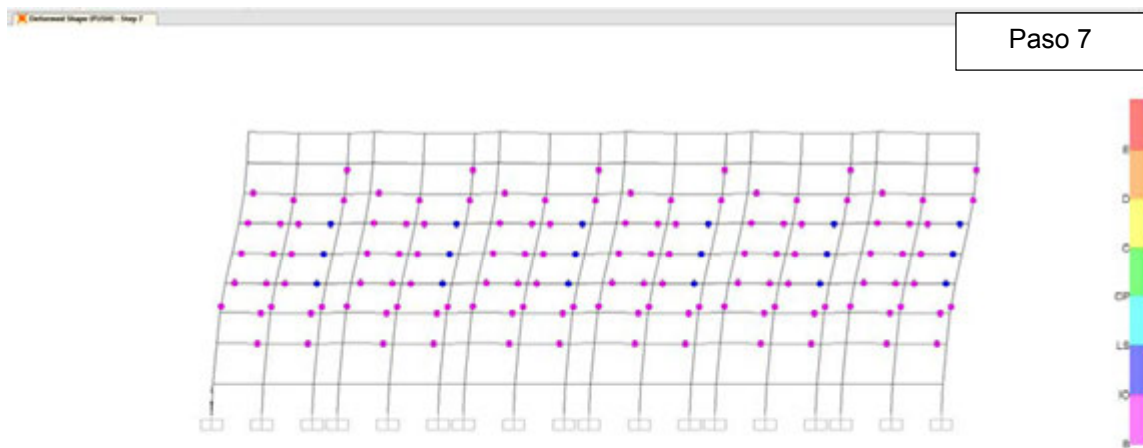
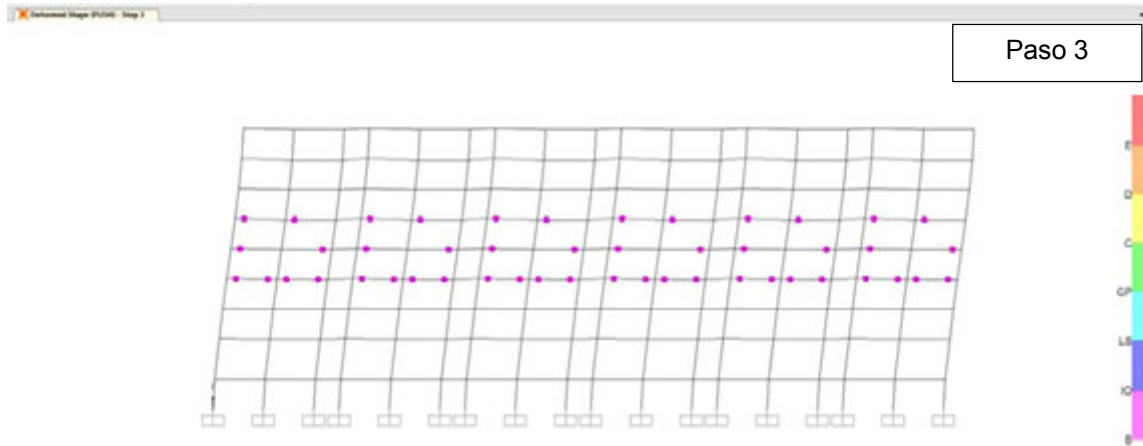




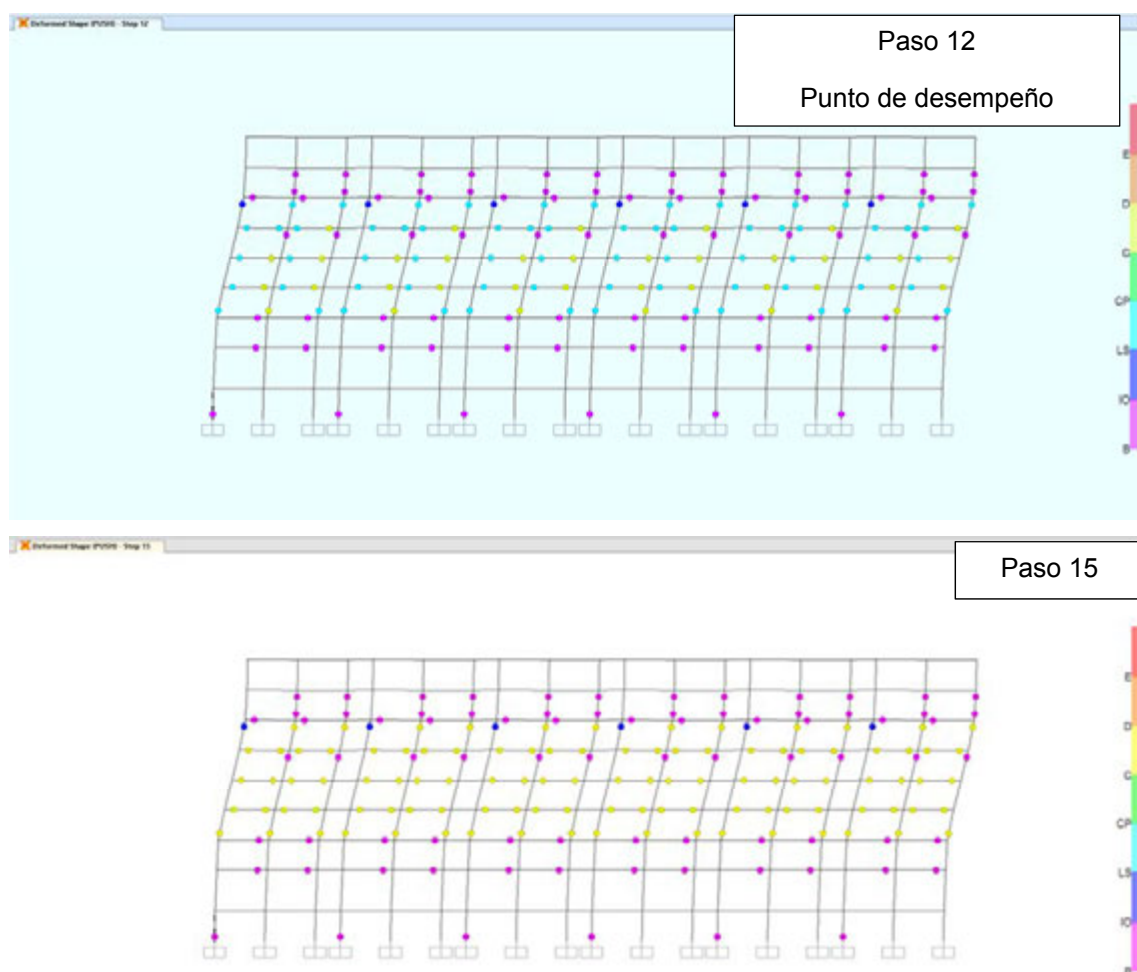
**Figura 3.4. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40  
H. México 1986-E.Carga-R.**

Haciendo la comparación con la figura 3.3, se observa que se da un comportamiento similar al orden de rotulación: se generan rótulas en las vigas de los primeros cinco niveles y luego en los niveles superiores. En el paso 8 se da el punto de desempeño, pero en este caso, todas las rotaciones están dentro de los límites establecidos para Ocupación Inmediata, caso contrario que el punto de desempeño del edificio sin refuerzo. Esto indica que existe una mejora en la seguridad estructural del edificio para la dirección estudiada, que en este caso se le dio el nombre de *ejes de carga*.

Se hace el mismo análisis en la dirección ortogonal, a la cual se le llamó *ejes de amarre*.

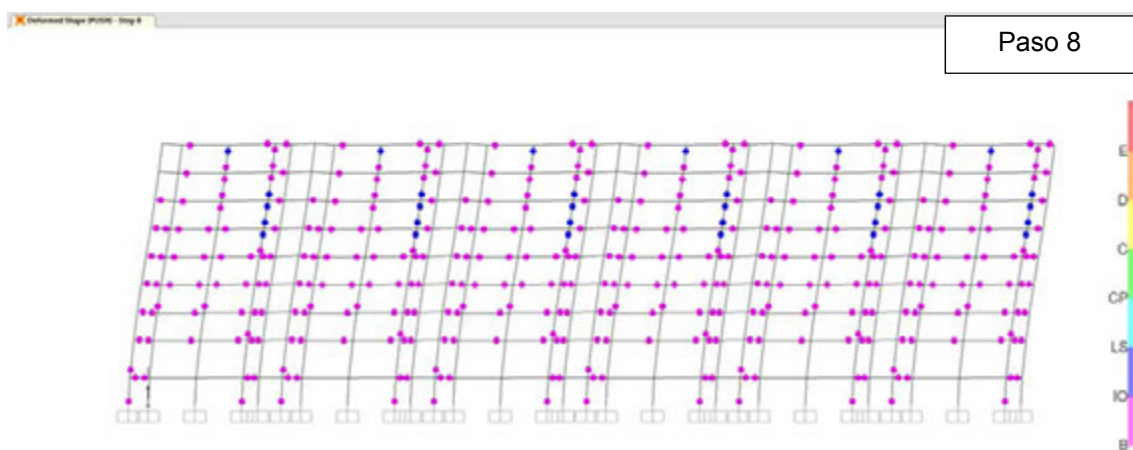
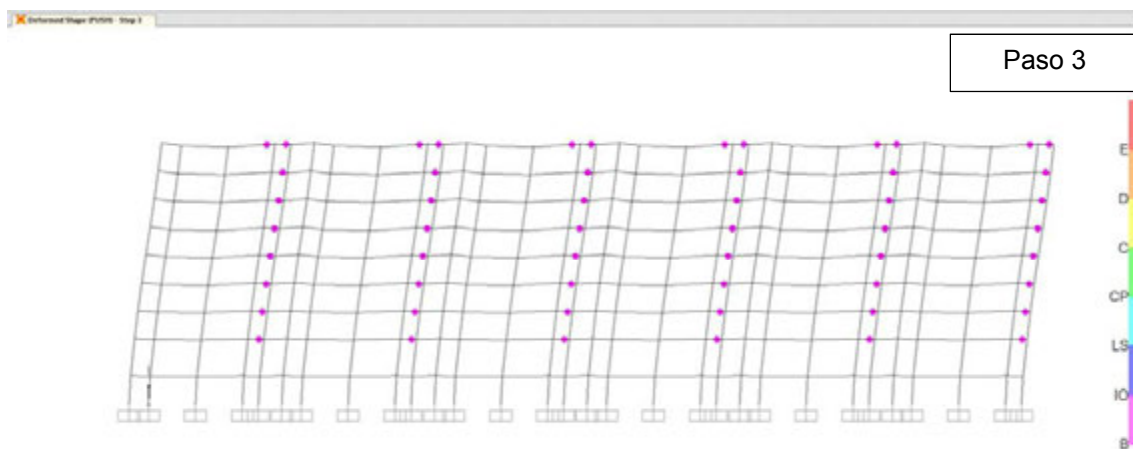


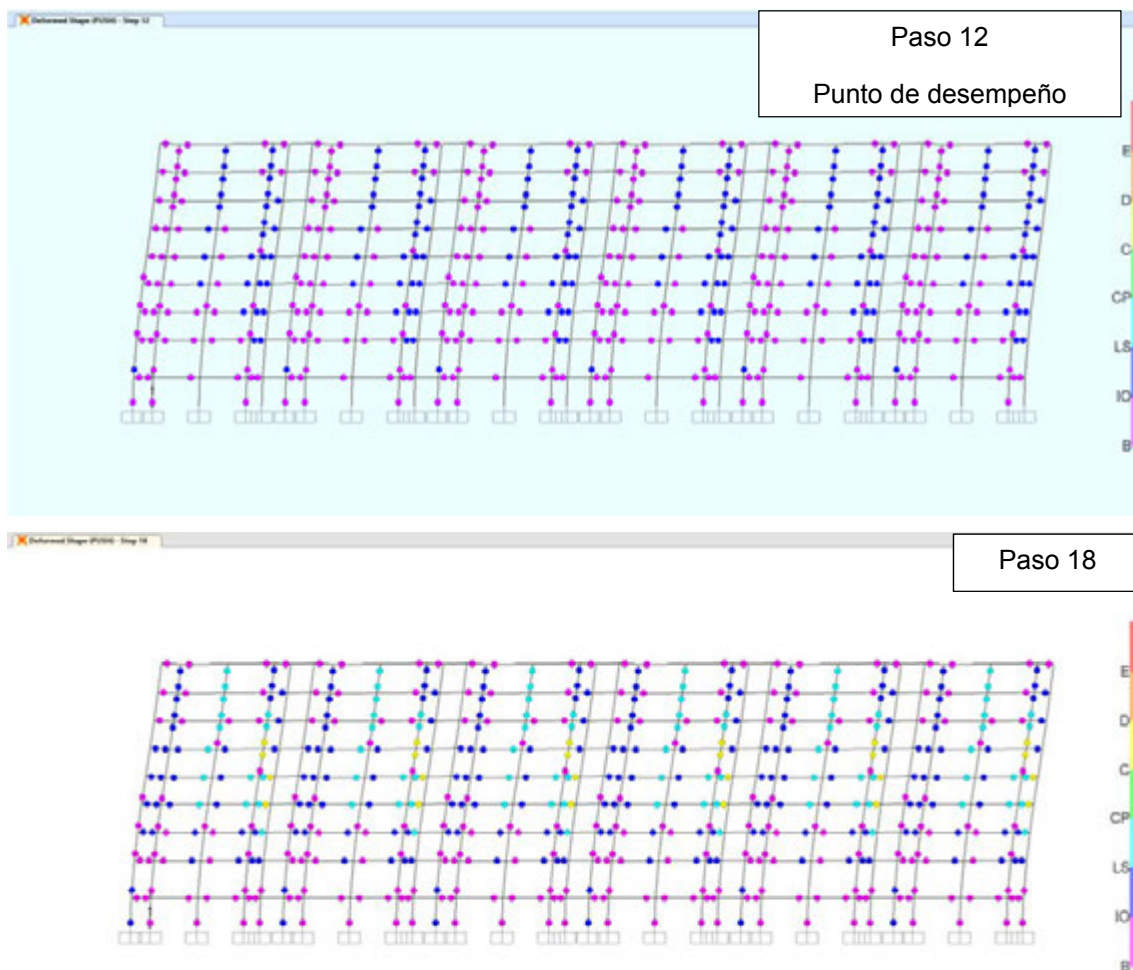




**Figura 3.5. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40  
H. México 1974-E.Amarre-SR.**

En la figura 3.5 se observa la tendencia que las vigas de los niveles intermedios son los que rotulan primero, y luego los pisos superiores. En el paso 15 se puede visualizar de mejor manera que tiende a darse el fenómeno de *piso suave* en los niveles 5 y 6. Inclusive en el punto de desempeño se dan rotaciones mayores a las admisibles, lo cual no es deseable para este tipo de estructuras. Esta figura se analiza en comparación con la figura 3.6, para determinar el mejoramiento en la estructura, para este sentido del edificio.





**Figura 3.6. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40**  
*H. México 1986-E.Amarre-R.*

Se puede notar en la figura 3.6 que se da un patrón de rotulación bastante uniforme en todo el edificio. Esto se ve de forma más clara en el paso 18, donde la mayoría de las rótulas plásticas se han desarrollado en gran parte de los elementos del edificio, y no se observa el fenómeno de *piso suave* que se observó en el modelo inicial. Esto indica que para el modelo reforzado de los *ejes de amarre*, también se da una gran mejora en la respuesta estructural. En el paso 12, donde se obtiene del punto de desempeño, se nota claramente que todas las rotaciones, se encuentran al menos, en el límite de nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Lo que indica que se da una mejor seguridad estructural en el edificio reforzado.

## 4 Hospital Monseñor Sanabria

### 4.1 Antecedentes

Este hospital cuenta con diversas especialidades. Está ubicado a 100 metros del litoral en el puerto de Puntarenas, que atiende las zonas del Pacífico Central y Guanacaste. Posee una población flotante adicional variable dependiendo de las épocas de recolección de cosechas, para un total de 500 mil habitantes. El hospital cuenta con 200 camas, ofrece 85 mil consultas externas y atiende 85 mil urgencias al año.

El conjunto está integrado por un Edificio Principal de 10 pisos, el de Servicios Generales y Consulta Externa de un piso, y el bloque de Quirófanos de 3 pisos. El hospital fue diseñado en el año 1964 y los servicios médicos se inauguraron en 1974. El área de construcción es de 17000 m<sup>2</sup>, y su valor se puede estimar en ¢1700 millones (\$15.5 millones) (Caja Costarricense de Seguro Social, 2011).



Fotografía 4.1. Vista lateral del edificio de hospitalización del H. Monseñor Sanabria.

## 4.2 Situación Inicial

Como una de las principales particularidades, este edificio posee una planta en forme de "T". Estaba originalmente construido con base en marcos (vigas y columnas) de concreto reforzado. Las paredes interiores son de bloques huecos de arcilla, apoyados en vigas y columnas de manera que interactúan con la estructura. Las paredes exteriores eran de bloque ornamental o bloque macizo de arcilla. El edificio está cimentado con pilotes enclavados en un depósito de arena marina saturada, de muy poca capacidad de soporte, susceptible a licuefacción.

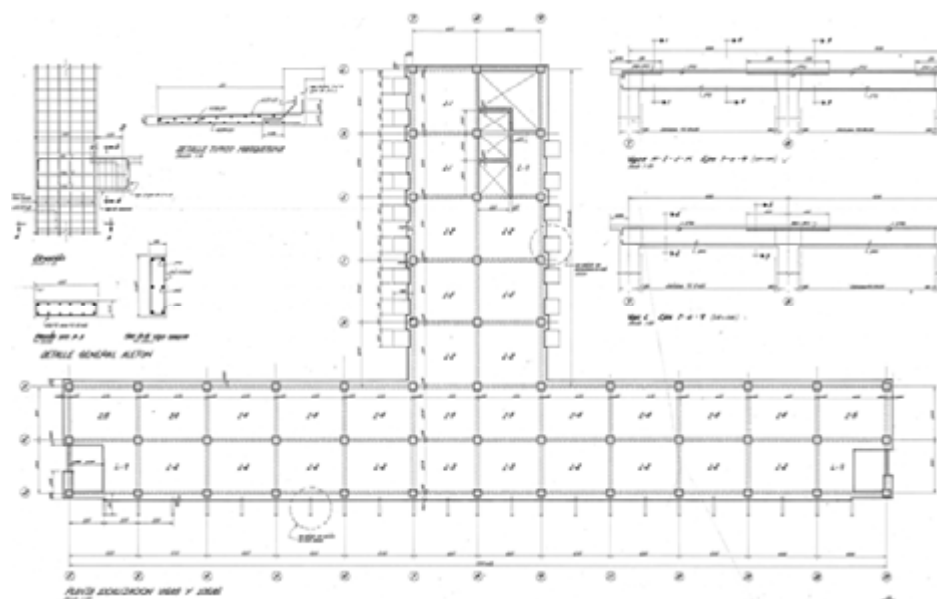


Figura 4.1. Planta de localización de vigas losas, niveles de 2 a 5.



Figura 4.2. Corte transversal de edificio original.

### ***4.3 Proceso de Reestructuración y Reforzamiento***

Como ya se mencionó, la planta del edificio principal tiene forma de “T”, y la reestructuración consistió en introducir muros de corte en los tres extremos de la “T”. Según los planos del reforzamiento, se conservaron las paredes de mampostería según el diseño original. En ese momento no se desligaron dichas paredes ya que los diseñadores no lo consideraron necesario. Es indudable que la introducción de los muros de corte, mejoró el comportamiento de la estructura en los siguientes puntos:

- Reduciendo los desplazamientos laterales.
- Aumentando la resistencia.
- Mejorando la respuesta no-estructural en caso de sismo.

- Disminuyendo la probabilidad de daño estructural.

Los trabajos de reforzamiento se iniciaron en junio de 1988 y tomaron treinta y cuatro meses para su conclusión, trabajos que había sido contratado para ser ejecutado en doce meses, en principio. Hubo un periodo de siete meses donde los Quirófanos estuvieron cerrados y el Servicio de Cirugía Electiva estuvo suspendido. Los daños causados y los robos a las instalaciones y acabados del edificio fueron muy grandes, además se contaba con la negativa del contratista a reponerlos ya que el cartel no lo obligaba.

A pesar de estos inconvenientes presentados durante las construcciones, los trabajos en estos hospitales concluyeron de buena manera.

El área no estructural ha sido considerablemente mejorada y el simple hecho de que la estructura responda apropiadamente hace que lo no estructural también se comporte de mejor manera.

Originalmente el hospital contaba con 289 camas, que se redujeron a 200 durante la ejecución de las obras.

El valor de la reestructuración fue de  $\phi$ 127 millones, que representa un 7,5% del valor del hospital y una inversión de  $\phi$ 439 mil por cama.

Los datos disponibles indican que el costo de reestructuración por cama puede estimarse entre  $\phi$ 300 y  $\phi$ 450 mil, con un promedio de  $\phi$ 374 mil (\$3740/cama). Si este costo se obtiene en relación al valor del hospital, los reforzamientos oscilan entre el 4% y el 7.5% de ese valor, el cual incluye la obra arquitectónica y el resto del equipo. Este índice de costo es relativamente bajo e indica la rentabilidad de la inversión si se compara con las pérdidas sufridas durante los sismos.

Un último dato comparativo mostró que la disponibilidad de camas durante la remodelación se redujo entre el 30% y el 35%.

Es importante mencionar que el hospital se encontraba en el proceso de reestructuración, cuando sufrió daños debido al sismo del 25 de marzo de 1990, en



Cóbano, cerca de la Península de Nicoya, donde se reportó una intensidad de VII en la escala Mercalli.

El estado de la reestructuración en ese momento era la siguiente: los muros del costado oeste llegaban al décimo piso, los del costado este llegaban al segundo piso y lo del costado norte llegaban al sexto. Esto causó desplazamientos laterales no uniformes debido a la no simetría de la estructura adicionada en ese momento. El daño se concentró en las paredes de mampostería y hubo daños serios en los equipo del Servicio de Farmacia. No se dieron daños en la estructura principal.

Al no separar las paredes de la estructura principal y el proceder no uniforme con la reestructuración fue la causa de los daños. En ese momento dichos daños que fueron en exceso en las paredes, causaron el desalojo del recinto y su capacidad se redujo al 32%. El costo de las reparaciones, según el Instituto Nacional de Seguros ascendió \$300 mil+. Este valor aunado al desperdicio de recursos durante 5 meses supera casi dos veces el valor de la reestructuración.

Gracias a este evento sísmico se pudo probar realmente la eficiencia de la reestructuración, pero también mostró los grandes problemas operativos que se presentan al haber daño en las paredes. Este problema de las paredes no se corrigió y en el futuro se podrían tener problemas similares (Cruz, 1996).

Debido al sismo de Nicoya en setiembre de 2012 y a las consecuencias que se generaron en el edificio y por decisión de la Caja Costarricense de Seguro Social, se ha realizado la demolición de 7 de los 10 pisos del edificio.

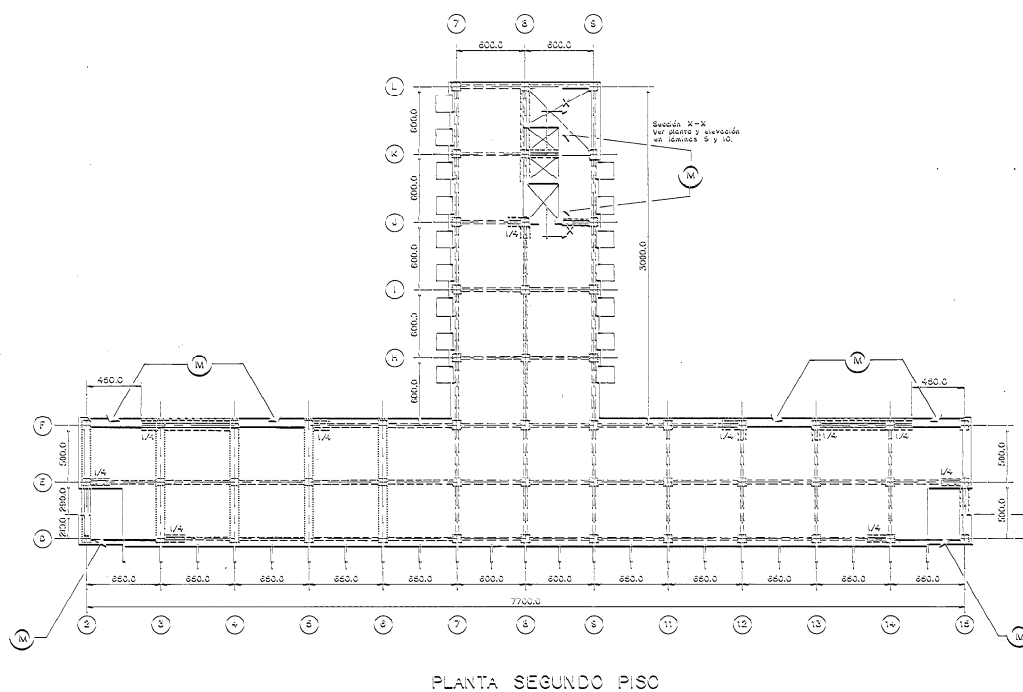


Figura 4.3. Planta de muros nuevos de reforzamiento.

#### 4.4 Características Estructurales

Las características principales del edificio que se estudia son las siguientes:

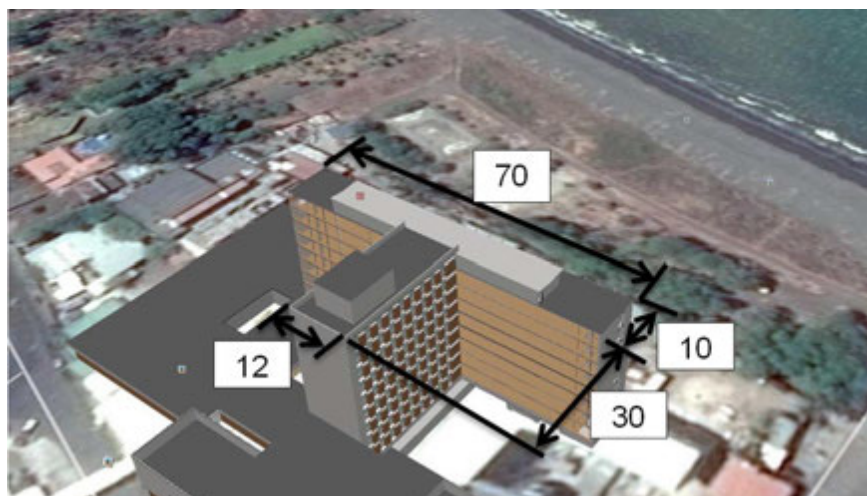
- El edificio original fue diseñado en 1964 y se construyó en la década de 1970. El edificio reforzado fue diseñado en 1987 y su construcción fue en 1988.
- El edificio posee un área de 17000 m<sup>2</sup>, consta de 9 entresijos.
- Sistema sismorresistente está conformado por marcos de concreto reforzado, por lo tanto es un edificio tipo marco, que presenta una gran irregularidad en planta, debido a su forma en "T".
- Se calculó una masa para efectos sísmicos de 6600 Ton y de 7500 Ton. Esto para el edificio sin refuerzo y el edificio reforzado, respectivamente.

- e. Se presentan los periodos fundamentales obtenidos de los modelos realizados, en ambas direcciones principales en el siguiente cuadro:

**Cuadro 4.1. Periodos obtenidos para el H. M. Sanabria**

Modelo	Periodo, T(s)
H.M. Sanabria 1974-E.Carga-SR	0.99
H.M. Sanabria 1987-E.Carga-R	0.63
<i>Disminución porcentual</i>	36.4%
H.M. Sanabria 1974-E.Amarre-SR	1.15
H.M. Sanabria 1987-E.Amarre-R	0.77
<i>Disminución porcentual</i>	33.0%

- f. Con base en las consideraciones y según lo estipulado en el CSCR-2010 se calculó el coeficiente sísmico,  $C=0.252$ . Este se obtuvo con base en los parámetros para ZIII y tipo de suelo  $S_2$ .
- g. Posee una planta irregular. Se muestra una planta donde se observan sus dimensiones.



**Figura 4.4. Planta de dimensiones H. M. Sanabria (cotas en metros).**

## 4.5 Resultados

Por cuestiones de nomenclatura debe entenderse:

**H. M. Sanabria 1974-SR: Sin refuerzo.**

**H. M. Sanabria 1987-R: Reforzado.**

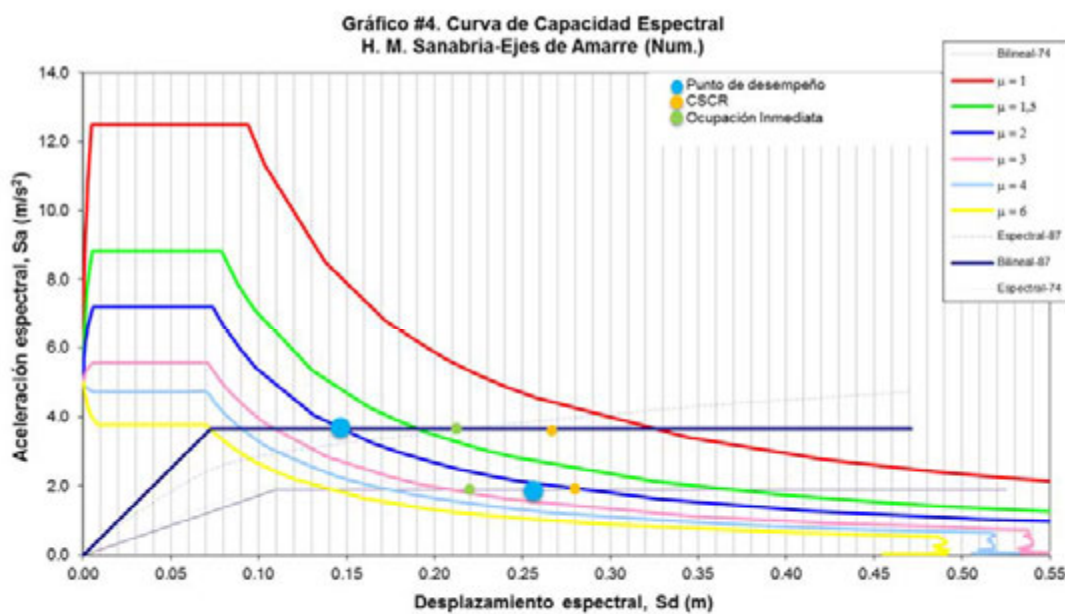
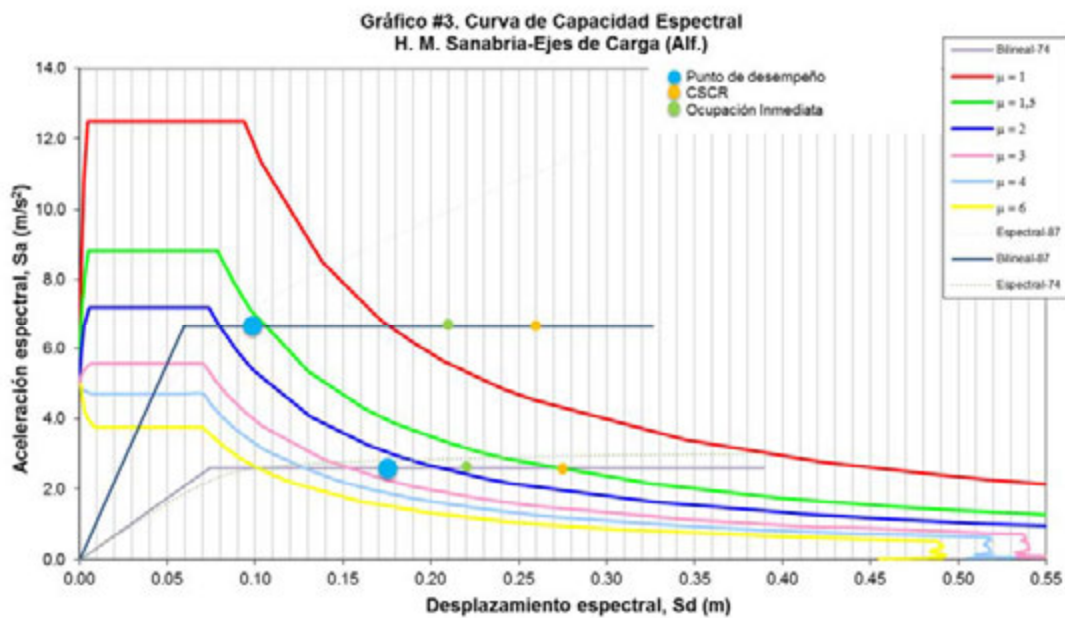
Se realizó el análisis de los modelos del edificio original como del edificio reforzado, del edificio en forma "T". Esto de igual manera, se realizó en las dos direcciones ortogonales y tomando como criterios de aceptación los mismos que se tomaron para el análisis del edificio anterior.

### Disminución del periodo fundamental

En el cuadro 4.1, se observan los valores de periodo fundamental obtenidos para los diferentes modelos. Se observa claramente la disminución porcentual para cada dirección ortogonal. En el caso de los llamados *ejes de carga* se da una disminución de 36.4%. Un valor similar se da en los *ejes de amarre*, donde se obtiene una disminución de 33.0%. Estos valores demuestran una mejora en el comportamiento de la edificación, ya que al existir una disminución del periodo, indica un aumento de la rigidez, debido al reforzamiento realizado. Esto se complementa con lo que se mencionará más adelante, con la disminución de los desplazamientos que se da al reforzarse el edificio.

### Comparación de Curvas de Capacidad Espectral

De igual manera que se hizo para el análisis anterior, se obtienen las curvas de Capacidad Espectral. Dichas curvas se agruparon según su dirección ortogonal para una mejor comparación. Estas se pueden observar en los gráficos #3 y #4.



En el gráfico #3, se muestran los llamados *ejes de carga* (longitudinales) y en el gráfico #4, los *ejes de amarre* (transversales). Como primer comentario se puede observar una situación esperada para ambos casos, la cual es que al darse un mejoramiento debido al reforzamiento, se obtiene una mayor rigidez. Esto se ve reflejado en el aumento de la pendiente de la curva (color azul), la cual está por encima de la curva del edificio original que no posee refuerzo.

Se observa también que la pendiente inicial de la curva del edificio reforzado en el gráfico #3, posee una mayor diferencia, en comparación con el gráfico #4. Nótese que la pendiente en el rango elástico es mucho más pronunciada. Esto es algo esperado y tiene su explicación debido a que en el sentido analizado (*ejes de carga*), se tiene mayor cantidad de muros de refuerzo lo que hace que el análisis arroje una curva de capacidad espectral con mayor rigidez y de ahí el gran aumento en la pendiente del rango elástico.

Como se indica en la nomenclatura, los puntos de color celeste, corresponden al punto de desempeño encontrado para cada uno de los análisis. Los puntos de color verde y naranja son los límites planteados, tanto para el nivel de desempeño como para el CSCR, respectivamente.

Se puede observar claramente que existe una disminución en el valor del punto de desempeño, al generarse un reforzamiento. Esto para ambas direcciones ortogonales, lo que indica que hay un claro mejoramiento de la respuesta estructural ya que se da un menor desplazamiento ante el sismo de demanda, y eso indica menos daño. Por lo que la comparación muestra que el mejoramiento en el comportamiento estructural, es efectivo.

Esto se puede visualizar también en la comparación de ductilidades que se muestra en la tabla 4.1

Para ambos ejes analizados, se nota claramente que el punto de desempeño (punto celeste) se encuentra mucho más atrás, para los modelos reforzados, en comparación con las condiciones iniciales. En términos del parámetro  $S_d$ , esto indica una clara disminución en los desplazamientos, al reforzarse el edificio.

Para el caso de los *ejes de carga*, se observa una disminución de  $S_d$ , de 0.175m a 0.095m (disminución de 0.080m). Para los *ejes de amarre*, se pasa de 0.260m a 0.146m (disminución de 0.114m). Esto muestra lo anteriormente mencionado, donde se da una disminución importante. En términos de razón de deriva, esto se observará en la tabla 4.2.

#### Comparación de ductilidades y derivas

**Tabla 4.1. Resumen de ductilidades,  $\mu$**

Modelo	$\mu_d$	$\mu_{adm}$	$\mu_d < \mu_{adm}?$	$\mu_{oi}$	$\mu_d < \mu_{oi}?$
H.M. Sanabria 1974-E.Carga-SR	2.36	3.71	Cumple	2.97	Cumple
H.M. Sanabria 1987-E.Carga-R	1.59	4.42	Cumple	3.53	Cumple
<i>Disminución porcentual</i>	32.55%				
H.M. Sanabria 1974-E.Amarre-SR	2.38	2.55	No cumple	2.04	Cumple
H.M. Sanabria 1987-E.Amarre-R	2.01	3.74	Cumple	2.99	Cumple
<i>Disminución porcentual</i>	15.75%				

El cambio más importante se da en la disminución de la ductilidad demanda en los llamados ejes de carga, donde se da una diferencia de 32.55%, no así para los ejes de amarre, donde apenas se da una disminución del 15.75%. Esto indica que con el refuerzo se logra dar una disminución de la ductilidad, y esto en términos de respuesta es beneficioso para la estructura, ya que indica una disminución en el daño que podría generarse. Esto complementa lo que se mencionó anteriormente, donde se disminuyeron los valores de desplazamiento para el punto de desempeño (puntos de color celeste), al generarse el reforzamiento. Y aunque prácticamente todos los valores cumplen los límites propuestos tanto de ductilidad admisible para

el CSCR, como para la ductilidad para Ocupación Inmediata, la mejora en el comportamiento estructural es válida, por las características antes mencionadas y que se observan mejor en los gráficos.

Para complementar lo mencionado, se obtuvieron los valores de razón de derivas y se hace la comparación entre sí y con los límites establecidos.

**Tabla 4.2. Comparación de derivas,  $\Delta/H$**

Modelo	$\Delta_d/H$	$\Delta_{adm}/H$	$\Delta_d/H < \Delta_{adm}/H?$	$\Delta_{oi}/H$	$\Delta_d/H < \Delta_{oi}/H?$
H.M. Sanabria 1974-E.Carga-SR	0.0079	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.010</b>	Cumple
H.M. Sanabria 1987-E.Carga-R	0.0045	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.010</b>	Cumple
<i>Disminución porcentual</i>	43.42%				
H.M. Sanabria 1974-E.Amarre-SR	0.0114	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.010</b>	No cumple
H.M. Sanabria 1987-E.Amarre-R	0.0067	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.010</b>	Cumple
<i>Disminución porcentual</i>	41.06%				

Se observa que siempre se genera una disminución porcentual en la razón de derivas. Estos valores son bastante altos. Para el caso del *ejes de carga* se da una disminución de 43.42%, y para los *ejes de amarre* de 41.06%. Esto confirma que se da un desplazamiento menor al darse un reforzamiento en la estructura, y esta disminución es un parámetro que indica un aumento en la seguridad del edificio.

También como ya se mencionó, aunque ante los límites establecidos se cumpla, especialmente para los edificios originales en casi todos los casos (con excepción del *H.M. Sanabria 1974-E.Amarre-SR*, que no cumple al compararlo con el parámetro de Ocupación Inmediata), eso no indica que el resultado no sea valioso. Al contrario, al darse estos resultados se observa que el reforzamiento realizado es beneficioso para una respuesta estructural más segura.



Capacidad de cortante de columnas base

El otro parámetro que se ha tomado como criterio a analizar en la mejora del comportamiento estructural es la capacidad a cortante en las columnas del primer nivel.

En la tabla 4.3 se observan los valores obtenidos del análisis

**Tabla 4.3. Cortante en las columnas de base para el punto de desempeño**

Modelo	Columna	Vu(Ton)	Vn(Ton)	¿Vu<Vn?
H.M. Sanabria 1974-E.Carga-SR	C1	23.90	43.09	Cumple
	C1A	24.50	54.42	Cumple
	C2	41.06	36.69	No cumple
H.M. Sanabria 1987-E.Carga-R	C1	25.50	43.09	Cumple
	C2	15.46	36.69	Cumple
	MURO A	828.02	1470.36	Cumple
	MURO C	561.61	709.43	Cumple
	MURO E	835.89	1470.36	Cumple
H.M. Sanabria 1974-E.Amarre-SR	C1	45.82	43.09	No cumple
	C1A	42.66	54.42	Cumple
	C2	38.33	36.69	No cumple
H.M. Sanabria 1987-E.Amarre-R	C1	43.03	43.09	Cumple
	C1A	40.65	54.42	Cumple
	C2	25.53	36.69	Cumple
	MURO B	359.71	832.30	Cumple
	MURO D	18.14	155.45	Cumple

En términos generales se puede observar que para los edificios sin refuerzo, algunas columnas no alcanzan la capacidad, por lo que podría decirse que en el punto de desempeño estos elementos son inseguros. De ahí se puede justificar el

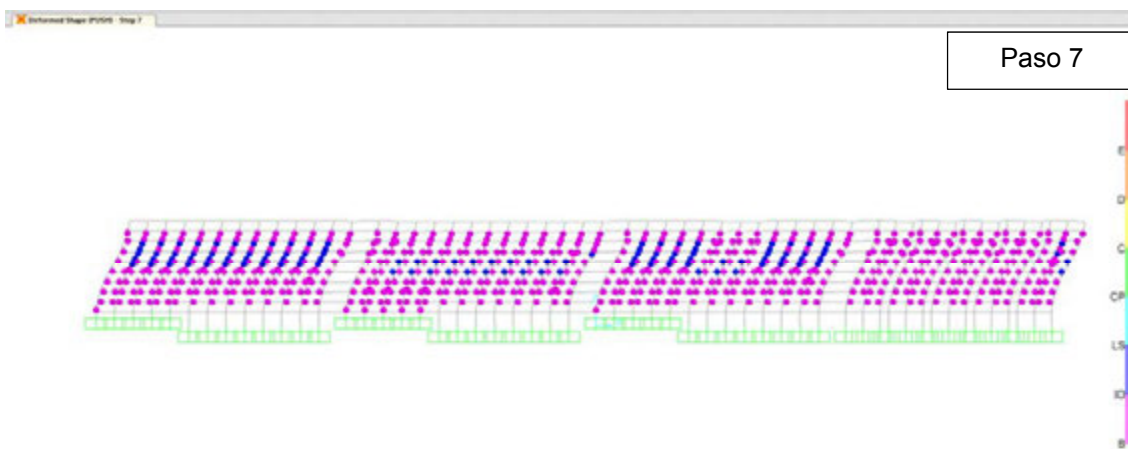
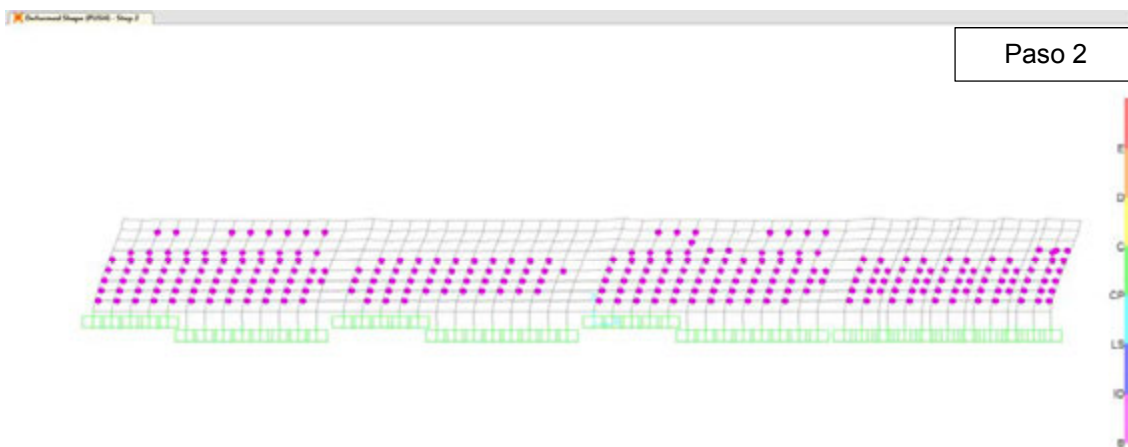
refuerzo realizado, el cual es eficiente para el nuevo punto de desempeño obtenido para el edificio reforzado.

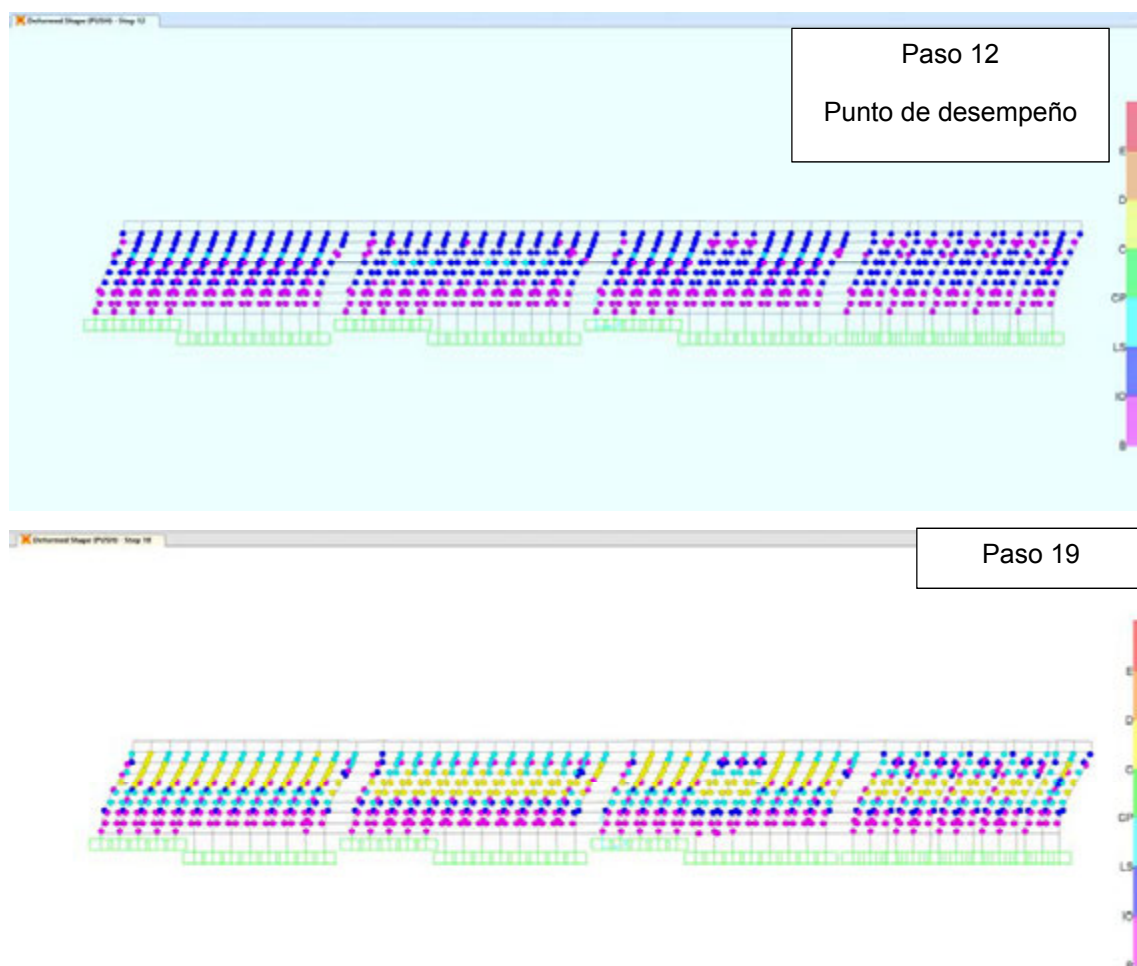
En el caso del *H.M. Sanabria-E.Carga*, se observa como los valores tienden a disminuir al darse el refuerzo del edificio. Dicha situación indica que efectivamente, los elementos que son reforzados son adecuados para soportar las solicitaciones sísmicas demandadas. Por ejemplo, para la columna *C2*, se obtuvo un valor de cortante de 41.06 Ton, que dicho sea de paso excede en la capacidad que tiene esta columna, que es de 36.69 Ton. Pero en el modelo con refuerzo se obtiene un valor de cortante de 15.46 Ton, lo que efectivamente además de darse una disminución en los esfuerzos de la columna, ya tiene la capacidad de soportar la demanda impuesta. Esto gracias a la incorporación de los muros de concreto, principalmente, lo que hace que estos elementos que antes tenían un esfuerzo determinado, que en algunos casos era mayor a su propia capacidad, tengan una disminución en los esfuerzos demandados.

Situación similar sucede con los modelos del *H.M. Sanabria-E.Amarre*, donde se da una disminución de los valores de cortante demandado para las columnas *C1*, *C1A* y *C2*, donde inclusive en los modelos originales para *C1* y *C2*, se sobrepasa la capacidad que tienen. Igualmente, se observa que la incorporación de los muros, en este caso, *Muro B* y *Muro D*, son eficientes para el reforzamiento y aunque tienen una gran demanda, esta no sobrepasa la capacidad, en el punto de desempeño.

#### *Rotaciones en las rótulas plásticas*

El proceso de rotulación se muestra para los diferentes modelos analizados:

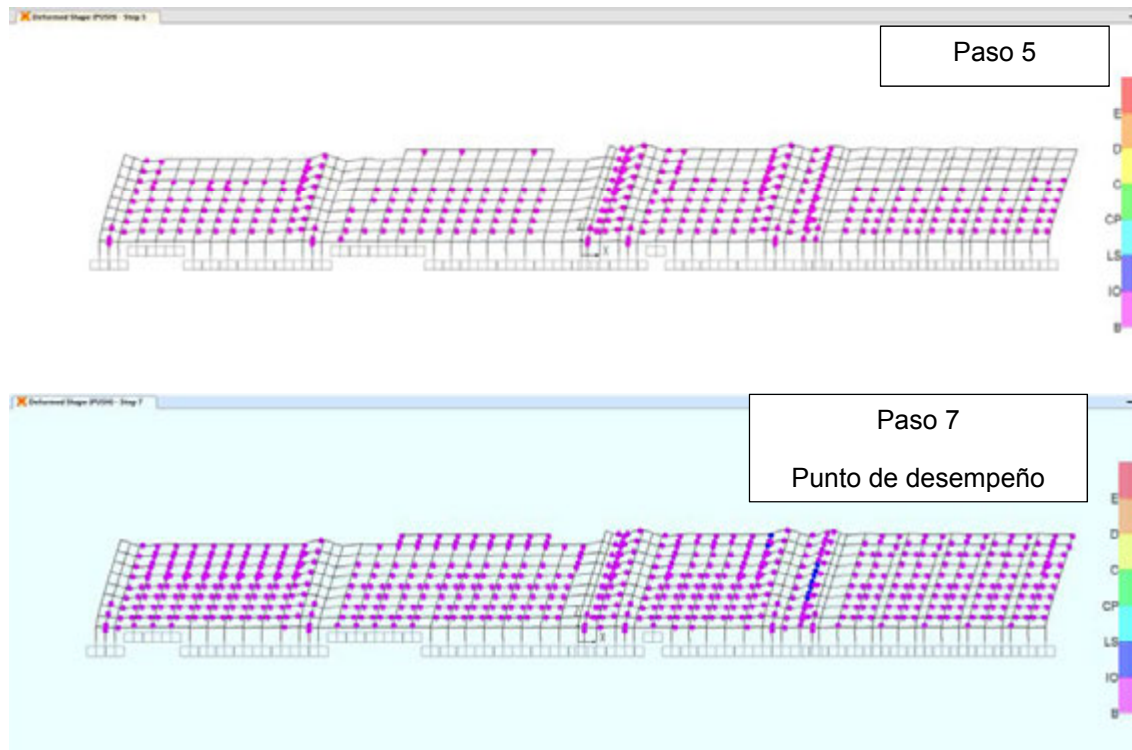


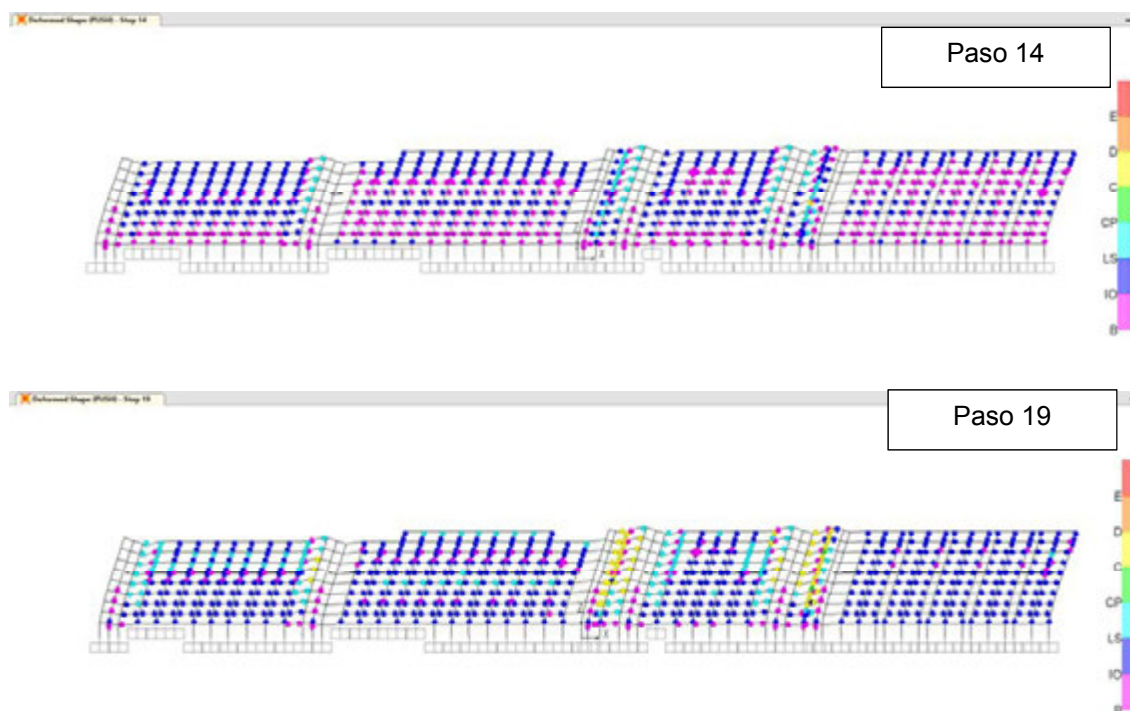


**Figura 4.5. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40  
H. M. Sanabria-1974-Ejes de Carga.**

En este primer caso se observa que la mayoría de rotaciones se van dando en los primeros cinco niveles, en las vigas. Posteriormente en vigas y columnas de niveles superiores. Para el punto de desempeño, se genera rotulaciones mayores a lo establecido para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (color azul). Esto se da entre los niveles 7 y 8. Finalmente, se observa que entre los niveles 6 y 8 se dan los esfuerzos mayores, lo que genera un fenómeno de *piso suave* en esa zona del edificio.

Es claro que para el punto de desempeño, las rotaciones superan en bastantes elementos, el nivel de desempeño límite para este estudio, por lo que en ese caso, se tendría un daño importante en la estructura.





**Figura 4.6. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40**  
***H. M. Sanabria-1987-Ejes de Carga.***

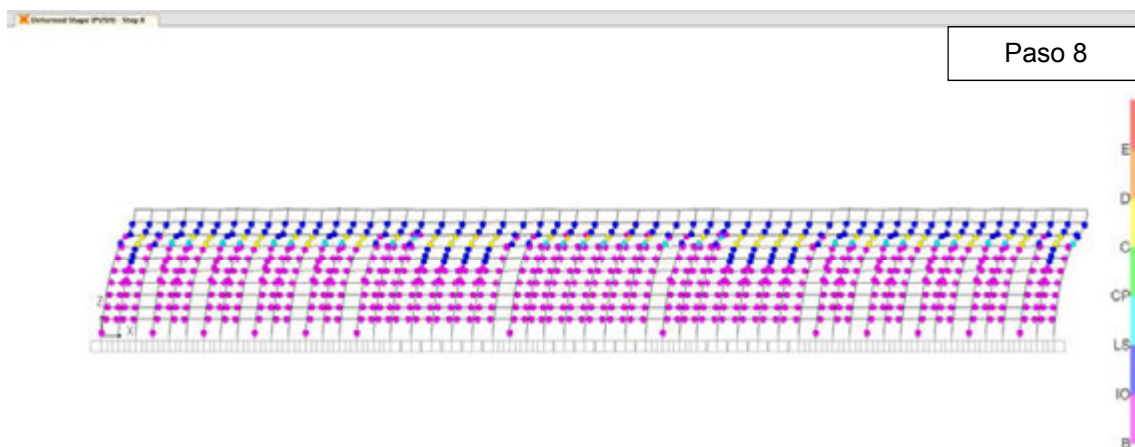
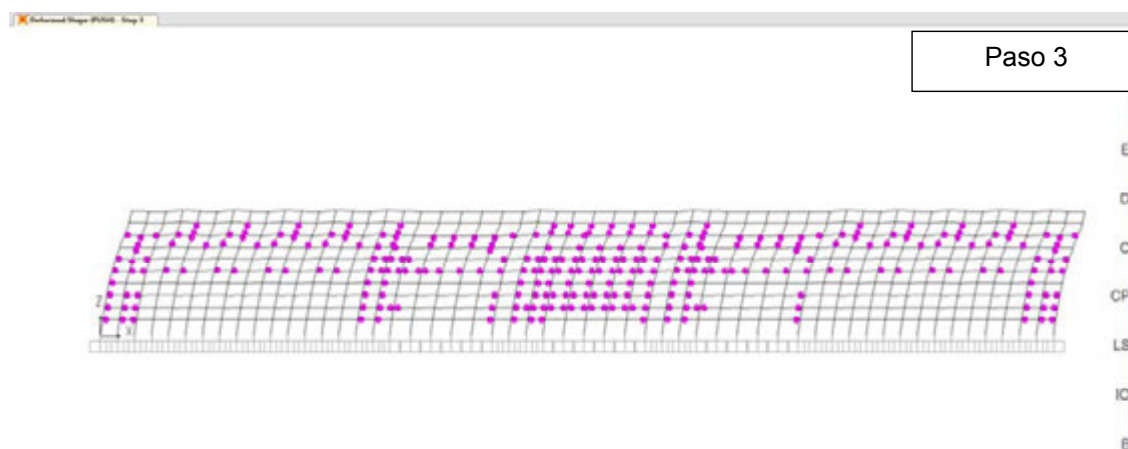
En el caso del edificio reforzado, se inicia con rótulas en las vigas de los primeros seis niveles. En el punto de desempeño prácticamente todas las vigas de los primeros seis niveles poseen rotulación y muchas de las columnas de niveles superiores también han alcanzado la rotulación. Siempre a un nivel de desempeño menor al límite establecido. Finalmente, se continúa el mismo patrón, donde vigas y columnas no alcanzan grandes niveles de rotación, con excepción de algunos elementos que se sobrepasan los límites establecidos (colores celeste y amarillo). Estos elementos son muros incorporados como parte del reforzamiento, algo que es esperado ya que estos muros por tener mayor capacidad, tendrían una mayor demanda sísmica.

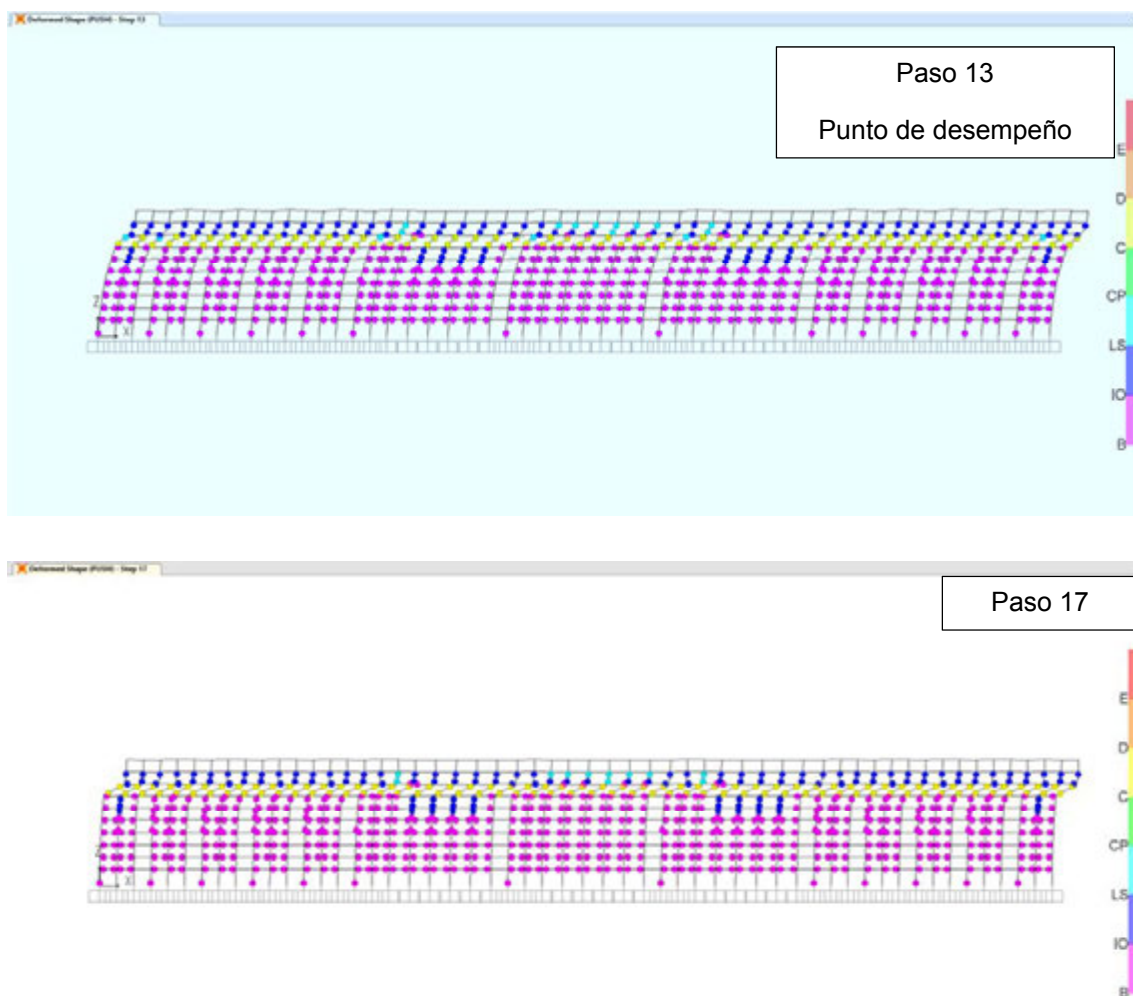
Con respecto al punto de desempeño, encontrado en el paso 7, se puede ver que todos los elementos que alcanzaron rotulación, no sobrepasan el criterio de

cumplimiento de Ocupación Inmediata (color azul), por lo que se esperaría que ante el sismo de demanda, la estructura no sufra daños graves.

Nótese, al compararse los pasos donde se encontró el punto de desempeño para ambos modelos, tanto el original como el reforzado, que para el reforzado las rotaciones de las rótulas están dentro de los límites para edificaciones hospitalarias, lo que ratifica lo que se ha venido mencionando. Esto indica que el reforzamiento ha sido adecuado para los llamados *ejes de carga*.

Se hace el mismo análisis en la dirección perpendicular, a la cual se le llamó *ejes de amarre*.





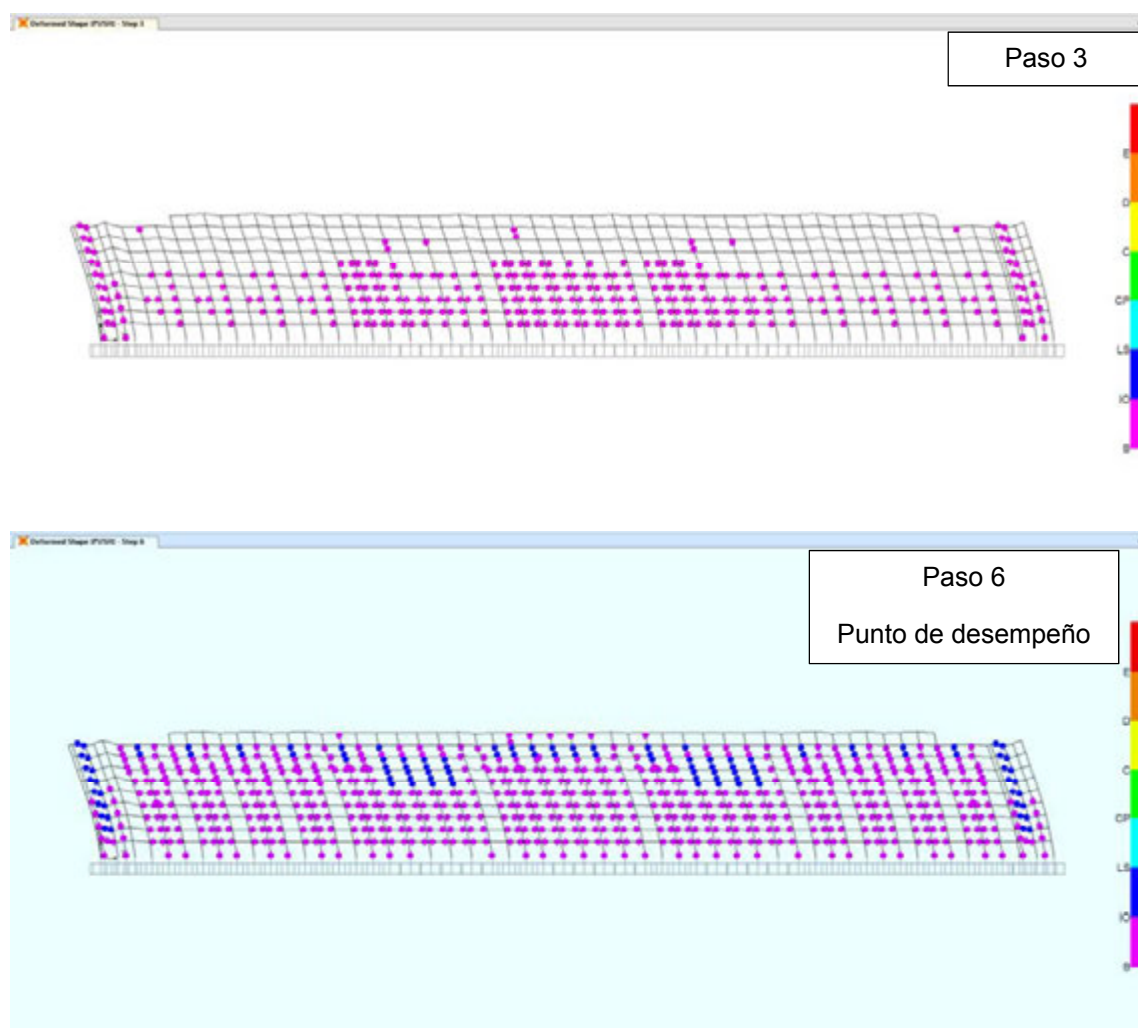
**Figura 4.7. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40**  
**H. M. Sanabria-1974-Ejes de Amarre.**

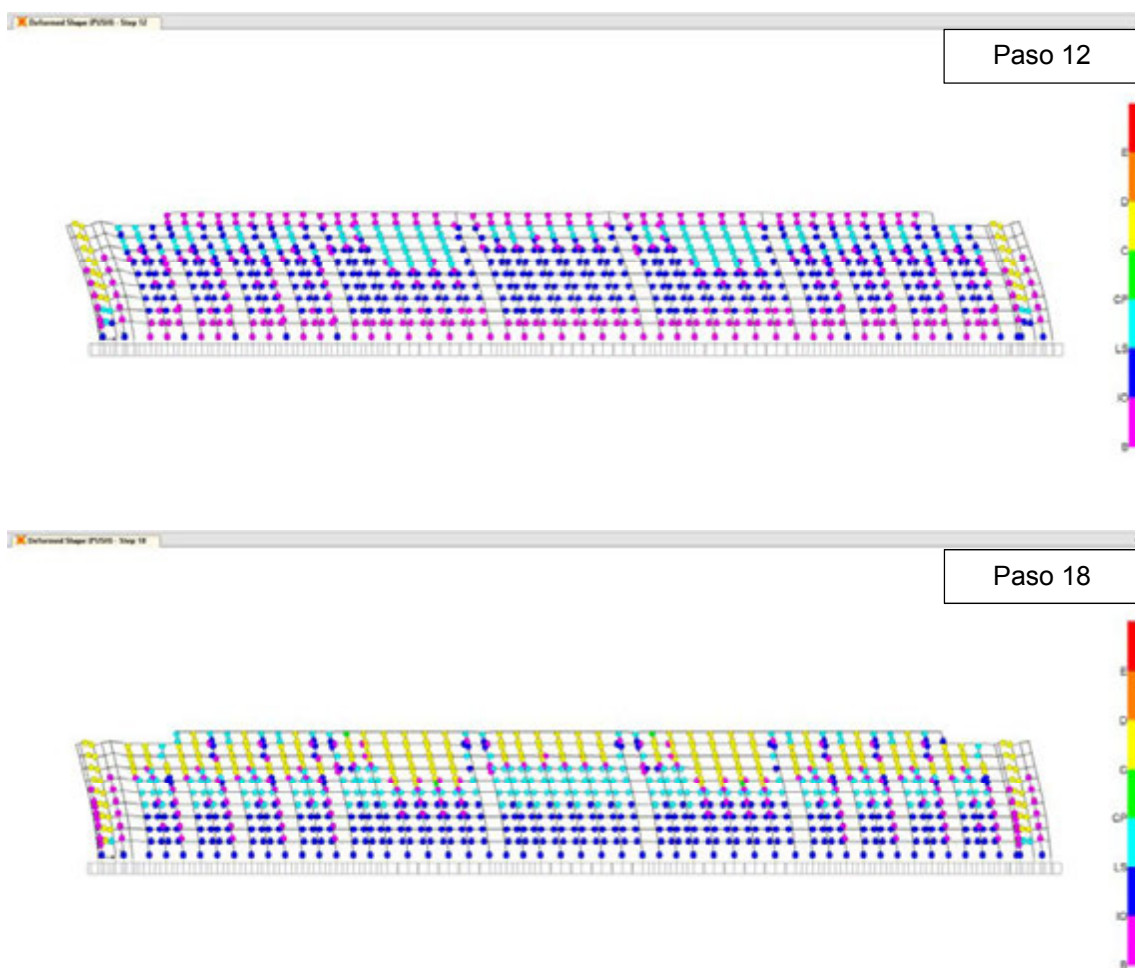
En la figura 4.6 se observa la tendencia de que las vigas de los niveles intermedios son los que rotulan primero, y luego los pisos superiores. Luego se observa que casi todas las vigas de los primeros seis niveles alcanzan rotulación de primera cedencia, pero en el piso 7, se genera un *piso suave*. Posteriormente se da una uniformidad en las rótulas, donde prácticamente todas las vigas logran alcanzar la primera cedencia y algunas columnas se mantienen en el nivel de desempeño de



Ocupación Inmediata. De igual forma se logra visualizar mejor como el piso 7 queda debilitado (*piso suave*). Inclusive en el punto de desempeño se dan rotaciones mayores a las admisibles, específicamente en el nivel mencionado.

Esta figura se analiza en comparación con la figura 4.7, para determinar el mejoramiento en la estructura, para este sentido del edificio.





**Figura 4.8. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40**  
*H. M. Sanabria-1987-Ejes de Amarre.*

Se puede notar en la figura 4.7 que se da una rotulación bastante uniforme en todo el edificio. Iniciando, de manera similar, con las vigas de los primeros siete niveles. Luego, en el paso 6, donde se encontró el punto de desempeño, se dan rotaciones en prácticamente todas las vigas y en las columnas de los niveles superiores. Pero siempre dentro de los límites establecidos. Se observa que las vigas cercanas a los muros incorporados, poseen mayores esfuerzos. El patrón continúa y finaliza con las columnas de los pisos superiores. Las columnas de base siempre logran mantenerse dentro del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Ya para este modelo, no se observa el fenómeno de piso suave. Esto indica que para el modelo reforzado de los *ejes de amarre*, también se da una gran mejora en la respuesta estructural. En el paso del punto de desempeño se nota claramente que todas las rotaciones, se encuentran al menos, en el límite de nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Lo que indica que se da una seguridad estructural adecuada para el edificio reforzado.

Es importante recalcar que aunque los valores de las tablas 4.1 y 4.2 indiquen que el edificio no reforzado en ambos ejes cumple los límites establecidos para este estudio, esto no determina que exista un cumplimiento en la seguridad del edificio. Esto debido a que se debe tomar en cuenta los otros criterios planteados, como los son los valores de cortante en la base y el conjunto de rotaciones en la rótulas plásticas, como se ha visto en las figuras 4.5 y 4.7. En estas figuras, en el punto de desempeño, se generaron rotaciones superiores a los límites establecidos para este estudio. Lo que indica que ante el sismo de demanda, sufriría daños severos si se mantenía en esa condición y no era reforzado.

## **5 Hospital Doctor Tony Facio Castro**

### ***5.1 Antecedentes***

El Hospital Dr. Tony Facio Castro constituye el Centro de Atención Especializado que se encarga de atender las necesidades de salud de la población de la provincia de Limón. Consta de 22000 m<sup>2</sup> y se divide físicamente en varios módulos, de los cuales destacan el área de Hospitalización o Encamados (a estudiar) y Consulta Externa.

El Hospital Dr. Tony Facio pertenece a la categoría de hospital regional. Cuenta con 230 camas y posee una población adscrita cercana a los 450 mil habitantes de los cantones de Talamanca, Valle La Estrella, Limón, Siquirres y Matina. Brinda servicios especializados en algunas áreas a los cantones de Pococí, Guácimo y área de Cariari, los cuales suman una población de 166723 habitantes. La máxima concentración se ubica en el cantón central de Limón que supera el 40%, seguido del cantón de Siquirres con 25% del total de esta población. La mayor concentración está entre los 20 años y 49 años de edad, para ambos sexos, los cuales suman el 82% de la población.



**Fotografía 5.1. Vista del edificio de Encamados del H. Tony Facio.**

## ***5.2 Situación Inicial***

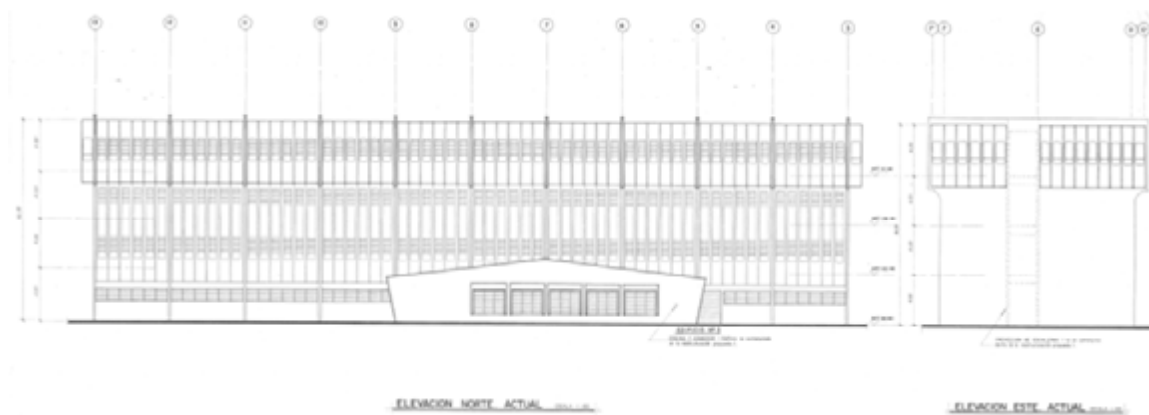
El edificio fue diseñado en 1976 y se construyó en 1982 por lo cual tiene una edad de 34 años aproximadamente, al momento de este estudio.

El edificio de Hospitalización posee un área de 900 m<sup>2</sup> en los primeros tres pisos y de 1054 m<sup>2</sup> en el cuarto piso, esto para un total de 3754 m<sup>2</sup> distribuidos en cuatro niveles.

Inicialmente el sistema sismorresistente estaba conformado por marcos de concreto armado.

Consta de cuatro niveles, de los cuales los primeros tres niveles tienen una altura de 4.0 m y el cuarto nivel de 3.5 m. Cabe indicar que el cuarto nivel presenta un área mayor que la de los demás niveles. Otro aspecto importante de mencionar es

que la estructura de techo está funcionando como diafragma flexible. El estado de conservación de los componentes sismorresistentes es bueno.

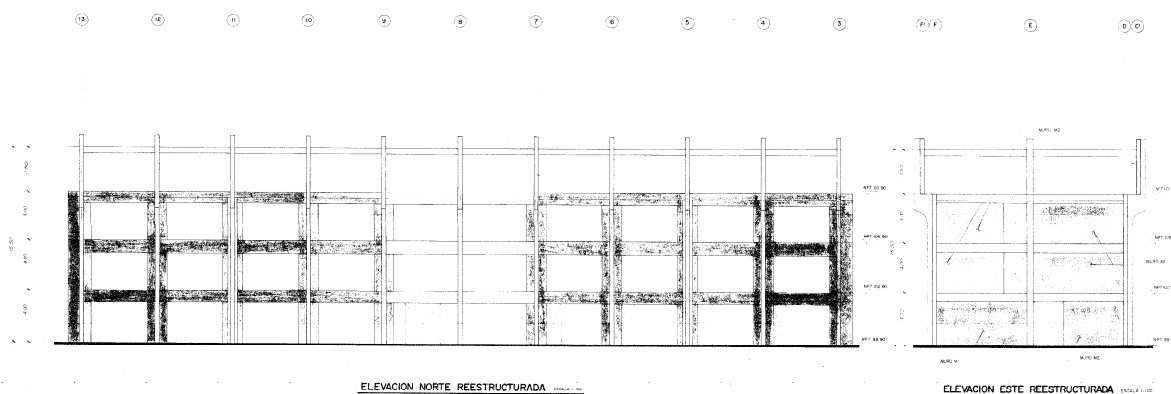


**Figura 5.1. Elevaciones norte y oeste del edificio original de Encamados del H. Dr. Tony Facio.**

### 5.2.1 Proceso de Reestructuración y Reforzamiento

En la década de 1990, el edificio sufrió un reforzamiento estructural, mismo que está compuesto por la inclusión de muros de concreto reforzado y por el ensanchamiento (*encamisado*) en concreto reforzado de columnas y vigas. En el caso de las columnas se les agregaron otras columnas pequeñas de 0.6m a 0.9m a cada extremo, esto en el sentido longitudinal; y se incluyeron muros de concreto reforzado en los dos ejes transversales externos. Por tanto el sistema estructural actual del edificio puede ser clasificado como tipo dual.

Se estimó el costo de la reestructuración en ¢108 millones.



**Figura 5.2. Elevaciones de edificio reestructurado de Encamados del H. Dr. Tony Facio.**

## 5.2.2 Características Estructurales

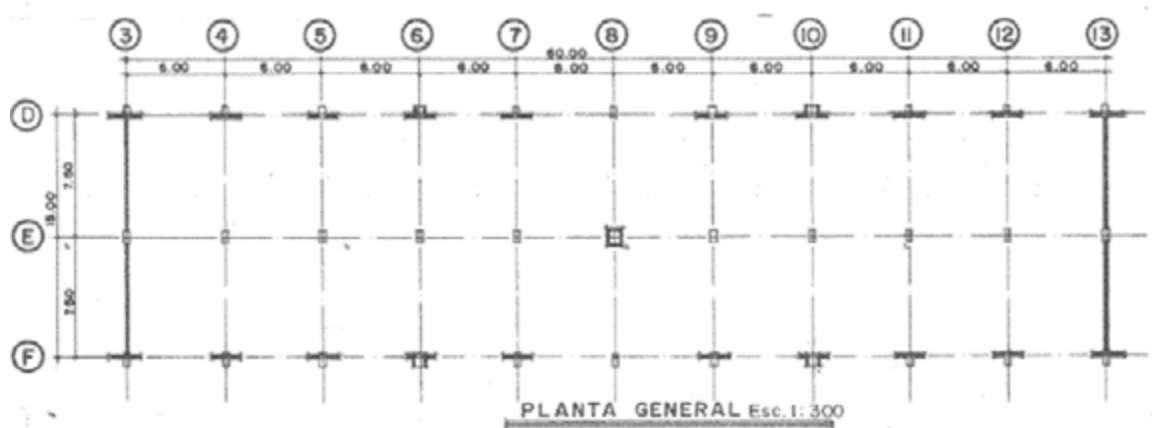
Las características principales del edificio que se estudia son las siguientes:

- a. El edificio original fue diseñado en 1976 y se construyó en 1982. El edificio fue reforzado en 1992.
- b. El edificio de Encamados posee un área de 3754 m<sup>2</sup>, posee tres entresijos.
- c. Inicialmente el sistema sismorresistente estaba conformado por marcos de concreto armado, pero con la incorporación de muros de concreto, el sistema estructural del edificio reforzado puede ser clasificado como tipo dual.
- d. Consta de cuatro niveles (tres entresijos) de los cuales los primeros tres niveles tiene una altura de 4.0m y el cuarto nivel de 3.5m. Cabe indicar que el cuarto nivel presenta un área mayor que la de los demás niveles tal y como se presentó en la figura 5.2.
- e. La estructura de techo está funcionando como diafragma flexible.
- f. Se calculó una masa para efectos sísmicos de 8900 Ton y de 9050 Ton. Esto para el edificio sin refuerzo y el edificio reforzado, respectivamente.
- g. Se presentan los periodos fundamentales obtenidos de los modelos realizados, en ambas direcciones principales en el siguiente cuadro:

**Cuadro 5.1. Periodos obtenidos para el H. Dr. Tony Facio.**

Modelo	Periodo, T(s)
H.T.Facio 1976-E.Carga-SR	0.858
H.T.Facio 1992-E.Carga-R	0.463
<i>Disminución porcentual</i>	<i>46.0%</i>
H.T.Facio 1976-E.Amarre-SR	1.205
H.T.Facio 1992-E.Amarre-R	0.380
<i>Disminución porcentual</i>	<i>68.5%</i>

- h. Con base en las consideraciones y según lo estipulado en el CSCR se calculó el coeficiente sísmico,  $C=0.212$ . Este se obtuvo con base en los parámetros para ZIII y tipo de suelo  $S_3$ .
- i. Posee una planta regular en forma rectangular. Se muestra una planta donde se observan sus dimensiones.

**Figura 5.3. Planta general del edificio reestructurado del H. Dr. Tony Facio.**



### ***5.3 Resultados***

Por cuestiones de nomenclatura debe entenderse:

**H. T. Facio 1976-SR: Sin refuerzo.**

**H. T. Facio 1992-R: Reforzado.**

Se realizaron los análisis de los modelos, tanto del edificio original como del edificio reforzado, en ambas direcciones principales. Para el caso de estudio se tomó el edificio de Encamados.

Se han tomado los mismos parámetros que para los edificios anteriores.

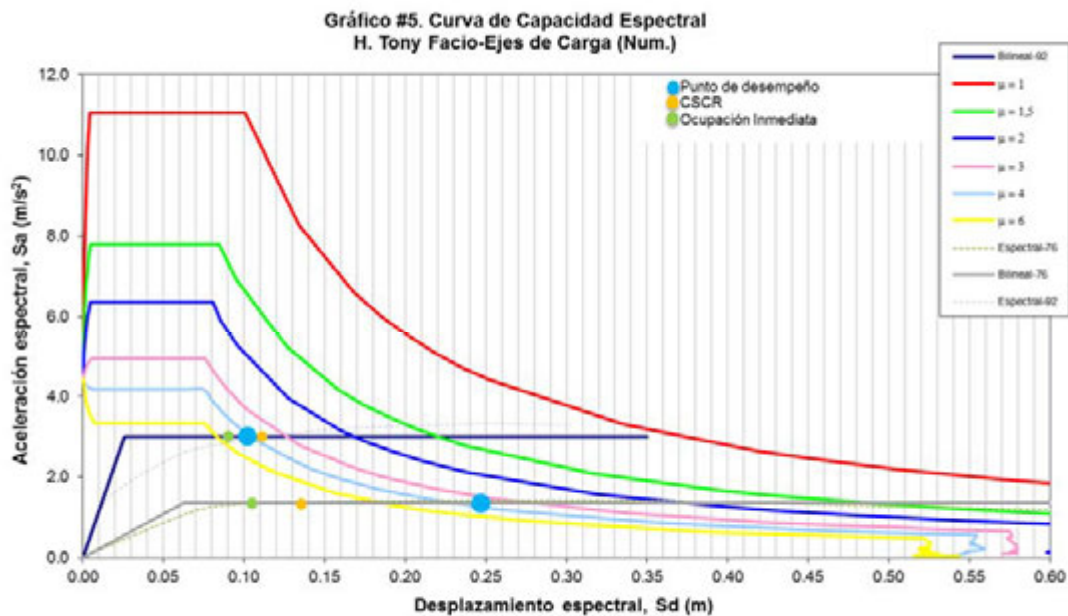
#### **Disminución del periodo fundamental**

Como se indicó anteriormente, se obtuvieron los valores de periodo fundamental para cada uno de los modelos, donde se observa una disminución significativa de estos, comparando los no reforzados con los reforzados.

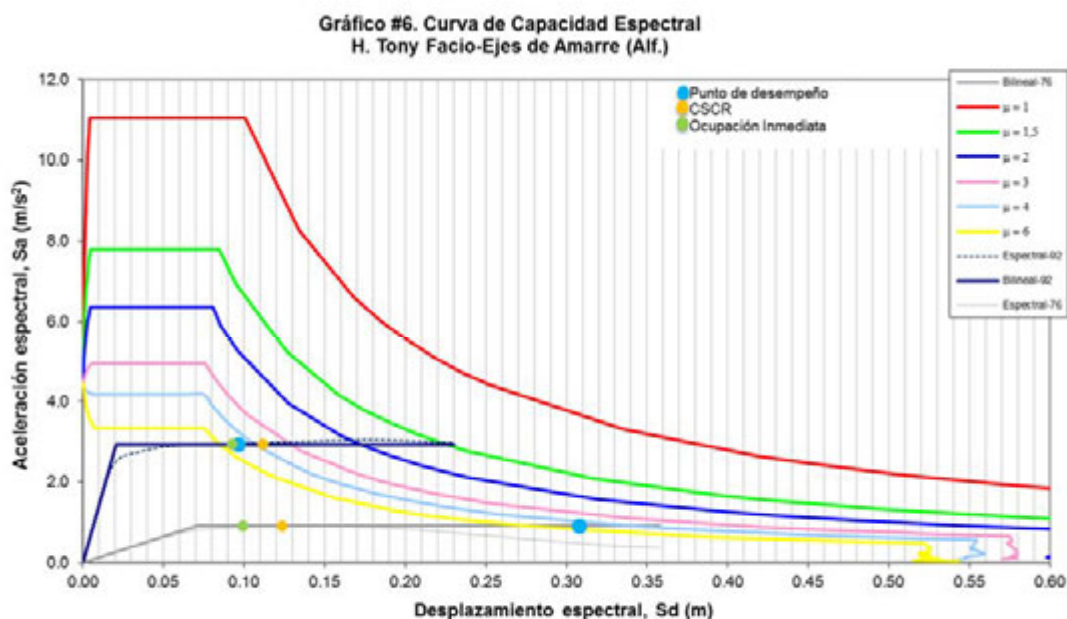
Para uno de los ejes principales se da una disminución del 46% y para el otro de 68.5%. Nótese la gran diferencia que se da para uno de los ejes principales. Aunque ambas reducciones son significativas, el mayor es el que se da en los llamados ejes de amarre. Esto indica que el reforzamiento ha generado un cambio bastante grande en el comportamiento estructural del edificio, ya que al incorporarse gran cantidad de muros, principalmente, se genera una nueva estructura con mayor rigidez, por lo que implica que se den menores desplazamientos ante solicitaciones sísmicas. Esto indica una disminución en el daño que pueda sufrir el edificio.

#### **Comparación de Curvas de Capacidad Espectral**

Se muestran los gráficos de capacidad espectral para el edificio de hospitalización del Hospital Dr. Tony Facio.



De igual manera que los edificios analizados anteriormente, se obtiene la curva para los llamados *ejes de carga*, tanto del edificio original (curva gris) como del edificio reforzado (curva azul).



También se muestra el gráfico para los ejes de amarre, bajo el mismo concepto anteriormente mencionado.

Se sigue dando el mejoramiento en la rigidez, lo cual se ve reflejado en el aumento de pendiente en el rango elástico, al generarse un reforzamiento. Esta situación que ya es esperada.

En primera instancia, se puede observar una mayor diferencia en las pendientes de las curvas, en los *ejes de amarre*, lo que indica que se obtiene una mayor rigidez para estos ejes. Esto complementa lo que se mencionó anteriormente, sobre los periodos, donde los ejes de amarre son los que poseen una disminución mayor.

Se puede observar, también, como los puntos de desempeño, encuentran un valor menor en las coordenadas  $S_d$ , al darse el reforzamiento. Por ejemplo, en el gráfico #6, se observa la gran disminución, ya que pasa de 0.33m a 0.094m (71.5%). Para los *ejes de carga*, se pasa de 0.248m a 0.101m (59.3%). Ambas reducciones son importantes, pero la mayor se da en los *ejes de amarre*, lo que ratifica que este eje es el que obtiene un mayor beneficio con el reforzamiento.

Otro de los beneficios obtenidos con el reforzamiento, es que ambas curvas de capacidad (color azul) son muy similares entre sí. Esto indica que con el reforzamiento se logra obtener un comportamiento más regular, en cuanto a la respuesta estructural para ambos sentidos principales.

Como se muestra, se han indicado en cada una de las curvas los valores límites propuestos, tanto del CSCR como el Objetivo de Desempeño de Ocupación Inmediata en color naranja y verde, respectivamente.

Para el caso de los modelos originales, claramente se observa que el punto de desempeño encontrado (color celeste) es mucho mayor que ambos límites propuestos, lo que indica que era necesario un reforzamiento para mejorar la respuesta estructural del edificio.

Por otro lado, en las curvas del edificio reforzado, se genera una mejora con respecto a estos límites. Se da el caso que el valor del punto de desempeño es levemente mayor que el límite obtenido para Ocupación Inmediata. A pesar de que estos valores sobrepasan uno de los límites establecidos para el estudio, esto no indica que el mejoramiento global de la estructura no se haya dado.

Al contrario, por todo lo ya mencionado, se da un mejor comportamiento en la respuesta estructural. La diferencia con el límite establecido para el edificio reforzado, es pequeña (alrededor del 12% para ambos ejes), por lo tanto podría catalogarse como aceptable, tomando en cuenta otros factores (como la sobrerresistencia) que contribuyen a la seguridad de la estructura.

Esto se complementa con los valores que se mencionan a continuación

Tabla 5.1. Resumen de ductilidades,  $\mu$ 

Modelo	$\mu_d$	$\mu_{adm}$	$\mu_d < \mu_{adm}?$	$\mu_{oi}$	$\mu_d < \mu_{oi}?$
H.T.Facio 1976-E.Carga-SR	3.98	2.16	No cumple	1.73	No cumple
H.T.Facio 1992-E.Carga-R	3.95	4.32	Cumple	3.46	No cumple
<i>Disminución porcentual</i>	0.81%				
H.T.Facio 1976-E.Amarre-SR	4.58	1.75	No cumple	1.40	No cumple
H.T.Facio 1992-E.Amarre-R	4.52	5.41	Cumple	4.33	No cumple
<i>Disminución porcentual</i>	1.30%				

Los valores de ductilidad demandada están por encima de los valores límite propuestos. Esto para el caso del edificio sin reforzar en ambos sentidos. Esto complementa lo que anteriormente se comentó sobre los valores de pseudoaceleración,  $S_d$ , para el punto de desempeño, donde en ambos ejes se superan los límites establecidos.

También se observa que los valores de ductilidad demandada, tienen una muy leve disminución. Aunque estos valores se mantienen prácticamente iguales en el edificio original en comparación con el reforzado, el mejoramiento en la respuesta estructural del edificio siempre se obtiene. Como ya se explicó al momento de analizar las curvas de capacidad espectral, se da una importante reducción de las deformaciones, aunque la ductilidad sea muy similar a la original.

A continuación se muestran las razones de deriva obtenidas.

Tabla 5.2. Comparación de derivas,  $\Delta/H$ 

Modelo	$\Delta_d/H$	$\Delta_{adm}/H$	$\Delta_d/H < \Delta_{adm}/H?$	$\Delta_{oi}/H$	$\Delta_d/H < \Delta_{oi}/H?$
H.T.Facio 1976-E.Carga-SR	0.0230	<b>0.0125</b>	No cumple	<b>0.0100</b>	No cumple
H.T.Facio 1992-E.Carga-R	0.0114	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.0100</b>	No cumple
<i>Disminución porcentual</i>	50.40%				
H.T.Facio 1976-E.Amarre-SR	0.0327	<b>0.0125</b>	No cumple	<b>0.0100</b>	No cumple
H.T.Facio 1992-E.Amarre-R	0.0104	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.0100</b>	No cumple
<i>Disminución porcentual</i>	68.05%				

Para los llamados ejes de carga se observa una disminución de 50.4%. Este valor es bastante alto, y demuestra el gran porcentaje de disminución en las deformaciones del edificio ante el sismo de demanda, lo que mejora la respuesta del edificio en este sentido ortogonal. Mayor aún es la disminución en los llamados *ejes de amarre* (casi 70%), lo que ratifica lo que anteriormente se había venido analizando. Estos valores tan altos en la disminución de las deformaciones indican que los reforzamientos proporcionan una mayor seguridad a la estructura ante las solicitudes de demanda.

Aunque para los ejes reforzados, no se cumplan con el límite del objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata, en la tabla 5.2 se puede observar que la diferencia es pequeña. En el caso de *ejes de carga* se obtuvo un valor de razón de deriva en el punto de desempeño de 0.0114 (12% de diferencia) y de 0.0104 (4% de diferencia) para los *ejes de amarre*. Estos valores en comparación con el valor de referencia de 0.100, son bastante cercanos, por lo tanto podrían tomarse como aceptables. No obstante, se podría realizar una revisión más en detalle y determinar cuáles elementos podrían mejorarse para lograr tener una mayor diferencia entre estos valores y el valor límite.

Capacidad de cortante de columnas base

Otro de los criterios de aceptación para este estudio es la capacidad a cortante para las columnas y/o muros del primer piso.

En la Tabla 5.3 se muestran los valores de cortante de estos elementos, para el punto de desempeño.

**Tabla 5.3. Cortante en las columnas de base para el punto de desempeño**

Modelo	Columna	Vu(Ton)	Vn(Ton)	¿Vu<Vn?
H.T.Facio 1976-E.Carga-SR	C0NIVEL1A3	12.609	14.45	Cumple
	C1NIVEL1A3	9.504	16.44	Cumple
	C2NIVEL1A4	9.494	15.37	Cumple
H.T.Facio 1992-E.Carga-R	C2NIVEL1A4	3.198	15.368	Cumple
	C0NIVEL1A3	9.095	14.445	Cumple
	C1NIVEL1A3	9.095	16.443	Cumple
	MURO2NIVEL1Y2	71.352	348.677	Cumple
	MURO1NIVEL1Y2	338.272	730.200	Cumple
	C3NIVEL1Y2	12.678	57.426	Cumple
	C4NIVEL1Y2	9.434	107.895	Cumple
H.T.Facio 1976-E.Amarre-SR	C2LIMON1A3	5.489	22.10	Cumple
	C0Y1LIMON1A3	7.998	23.18	Cumple
	C1LIMON1A3	10.559	21.41	Cumple
H.T.Facio 1992-E.Amarre-R	C2-N1	102.855	161.43	Cumple
	C1-N1	81.970	100.64	Cumple
	C3-N1	89.803	109.77	Cumple
	CO1-N1	16.417	23.18	Cumple
	C1LIMON1A3	16.719	21.41	Cumple
	C4-N1	59.886	64.55	Cumple

En primer lugar se observa que para todas condiciones, los valores de las columnas y muros están por debajo de la capacidad. Esto indica que la estructura es capaz de soportar las solicitaciones ante el sismo de demanda.

Además, es importante mencionar que los elementos incluidos en el reforzamiento, que son, tanto muros y columnas, generan un mejor comportamiento en la estructura ya que los elementos originales se verán menos esforzados y como era de esperarse, los muros incluidos tienen gran capacidad para resistir el cortante lo que ayuda a que las columnas demanden un menor esfuerzo.

Puede observarse, por ejemplo, que las columnas del modelo llamado *H.T.Facio 1976-E.Carga-SR*, tienen una disminución en sus esfuerzos. La columna *C0NIVEL1A3*, disminuye su demanda de 12.61 Ton a 9.1 Ton (27%), la columna *C1NIVEL1A3* pasa de 9.50 Ton a 9.1 (4.3%) y la columna *C2NIVEL1A4* tenía un valor de 9.49 Ton y pasa a 3.20 Ton (66.3%). Estos valores reflejan la mejora que se ha dado en el comportamiento de la estructura. Aunque no se presenta una disminución uniforme, si es importante destacar el hecho de que la reducción de esfuerzos es importante, generando que otros elementos, como lo son los muros, puedan solicitar más demanda, gracias a su gran capacidad.

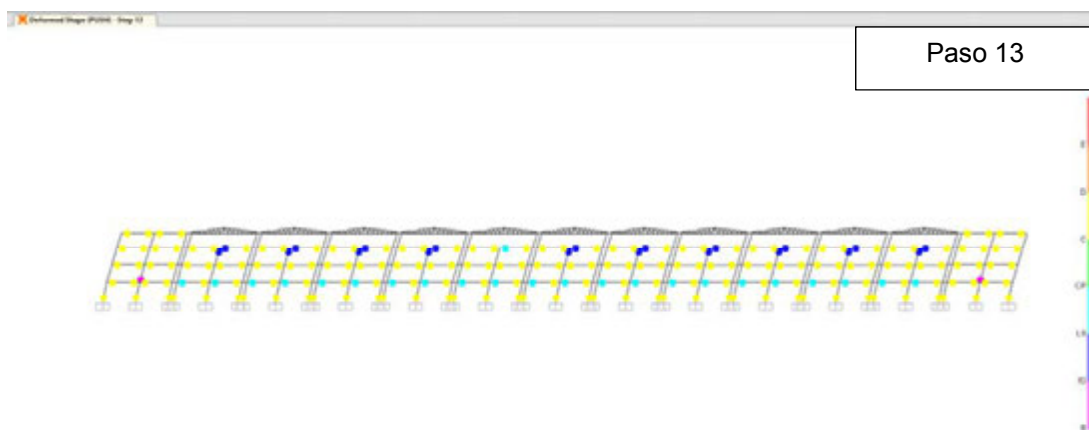
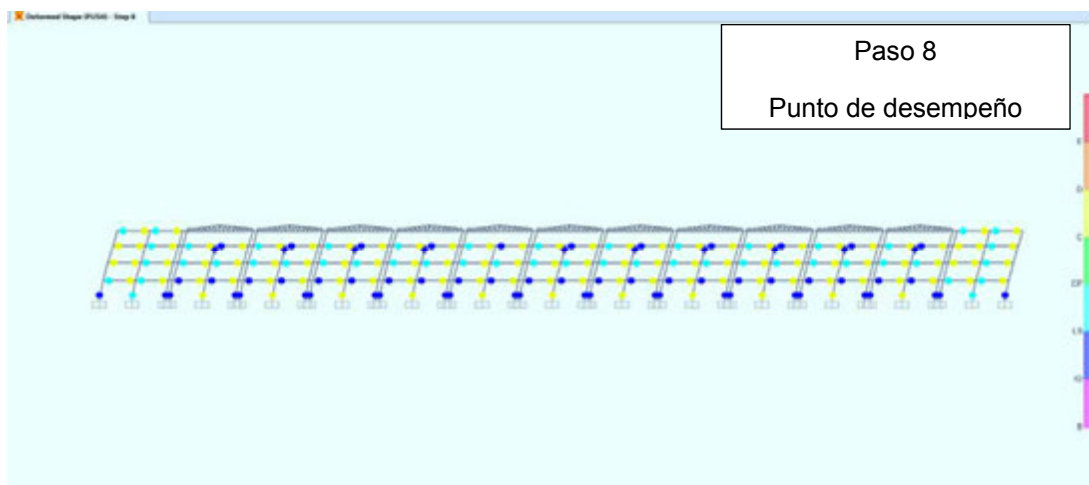
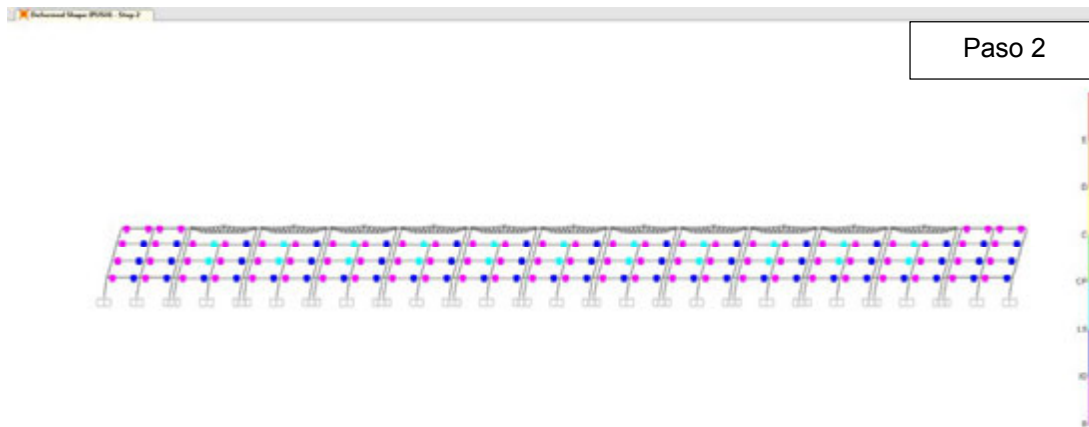
Para los *ejes de amarre*, la situación es similar. En este caso al ensancharse algunas columnas, esto evidentemente aumenta su área transversal y por lo tanto aumenta su capacidad a cortante, ante el sismo de demanda.

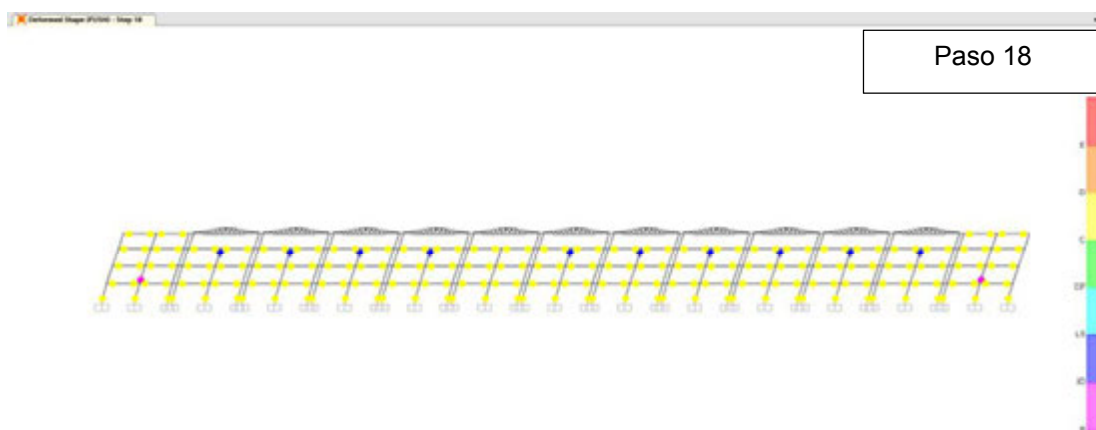
Todo esto indica que al generarse el reforzamiento, basado en códigos actuales, se puede esperar una mejor respuesta estructural para el edificio.

#### *Rotaciones en las rótulas plásticas*

Se muestran algunos pasos para el modelo llamado *H.T. Facio 1976-E.Carga-SR*.





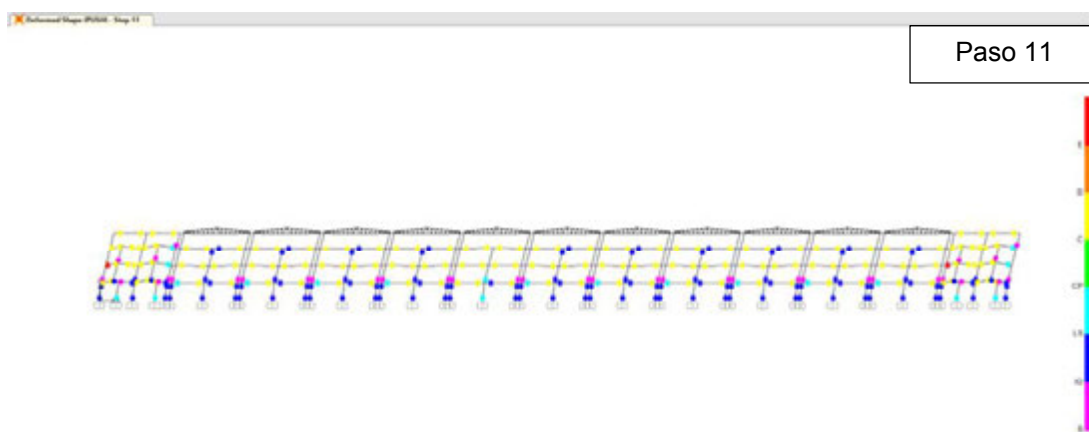
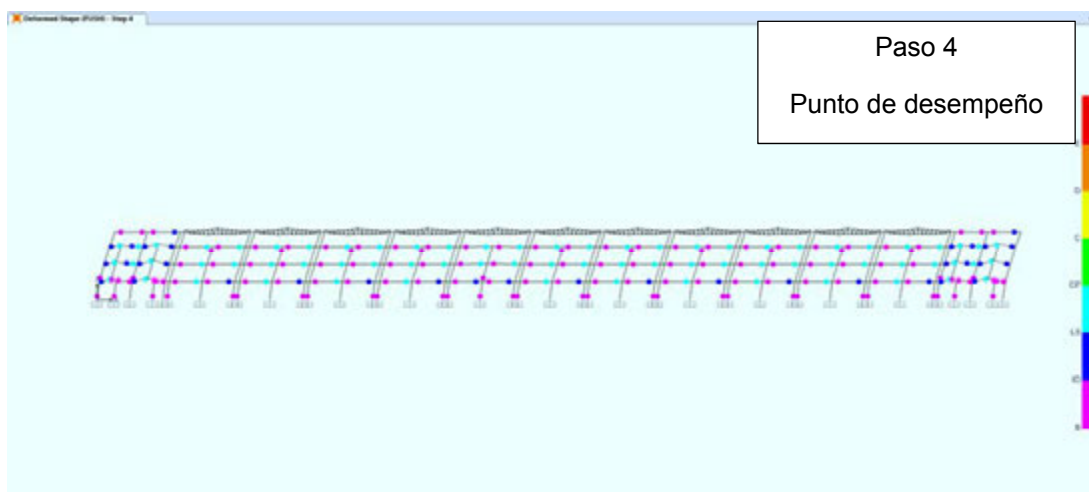
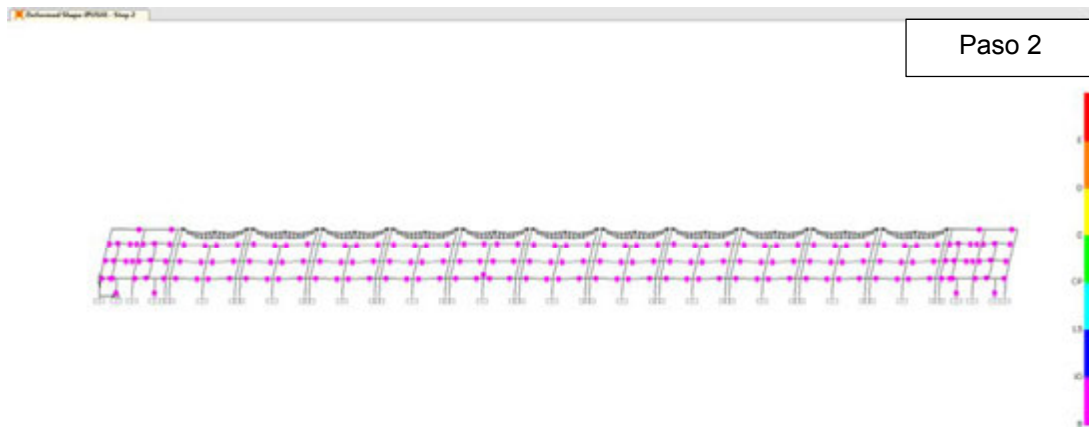


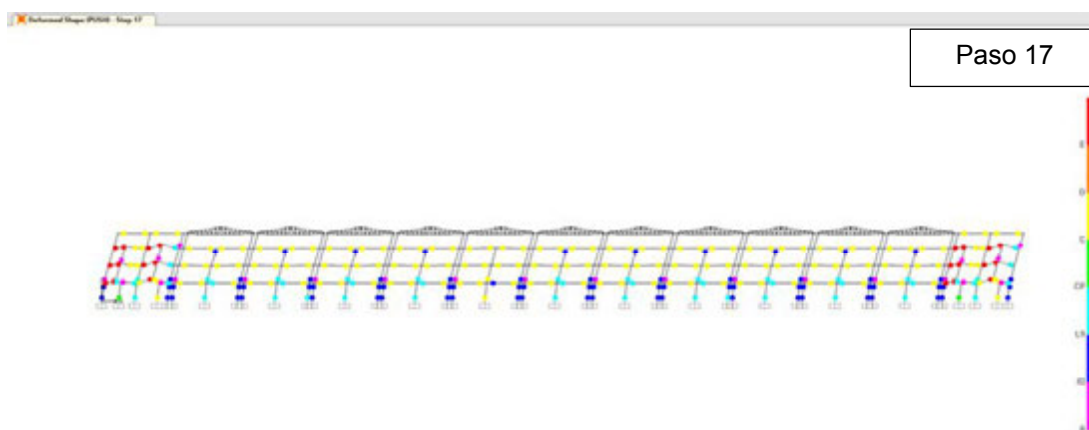
**Figura 5.4. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40**  
*H. Tony Facio 1976-E.Carga-SR.*

En este primer caso se observa que las rotaciones se van dando en la mayoría de vigas, principalmente. Se llega rápidamente al nivel de Ocupación Inmediata al inicio del proceso.

Es claro que para el punto de desempeño, las rotaciones superan en muchos elementos, el nivel de desempeño límite para este estudio, por lo que en ese caso, se esperaría un daño importante a tomar en cuenta. La mayoría de rótulas muestran colores celeste y amarillo, alcanzando incluso la segunda cedencia

También se muestran en la figura 5.5 el proceso para el modelo llamado *H. T. Facio 1992-E.Carga-R.*





**Figura 5.5. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40  
H. Tony Facio 1992-E.Carga-R.**

Haciendo la comparación con la figura 5.4, se observa que se da un comportamiento de rotulación similar, en cuanto a las vigas del edificio, que se da en el inicio del proceso en casi su totalidad de estos elementos.

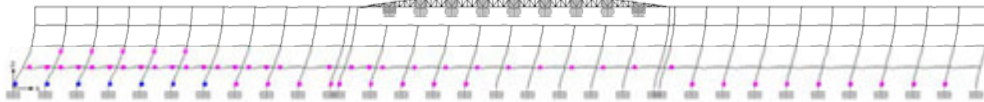
En el paso 4 se encuentra el punto de desempeño, pero en este caso, algunas de las rotaciones están por encima del límite establecido para Ocupación Inmediata, pero llegando a lo más al objetivo siguiente que es Seguridad a la Vida.

Aunque en este punto se sobrepasa el objetivo planteado, la mejora que se da en comparación con el modelo anterior es sumamente valiosa, para un mejor comportamiento de la edificación.

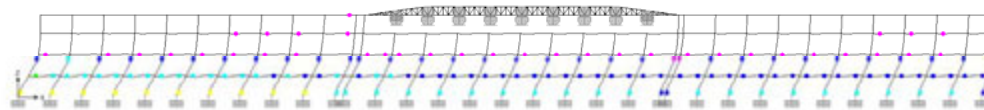
Posteriormente, la rotulación continúa avanzando para las vigas superiores y los muros y columnas de los pisos inferiores empiezan su proceso (colores rosa y azul). Si este último paso igualmente se compara con el modelo anterior, se observa cómo existe una gran mejora en el comportamiento lo que implica una menor posibilidad de daño en los elementos, ya que en el anterior, prácticamente todas las vigas y algunas columnas estaban en la segunda cedencia, y en este el daño es más controlado.

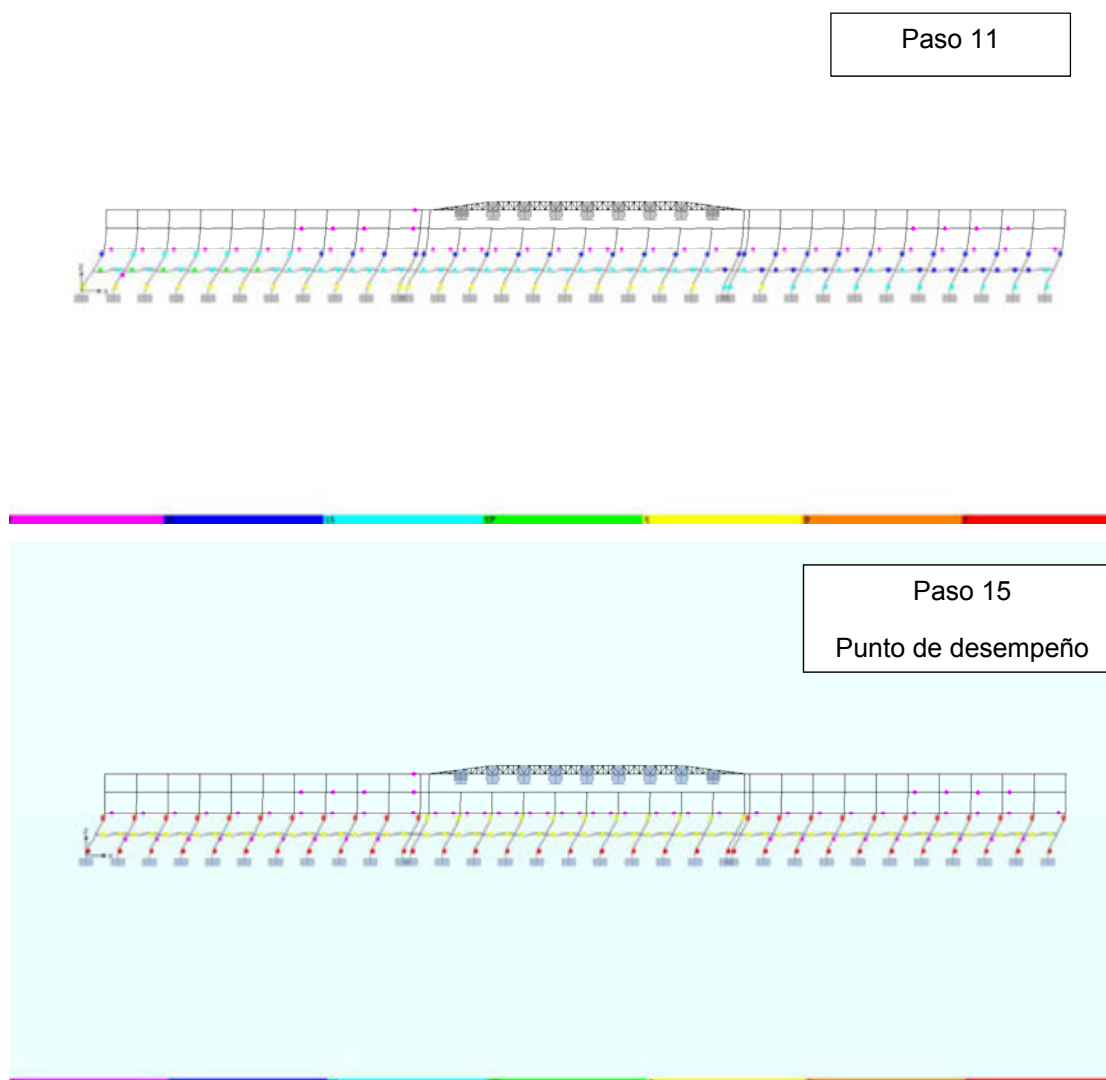
De manera similar se hace con el otro eje ortogonal, llamado *ejes de amarre*.

Paso 2



Paso 6





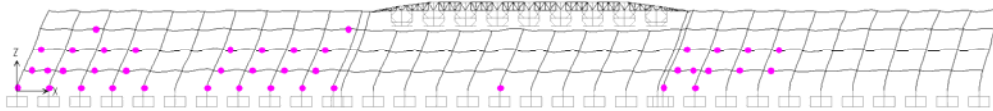
**Figura 5.6. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40**  
**H. Tony Facio 1976-E.Amarre-SR.**

En este caso casi todas las rótulas se generan en los primeros niveles, inclusive en las columnas de base. Estas continúan su desarrollo en los niveles segundo y tercero, en su mayoría y ya para los pasos finales, se va generando el fenómeno de *piso suave* en el segundo nivel.

Nótese que el punto de desempeño se alcanza cercano al final del proceso. Y en este caso se observa el fenómeno de *piso suave* en el segundo nivel, como ya se mencionó. Dicha situación es sumamente riesgosa en el comportamiento de

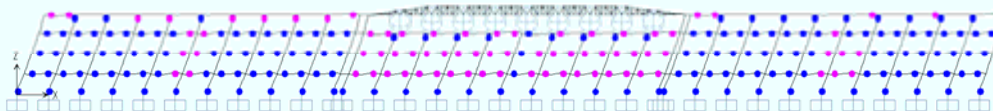
cualquier estructura. Además que las rótulas ya han alcanzado la segunda cedencia (color amarillo).

Paso 2

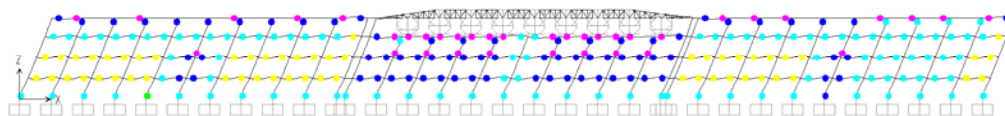


Paso 8

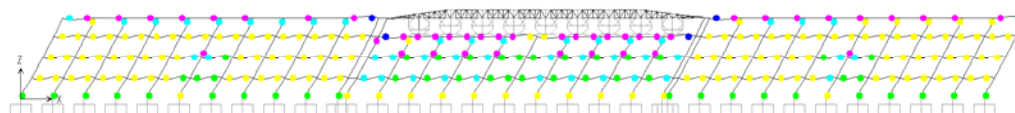
Punto de desempeño



Paso 14



Paso 19



**Figura 5.7. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40**  
**H. Tony Facio 1992-E.Amarre-R.**

Para el caso del modelo reforzado, el comportamiento mejora notablemente. El fenómeno de *piso suave* ya no se observa y el patrón de rótulas es más uniforme. Los primeros en alcanzar rotaciones en las rótulas son los ejes de los extremos, que al final del proceso son los más esforzados, ya que las vigas en su mayoría alcanzan la segunda cedencia (color amarillo).



En el punto de desempeño aunque las columnas de base ya inician su rotulación y la gran mayoría de las vigas también, estos valores se encuentran en el nivel solicitado para edificaciones hospitalarias. En comparación con el modelo anterior, el punto de desempeño si cumple con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

## **6. Hospital de Ciudad Neily**

### ***6.1. Antecedentes***

El Hospital de Ciudad Neily se ubica en la provincia de Puntarenas, específicamente en el distrito de Corredores del cantón de Corredores, pertenece a la Región Brunca. Tiene una población adscrita que asciende a 45 mil pobladores y una indirecta que suma alrededor de 150 mil personas.

Es un centro médico denominado *Periférico 2* y que tiene como soporte al nosocomio Escalante Pradilla (Pérez Zeledón) y al San Juan de Dios (San José). A este último centro médico se remiten los casos que realmente lo ameriten.

Todo el complejo hospitalario tiene un área de 11000 m<sup>2</sup>.

El Servicio de Hospitalización, que es el objeto de este análisis, consiste en dos edificios iguales de dos niveles cada uno, destinados a la hospitalización de hombres y mujeres. Para este análisis, se analiza solamente uno, ya que son idénticos.

En la figura 4.1, se muestra la planta de ubicación de los edificios del complejo hospitalario. El módulo C corresponde al Servicio de Hospitalización.

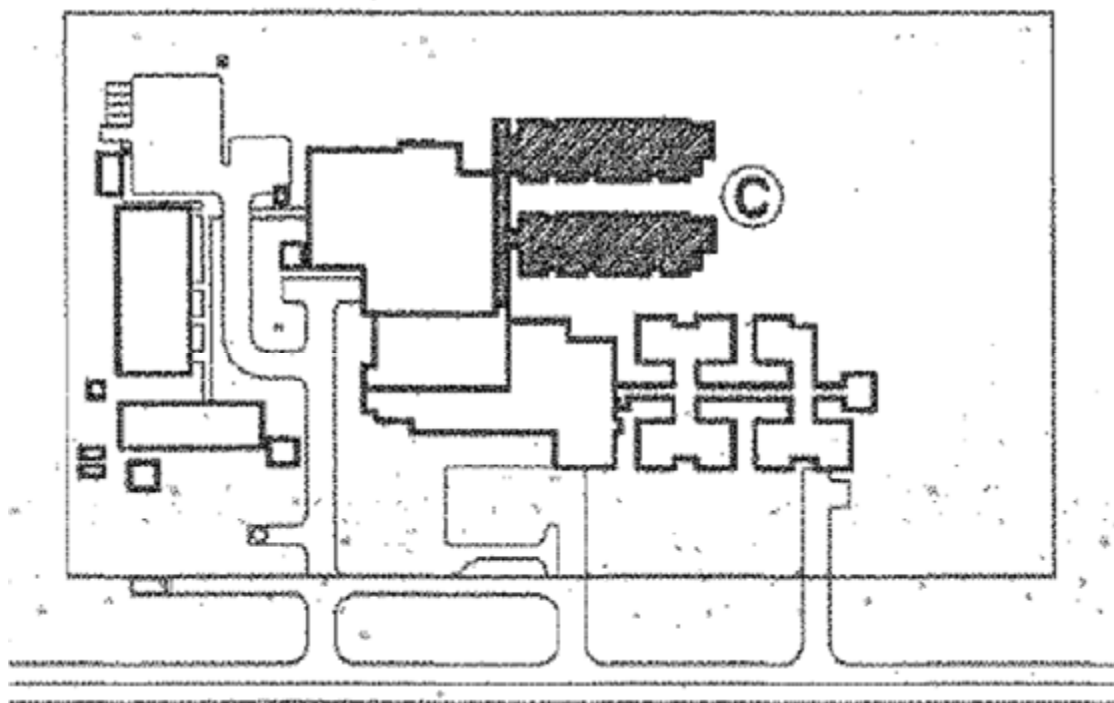


Figura 6.1. Planta de ubicación Hospital Ciudad Neily.

## 6.2. Situación Inicial

El edificio fue diseñado en 1977 y se construyó en 1980. El complejo hospitalario posee aproximadamente 13000 m<sup>2</sup> en su totalidad.

El edificio que se analiza es el edificio de Hospitalización. Este posee un área de 620 m<sup>2</sup> por nivel, para un total de 1240 m<sup>2</sup> en los dos niveles del edificio. El sistema estructural del edificio es tipo marco, constituido por dos vanos de 6.35m y 5.64 m en el sentido transversal, más un voladizo de 2.0 m a cada extremo y ocho tramos variando entre 6.5 m y 3.25 m alternados. Posee una planta regular en forma rectangular con una discontinuidad. Como ya se mencionó, consta de dos niveles, de los cuales el primer nivel tiene una altura de 3.5 m y el segundo nivel de 3.2 m.

El sistema de cimentación es a base de placas aisladas unidas con vigas de amarre para los marcos, y cimiento ciclópeo y placa corrida para las paredes de mampostería.

El entrepiso utilizado es de viguetas pretensadas y bloques de concreto.

La estructura de techos está formada por cerchas compuestas de angulares de acero y una cubierta de termo panel.

El estado inicial de conservación de los componentes sismorresistentes es bueno, no obstante presentaba algunos sectores con fisuras que en apariencia no llegan al núcleo interno del elemento estructural.



Fotografía 6.1. Vista lateral del edificio de Hospitalización.

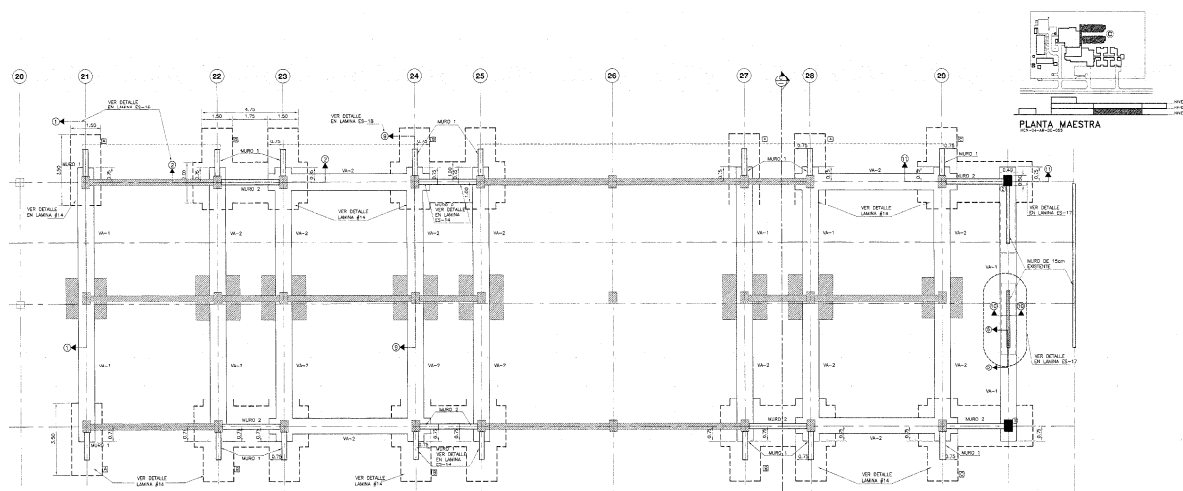
### ***6.3. Proceso de Reestructuración y Reforzamiento***

El proceso de reforzamiento se inicia en 2011, finalizando en 2013.

El reforzamiento se realizó en la totalidad del Hospital de Ciudad Neily, el cual dicho sea de paso, es el centro médico más alejado San José (330 Km). Esto con el propósito de que los habitantes reciban una atención oportuna y de calidad sin necesidad de desplazarse al Valle Central.

La inversión total fue de  $\phi 6500$  millones y el área total de construcción asciende a los  $13000 \text{ m}^2$ . Lo que también permitió incorporar nuevas especialidades médicas.

El reforzamiento del edificio de hospitalización consistió principalmente en la incorporación de muros de concreto ubicados en algunas zonas de los ejes principales.



**Figura 6.2. Planta de fundaciones de edificio reforzado.**

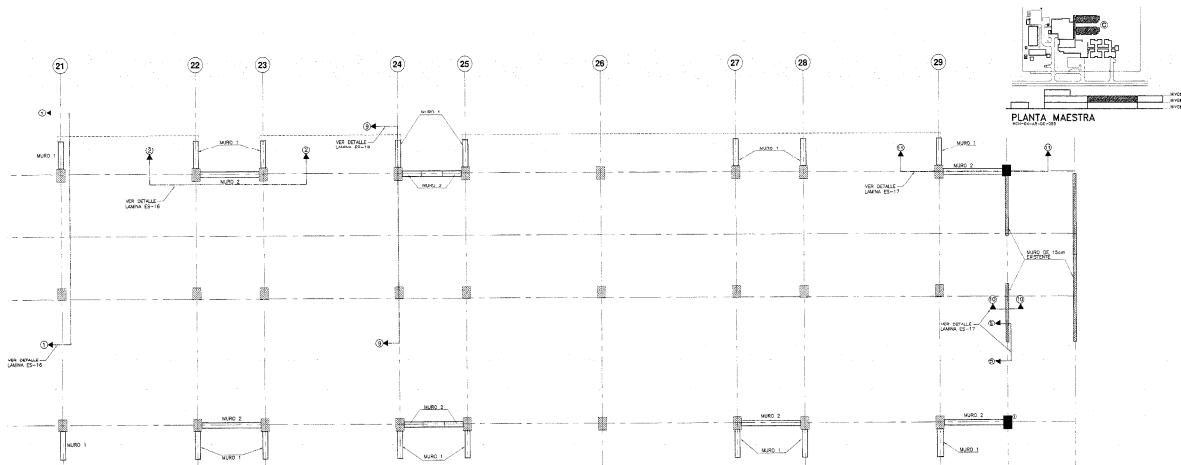


Figura 6.3. Planta de muros incorporados de edificio reforzado.

#### 6.4. Características Estructurales

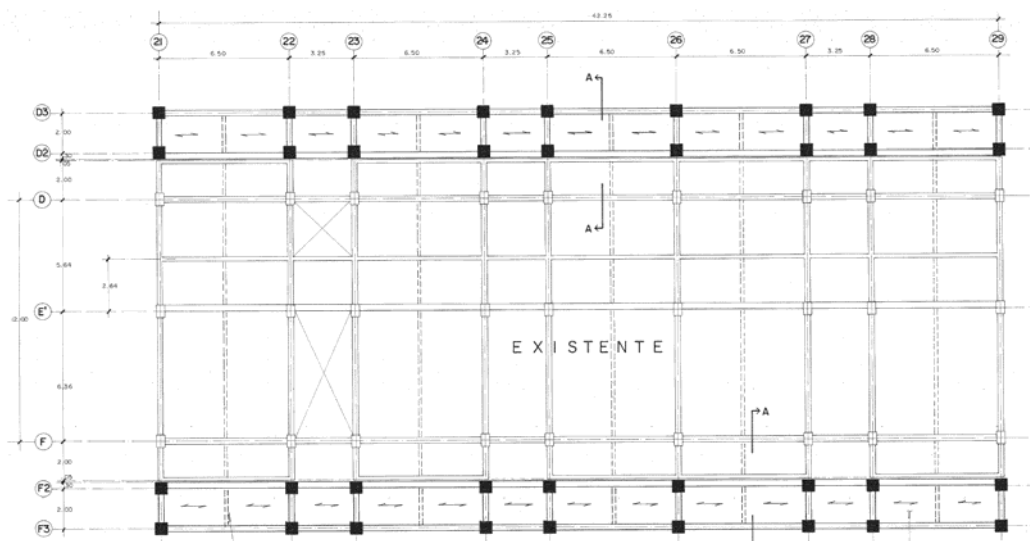
Las características principales del edificio que se estudia son las siguientes

- a. El edificio original fue diseñado en 1977 y se construyó en 1980. El edificio reforzado fue diseñado en 2008 y su reforzamiento se finalizó en 2013.
- b. El edificio de hospitalización posee un área de 1240 m<sup>2</sup>, y consta de un entrepiso.
- c. El sistema sismorresistente está conformado por marcos de concreto reforzado, en ambas direcciones y paredes de mampostería de 12 cm de espesor como paredes de relleno y divisorias.
- d. Se calculó una masa para efectos sísmicos de 1860 Ton y de 2000 Ton. Esto para el edificio sin refuerzo y el edificio reforzado, respectivamente.
- e. Se presentan los periodos fundamentales obtenidos de los modelos realizados, en ambas direcciones principales en el siguiente cuadro:

**Cuadro 6.1. Periodos obtenidos para el H. Ciudad Neily.**

Modelo	Periodo, T(s)
H.C.Neily 1977-E.Carga-SR	0.082
H.C.Neily 2008-E.Carga-R	0.057
<i>Disminución porcentual</i>	30.5%
H.C.Neily 1977-E. Amarre-SR	0.085
H.C.Neily 2008-E. Amarre-R	0.033
<i>Disminución porcentual</i>	61.2%

- f. Con base en las consideraciones y según lo estipulado en el CSCR se calculó el coeficiente sísmico,  $C=0.396$ . Este se obtuvo con base en los parámetros para ZIV y tipo de suelo  $S_3$ .
- g. Posee una planta regular en forma de rectangular. Se muestra una planta donde se observan sus dimensiones en la figura 4.4.



**Figura 6.4. Planta de dimensiones, Servicio de Hospitalización, H. Ciudad Neily.**

## **6.5. Resultados**

Por cuestiones de nomenclatura debe entenderse:

**H. C. Neily 1977-SR: Sin refuerzo.**

**H. C. Neily 2008-R: Reforzado.**

Se realizó el análisis de los modelos del edificio original como del edificio reforzado, del edificio de hospitalización. Esto de igual manera, se realizó en las dos direcciones ortogonales y tomando como criterios de aceptación los mismos que se tomaron para el análisis de los edificios anteriores.

### *Disminución del periodo fundamental*

En el cuadro 4.1, se observan los valores de periodo fundamental obtenidos para los diferentes modelos. Se observa claramente la disminución porcentual para cada dirección ortogonal. En el caso de los llamados *ejes de carga* se da una disminución de 30.5%. Un valor mayor se da en los *ejes de amarre*, donde se obtiene una disminución de 61.2%. Estos valores demuestran una mejora en el comportamiento de la edificación, ya que al existir una disminución del periodo, indica un aumento de la rigidez, debido al reforzamiento realizado. Esto se complementa con lo que se mencionará más adelante, con la disminución de los desplazamientos que se da al reforzarse el edificio.

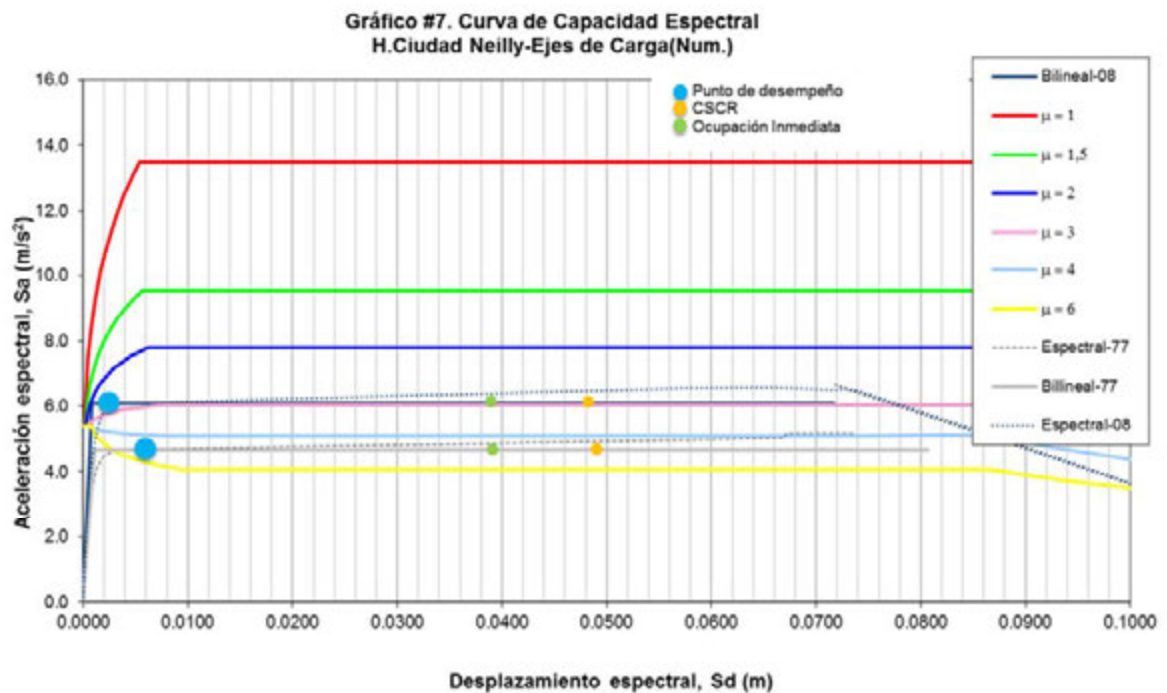
En los llamados *ejes de amarre* (alfabéticos), se da una mayor disminución, por lo que indica que hay una mayor rigidez en estos ejes. Esto se ve reflejado en la cantidad de muros de concreto que se dan en este sentido ortogonal.

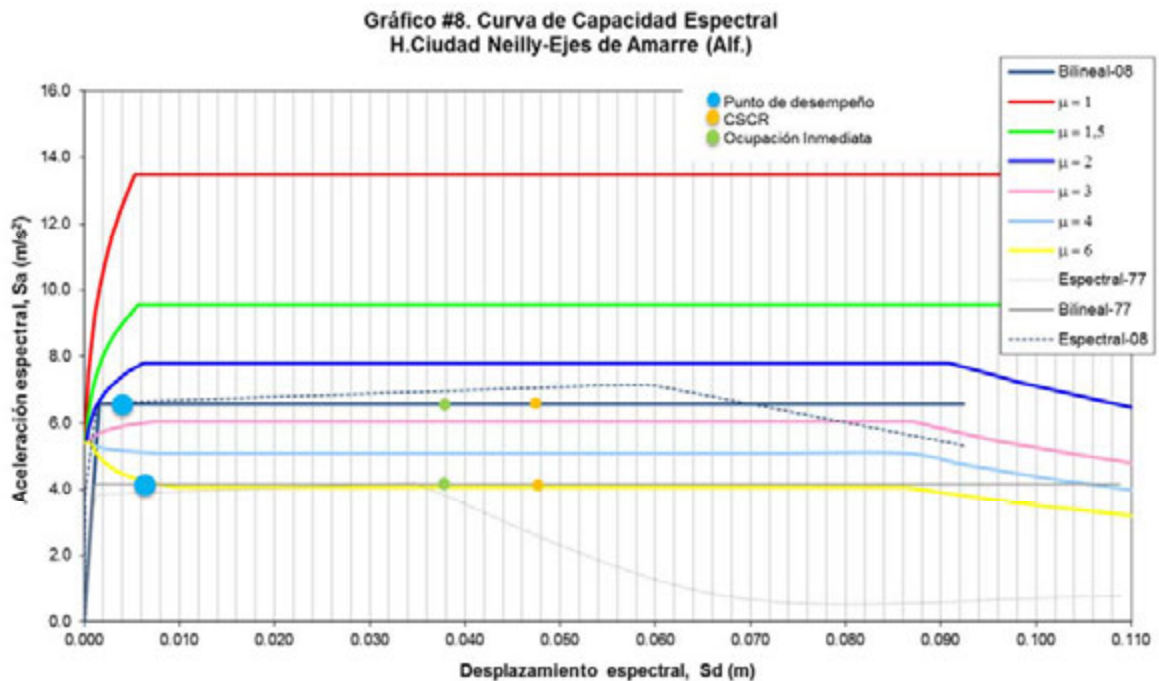
Además los valores de periodo fundamental son bastante bajos, situación esperada para edificios que baja altura.

### *Comparación de Curvas de Capacidad Espectral*



De igual manera que se hizo para los análisis anteriores, se obtienen las curvas de Capacidad Espectral. Dichas curvas se agruparon según su dirección ortogonal para una mejor comparación. Estas se pueden observar en los gráficos #7 y #8, para este caso.





Es claro que debido a las características del edificio, el cual solamente cuenta con dos niveles, todas las curvas de capacidad espectral poseen pendientes iniciales con pendientes cercanas a la verticalidad, lo que muestra su gran rigidez en todos los casos y más aún en los edificios reforzados.

Como en los análisis anteriores, se ha indicado en los gráficos, los parámetros límite tanto del CSCR (color naranja) como de Ocupación Inmediata (color verde). Se observa que los valores de punto de desempeño para los casos iniciales y reforzados siempre se encuentran por debajo de los límites establecidos. Sin embargo, sí se genera una disminución notoria cuando se comparan entre sí los ejes ortogonales. Esto indica la esperada mejora al darse el reforzamiento del edificio.

#### Comparación de ductilidades y derivas

En la tabla 6.1, se observan los valores de ductilidad obtenidos para los cuatro modelos.

**Tabla 6.1. Resumen de ductilidades,  $\mu$**

Modelo	$\mu_d$	$\mu_{adm}$	$\zeta\mu_D < \mu_{adm}?$	$\mu_{oi}$	$\zeta\mu_D < \mu_{oi}?$
H.C.Neily 1977-E.Carga-SR	5.61	45.61	Cumple	36.49	Cumple
H.C.Neily 2008-E.Carga-R	2.47	59.85	Cumple	47.88	Cumple
<i>Disminución porcentual</i>	56.01%				
H.C.Neily 1977-E. Amarre-SR	6.00	47.92	Cumple	38.33	Cumple
H.C.Neily 2008-E. Amarre-R	2.26	30.90	Cumple	24.72	Cumple
<i>Disminución porcentual</i>	62.39%				

Como se observa, los valores de ductilidad según el CSCR y de Ocupación inmediatamente, son sumamente altos. Estos valores son mayores a 30 y menores a 50. Esta estructura en particular presenta la característica de tener grandes capacidades de deformación en comparación con su desplazamiento de cedencia. Se obtienen valores del orden de 80 y hasta 100, para la ductilidad intrínseca de los diferentes modelos. Esto indica que una vez que se incursiona en el rango inelástico, la estructura tiene gran capacidad de deformarse sin llegar a un colapso repentino.

Obviamente, estos valores son mucho mayores a los valores de ductilidad demandada, incluso para los modelos sin reforzar. Sin embargo, al revisar la diferencia entre modelos, se observa la clara disminución de los valores de ductilidad en el punto de desempeño. Para el caso de los *ejes de carga* se da una disminución de 56.0.1% y para los *ejes de amarre* de 62.39%. Estos valores son bastante altos, lo que indica que se logra que reducir bastante las deformaciones, pero siempre se mantienen valores moderados de ductilidad para la estructura, lo cual se vería reflejado en el eventual sismo de demanda. Es importante mencionar que se sigue manteniendo una ductilidad moderada en la estructura para que tenga también capacidad de deformación, ante el sismo demandado. No obstante, la estructura en sí posee una ductilidad intrínseca muy elevada, donde según el modelo, los valores rondan entre 80 y 100, como se mencionó anteriormente. Esto indica la gran capacidad de deformación plástica que la estructura mantiene a pesar de su reforzamiento.

**Tabla 6.2. Comparación de derivas,  $\Delta/H$**

Modelo	$\Delta_d/H$	$\Delta_{adm}/H$	$\Delta_d/H < \Delta_{adm}/H?$	$\Delta_{oi}/H$	$\Delta_d/H < \Delta_{oi}/H?$
H.C.Neily 1977-E.Carga-SR	<b>0.0015</b>	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.0100</b>	Cumple
H.C.Neily 2008-E.Carga-R	<b>0.0005</b>	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.0100</b>	Cumple
<i>Disminución porcentual</i>	66.47%				

H.C.Neily 1977-E. Amarre-SR	<b>0.0016</b>	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.0100</b>	Cumple
H.C.Neily 2008-E. Amarre-R	<b>0.0009</b>	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.0100</b>	Cumple
<i>Disminución porcentual</i>	41.68%				

Por otro lado en la tabla 6.2, se muestran los valores de relación de derivas.

De igual forma, todos los modelos cumplen con los límites establecidos. No obstante, al hacer la comparación local, la disminución es bastante importante.

Al aumentarse la rigidez, se logra que los desplazamientos para el sismo de demanda se logren disminuir, lo que disminuiría también el daño en la estructura ante las sollicitaciones sísmicas del sismo de demanda que pueda presentarse.

#### Capacidad de cortante de columnas base

Un factor importante que se ha venido revisando, son las capacidades de cortante en las columnas del primer nivel. Esto porque son las que en caso de que estas presenten un daño severo, causarían un colapso del edificio.

En la Tabla 6.3 se muestran los valores de cortante en las columnas del primer piso, para el punto de desempeño.

**Tabla 6.3. Cortante en las columnas de base para el punto de desempeño**

Modelo	Columna	Vu(Ton)	Vn(Ton)	¿Vu<Vn?
H.C.Neily 1977-E.Carga-SR	C2	23.48	23.66	Cumple
	C3	27.61	28.17	Cumple
	C4	27.58	28.17	Cumple
	C5	26.18	25.20	No cumple
H.C.Neily 2008-E.Carga-R	C2	23.58	23.66	Cumple
	C3	25.93	28.17	Cumple
	C4	26.11	28.17	Cumple
	C5	24.99	25.20	Cumple
	M-1	42.68	42.92	Cumple
H.C.Neily 1977-E. Amarre-SR	C2	16.35	20.57	Cumple
	C3	21.89	24.50	Cumple
	C4	22.06	24.50	Cumple
	C5	19.36	21.92	Cumple
H.C.Neily 2008-E. Amarre-R	C2	15.53	20.57	Cumple
	C3	21.69	24.50	Cumple
	C4	21.76	24.50	Cumple
	C5	19.51	21.92	Cumple
	M-2	89.51	96.47	Cumple

Para los llamados *ejes de amarre* y *ejes de carga* del edificio antes y después del refuerzo, se observa que ellos poseen la capacidad de soportar el cortante impuesto por las cargas sísmicas, según el método de capacidad espectral. Con excepción de la columna C5, que no cumple para el modelo sin reforzar.

Se da una disminución en los valores de demanda de cortante al realizarse el reforzamiento, esto es, que los valores de  $V_u$  para las columnas del modelo

reforzado son menores a los valores de  $V_u$  del modelo sin reforzar. Esta situación es esperada, ya que al darse el reforzamiento del edificio original, las columnas de base, en este caso, experimentan un esfuerzo menor, lo que indica una mejora en el comportamiento de los elementos.

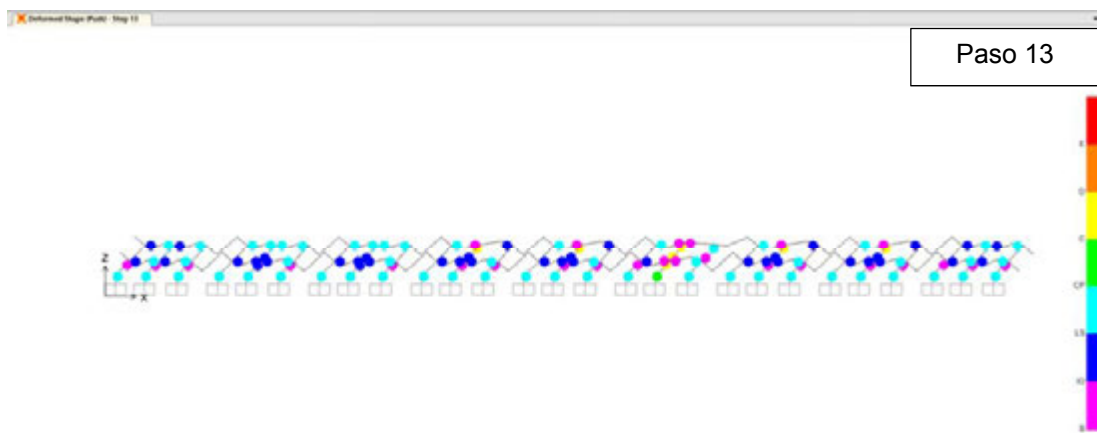
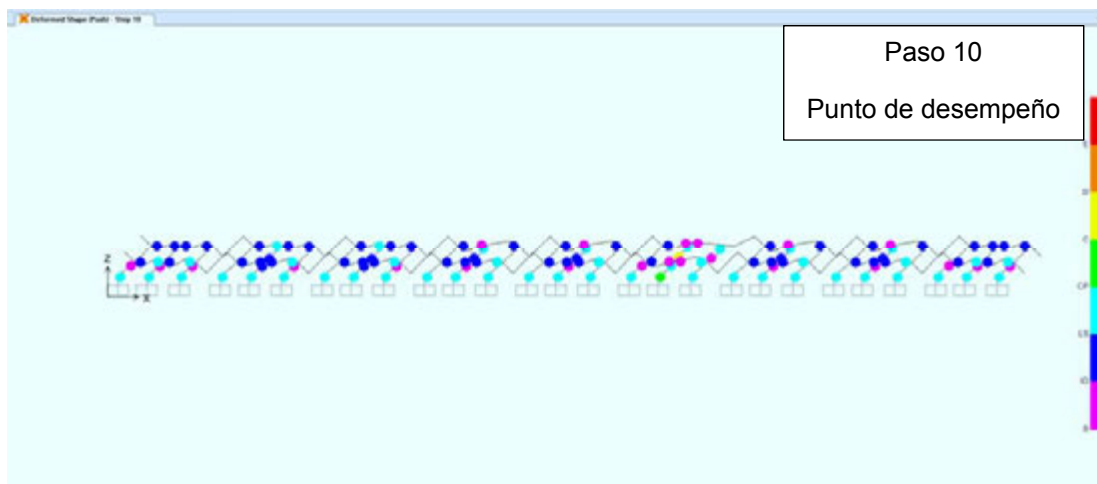
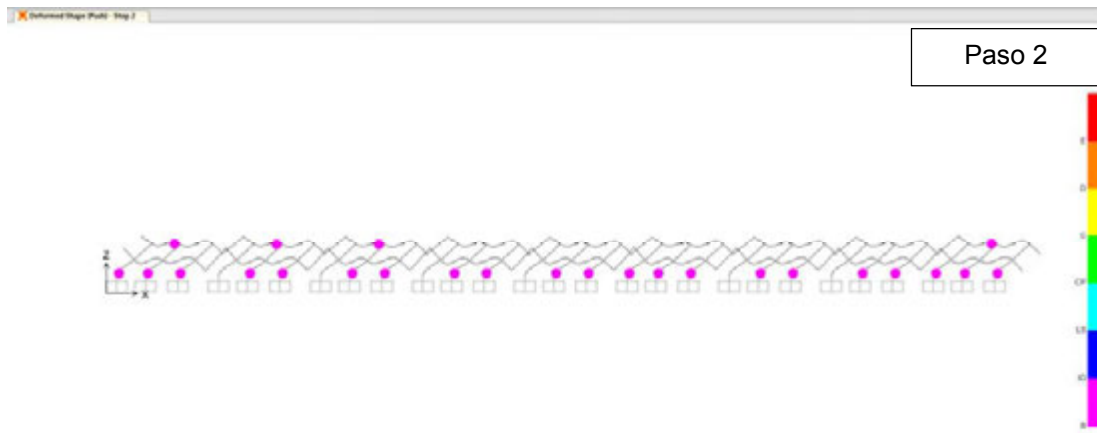
Se observa también la gran capacidad que tienen los muros en comparación con las columnas, en especial el muro  $M-2$ , el cual posee una mayor longitud, lo que hace que tenga una mayor contribución a la capacidad de soportar las cargas cortantes.

Satisfactoriamente, los valores de cortante en la base para los elementos de columna y muros, para el edificio reforzado, poseen la capacidad suficiente para soportar el cortante inducido por el sismo de demanda. Esto ratifica el hecho de la mejoría que genera el reforzamiento de todo el edificio.

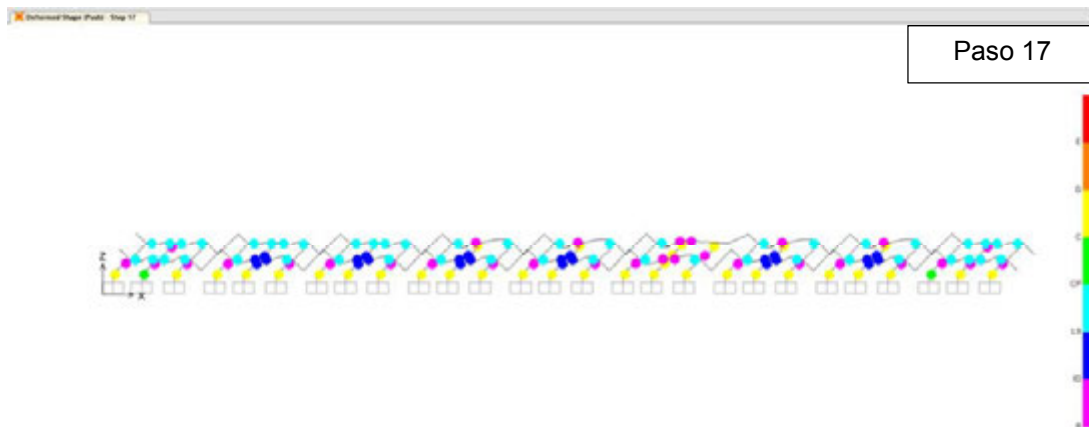
#### *Rotaciones en las rótulas plásticas*

Para cada uno de los modelos, se muestran ciertos pasos importantes del patrón de rótulas.

En primera instancia, se muestran algunos pasos para el modelo llamado *H. Ciudad Neily 1977-E.Carga-SR*.







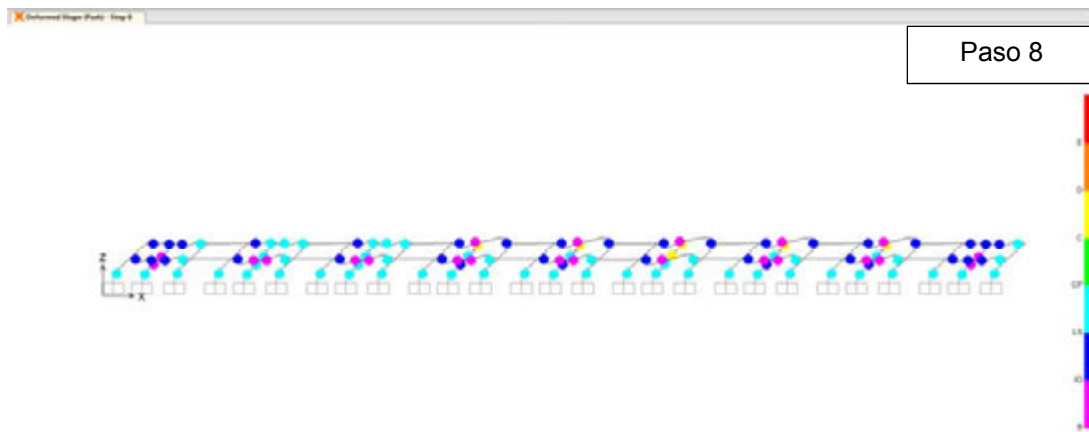
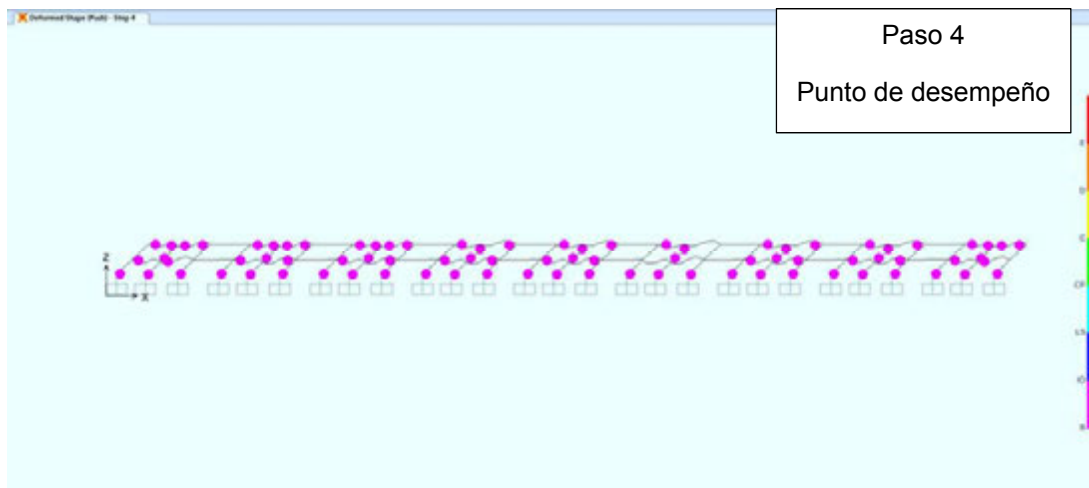
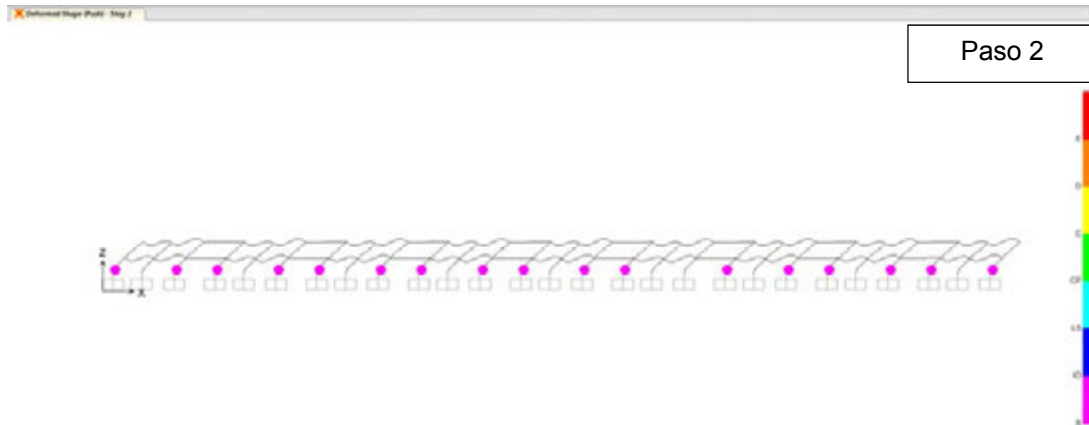
**Figura 6.5. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40  
H. Ciudad Neily 1977-E.Carga-SR.**

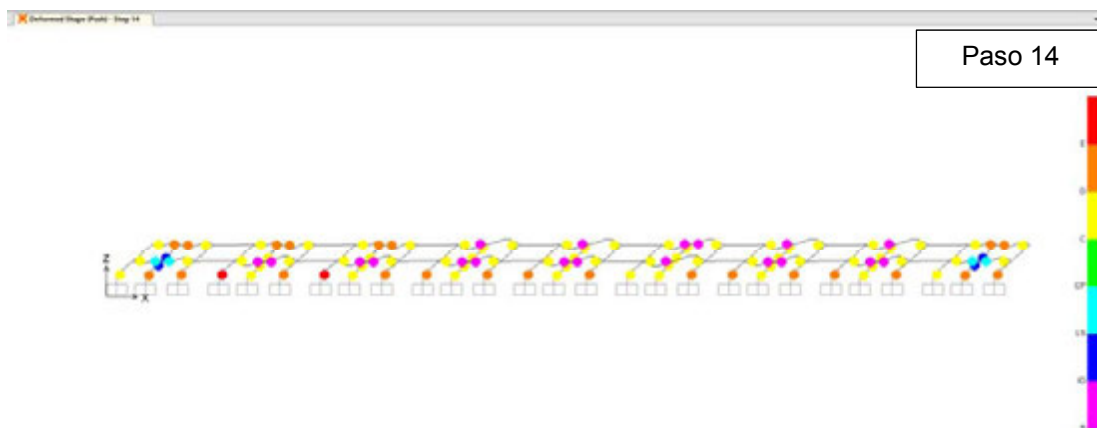
En este primer caso se observa que las rotaciones se inician en las columnas de base, principalmente. Se llega rápidamente al nivel de Ocupación Inmediata al inicio del proceso y la mayoría de las vigas poseen rotaciones iguales o superiores a este nivel de desempeño. Esto se observa para el paso del punto de desempeño.

Es claro que para el punto de desempeño, muchas de las rotaciones superan el nivel de desempeño límite.

Es importante a tomar en cuenta que siguiendo el proceso, la mayoría de rótulas muestran colores celeste (Seguridad a la Vida) y amarillo (Segunda Cedencia), para las columnas de base. Esto indica que en este sentido ortogonal al final del proceso, la estructura hubiese quedado sumamente debilitada, especialmente en sus columnas del primer nivel.

También se muestran en la figura 6.6 el proceso para el modelo llamado *H. Ciudad Neily 2008-E.Carga-R*.



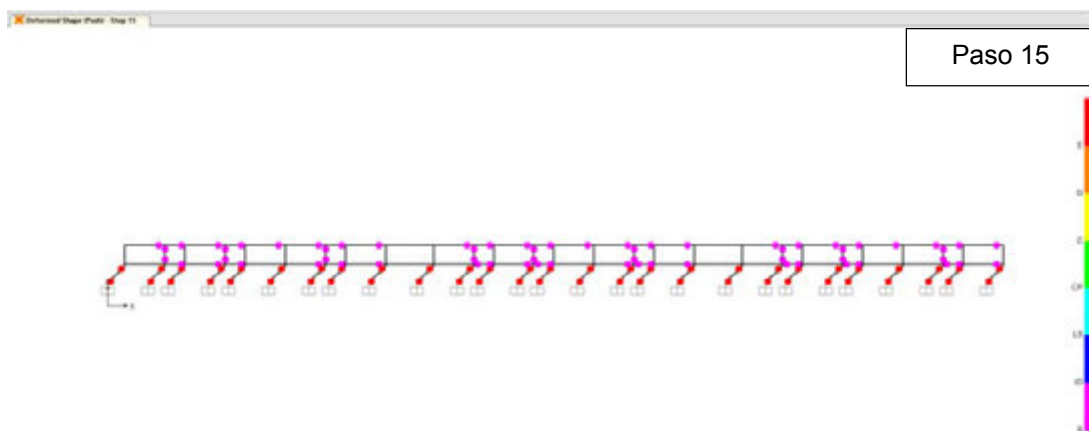
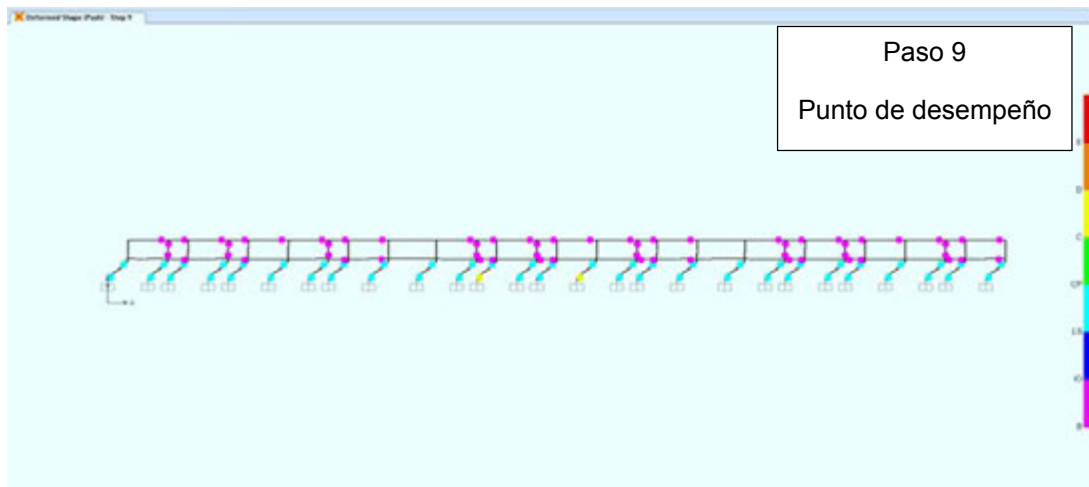
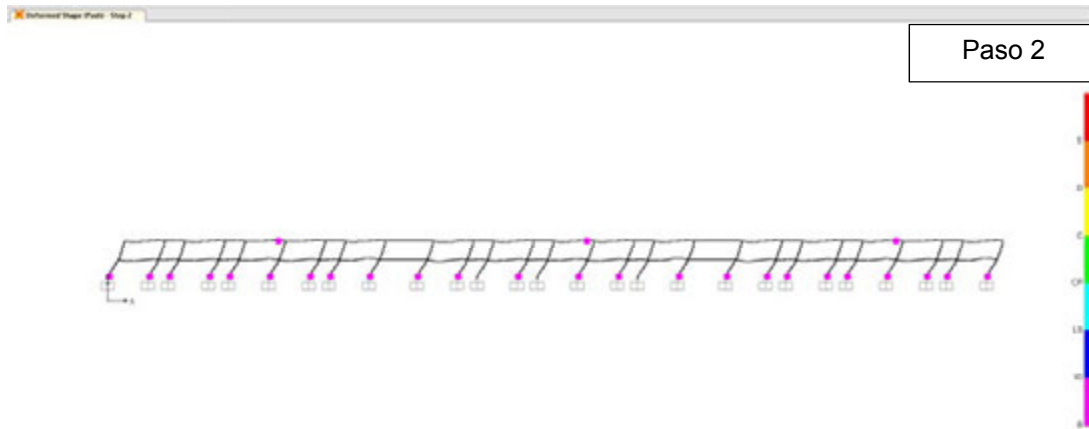


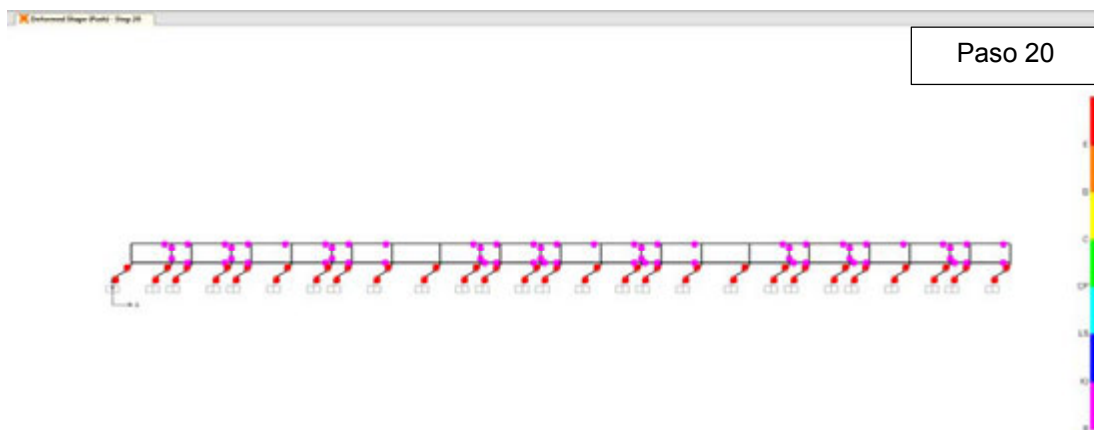
**Figura 6.6. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40  
H. Ciudad Neily 2008-E.Carga-R.**

En comparación con la figura anterior, se observa que, de igual manera se inicia la rotación con las columnas de base. No obstante, para el punto de desempeño, la gran mayoría de elementos poseen rotulación en un nivel de desempeño inferior al límite, lo que indica que se daría un comportamiento más seguro ante el sismo demandado, por lo que el reforzamiento sigue siendo efectivo para la estructura.

Posteriormente, se sigue el proceso, donde las más esforzadas son los elementos del primer nivel, hasta llegar al nivel extremo de deformación (color rojo).

De manera similar, se presenta el otro eje ortogonal, llamado *ejes de amarre*.





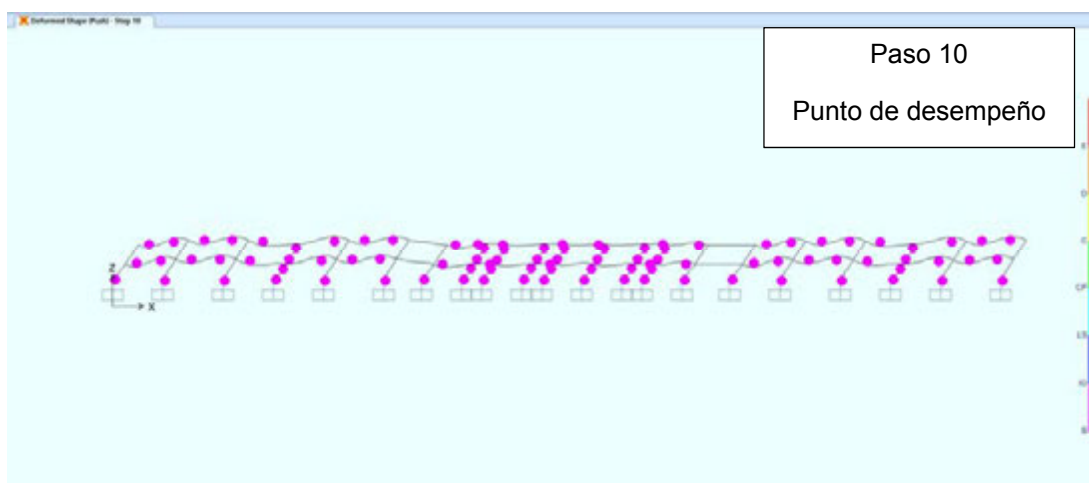
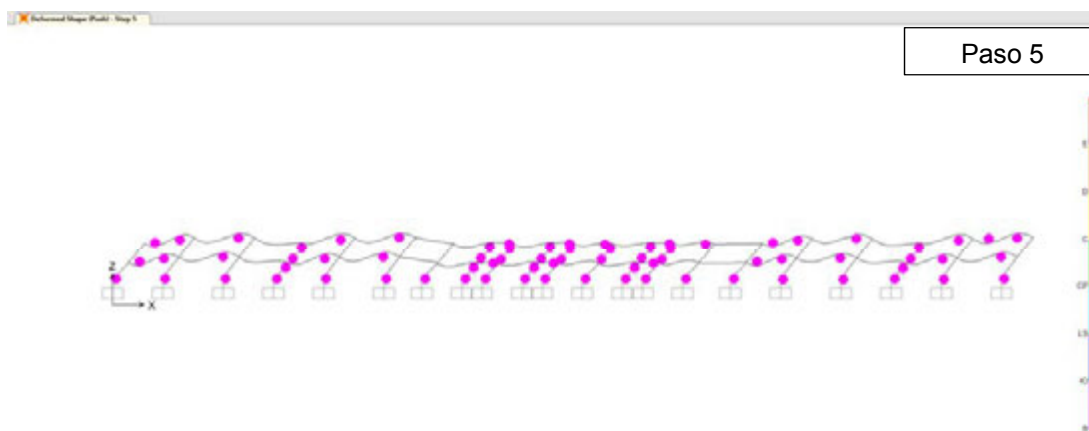
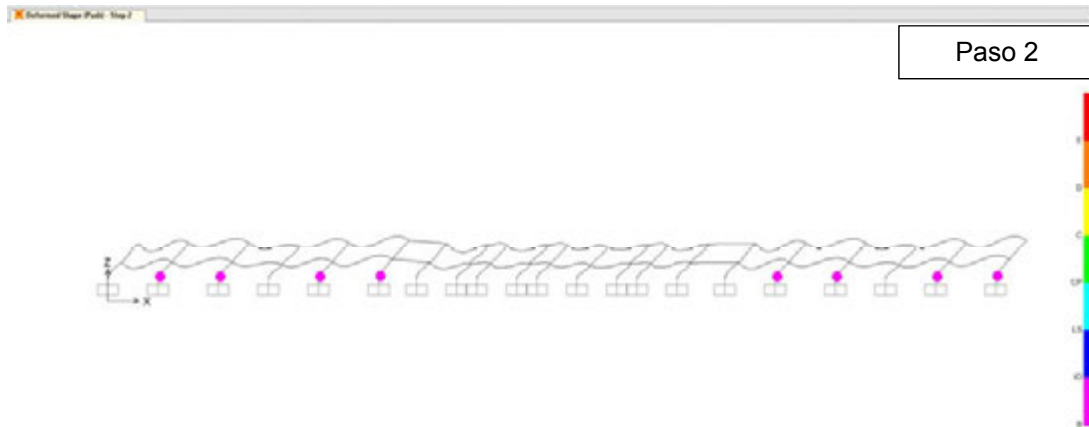
**Figura 6.7. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40  
H. Ciudad Neily 1977-E.Amarre-SR.**

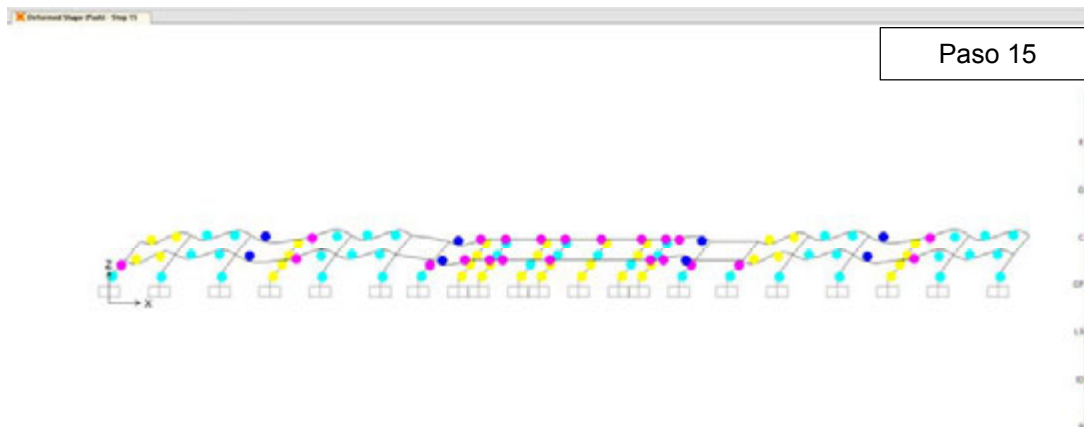
Para este sentido ortogonal, igualmente, se inicia la rotulación en las columnas del primer nivel. Continuando con la parte superior de estas columnas, seguido de las columnas del segundo nivel.

En el paso del punto de desempeño se empieza a observar el fenómeno de piso débil, en este primer nivel. Situación que es sumamente perjudicial para la seguridad del edificio.

El proceso continúa de manera similar, donde las columnas del primer nivel logran llegar hasta el último nivel de desempeño (E, color rojo). Esta situación es sumamente peligrosa para cualquier edificación, ya que se encuentra debilitado el nivel de base de la estructura y puede darse un colapso total.

Se muestra, también, el comportamiento del modelo reforzado.





**Figura 6.8. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40**  
**H. Ciudad Neily 2008-E.Amarre-R.**

Para este caso se observa un inicio similar a lo que ha venido ocurriendo: se generan las primeras rótulas en los elementos del primer nivel. Luego, el resto de elementos se van deformando paulatinamente.

En el paso del punto de desempeño, todas las rótulas están un nivel menor al de Ocupación Inmediata. Esto refleja una gran mejora en comparación con el modelo sin refuerzo.

Ya para los últimos pasos, se da una mayor deformación. En su mayoría en los elementos de los extremos del modelo, específicamente los muros que fueron incorporados, los cuales fueron los elementos más esforzados. Se elimina el comportamiento de *piso débil*, y se observa que el comportamiento del patrón de rótulas es un poco más regular.

## **7 Hospital San Rafael**

### ***7.1 Antecedentes***

El actual Hospital San Rafael de Alajuela está ubicado en un terreno de más de 80000 m<sup>2</sup> de los que se utilizaron un total de 31465.00 m<sup>2</sup> para la construcción del inmueble, estimándose una inversión de más de \$36 millones.

Sin embargo, durante el desarrollo del proyecto se vio la necesidad de dotar a la ciudad de un hospital regional del sector público con visión a futuro, por lo que la construcción pronto fue convertida en un moderno edificio.

En octubre del 2004, el nuevo Hospital San Rafael de Alajuela inició sus actividades en beneficio de la comunidad de Alajuela y de todo el país, convirtiéndose en uno de los centros hospitalarios más modernos, ya que en su diseño y construcción, así como en su equipamiento se tomaron en cuenta las técnicas más avanzadas de otros países.

El complejo hospitalario actual consta con cuatro niveles, presenta 310 camas, 45 consultorios, 8 quirófanos, y una cantidad de 900 empleados aproximadamente (Caja Costarricense de Seguro Social, 2011).





Fotografía 7.1. Fachada principal edificio de hospitalización, Hospital San Rafael.

## 7.2 Situación Inicial

El proyecto se realizó con la modalidad *llave en mano*, a cargo de la empresa constructora española *OHL*, quién subcontrató el diseño a la empresa mexicana *Carrillo Ingenieros Consultores*.

Las estructuras constan de cuatro cuerpos altos, los cuales cada uno tiene cuatro niveles, y a dichos cuerpos se les nombra como Cuerpos A, B, C y D.

Los tres primeros niveles de todos los cuerpos altos, están estructurados a base de columnas y vigas de concreto reforzado, hechos en obra y un sistema de losas multitubular con un espesor de 21 cm. La azotea (en el cuarto nivel) será con una estructura de columnas de concreto reforzado, coladas en obra y una retícula de vigas metálicas en cada eje de columna. La cubierta será con multipanel apoyada sobre cargueros metálicos de perfil estructural.

Los cuerpos E, F, G y H, son de un solo nivel. La estructura de estos cuerpos será a base de columnas de concreto reforzado y vigas metálicas en cada eje de

columna. La cubierta en estos será igualmente con multipanel apoyada sobre cargueros metálicos de perfil estructural.

El Cuerpo I (Casa de Máquinas) es una estructura que consta de dos niveles, un entrepiso y azotea. La estructura del entrepiso será a base de columnas y vigas de concreto reforzado, coladas en obra en cada eje de columnas y un sistema de losas multitubular con un espesor de 21 cm. La azotea será con una estructura de columnas de concreto reforzado, hechas en obra y vigas metálicas en cada eje de columna. La cubierta será con el mismo sistema multipanel de los otros cuerpos.

La cisterna será una estructura a base de muros de contención y una losa fondo de concreto reforzado. La cubierta de la cisterna será de un sistema de losas multitubular con un espesor de 21 cm y una sobrecarga de 250 Kg/m<sup>2</sup> adicional.

El edificio que se toma para este estudio es el edificio de hospitalización, que corresponde al Cuerpo A.

Dentro de las cargas se consideraron las cargas permanentes y temporales según el Reglamento de las Construcciones de Costa Rica, tanto para entrepisos como para azoteas.

Los criterios utilizados para el análisis sísmico fueron: por cargas verticales, donde los marcos se consideraron formados con columnas de concreto y vigas de concreto y acero. Se usó el Método de Hardy Cross para distribuir momentos de desequilibrio en los nudos. Por otro lado se tomó en cuenta el análisis sísmico estático del Código Sísmico de Costa Rica 1986.

Para realizar todo el análisis estructural se usó el Programa de Computadora ECCO.gc.

Dicho programa utilizado en los Análisis Estático y Dinámico de la superestructura está basado en Métodos Matriciales que permiten tomar en cuenta los momentos de volteo, torsiones en planta de los pisos, deformaciones por cortante y flexión en

los muros, así como las deformaciones axiales en columnas. Así mismo se tomaron en cuenta los siguientes aspectos:

- La estructura en su totalidad tiene un comportamiento lineal.
- La estructura está compuesta por un conjunto de marcos planos estructuralmente verticales, conectados entre sí horizontalmente por el sistema de piso en cada uno de los niveles del edificio. Cada marco consta de vigas o sistema de piso y columnas.
- La rigidez del sistema de piso en cada uno de los niveles en su propio plano es infinita por lo que trabaja como diafragma rígido.

En cuanto a la cimentación de los cuerpos altos, esta se resolvió a base de una losa de cimentación y una retícula ortogonal de vigas de concreto reforzado. Al terreno se le consideró una capacidad de carga de 7.0 Ton/m<sup>2</sup>.

Por otra parte la cimentación de los cuerpos bajos que corresponden a un solo nivel, se resolvió a base de una losa corrida con una retícula de vigas colocadas bajo cada columna. En este caso, al terreno se le consideró una capacidad de carga de 6.0 Ton/m<sup>2</sup>.

En cuanto a los materiales se tomaron en cuenta los siguientes parámetros:

- Concreto:  $f'_c$ : 350 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Acero:  $f_y$ : 4200 Kg/cm<sup>2</sup> (grado duro).
- Acero:  $f_y$ : 2530 Kg/cm<sup>2</sup> (grado estructural para aros).
- Acero en mallas:  $f_y$ : 5000 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Acero en perfiles y placas: A.S.T.M. A-36
- Soldaduras: E-7018 y E-6012

Para el diseño de los miembros de concreto se utilizó el Reglamento ACI y para el acero se usó el AISC.

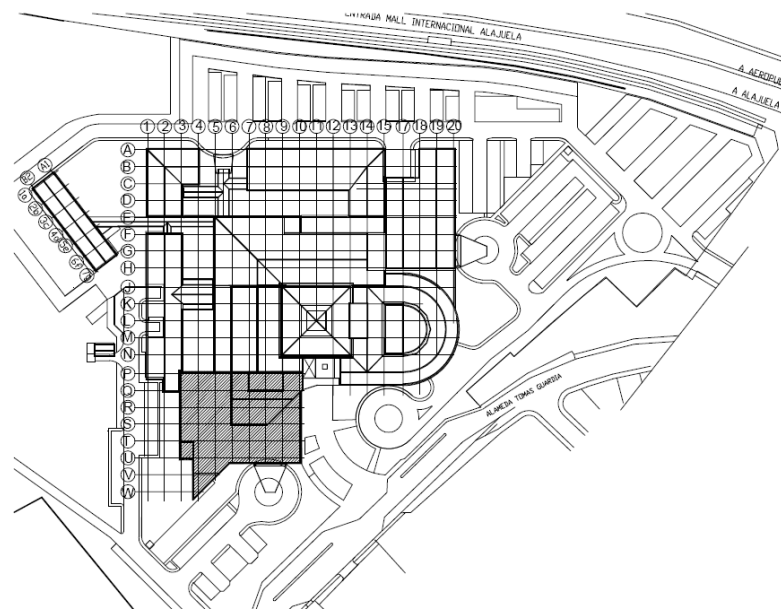


Figura 7.1 Ubicación del edificio de hospitalización, Hospital San Rafael.

### 7.3 Características Estructurales

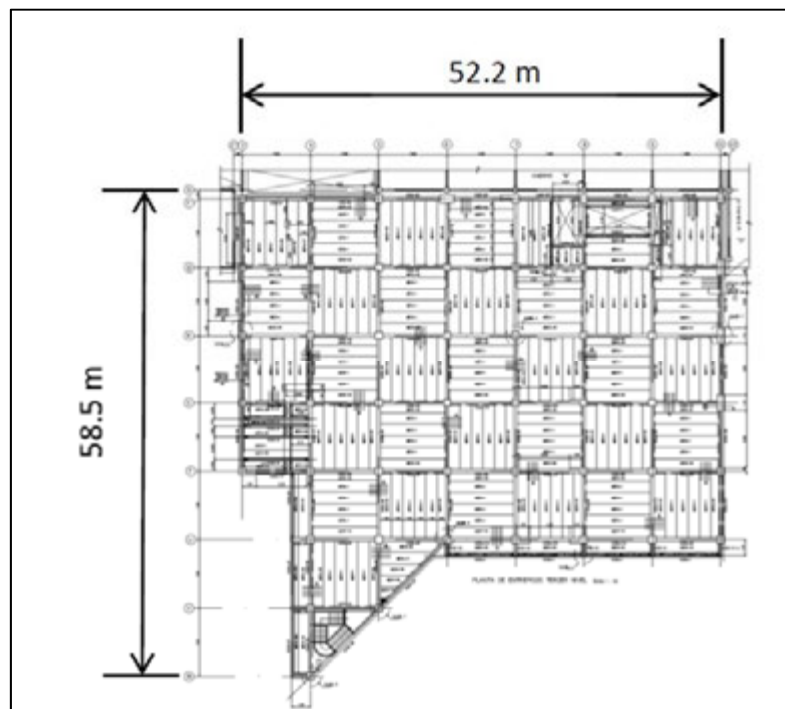
Las características principales del edificio de hospitalización, también llamado Cuerpo A, son las siguientes:

- a. El edificio original fue diseñado en 2002 y se construyó en 2004.
- b. El Cuerpo A posee un área de 7300 m<sup>2</sup>, posee tres entresijos más la azotea.
- c. Sistema sismorresistente está conformado por marcos de concreto reforzado, por lo tanto es un edificio tipo marco.
- d. Se calculó una masa para efectos sísmicos de 4700 Ton.
- e. Se presentan los periodos fundamentales obtenidos de los modelos realizados, en ambas direcciones principales en el siguiente cuadro:

**Cuadro 7.1. Periodos obtenidos para el H. San Rafael.**

Modelo	Periodo, T(s)
H.S.Rafael-E.Carga	0.383
H.S.Rafael-E.Amarre	0.373

- f. Con base en las consideraciones y según lo estipulado en el CSCR se calculó el coeficiente sísmico,  $C=0.252$ . Este se obtuvo con base en los parámetros para ZIII y tipo de suelo  $S_3$ .
- g. Posee una planta regular en forma de rectangular, con un anexo triangular en planta, donde se encuentra el ducto de escaleras.

**Figura 7.2. Planta estructural de tercer nivel, Cuerpo A.**

## **7.4 Resultados**

En este caso se analiza el edificio de hospitalización llamado Cuerpo A. A diferencia de los otros edificios analizados, en este caso se estudia el edificio con su diseño original.

### **Periodo fundamental**

Se observa que los valores de periodo fundamental son bastante pequeños (menores a 0.5 s) y prácticamente iguales para ambos ejes principales del edificio. Esto indica que el edificio tendría un comportamiento bastante similar en ambos sentidos, gracias a su regularidad. Esto es sumamente beneficioso para la seguridad estructural, gracias a esa regularidad en planta que se presenta.

### **Comparación de Curvas de Capacidad Espectral**

A continuación se muestran los gráficos para los llamados *ejes de carga* y *ejes de amarre* del edificio de hospitalización.

Gráfico #9. Curva de Capacidad Espectral  
H. San Rafael-Ejes de Carga(Num.)

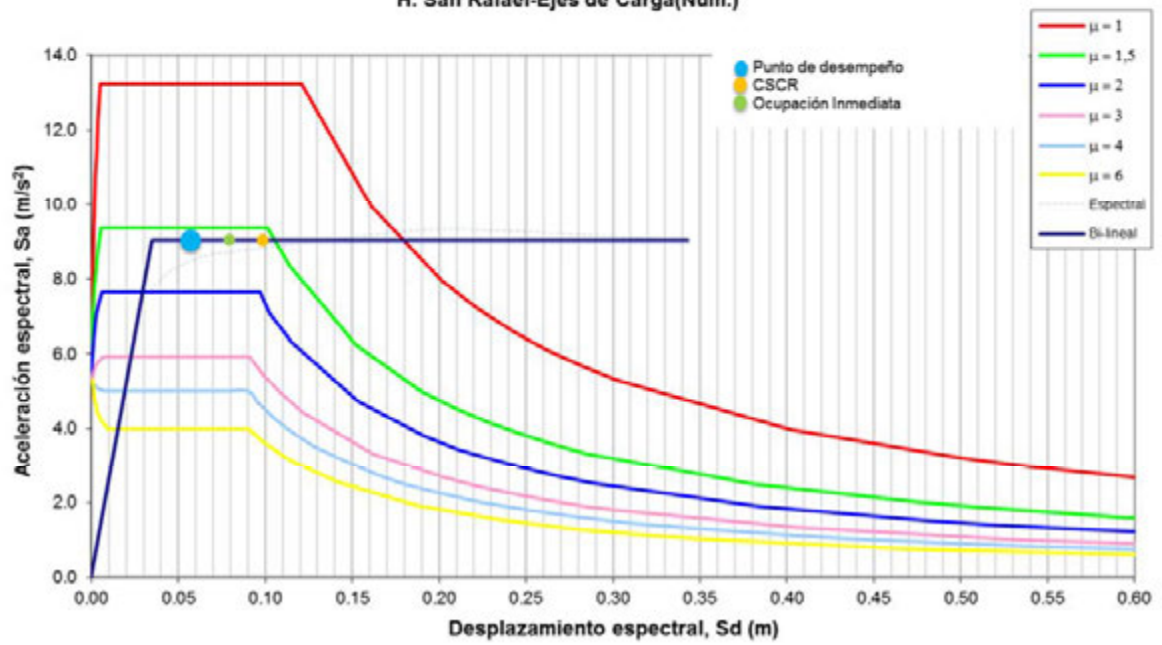
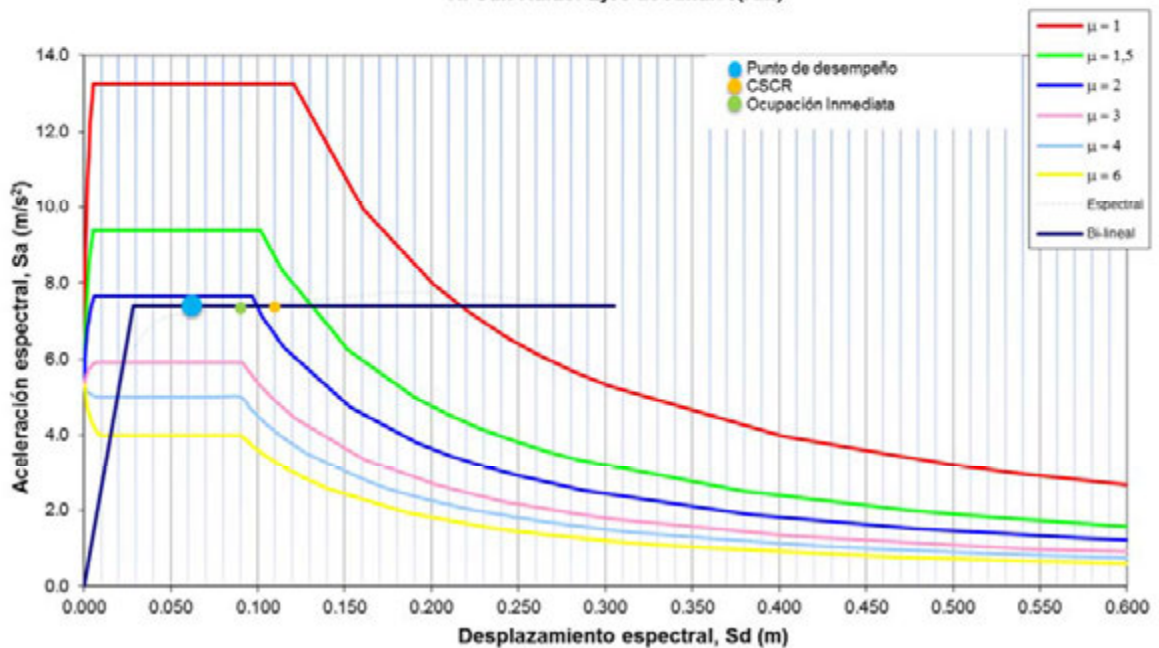


Gráfico #10. Curva de Capacidad Espectral  
H. San Rafael-Ejes de Amarre(Alf.)



Este edificio junto con el edificio de hospitalización del Hospital San Vicente de Paul, solamente se realiza el análisis del edificio original, ya que estos son diseñados con códigos más recientes. Este se analiza en el siguiente capítulo.

En primer lugar, se observa que las curvas de capacidad tanto para los *ejes de carga* como para los *ejes de amarre*, poseen una pendiente en el rango elástico, muy similar hasta alcanzar la cedencia. Esto refuerza lo anteriormente mencionado, ya que esto se debe a la gran regularidad que posee el edificio analizado y que su rigidez en ambos sentidos es muy similar, en el rango elástico. Este tipo de regularidad, como ya se mencionó, es deseable para las edificaciones ya que genera un comportamiento un poco más predecible y que genera menos daños a los elementos estructurales.

Estas primeras pendientes, son bastante pronunciadas, lo que indica que el edificio es mucho más rígido, en comparación con los otros edificios analizados hasta



ahora, con excepción del Hospital de Ciudad Neily, el cual es un edificio de baja altura y posee periodos sumamente bajos.

La diferencia entre ambos modelos se da básicamente en el tramo inelástico.

Al igual que en todo el análisis que se ha venido realizando, se encuentra el punto de desempeño (color celeste) y se compara con los valores límite planteados para este estudio. En ambos casos se cumple que el punto de desempeño es menor a los dos límites planteados, tanto el propuesto por el CSCR (color naranja) como para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (color verde). Esto indica claramente como el diseño con códigos más recientes, busca salvaguardar la integridad estructural de las edificaciones y por ende la seguridad de los usuarios.

Esta situación se observa en la tabla 7.1.

#### Comparación de ductilidades y derivas

**Tabla 7.1. Resumen de ductilidades,  $\mu$**

Modelo	$\mu_d$	$\mu_{adm}$	$\mu_d < \mu_{adm}?$	$\mu_{OI}$	$\mu_d < \mu_{OI}?$
H.S.Rafael-E.Carga	1.58	3.02	Cumple	2.42	Cumple
H.S.Rafael-E.Amarre	2.22	3.89	Cumple	3.11	Cumple

Cómo se ha venido mencionando, la ductilidad demandada es menor a los parámetros propuestos y por lo tanto se logra cumplir los valores límite, tal y como se mostró en los gráficos #9 y #10.

Esto indica que ante el sismo demandado, se esperaría que en ambos sentidos el edificio posea una respuesta que permita que se mantenga en operación en forma segura. En tabla 7.1, se observa la ductilidad demandada ( $\mu_d$ ) y se compara con la

ductilidad admisible según el CSCR ( $\mu_{adm}$ ) y con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata ( $\mu_{OI}$ ), para ambos ejes principales del edificio.

Se observa que en este caso, los *ejes de amarre* poseen una ductilidad demandada un poco mayor (2.22) que los *ejes de carga* (1.58). Los *ejes de carga* poseen mayor cantidad de muros, distribuidos en los diferentes ejes, lo que da como resultado que dure más en incursionar en el rango inelástico, en comparación con los *ejes de amarre*.

También se obtuvieron los valores de relación de deriva, que se muestran en la tabla 7.2.

**Tabla 7.2. Comparación de derivas,  $\Delta/H$**

Modelo	$\Delta_d/H$	$\Delta_{adm}/H$	$\zeta \Delta_d/H < \Delta_{adm}/H?$	$\Delta_{OI}/H$	$\zeta \Delta_d/H < \Delta_{OI}/H?$
H.S.Rafael-E.Carga	<b>0.0065</b>	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.0100</b>	Cumple
H.S.Rafael-E.Amarre	<b>0.0071</b>	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.0100</b>	Cumple

En esta tabla se hace la comparación de la razón de deriva para el punto de desempeño ( $\Delta_d/H$ ) con los valores razón de deriva propuesta por el CSCR ( $\Delta_{adm}/H$ ) y con el nivel de Ocupación Inmediata ( $\Delta_{OI}/H$ ).

De igual manera como se ha venido dando, también las razones de deriva para el punto de desempeño, son menores a los límites planteados, lo que indica que el edificio tendría un comportamiento seguro ante el sismo de demanda.

También puede observarse para ambos ejes, que los valores de deformación demandada, son muy similares. Situación que se esperaba gracias a la característica de la regularidad del edificio, que se ha venido mencionando.

#### Capacidad de cortante de columnas base

Un factor importante a revisar son las capacidades de cortante en los elementos verticales del primer nivel, ya sean columnas o muros.

En la Tabla 7.3 se muestran los valores de cortante en las columnas y muros del primer piso, para el punto de desempeño.

**Tabla 7.3. Cortante en las columnas de base para el punto de desempeño**

Modelo	Columna	Vu(Ton)	Vn(Ton)	¿Vu<Vn?
H.S.Rafael-E.Carga	C-1Y4	28.02	57.40	Cumple
	C-2Y3	29.15	66.37	Cumple
	M1-N-1	201.89	266.17	Cumple
	M2-N1	116.78	344.84	Cumple
H.S.Rafael-E.Amarre	C-1Y4	38.35	57.40	Cumple
	C-2Y3	28.25	66.37	Cumple
	M1-N-1	124.17	624.65	Cumple
	M2-N1	16.19	38.29	Cumple
	M4-N1	115.12	261.78	Cumple

También, como era de esperarse, las columnas y muros tienen la suficiente capacidad a cortante para soportar los valores de cortante impuestas por el sismo de demanda, a los cuales se les ha llamado  $V_u$ . En ambos sentidos los valores de capacidad a cortante,  $V_n$ , son mayores a los valores de cortante demandado. Esto es un gran indicador de la estabilidad de la estructura y se esperaría un comportamiento estructural de manera segura.

Por lo tanto, se conserva la seguridad de las columnas y muros en la base, para cuando se desarrolle la ductilidad demandada para ambos modelos estudiados.

### Rotaciones en las rótulas plásticas

Para ambos modelos, se generaron los patrones de rótulas correspondientes y se muestran algunos pasos del proceso en cada sentido ortogonal.

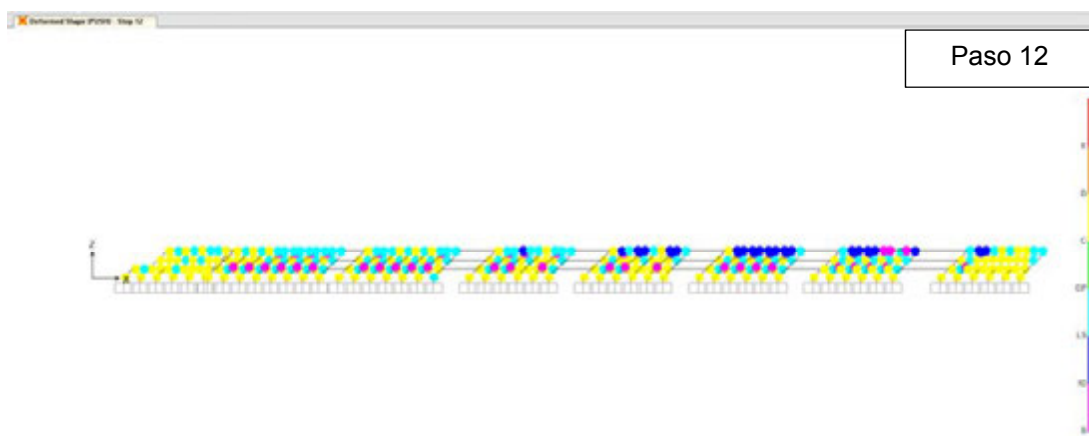
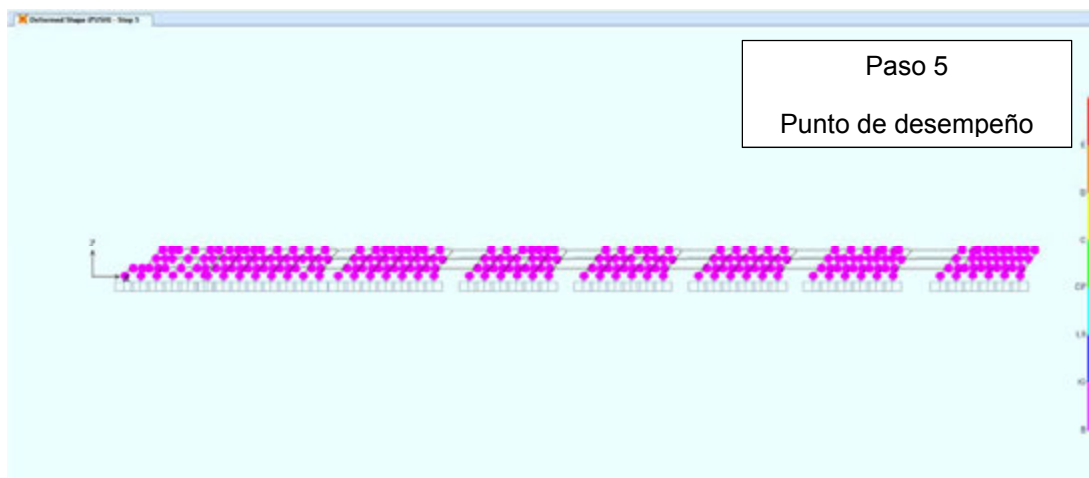
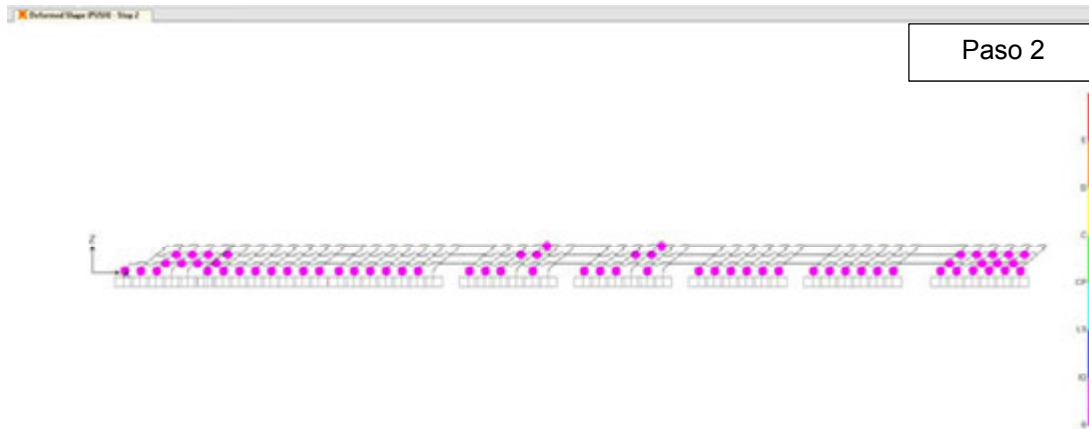




Figura 7.3. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40  
*H. S. Rafael-E. Carga.*



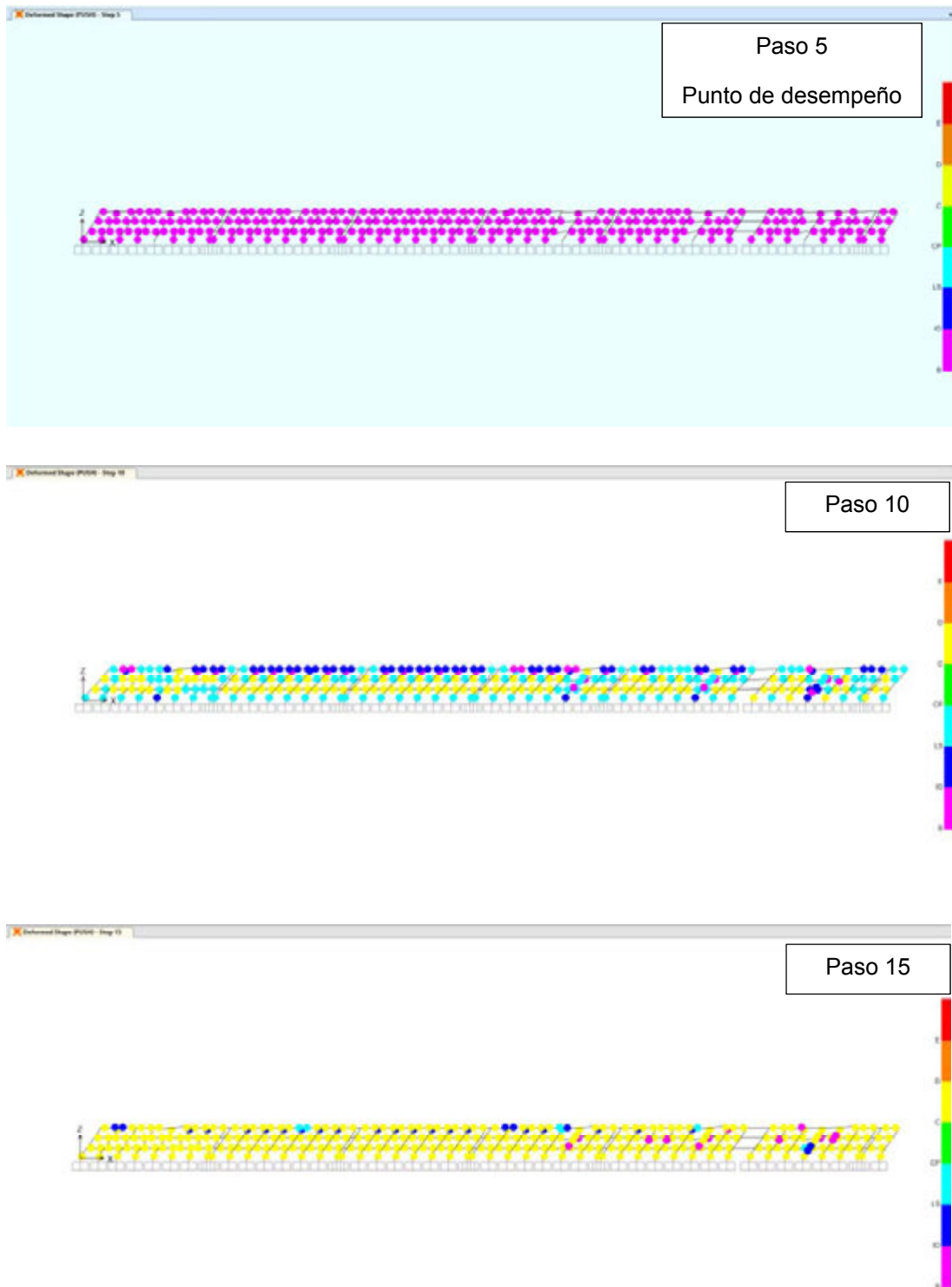


Figura 7.4. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40

*H. S. Rafael -E. Amarre.*

En ambos ejes se observa un comportamiento muy similar en cuanto al orden del patrón de rótulas.

El patrón de cargas muestra para los ejes de carga, que se inicia con las columnas de base y continúa con los elementos de pisos superiores. En el punto de desempeño las rótulas que se generan están por debajo del límite establecido. El proceso continúa, siendo las columnas y muros de base los que se ven más esforzados en los primeros pasos. No obstante al final del proceso, todas las rótulas de los elementos alcanzan prácticamente el mismo nivel de desempeño. Lo importante a destacar es que en el punto de desempeño se obtiene un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Para los ejes de amarre se inicia con la rotulación de las vigas de los pisos intermedios, siguiendo con el resto de elementos, donde los más esforzados son los elementos inferiores. No obstante, para el punto de desempeño, se cumple el objetivo de desempeño determinado para Ocupación Inmediata.

Para ambos ejes ortogonales, en el paso del punto de desempeño, la mayoría de elementos alcanzan la rotulación, manteniéndose en la primera cedencia (B, color rosa). Situación que ratifica el comportamiento regular del edificio, como se había mencionado anteriormente.

En el final del proceso, la mayoría de los elementos han alcanzado la segunda cedencia, lo que indica que a pesar de ser un edificio bastante rígido en el rango elástico, posee una gran capacidad de deformación más allá de la primera cedencia, situación que es deseable para las edificaciones, ya que eso indica que la estructura puede tener grandes deformaciones después de incursionar en el rango inelástico y la falla frágil no se presentaría.

## 8 Hospital San Vicente de Paul

### 8.1 Antecedentes

El Hospital San Vicente de Paúl es un centro médico tipo periférico, con un 70% de atención de las demandas hospitalarias de la comunidad herediana y un 30% de atención referenciada a hospitales nacionales.

Este hospital le lleva los servicios de salud a la población de la provincia de Heredia, en un nivel de atención secundario, es decir, servicios ambulatorios y de hospitalización, con una población de atención directa de más de 52 mil personas, proyectada al 2020.

Posee un área de construcción cercana a los 36000.00 m<sup>2</sup>. El costo total de la construcción y el equipamiento asciende a \$100 millones.

Para complementar el diseño y los sistemas funcionales del hospital e integrarlos con la parte urbana, el centro médico se dividió en seis módulos, los cuales están denominados con las letras A (Consulta Externa), B (Urgencias), C (Rayos X, Laboratorio Clínico), D (Farmacia, Sala de Cirugía, Administración, Sala de Parto), E (Nutrición, Dirección, Hospitalización) y F (Proveeduría, Casa de Máquinas, Mantenimiento, Ropería).

El Estudio de factibilidad de la propiedad fue realizado por la Dirección de Planificación Institucional de la CCSS y se basó en tres aspectos: los requerimientos reales del área de atracción, los datos de población del Censo 2000 y el perfil de complejidad.

Debido al trabajo de diseño realizado por la Dirección de Arquitectura e Ingeniería de la CCSS (DAI), la nueva estructura hospitalaria está acorde con la realidad institucional y con las necesidades funcionales y espaciales propias de los funcionarios y usuarios.



La gestión de la “Licitación Pública 2006LN-00001-4403 Construcción y Equipamiento del nuevo hospital de Heredia” y la inspección de la construcción y equipamiento ha sido realizada por la Dirección de Administración de Proyectos Especiales de la CCSS (DAPE). Dicho concurso fue adjudicado a EDICA Ltda. y la orden de inicio fue girada para el 10 de diciembre del 2007. (Caja Costarricense de Seguro Social, 2011).

Las obras iniciaron en diciembre de ese mismo año y fue finalizado en enero de 2010.



**Fotografía 8.1. Distribución de edificios principales del H. San Vicente de Paul.**

## ***8.2 Situación Inicial***

Este estudio se enfocará en el análisis del edificio de hospitalización (módulo E del complejo hospitalario). Este consta de seis niveles, donde cada uno de ellos tiene una altura de 4.96 m. El edificio es de concreto reforzado y su sistema estructural sismorresistente está compuesto de una combinación de marcos y muros, lo que

dentro de la clasificación de sistema estructural según el Código Sísmico de Costa Rica, se cataloga como tipo dual.

La estructura de techo es en acero y los sistemas de entrepiso son de viguetas de concreto preeforzado, con una sobrelosa de 6.0 cm de espesor, y losas coladas en sitio en algunas zonas del edificio.

Las divisiones internas son de material liviano que no forman parte del sistema estructural. Así mismo existen algunas fachadas construidas en muros de bloques de concreto, las cuales están desligadas de la estructura principal.

La cimentación está conformada en su mayoría por una losa de fundación. En algunos sectores se utilizaron placas corridas y placas aisladas.

Los materiales utilizados fueron: concreto con una resistencia a la compresión de  $f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$ , varillas de acero para refuerzo del concreto con un esfuerzo de cedencia de  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ , y  $f_y=2800 \text{ Kg/cm}^2$ , según fuera el caso; acero laminado en caliente con un esfuerzo de cedencia  $f_y=36 \text{ Ksi}$ , y  $f_y=50 \text{ Ksi}$ , según fuera el caso; acero laminado en frío con esfuerzo de cedencia  $f_y=2310 \text{ Kg/cm}^2$ ; mampostería Tipo A, con esfuerzo de  $f'_m= 100 \text{ Kg/cm}^2$ .

Las dimensiones de los elementos utilizados fueron: vigas de carga de 30cm x 70cm, vigas de amarre 25cm x 60cm, vigas de fundación 20cm x 50cm, columnas 60cm x 60cm, paredes de mampostería con espesor de 15cm, muros estructurales de espesor de 25cm y 30cm. (Caja Costarricense de Seguro Social, 2011).

El diseño de la estructura se realizó mediante un análisis estático lineal, utilizando el programa *Extend Three Dimensional Analysis of Building Systems* ETABS V8, de Computers and Structures Inc.



Fotografía 8.2. Vista del edificio de hospitalización, H. S. Vicente de Paul.



Figura 8.1. Ubicación del edificio de hospitalización (módulo E), H. S. Vicente de Paul.

### 8.3 Características Estructurales

Las características principales del edificio de hospitalización, también llamado Módulo E, son las siguientes:

- a. El edificio original fue diseñado en 2008 y se construyó en 2010.

- b. El Módulo E posee un área de 10200 m<sup>2</sup>, posee seis entrepisos .
- c. Sistema sismorresistente está conformado por marcos y muros de concreto reforzado , por lo tanto es un edificio tipo dual
- d. Se calculó una masa para efectos sísmicos de 12500 Ton.
- e. Se presentan los periodos fundamentales obtenidos de los modelos realizados, en ambas direcciones principales en el siguiente cuadro:

**Cuadro 8.1. Periodos obtenidos para el H. San Vicente de Paul.**

Modelo	Periodo, T(s)
H. San Vicente-E. Carga	0.380
H. San Vicente-E. Amarre	0.641

- f. Con base en las consideraciones y según lo estipulado en el CSCR se calculó el coeficiente sísmico,  $C=0.252$ . Este se obtuvo con base en los parámetros para ZIII y tipo de suelo S<sub>3</sub>.
- g. Posee una planta regular en forma de rectangular. Se muestra planta estructural con dimensiones.

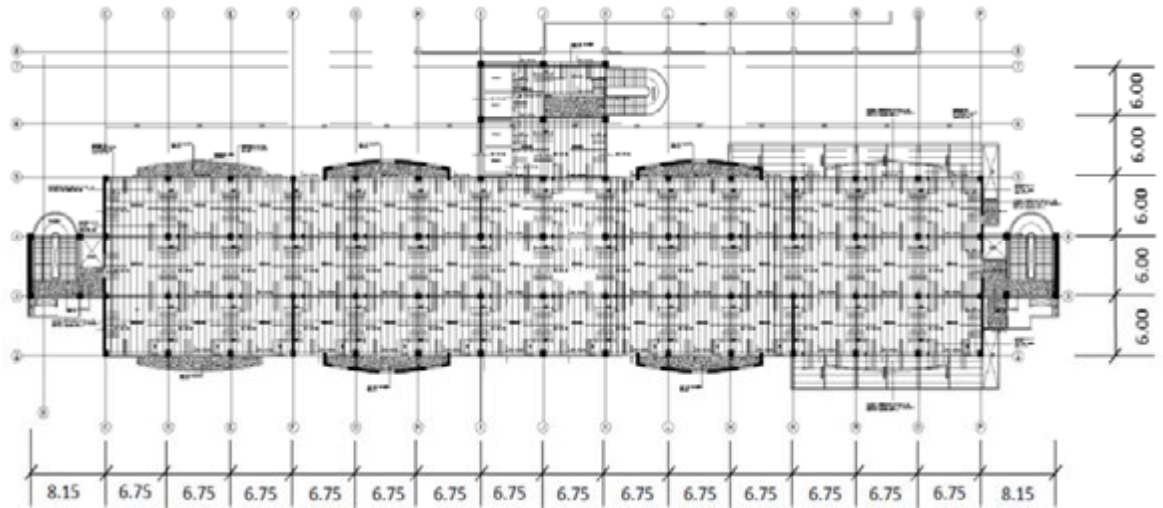


Figura 8.2. Planta estructural de cuarto nivel, módulo E

## 8.4 Resultados

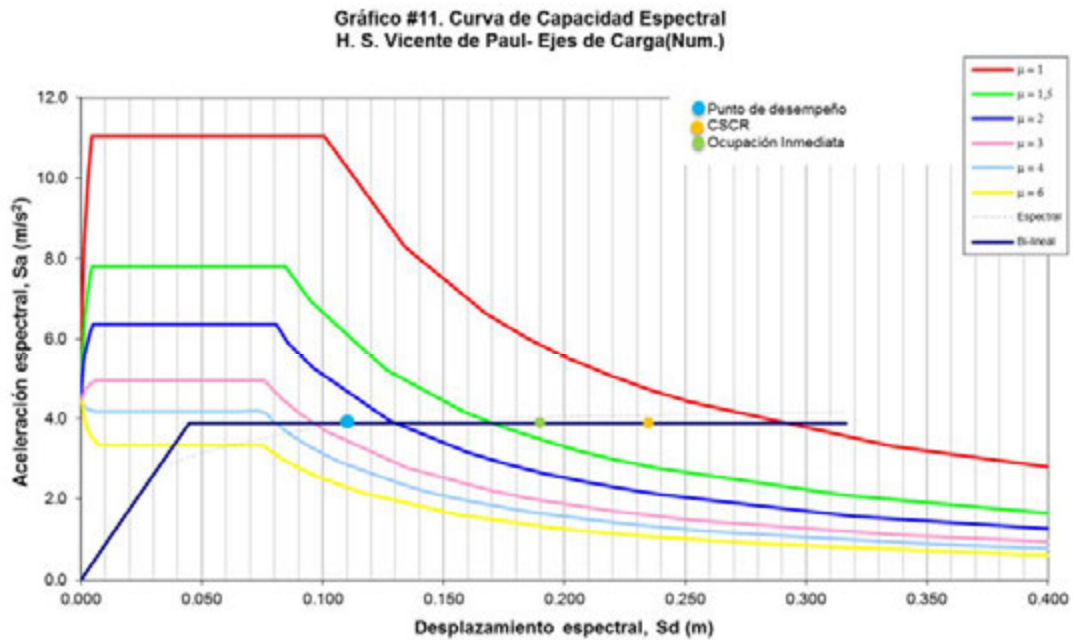
Como ya se mencionó, se realiza el análisis del edificio de hospitalización (módulo E) de todo el complejo hospitalario. Al igual que el Hospital San Rafael, se analiza el edificio original, el cual no ha sido reforzado.

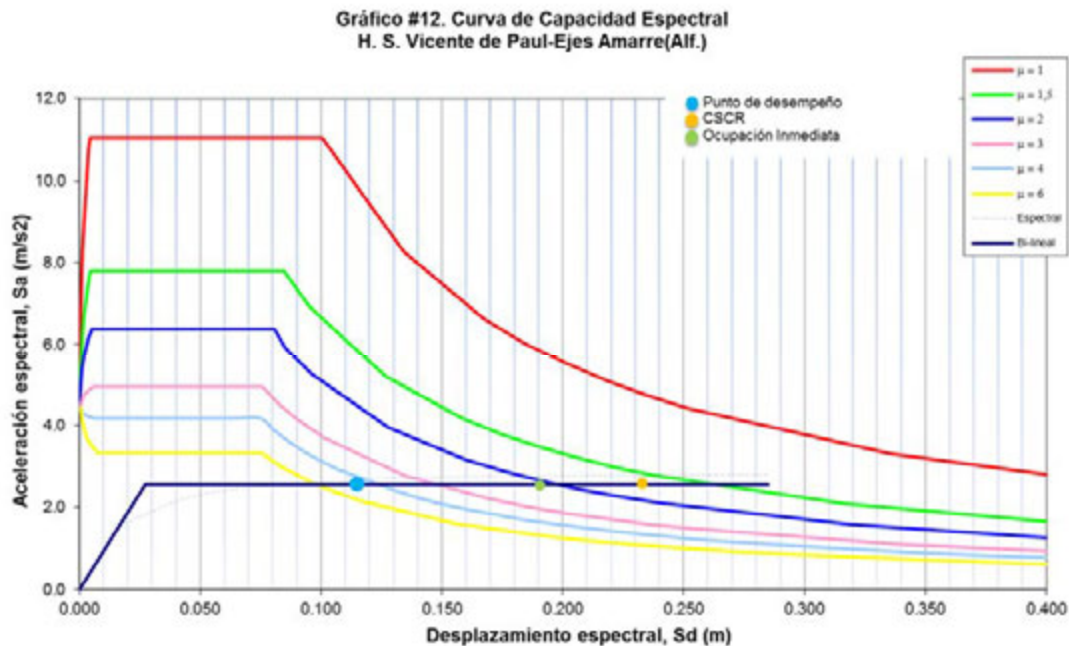
### Periodo fundamental

Se observa que los valores de periodo fundamental son bastante pequeños (cercanos a 0.5 s). En este caso, el modelo llamado *ejes de carga*, posee un valor menor que corresponde a 0.380s. Para el modelo llamado *ejes de amarre* el valor es de 0.641s. Esto indica que el edificio en el sentido de *ejes de amarre*, tiene una mayor flexibilidad. Esta situación, hasta cierto punto se esperaba, debido a que los *ejes de carga* poseen una mayor rigidez inicial, gracias al efecto de los muros de concreto.

Comparación de Curvas de Capacidad Espectral

A continuación se muestran los gráficos para los llamados *ejes de carga* y *ejes de amarre* del edificio de hospitalización.





De los gráficos se puede observar que la curva en el primer tramo, hasta la cedencia de ejes de amarre, tiene una pendiente muy similar, lo que indica que el edificio en ambos sentidos posee un comportamiento muy similar en el rango elástico. Esto es producto de la gran regularidad que posee. Característica que es deseable para las edificaciones, buscando siempre la seguridad estructural.

Como se mencionó al momento de analizar los valores del periodo fundamental, para los ejes de carga la curva sigue en el rango elástico, aun cuando los ejes de amarre ya han entrado en cedencia. Esto confirma el comportamiento esperado, donde los ejes de carga poseen una mayor rigidez inicial.

También, se muestran gráficamente los puntos solicitados tanto por el CSCR (naranja) como para el objetivo de Ocupación Inmediata (verde). Se observa claramente que para ambos casos, el punto de desempeño encontrado (celestes), es mucho menor para ambos ejes principales. Lo que indica que ante el sismo de demanda, el edificio se mantendría dentro de los límites establecidos, y se esperaría un comportamiento seguro.

Esto se observa de mejor manera en la tabla 8.1 donde se muestran los valores de ductilidad.

### Comparación de ductilidades y derivas

**Tabla 8.1. Resumen de ductilidades,  $\mu$**

Modelo	$\mu_d$	$\mu_{adm}$	$\mu_d < \mu_{adm}?$	$\mu_{oi}$	$\mu_d < \mu_{oi}?$
H. San Vicente-E. Carga	2.45	5.24	Cumple	4.20	Cumple
H. San Vicente-E. Amarre	4.21	8.50	Cumple	6.89	Cumple

En la tabla 8.1, se muestra un resumen de los valores obtenidos para la ductilidad demandada y se comparan los valores del CSRC y del objetivo de Ocupación Inmediata.

Se observa que para ampos ejes analizados, los valores de ductilidad demandada ( $\mu_d$ ), son menores, tanto para la ductilidad obtenida para el CSRC ( $\mu_{adm}$ ) como para la ductilidad para Ocupación Inmediata ( $\mu_{oi}$ ). Esto indica que ante el sismo de demandad, se esperaría una respuesta estructural adecuada, para la edificación y se cumpliría el objetivo de que el servicio hospitalario continúe operando con normalidad. Por lo que con base en estos resultados, se observa que el diseño mediante códigos actuales es satisfactorio en cuanto a la seguridad estructural de la edificación.

También, se observa que la ductilidad demandada obtenida para los *ejes de amarre*, es mayor (4.21), que para los *ejes de carga* (2.45). Estos valores son consecuentes, con lo que se ha venido mencionando: donde los *ejes de amarre* presentan una mayor capacidad de deformación en el rango inelástico en comparación con los *ejes de carga* que poseen una mayor rigidez, como ya se mostró en las gráficas.

Se muestra también, la tabla 8.2, donde se muestran las derivas obtenidas.



Tabla 8.2. Comparación de derivas,  $\Delta/H$ 

Modelo	$\Delta_d/H$	$\Delta_{adm}/H$	$\zeta \Delta_d/H < \Delta_{adm}/H?$	$\Delta_{oi}/H$	$\zeta \Delta_d/H < \Delta_{oi}/H?$
H. San Vicente-E. Carga	<b>0.0058</b>	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.0100</b>	Cumple
H. San Vicente-E. Amarre	<b>0.0062</b>	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.0100</b>	Cumple

En esta se muestran los valores de razón de deriva obtenidos en el punto de desempeño, ( $\Delta_d/H$ ) y se realiza la comparación con los valores del CSCR ( $\Delta_{adm}/H$ ) y de Ocupación Inmediata ( $\Delta_{oi}/H$ ). En ambos ejes ortogonales, las deformaciones para el punto de desempeño son menores para ambos límites establecidos, lo que indica que la edificación obtendría deformaciones que no comprometerían la seguridad estructural del edificio. Esto reafirma el adecuado comportamiento estructural ante el sismo de demanda.

También puede observarse que para ambos ejes, los valores de deformación demandada, son muy similares. Situación que se esperaba, gracias a la característica de la regularidad del edificio, que ya se mencionó.

Un factor importante a revisar son las capacidades de cortante en los elementos verticales del primer nivel, ya sean columnas o muros.

En la Tabla 8.3 se muestran los valores de cortante en las columnas y muros del primer piso, para el punto de desempeño.

**Tabla 8.3. Cortante en las columnas de base para el punto de desempeño**

Modelo	Columna	Vu(Ton)	Vn(Ton)	¿Vu<Vn?
H. San Vicente-E. Carga	C1	27.40	32.44	Cumple
	C2	26.97	32.44	Cumple
	M1-N2	277.40	3800.90	Cumple
H. San Vicente-E. Amarre	C2	1.551	32.44	Cumple
	M2-N0	117.434	1545.95	Cumple
	M3-N0	297.387	2322.89	Cumple
	M4-N0	120.393	1388.61	Cumple

También, como era de esperarse, las columnas y muros tienen la suficiente capacidad a cortante para soportar los valores de cortante impuestos por el sismo de demanda, a los cuales se les ha llamado  $V_u$ . En ambos sentidos los valores de capacidad a cortante,  $V_n$ , son mayores a los valores de cortante demandado. Esto es un gran indicador de la estabilidad de la estructura y se esperaría un comportamiento estructural de manera segura.

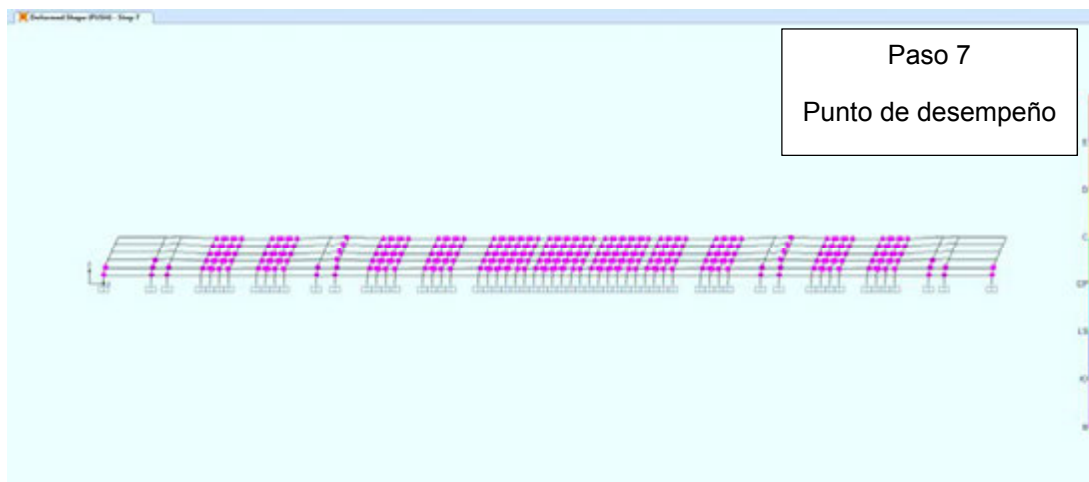
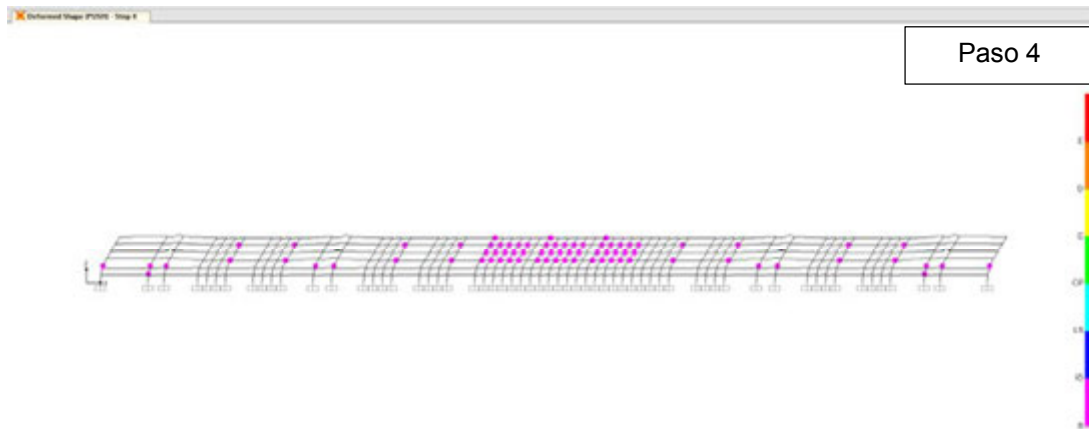
Los muros de concreto son los más esforzados, situación que también era de esperarse debido a su gran rigidez, lo que incrementa su capacidad a cortante.

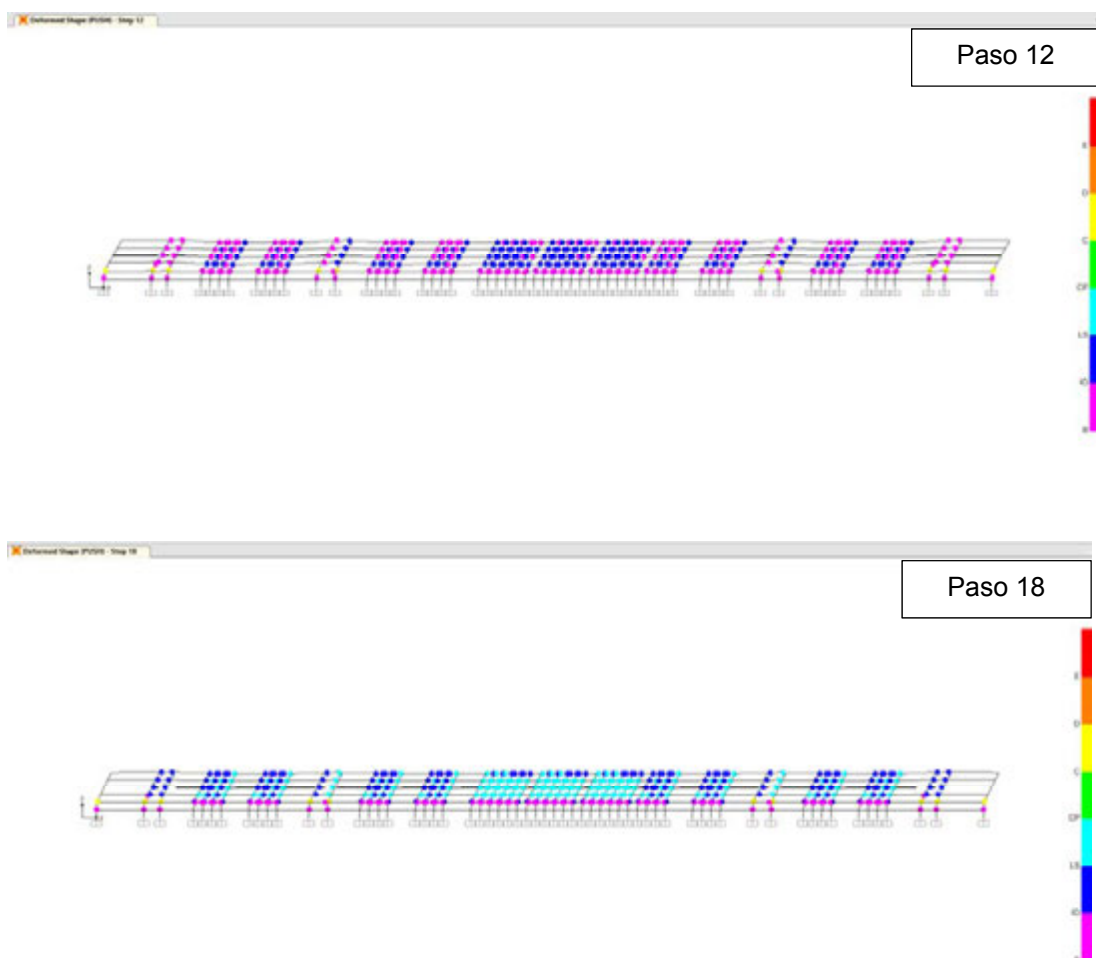
Se observa también, que en los ejes de amarre, al existir varios muros, esto hace que las columnas se vean menos esforzadas, situación que hace que los muros sean sumamente importantes en el aporte de capacidad a cortante.

Por todo lo anterior, se conserva la seguridad de las columnas y muros en la base, para cuando se desarrolle la ductilidad demandada para ambos modelos estudiados.

### Rotaciones en las rótulas plásticas

Para ambos modelos, se generaron los patrones de rótulas correspondientes y se muestran algunos pasos del proceso en cada sentido ortogonal.





**Figura 8.4. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40**  
**H. S. Vicente de Paul -E. Carga.**

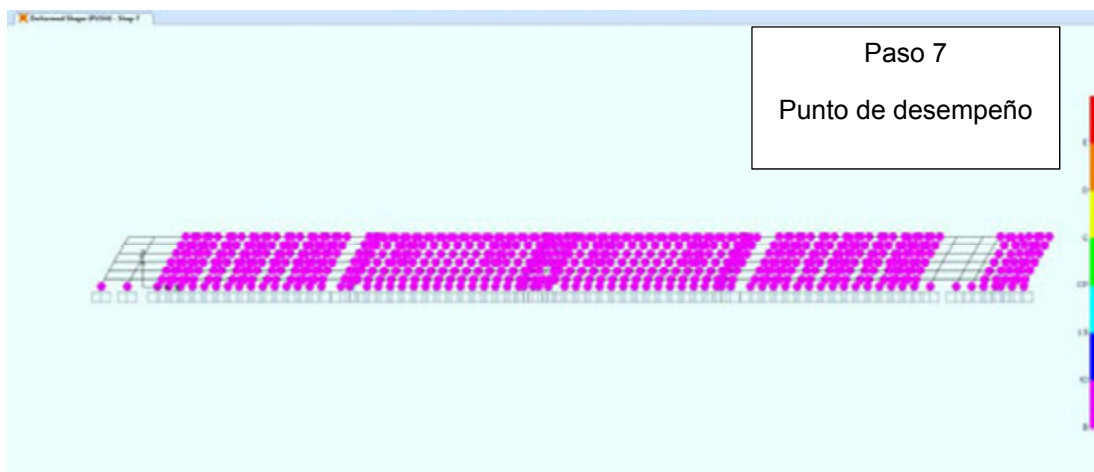
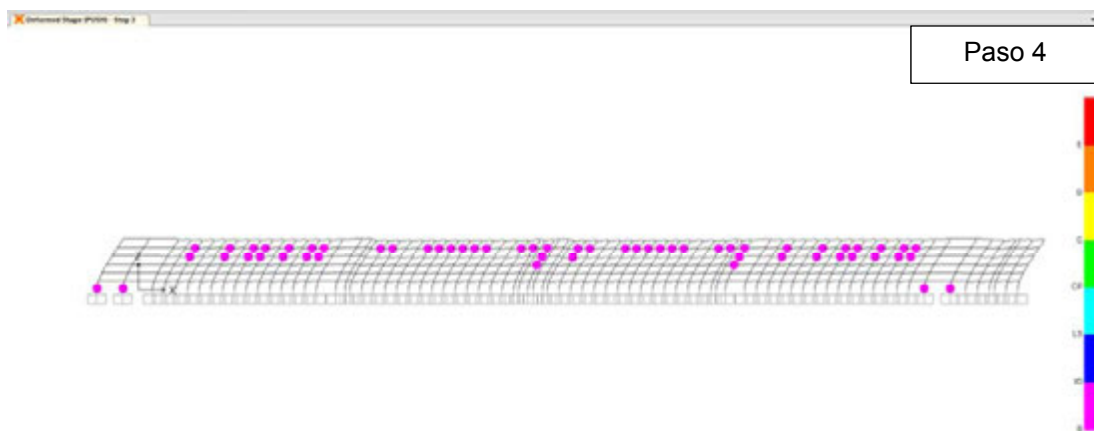
En la figura 8.4, se muestran algunos pasos de los *ejes de carga*.

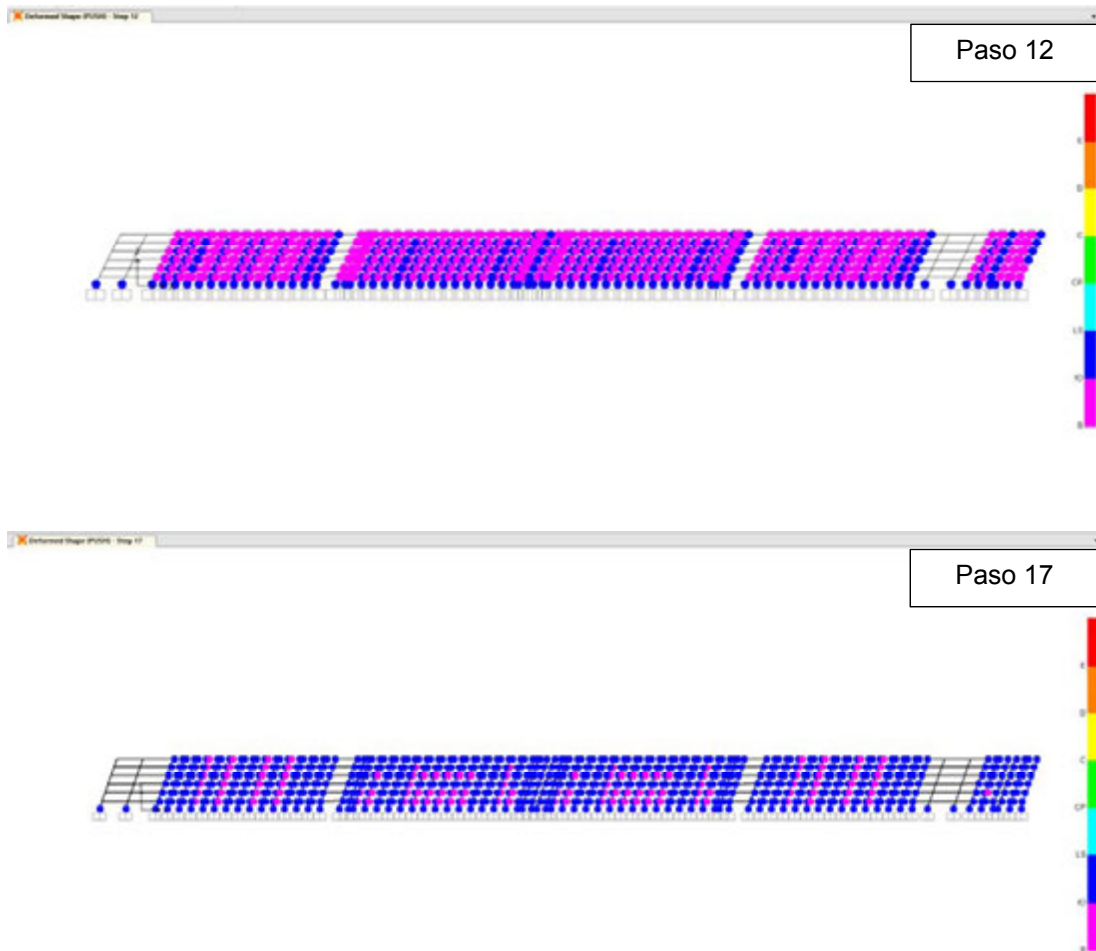
Se observa que en los primeros pasos, las rotaciones se generan en las vigas y columnas de los ejes centrales y los muros de los extremos que poseen gran rigidez. En el punto de desempeño, todas las rotaciones están a un nivel menor del objetivo de Ocupación Inmediata. Finalmente, el nivel máximo de desempeño que se alcanza es el de Seguridad a la Vida (celeste) y la mayoría de vigas y columnas se

mantienen en Ocupación Inmediata. Los muros solamente generan rotación en las bases.

A pesar de este comportamiento de rotulación de elementos de base, para el punto de desempeño se sigue manteniendo el nivel de desempeño deseado para edificaciones hospitalarias, lo que es beneficioso para la estructura.

Se muestran también, algunos pasos para los *ejes de amarre*.





**Figura 8.5. Rotaciones en las rótulas plásticas según los límites de aceptabilidad de ATC-40**  
*H. S. Vicente de Paul -E. Amarre.*

Por su parte para los ejes de amarre se inicia la rotulación con algunas vigas de niveles superiores. Luego, para el punto de desempeño se generan en casi todas las vigas y columnas del edificio, siempre en un nivel menor al especificado (nivel B, primera cedencia). El proceso continúa, manteniendo las mismas rótulas en las columnas y muros, pero muchas alcanzan el nivel de Ocupación Inmediata. Es importante destacar que en este edificio ningún elemento sobrepasa el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata hasta finalizar el proceso. Igualmente, para el caso de los ejes de carga, a pesar de que se dé una rotulación en los pasos iniciales

en los muros, específicamente en la base del edificio, la rotulación del resto de elementos se da, sin una degradación significativa del sistema, lo que es beneficioso para el comportamiento adecuado de la edificación.

## 9 Comparación de resultados

El presente capítulo compila los resultados obtenidos de los análisis realizados a las diferentes edificaciones estudiadas, esto con el objetivo de efectuar una comparación más explícita de las características de las mismas así como de los resultados obtenidos en los diferentes análisis efectuados.

Para realizar la comparación se toman en cuenta los siguientes parámetros:

### Periodo fundamental

Se muestran las tablas donde se observan los periodos fundamentales obtenidos para cada uno de los modelos analizados.



**Tabla 9.1. Resumen de periodos fundamentales**

<b>Modelo</b>	<b>Periodo, T(s)</b>
H. México 1974-E.Carga-SR(L)	1.25
H. México 1986-E.Carga-R	1.07
<i>Disminución porcentual</i>	14.4%
H. México 1974-E.Amarre-SR(T)	1.50
H. México 1986-E.Amarre-R	1.20
<i>Disminución porcentual</i>	20.0%
H.M. Sanabria 1974-E.Carga-SR	0.99
H.M. Sanabria 1987-E.Carga-R	0.63
<i>Disminución porcentual</i>	36.4%
H.M. Sanabria 1974-E.Amarre-SR	1.15
H.M. Sanabria 1987-E.Amarre-R	0.77
<i>Disminución porcentual</i>	33.0%
H.T.Facio 1976-E.Carga-SR	0.858
H.T.Facio 1992-E.Carga-R	0.463
<i>Disminución porcentual</i>	46.0%
H.T.Facio 1976-E.Amarre-SR	1.205
H.T.Facio 1992-E.Amarre-R	0.380
<i>Disminución porcentual</i>	68.5%
H.C.Neily 1977-E.Carga-SR	0.082
H.C.Neily 2008-E.Carga-R	0.057
<i>Disminución porcentual</i>	30.5%
H.C.Neily 1977-E. Amarre-SR	0.085
H.C.Neily 2008-E. Amarre-R	0.033
<i>Disminución porcentual</i>	61.2%
H.S.Rafael-E.Carga	0.383
H.S.Rafael-E.Amarre	0.373
H. San Vicente-E. Carga	0.380
H. San Vicente-E. Amarre	0.641

En cada capítulo correspondiente ya se han realizado los comentarios respectivos.

En términos generales, se dan disminuciones que son mayores al 15% y la mayoría, menores a 1.0 s. Esto demuestra que se ha dado una mejora al realizarse los reforzamientos respectivos, ya que al disminuir el periodo, disminuye el desplazamiento probable, lo que implica una posibilidad de menor daño en la estructura.

Por ejemplo, en el caso del Hospital México, se da la menor disminución en los periodos, sin embargo, la respuesta estructural resulta con menores desplazamientos a los obtenidos en la estructura inicial, lo que es beneficioso al comportamiento del edificio.

Por otro lado, el Hospital de Ciudad Neily es el que presenta una mayor disminución, donde su mayor valor está en 61.2%. Esto indica que debido a las características del reforzamiento, se ha dado un gran aumento en su rigidez inicial, lo que hace que su periodo disminuya. Dicho sea de paso, este edificio presenta los menores valores de periodo fundamental (0.033s a 0.082s)

Además, los edificios diseñados con códigos más recientes, poseen periodos relativamente bajos que rondan entre 0.3 s y 0.6 s.

No obstante, aunque se da una gran disminución en los periodos fundamentales para los edificios reforzados, estos valores oscilan entre 0.1 s y 0.5 s para casi todas las estructuras. Esto en términos de los gráficos espectrales que se encuentran en el CSCR, indica que para este rango de periodos, es cuando se obtienen los mayores valores para el Factor Espectral Dinámico. Esto indica que las fuerzas sísmicas esperadas, siempre están entre los valores más altos (plataforma).

### Coeficientes Sísmicos

Se muestra los diferentes valores de coeficientes sísmicos para las condiciones de las edificaciones.

**Tabla 9.2. Coeficientes Sísmicos, C**

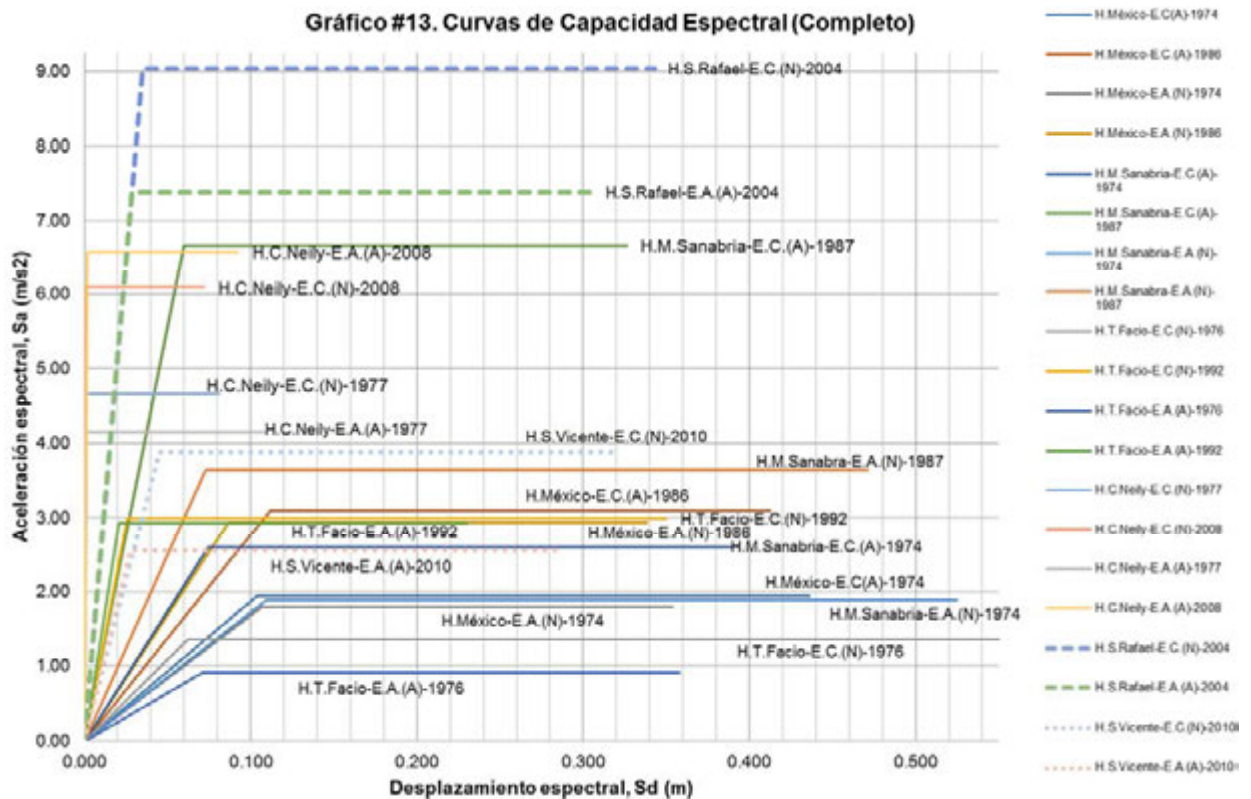
Modelo	C	C (según CSCR-2010)
H. México-SR	0.065	-
H. México -R	0.070	0.124
H.M. Sanabria-SR	0.125	-
H.M. Sanabria-R	0.100	0.252
H.T.Facio-SR	0.070	-
H.T.Facio-R	0.100	0.212
H.C.Neilly-SR	0.150	-
H.C.Neilly-R	0.370	0.396

Se observa que de manera general se da un aumento de los valores de C, en comparación con el CSCR 2010, situación que era de esperarse ya que con los nuevos cambios y las investigaciones que se generaron debido al comportamiento sísmico más reciente del país, se han ido depurando los parámetros para el análisis sísmico de las edificaciones.

A pesar de que los valores de Coeficiente Sísmico son mayores para el Código Sísmico actual, los resultados obtenidos para el punto de desempeño cumplen satisfactoriamente para las edificaciones que fueron reforzadas. Esto confirma que los reforzamientos han sido adecuados.

### Curvas de capacidad espectral.

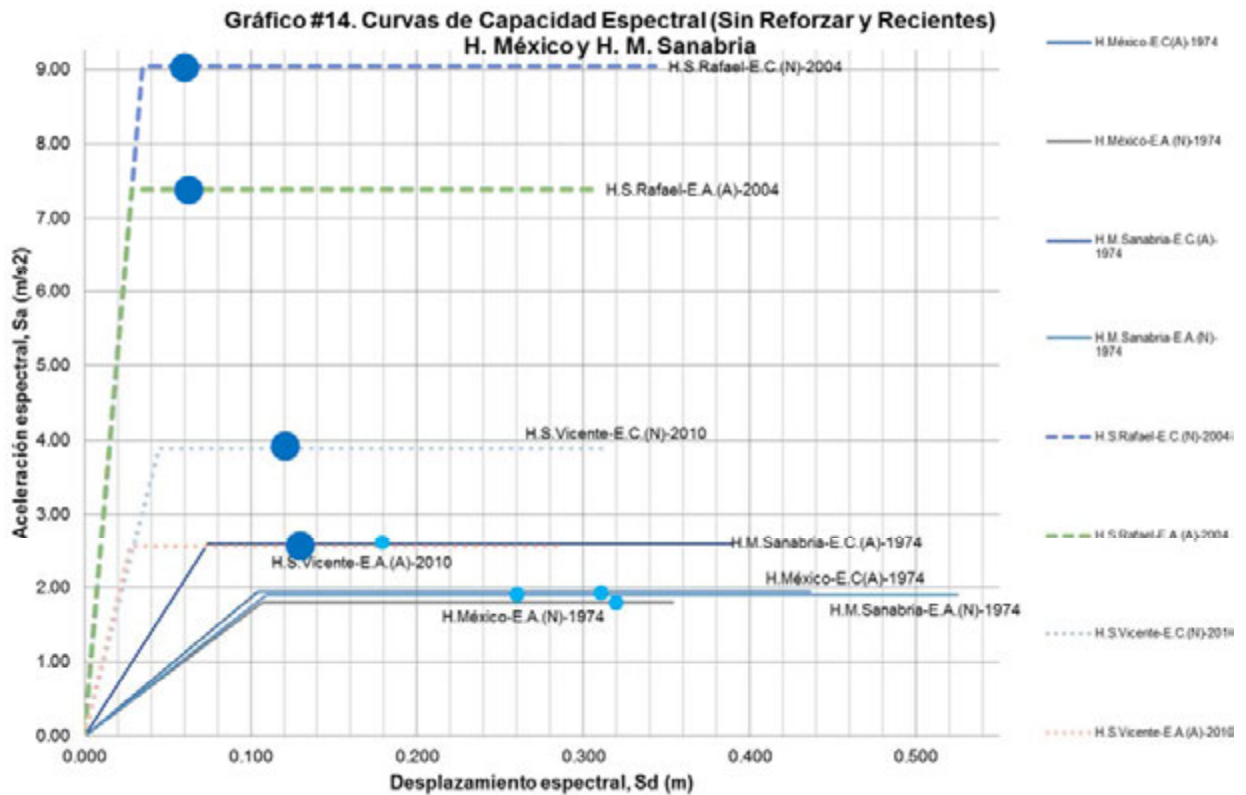
Para lograr una mejor visualización de los resultados obtenidos, se han graficado las curvas de capacidad espectral de los edificios en coordenadas  $S_a$ - $S_d$ , sin los espectros respectivos, para poder analizar mejor el resultado obtenido.



En primer lugar se muestran de forma general, todas las curvas de capacidad espectral, indicando en líneas de puntos, las curvas del Hospital San Rafael. Se indica en líneas cortas, las curvas del Hospital San Vicente. Esto para poder diferenciar mejor la ubicación de estas en comparación con los edificios de mayor antigüedad, ya sean los edificios originales y sus correspondientes refuerzos. Se muestra en el gráfico #13.

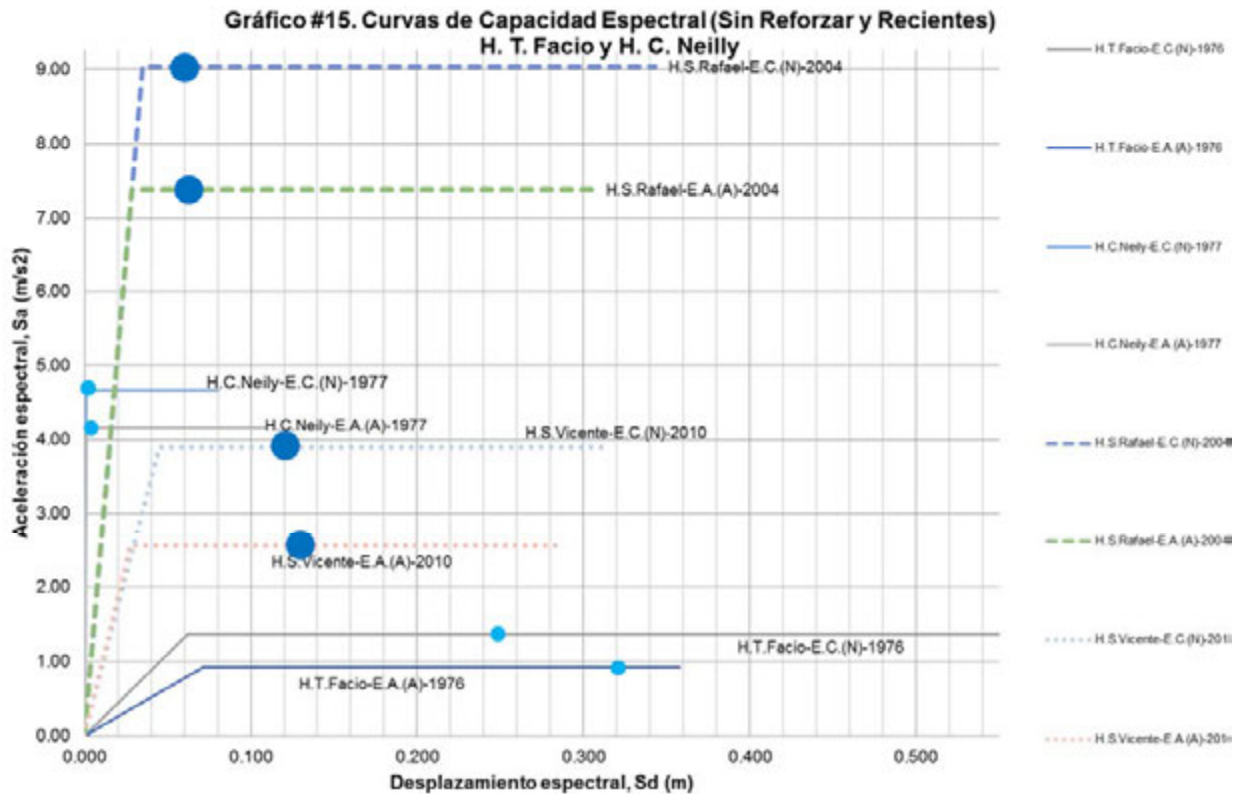
Además se muestran los edificios más recientes en comparación con los edificios sin reforzar. En el gráfico # 14 se muestran solamente los hospitales México y Monseñor Sanabria. En cada uno de ellos se indica el punto de desempeño en color

celeste y en color azul para los edificios más recientes, los cuales son el Hospital San Rafael y el Hospital San Vicente.



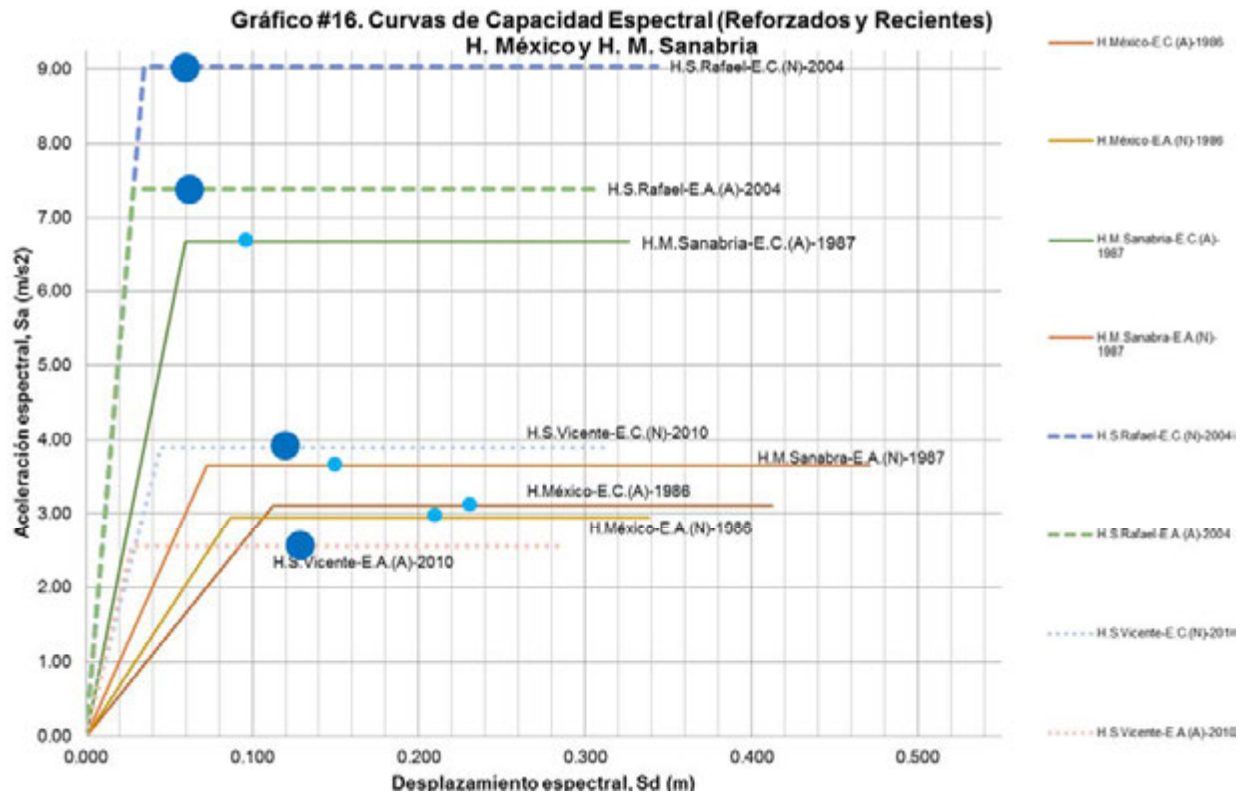
Además se muestra en el gráfico #15, la comparación de los hospitales Tony Facio y de Ciudad Neily, con los hospitales San Rafael y San Vicente de Paul.

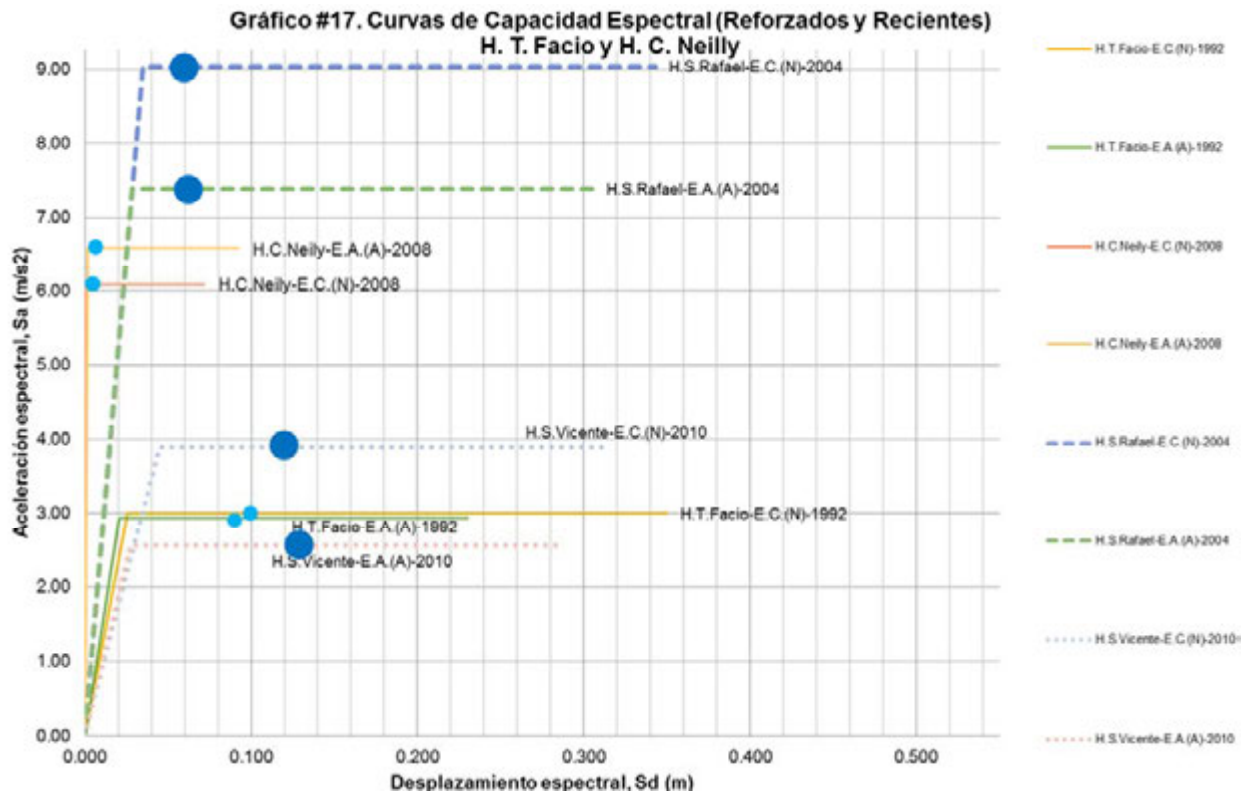
Se hizo la separación para tener una mejor visualización de ambos.



Se observa claramente, con la excepción del Hospital del Ciudad Neilly, que los valores de punto de desempeño son menores para los edificios diseñados con códigos recientes. Esto corrobora que se daría una disminución considerable del daño en las estructuras, gracias a la optimización que se ha venido plasmando en los códigos de diseño más recientes, donde se busca mejorar la seguridad estructural de las edificaciones.

También se hace la comparación de las curvas de los edificios reforzados con los edificios más recientes. Esto se muestra en los gráficos #16 y #17.





En este caso, en casi todos los modelos analizados de los edificios reforzados, los puntos de desempeño son mayores a los obtenidos para los edificios más recientes. Existen diferencias menores en comparación con los edificios sin reforzamiento. Esta situación era de esperarse, debido que al reforzarse el edificio, se logra disminuir el daño y eso se ve reflejado en la disminución del valor del punto de desempeño. Todo esto indica que se ha venido dando un progreso en los códigos de diseño que permite que, en este caso, se generaran reforzamientos que busquen minimizar los daños estructurales probables en las edificaciones.

Por otro lado, se puede observar en la figuras mencionadas, que la gran mayoría de curvas obtenidas rondan entre las coordenadas de aceleración espectral,  $S_a$ , de  $1 \text{ m/s}^2$  y  $3 \text{ m/s}^2$ , para los edificios sin reforzar y entre  $2 \text{ m/s}^2$  y  $4 \text{ m/s}^2$  para los edificios reforzados. Es claro que se da un aumento importante en la capacidad de la estructura y eso se ve reflejado en esta diferencia. Esto indica que los edificios reforzados pudieron alcanzar una mayor rigidez inicial, lo que hace que se incremente su capacidad y además, como se discutió en cada capítulo



correspondiente, los puntos de desempeño tuvieron una disminución en prácticamente todos los modelos reforzados. Lo que hace que se reduzca la posibilidad de daño.

Variación en la ductilidad demandada.

En la tabla 9.3 se muestran los valores de ductilidad y su respectiva reducción. Además en las últimas columnas de la tabla se indican las diferencias porcentuales, con respecto al CSCR y al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

**Tabla 9.3. Resumen de ductilidades ,  $\mu$**

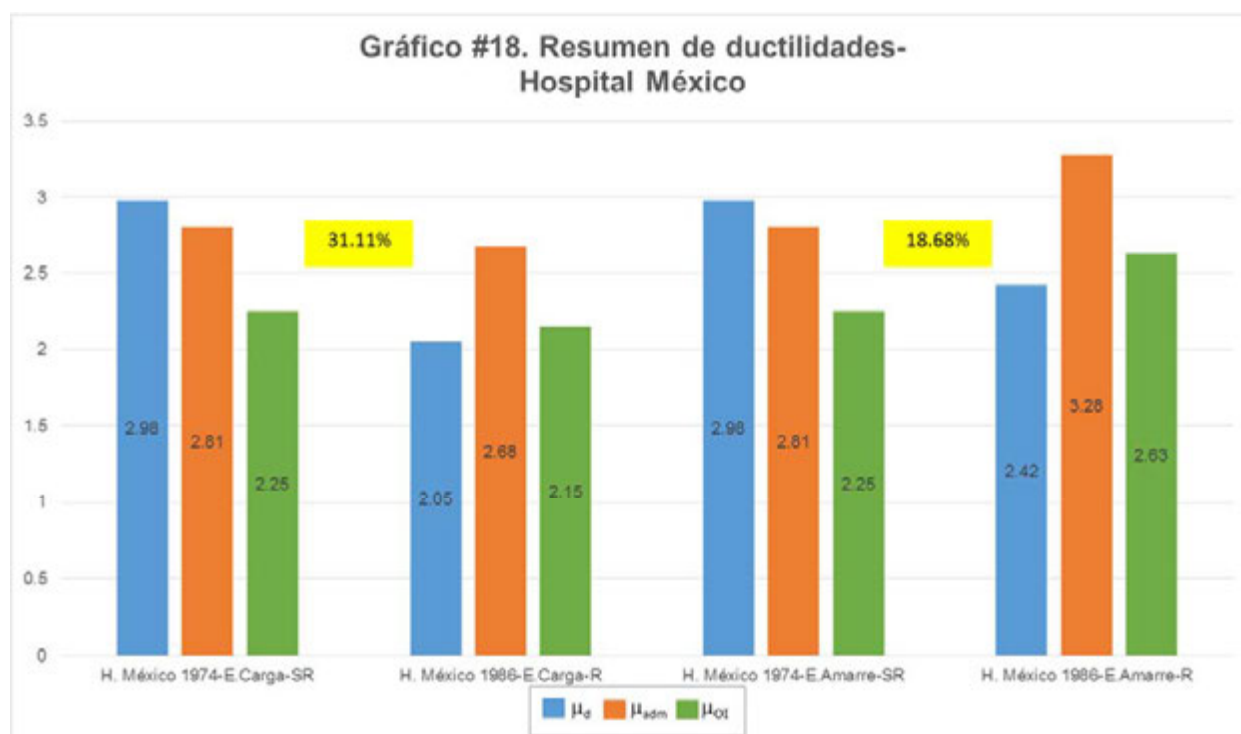
Modelo	$\mu_d$	$\mu_{adm}$	$\mu_d < \mu_{adm}?$	$\mu_{oi}$	$\mu_d < \mu_{oi}?$	Dif. % CSCR	Dif. % Ocupación Inmediata
H. México 1974-E.Carga-SR	2.98	2.81	No cumple	2.25	No cumple	106.05%	132.44%
H. México 1986-E.Carga-R	2.05	2.68	Cumple	2.15	Cumple	76.49%	95.35%
<i>Disminución porcentual</i>	31.11%						
H. México 1974-E.Amarre-SR	2.98	2.81	No cumple	2.25	No cumple	106.05%	132.44%
H. México 1986-E.Amarre-R	2.42	3.28	Cumple	2.63	Cumple	73.78%	92.02%
<i>Disminución porcentual</i>	18.68%						
H.M. Sanabria 1974-E.Carga-SR	2.36	3.71	Cumple	2.97	Cumple	63.61%	79.46%
H.M. Sanabria 1987-E.Carga-R	1.59	4.42	Cumple	3.53	Cumple	35.97%	45.04%
<i>Disminución porcentual</i>	32.55%						

H.M. Sanabria 1974-E.Amarre-SR	2.38	2.55	No cumple	2.04	Cumple	93.33%	<b>116.67%</b>
H.M. Sanabria 1987-E.Amarre-R	2.01	3.74	Cumple	2.99	Cumple	53.74%	67.22%
<i>Disminución porcentual</i>	15.75%						
H.T.Facio 1976-E.Carga-SR	3.98	2.16	No cumple	1.73	No cumple	<b>184.26%</b>	<b>230.06%</b>
H.T.Facio 1992-E.Carga-R	3.95	4.32	Cumple	3.46	No cumple	91.44%	<b>114.16%</b>
<i>Disminución porcentual</i>	0.81%						
H.T.Facio 1976-E.Amarre-SR	4.58	1.75	No cumple	1.4	No cumple	<b>261.71%</b>	<b>327.14%</b>
H.T.Facio 1992-E.Amarre-R	4.52	5.41	Cumple	4.33	No cumple	83.55%	<b>104.39%</b>
<i>Disminución porcentual</i>	1.30%						
H.C.Neily 1977-E.Carga-SR	5.61	45.61	Cumple	36.49	Cumple	12.30%	15.37%
H.C.Neily 2008-E.Carga-R	2.47	59.85	Cumple	47.88	Cumple	4.13%	5.16%
<i>Disminución porcentual</i>	56.01%						
H.C.Neily 1977-E. Amarre-SR	6.00	47.92	Cumple	38.33	Cumple	12.52%	15.65%
H.C.Neily 2008-E. Amarre-R	2.26	30.9	Cumple	24.72	Cumple	7.31%	9.14%
<i>Disminución porcentual</i>	62.39%						
H.S.Rafael-E.Carga	1.58	3.02	Cumple	2.42	Cumple	52.32%	65.29%

H.S.Rafael-E.Amarre	2.22	3.89	Cumple	3.11	Cumple	57.07%	71.38%
H. San Vicente-E. Carga	2.45	5.24	Cumple	4.2	Cumple	46.76%	58.33%
H. San Vicente-E. Amarre	4.21	8.5	Cumple	6.89	Cumple	49.53%	61.10%

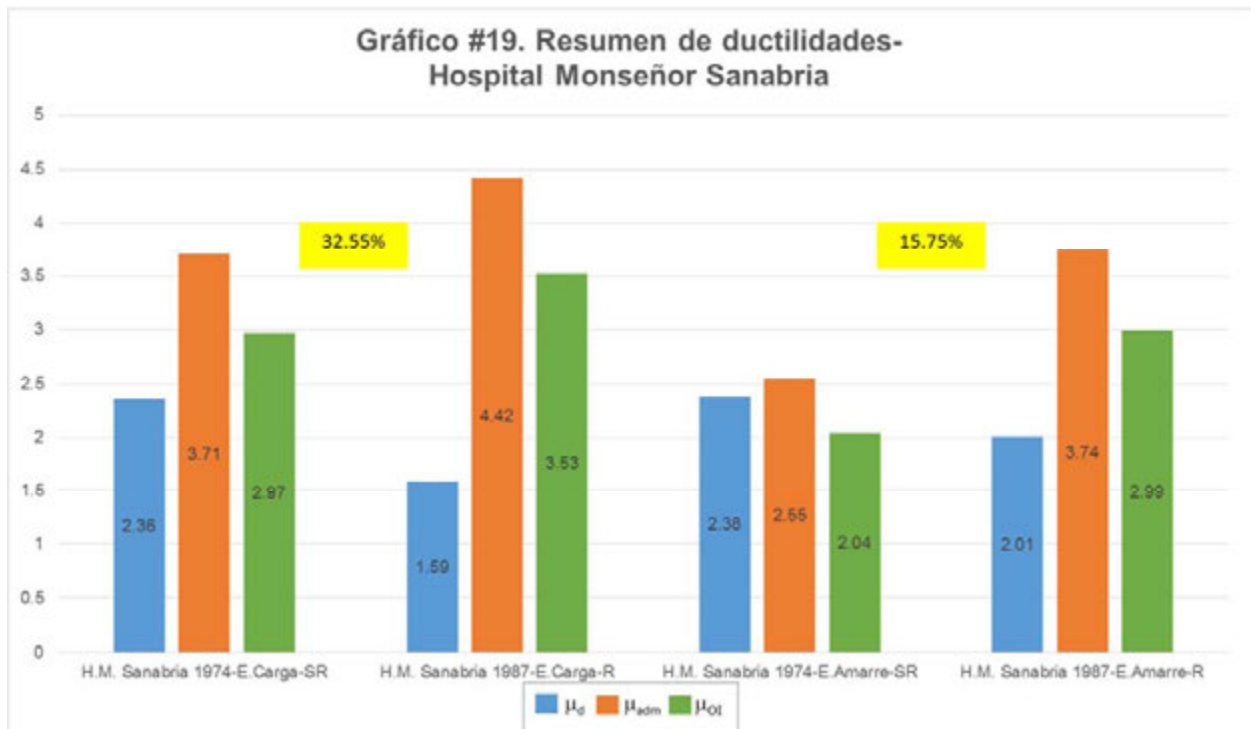
Como ya se mencionó en cada capítulo en particular, se da una reducción bastante importante en los valores de ductilidad demandada.

Se muestra en gráficos de barras, los valores de ductilidad demandada y los límites admisibles, que se mostraron en la tabla 9.3.



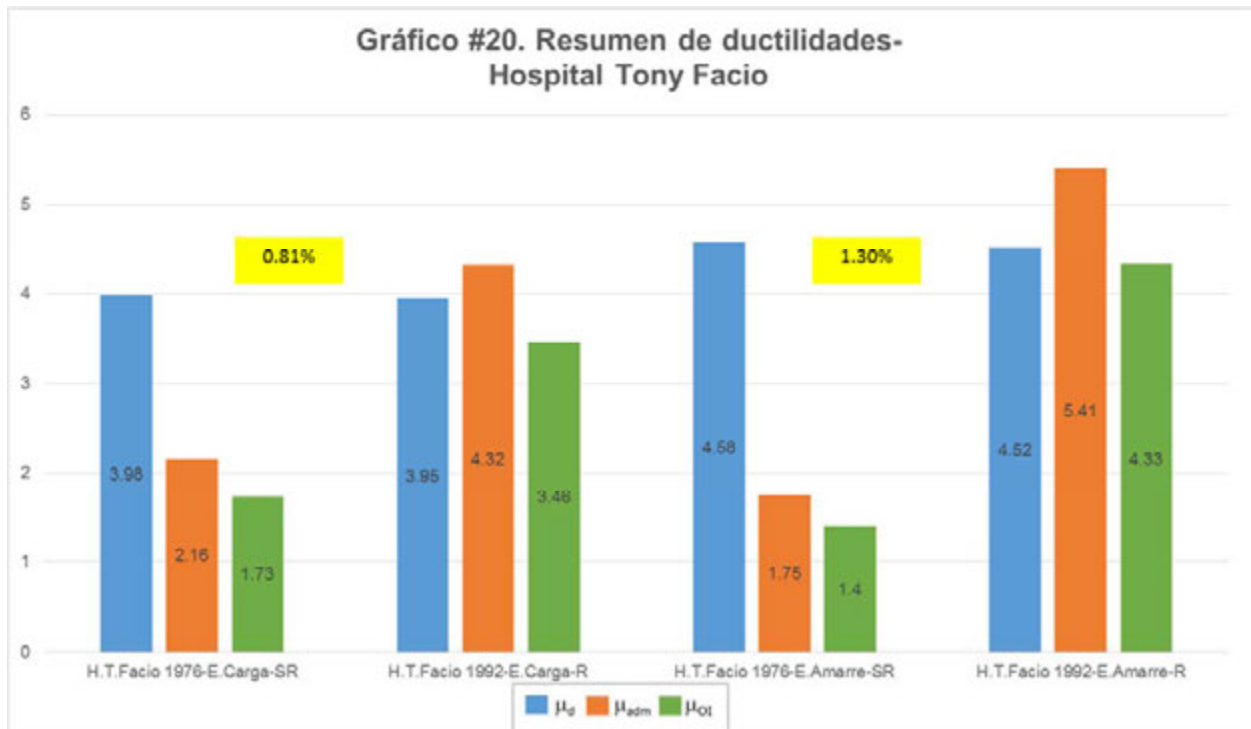
En primer lugar, para el Hospital México, se da una disminución de 31.11% para los llamados *ejes de carga* y de 18.68% para la dirección perpendicular. En este caso se observa que se logra una disminución significativa de la ductilidad en el punto de desempeño. Para los edificios originales se obtienen valores que sobrepasan los

límites del CSCR y de Ocupación Inmediata, pero una vez realizado el reforzamientos se logra una disminución de estos y se logra que sean menores a estos parámetros.

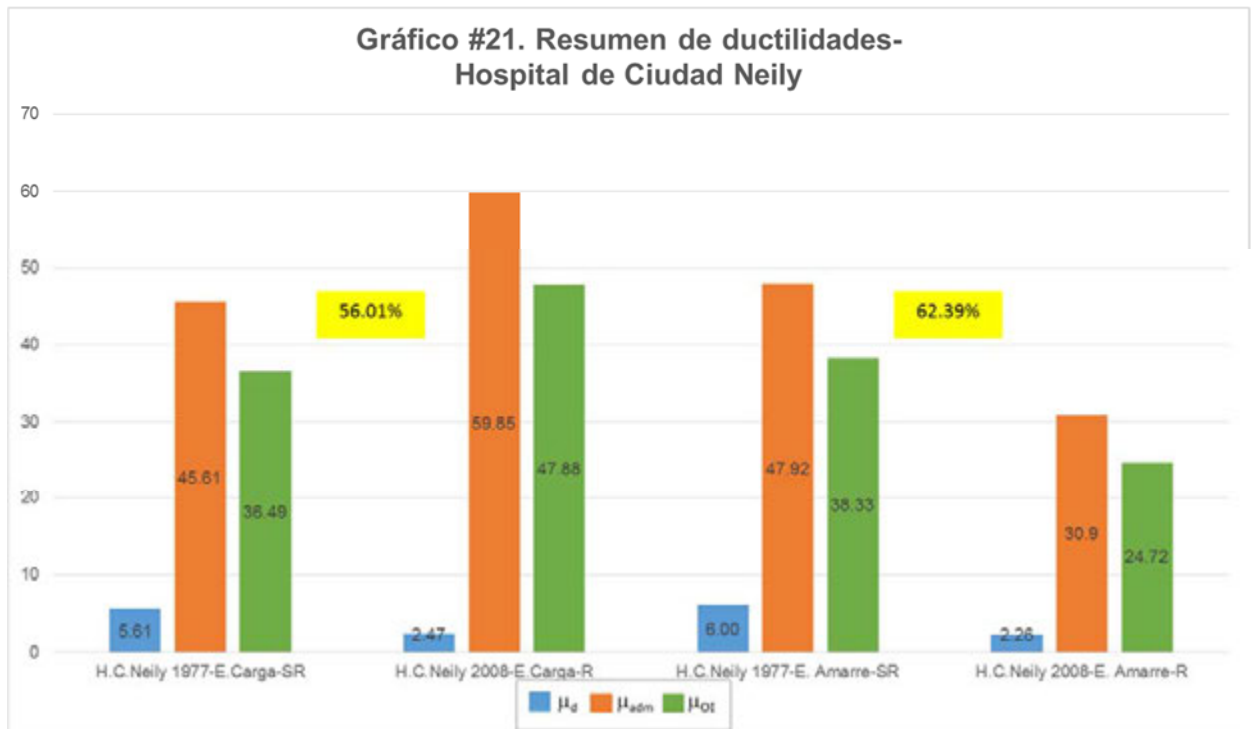


Una relación similar ocurre para el Hospital Monseñor Sanabria, donde se logró una disminución de 32.55% para una de las direcciones y de 15.75% para la otra dirección principal. Se observa que para el parámetro del CSCR, se logra pasar de 63.6% a 36.0% para los *ejes de carga*, y de 93.3% a 53.7% para los *ejes de amarre*. Para Ocupación Inmediata, se pasa de 79.5% a 45.0% en *ejes de carga* y de 116.7% a 67.2% en *ejes de amarre*.

En ambos casos se da disminución muy parecida. Esto indica que los reforzamientos realizados logran disminuir la posibilidad de daños que pudieran presentarse si se hubiesen dejado con el diseño original.

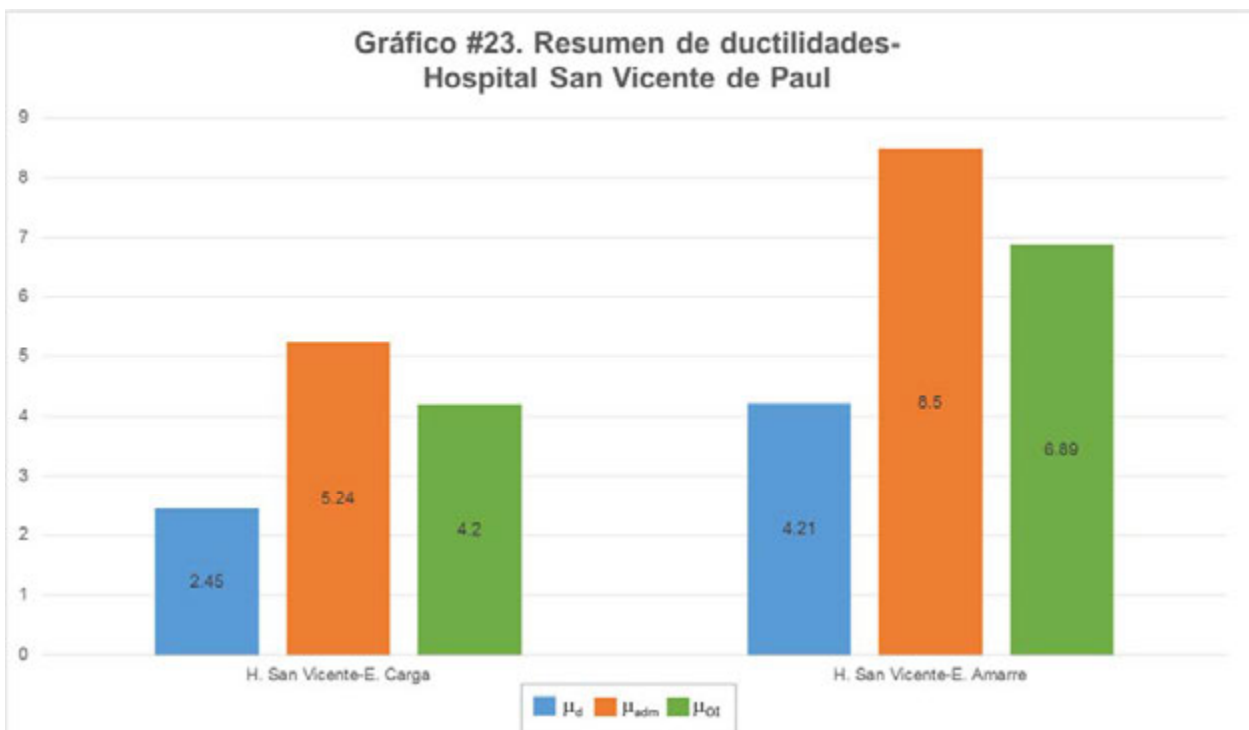
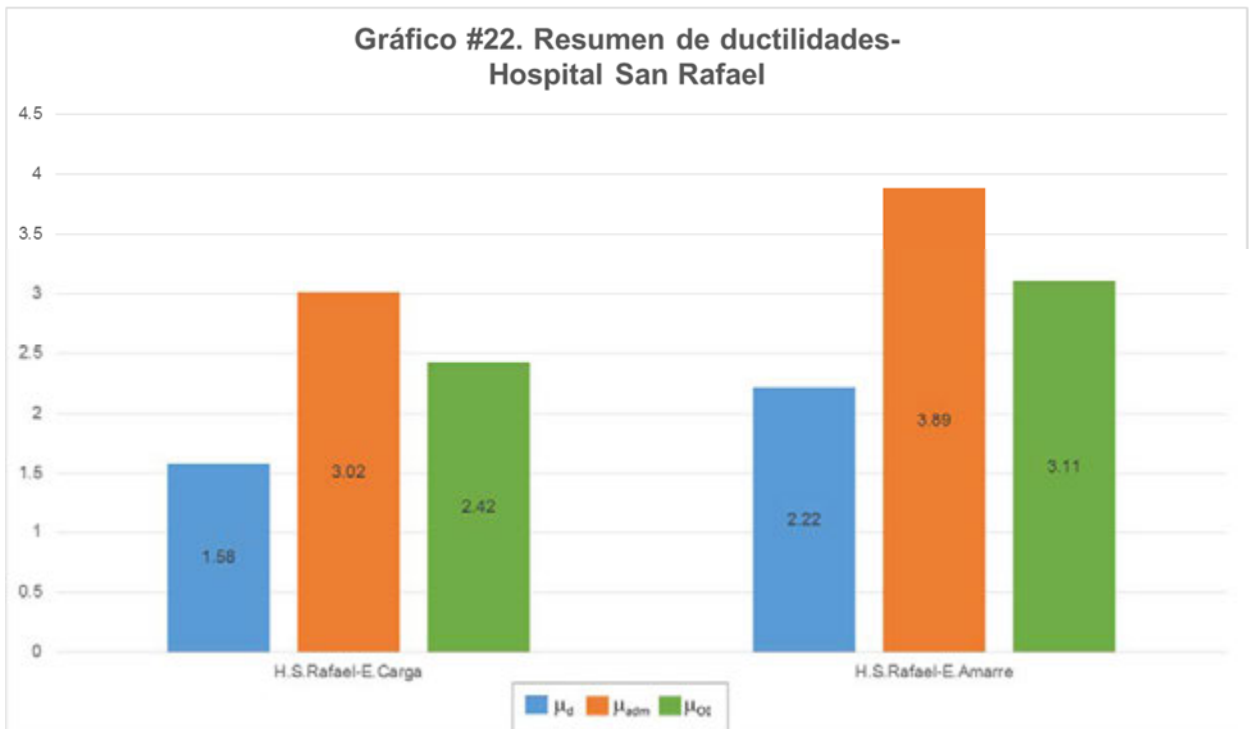


La menor diferencia que se dio fue para el caso del Hospital Tony Facio, donde prácticamente se mantuvo la ductilidad, ya que su reducción fue de 0.81% para un sentido y de 1.30% para la dirección ortogonal. No obstante, como se observó en el gráfico correspondiente, se da una gran disminución en el desplazamiento correspondiente al punto de desempeño. Esto se ve reflejado en la relación de derivas que tuvieron una gran disminución, como se indicará más adelante. Pero al igual que los casos anteriores, se logra una disminución en comparación con los límites del CSCR y de Ocupación Inmediata. Esto se discute en la comparación de derivas, más adelante.



La mayor diferencia se observa en el Hospital de Ciudad Neily, donde se dan reducciones de 56% y 62% para los que se nombraron como *ejes de carga* y *ejes de amarre*, respectivamente. Por las características de este edificio, el cual es de baja altura y periodos sumamente bajos, se logra dar una mejora mucho más significativa al darse una gran rigidez a la estructura con la incorporación de los muros de concreto y esto también se ve reflejado en la disminución de sus relaciones de deriva, que también son bastante altas.

En este caso, las ductilidades demandadas iniciales eran bastante altas (entre 5.6 y 6) y se logra llegar a ductilidades más bajas (entre 2.3 y 2.5), lo que contribuye grandemente a disminuir las posibilidades de daño.



En el caso de los Hospitales San Rafael y San Vicente, se observan valores que están entre 1.58 y 2.2, para el primero y de 2.45 y 4.21 para el segundo.

Si se observan estos valores, y se comparan con los de los edificios reforzados, en su mayoría son muy similares. Para los *ejes de carga* (2, 1.6, 3.95, 2.5, 1.6, 2.5), los valores rondan en promedio de 2.3, con excepción del Hospital Tony Facio, el cual desarrolla una ductilidad mayor por sus características estructurales. Para los de *amarre* (2.42, 2.01, 4.52, 2.26, 2.22, 4.21) se tiene un valor promedio de 2.9, que es un poco mayor que el promedio de *ejes de carga*. Esta diferencia en promedio, se debe a que por lo general los *ejes de carga*, presentan los elementos más robustos y por lo tanto esto contribuye a que en ese eje, se obtenga una rigidez mayor.

Toda esta comparación es otro indicador de que los reforzamientos con los códigos actuales, han logrado disminuir las ductilidades demandadas y los desplazamientos, en un nivel similar a los edificios más recientes. Esta situación indica que ante eventos sísmicos, se logre mantener la seguridad de las edificaciones en toda su integridad.

#### Mejoramiento en los desplazamientos.

Se muestran las relaciones de deriva para cada uno de los modelos analizados, así como las diferencias porcentuales con respecto al CSCR y a Ocupación Inmediata.

**Tabla 9.4. Resumen de Comparación de derivas,  $\Delta/H$**

Modelo	$\Delta_d/H$	$\Delta_{adm}/H$	$\xi\Delta_d/H$ < $\Delta_{adm}/H$ ?	$\Delta_{oi}/H$	$\xi\Delta_d/H$ < $\Delta_{oi}/H$ ?	Dif. % CSCR	Dif. % Ocupación Inmediata
H. México 1974-E.Carga-SR	0.0133	<b>0.0125</b>	No cumple	<b>0.01</b>	No cumple	<b>106.40%</b>	<b>133.00%</b>
H. México 1986-E.Carga-R	0.0096	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	76.80%	96.00%
<i>Disminución porcentual</i>	27.91%						
H. México 1974-E.Amarre-SR	0.0132	<b>0.0125</b>	No cumple	<b>0.01</b>	No cumple	105.60%	132.00%
H. México 1986-E.Amarre-R	0.0092	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	73.60%	92.00%
<i>Disminución porcentual</i>	30.39%						
H.M. Sanabria 1974-E.Carga-SR	0.0079	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	63.20%	79.00%
H.M. Sanabria 1987-E.Carga-R	0.0045	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	36.00%	45.00%



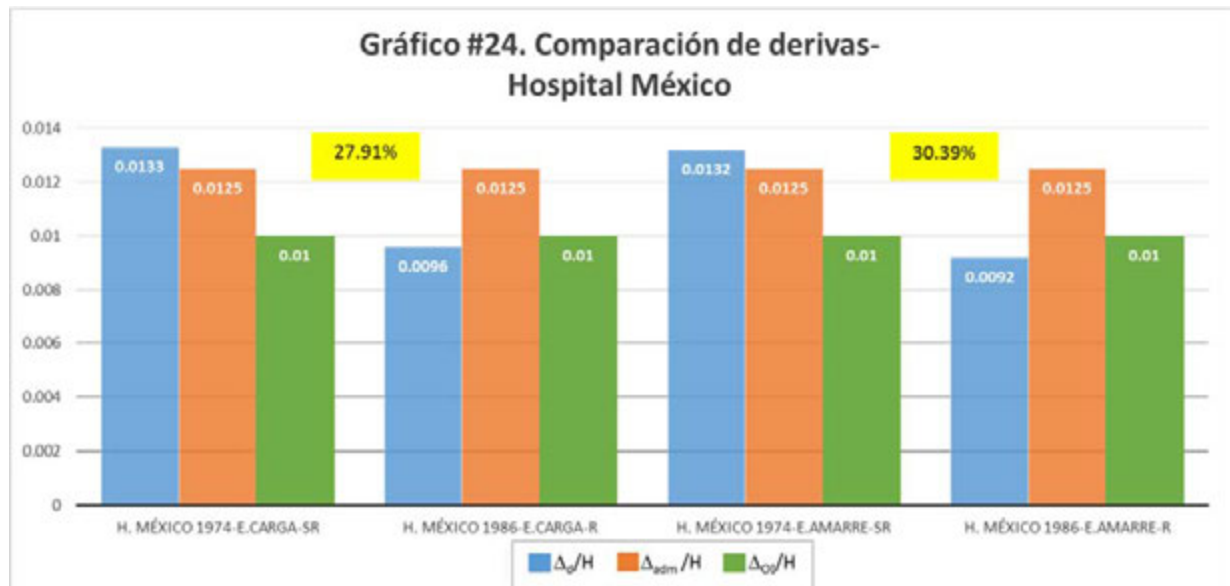
<i>Disminución porcentual</i>	43.42%							
H.M. Sanabria 1974-E.Amarre-SR	0.0114	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	No cumple	91.20%	<b>114.00%</b>	
H.M. Sanabria 1987-E.Amarre-R	0.0067	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	53.60%	67.00%	
<i>Disminución porcentual</i>	41.06%							
H.T.Facio 1976-E.Carga-SR	0.023	<b>0.0125</b>	No cumple	<b>0.01</b>	No cumple	<b>184.00%</b>	<b>230.00%</b>	
H.T.Facio 1992-E.Carga-R	0.0114	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	No cumple	91.20%	<b>114.00%</b>	
<i>Disminución porcentual</i>	50.40%							
H.T.Facio 1976-E.Amarre-SR	0.0327	<b>0.0125</b>	No cumple	<b>0.01</b>	No cumple	<b>261.60%</b>	<b>327.00%</b>	
H.T.Facio 1992-E.Amarre-R	0.0104	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	No cumple	83.20%	<b>104.00%</b>	
<i>Disminución porcentual</i>	68.05%							
H.C.Neily 1977-E.Carga-SR	0.0015	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	12.00%	15.00%	
H.C.Neily 2008-E.Carga-R	0.0005	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	4.00%	5.00%	
<i>Disminución porcentual</i>	66.47%							
H.C.Neily 1977-E. Amarre-SR	0.0016	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	12.80%	16.00%	
H.C.Neily 2008-E. Amarre-R	0.0009	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	7.20%	9.00%	
<i>Disminución porcentual</i>	41.68%							
H.S.Rafael-E.Carga	0.0065	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	52.00%	65.00%	
H.S.Rafael-E.Amarre	0.0071	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	56.80%	71.00%	
H. San Vicente-E. Carga	0.0058	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	46.40%	58.00%	
H. San Vicente-E. Amarre	0.0062	<b>0.0125</b>	Cumple	<b>0.01</b>	Cumple	49.60%	62.00%	

Como ya se mencionó en cada capítulo correspondiente, se logra una disminución porcentual importante en los desplazamientos para el punto del desempeño.

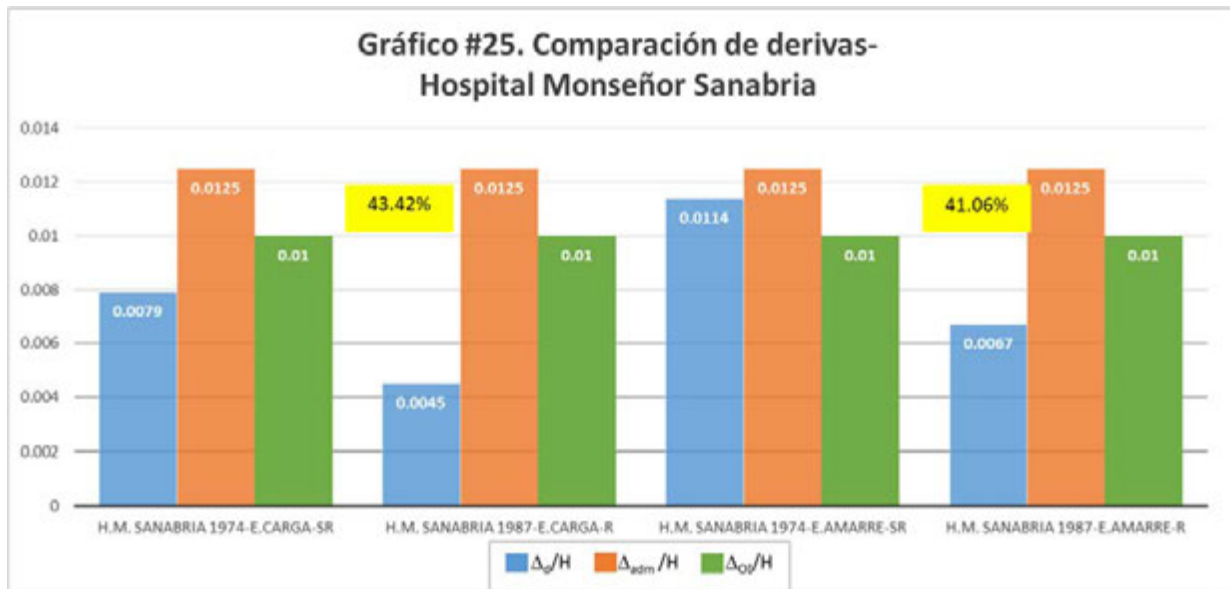
En las últimas dos columnas se muestra la diferencia porcentual de los valores de relación de deriva con respecto a los límites planteados del CSCR y Ocupación

Inmediata. En color rojo se resaltan aquellos porcentajes que sobrepasan los límites establecidos, esto es que representan más del 100% de la relación con los límites.

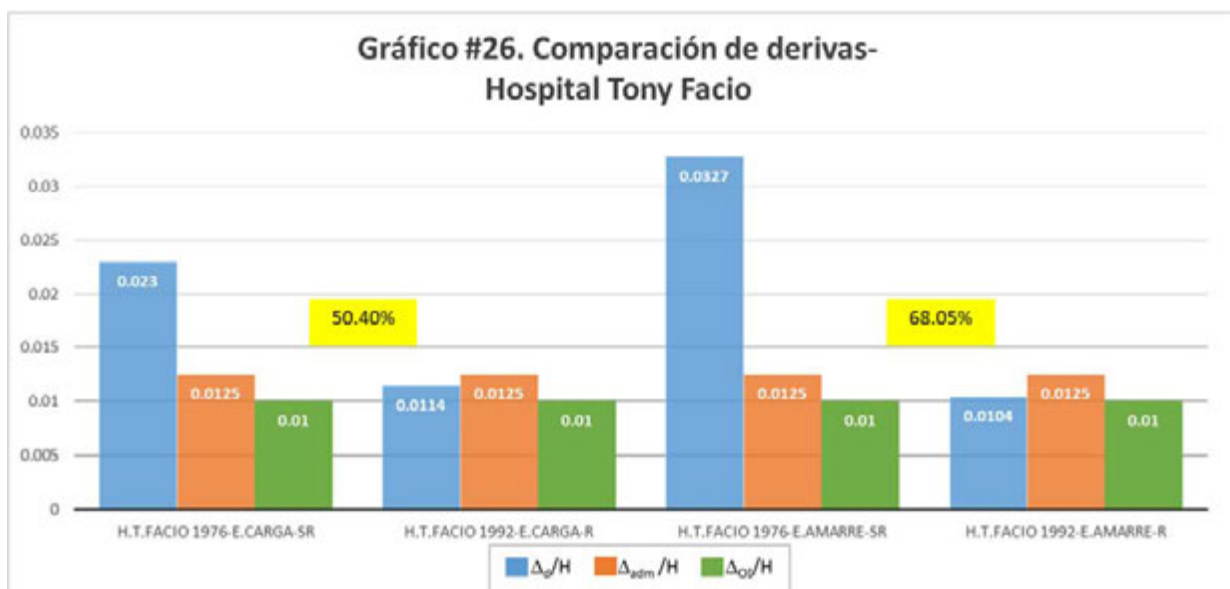
Se muestran gráficos de barras con los valores de la tabla 9.4.



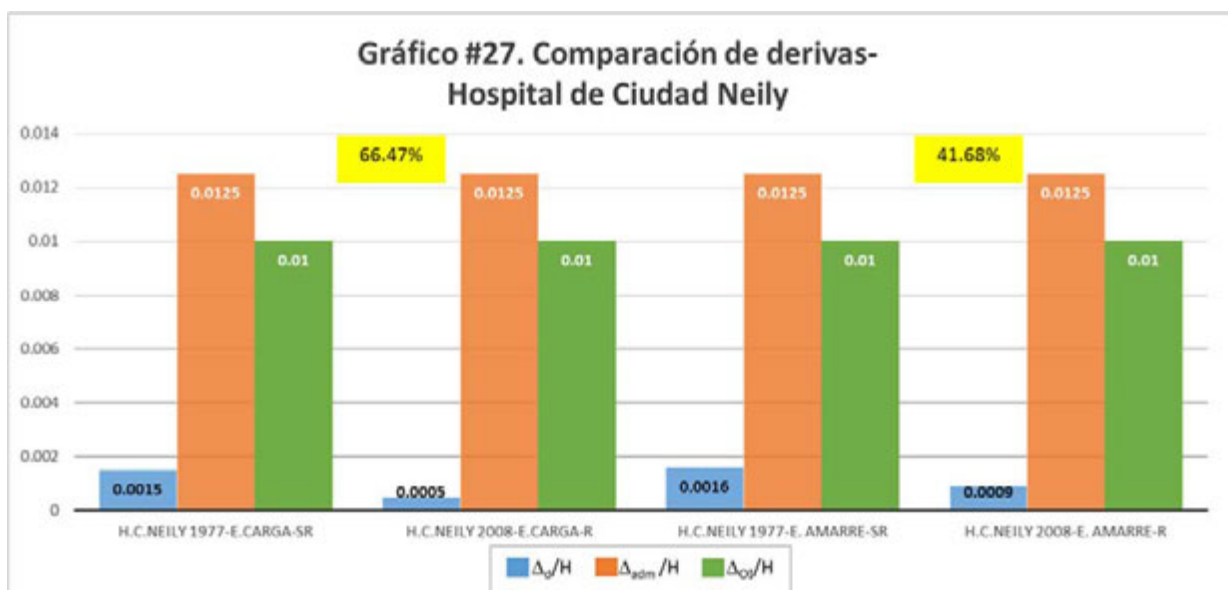
En el caso del Hospital México, se da una disminución que ronda el 30% para ambos ejes (27.9% para *ejes de carga* y 30.4% para *ejes de amarre*). A pesar de ser una de las menores disminuciones obtenidas, se logra obtener razones de deriva que estén por los valores establecidos por el CSRC y para estar dentro del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, propuesto para edificaciones hospitalarias.



Para el Hospital Monseñor Sanabria se obtienen valores mayores en cuanto a la disminución. Para el eje de carga se logró obtener una disminución de 43.42% y para *ejes de amarre* de 41.1%. A pesar de las relaciones de deriva obtenidas para ambos ejes son menores al edificio anterior, se logra tener una disminución que permite estar por debajo de los límites establecidos para este estudio, situación que es la que se buscaba para las edificaciones hospitalarias analizadas.

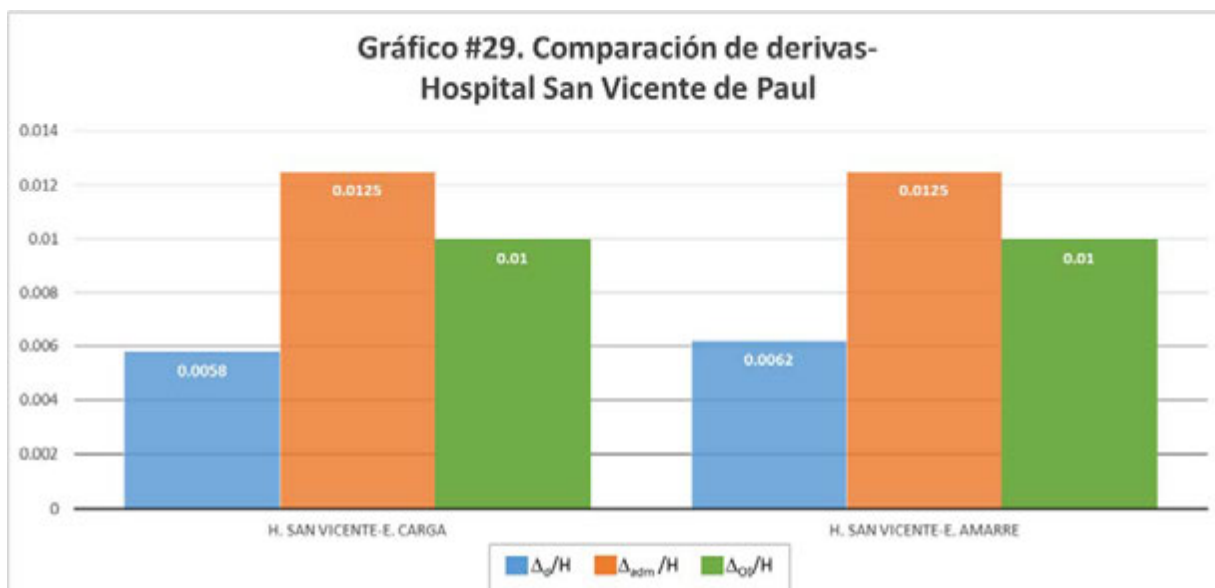
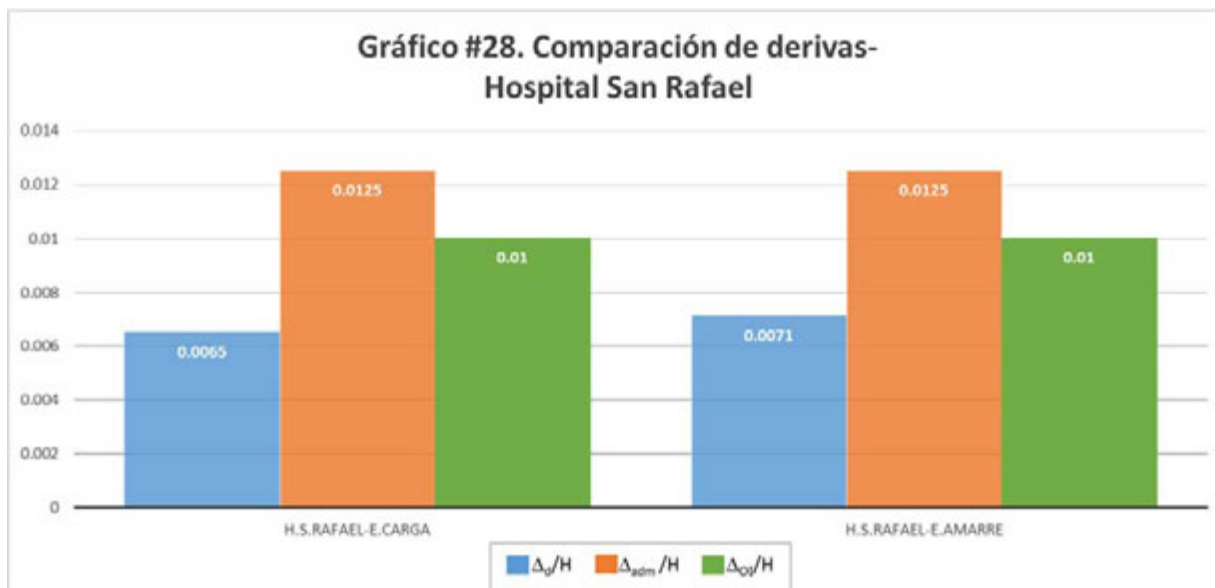


Para el Hospital Tony Facio, se da una disminución aún mayor. En este caso, se da una disminución de 50.4%, para *ejes de carga* y de 68.1% para *ejes de amarre*. En este hospital en particular, se dan unas de las disminuciones mayores. Para el edificio reforzado se logra cumplir el límite establecido para el CSCR, sin embargo, no se logra llegar al límite de Ocupación Inmediata. No obstante, estos valores (114% y 104%) se pueden considerar muy cercanos al valor límite del nivel de desempeño propuesto. A pesar de no cumplirse con este último límite para ambos sentidos ortogonales, la disminución en el desplazamiento es significativa, situación que es beneficiosa en el control del daño de toda la estructura.



El Hospital de Ciudad Neily, presenta también grandes disminuciones de 66.5% en el sentido de *ejes de carga* y de 41.7% para los *ejes de amarre*. Para este edificio de baja altura (dos niveles) se obtuvo como resultado valores bastante bajos para su relación de deriva, inclusive menores a los límites planteados. Aun así, se logra una gran mejora al darse valores altos en su disminución cuando se compara los iniciales con los reforzados, y en comparación con los límites planteados se disminuye aún más la diferencia. Se tenían valores de 12% y 15% y se logran disminuir a 4% y 5% para los *ejes de carga* y se pasa de 12.8% y 16% a 7.2% y 9%

para los *ejes de amarre*, respectivamente. Estos valores mencionados se observan en la tabla 9.4.



Para los hospitales San Rafael y San Vicente, se obtuvieron valores bastante alejados de los límites. Esto se observa en los gráficos #28 y #29 y en la tabla 9.4.

En el Hospital San Rafael se obtuvo una diferencia para ambos ejes entre 52% y 57%, con respecto al CSCR, y de 65% y 71% comparados con Ocupación Inmediata. Esto indica que se esperaría un comportamiento seguro para esta, que es una de las edificaciones más recientes.

Para el Hospital San Vicente, valores bastante similares al anterior. Para ambos ejes entre 46.4% y 49.60%, en relación con el CSCR. Valores de 58% y 62% en comparación con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Como se observa, estos valores están bastante alejados de los límites, lo que muestra que el diseño con códigos recientes generaría desplazamientos en el punto de desempeño que no comprometerían la integridad estructural del edificio y permitirían su funcionamiento estructural ante el evento sísmico demandado.

#### *Aumento de la capacidad del cortante basal.*

Como resultado del análisis realizado, es posible obtener el cortante basal en el punto de desempeño. Esto indica la capacidad a cortante que posee el edificio para el sismo de demanda. Los valores se muestran en la tabla 9.5.

**Tabla 9.5. Cortante basal en el punto de desempeño,  $V_b$** 

<b>Modelo</b>	<b><math>V_b</math> (Ton)</b>
H. México 1974-E.Carga-SR	828.75
H. México 1986-E.Carga-R	1,504.23
<i>Aumento</i>	<b>1.82</b>
H. México 1974-E.Amarre-SR	769.66
H. México 1986-E.Amarre-R	1,372.64
<i>Aumento</i>	<b>1.78</b>
H.M. Sanabria 1974-E.Carga-SR	1,946.93
H.M. Sanabria 1987-E.Carga-R	5,101.87
<i>Aumento</i>	<b>2.62</b>
H.M. Sanabria 1974-E.Amarre-SR	1,466.38
H.M. Sanabria 1987-E.Amarre-R	2,364.48
<i>Aumento</i>	<b>1.61</b>
H.T.Facio 1976-E.Carga-SR	567.65
H.T.Facio 1992-E.Carga-R	1,099.34
<i>Aumento</i>	<b>1.94</b>
H.T.Facio 1976-E.Amarre-SR	573.37
H.T.Facio 1992-E.Amarre-R	1,872.41
<i>Aumento</i>	<b>3.27</b>
H.C.Neily 1977-E.Carga-SR	690.19
H.C.Neily 2008-E.Carga-R	849.28
<i>Aumento</i>	<b>1.23</b>
H.C.Neily 1977-E. Amarre-SR	467.88
H.C.Neily 2008-E. Amarre-R	904.81
<i>Aumento</i>	<b>1.93</b>
H.S.Rafael-E.Carga	2,571.39
H.S.Rafael-E.Amarre	2,416.56
H. San Vicente-E. Carga	2,931.67
H. San Vicente-E. Amarre	1,901.17

En dicha tabla se muestra el aumento que se tiene en los edificios reforzados en comparación con los edificios sin reforzar. Como se observa, en la mayoría de los casos, se supera en más 1.2 veces el valor inicial.

En el caso del H. México, los valores para ambos ejes están muy cercanos a duplicar la capacidad: 1.82 para los ejes de carga y 1.78 para los ejes de amarre.

Para el H. Monseñor Sanabria, en los ejes de carga se sobrepasa en más de dos veces (2.62) y para los ejes de amarre se llega a un aumento de 1.61 veces.

El caso que tiene mayor aumento es el H. Tony Facio, donde para los ejes de carga, se tiene un aumento de 1.94 veces el valor original. Para los ejes de amarre se aumenta en 3.27 veces.

Finalmente, para el H. C. Neily, se da un aumento de 1.23 veces para los ejes de carga y de 1.93 para los de amarre.

Estos resultados confirman aún más las mejoras a nivel global de la capacidad de los edificios al ser reforzados.

También es importante mencionar, que los edificios más recientes poseen valores de cortante basal del orden de entre 1900 Ton y 2500 Ton. Y si se comparan con los valores de los edificios reforzados, estos últimos andan muy cercanos, lo que ratifica aún más la justificación de los reforzamientos realizados.

Todos estos valores analizados indican que los códigos utilizados para los reforzamientos y para los edificios más recientes, han ido mejorando el comportamiento estructural de las edificaciones hospitalarias, generando menores posibilidades de daño y una mayor seguridad estructural.



### Comportamiento ante sismos recientes

Un dato importante a mencionar es el comportamiento de las estructuras reforzadas ante los últimos eventos sísmicos importantes.

Por ejemplo en el Hospital México, antes de los reforzamientos, la gente huía de los edificios de forma desordenada y desesperada. Cuando se dieron los sismos fuertes de 1990 y 1991, el reforzamiento tenía casi el 100% de concluido, y la estructura se comportó de manera adecuada en términos generales, con algunos daños no estructurales. Se dieron aceleraciones entre 0.13 g a 0.17g Aunque estos sismos no fueron una prueba contundente para determinar el nivel de respuesta debido al reforzamiento, si mostraron las ventajas de le reestructuración. Posterior a eso, el comportamiento ha sido el adecuado hasta la fecha.

Para el Hospital Monseñor Sanabria, durante la ola sísmica de inicios de la década de 1990, no sufrió daños en la estructura principal, a pesar que el reforzamiento no estaba concluido en su totalidad. Los daños más importantes que se dieron fueron en las paredes de mampostería. Esto se dio debido a que se encontraban ligadas al sistema estructural principal y al proceder no uniforme con el proceso de reestructuración.

Para setiembre de 2012, se dio el que fue conocido como el terremoto de Nicoya. Este provocó graves daños, nuevamente en las paredes de mampostería, que seguían ligadas al sistema estructural. A pesar de esto, los reforzamientos funcionaron adecuadamente en términos generales.

Se obtuvieron aceleraciones cercanas a 0.25g, valores ligeramente menor a los registrados en 1990. En esta ocasión se registró intensidad de VII, según la escala Mercalli Modificada, la misma que en 1990. Posteriormente las autoridades de la CCSS, determinaron demoler gran parte del edificio.

Para el Hospital Tony Facio, a partir de su reestructuración no ha sido sometido a sismos importantes, que comprometan la seguridad estructural y no estructural. Sin

embargo para el sismo de 1991, tuvo daños importantes donde la parte más afectada fue el edificio de hospitalización y salas de cirugía, estructura de cinco niveles con marcos de concreto reforzado que demostró tener un comportamiento muy flexible y sufrió importantes fallas, así como el equipo que albergaba. Para este evento se registraron aceleraciones de hasta 0.25g.

Para el Hospital de Ciudad Neily, el sismo más fuerte se había registrado para el año 1983 con una intensidad de VIII (MM), y no se dieron daños significativos en la estructura. Posteriormente, para el año 2013 se presentó un evento que generó daños no estructurales, algunos problemas en instalaciones electromecánicas.

Este edificio se reforzó debido a la alta sismicidad de la zona, sin embargo aún no ha sido sometido a sismos importantes luego de la fecha de su reestructuración.

Es importantes destacar que los edificios reforzados en su mayoría, pasaron de ser tipo marco a tipo dual, lo que les da mayor rigidez al incorporarles muros de concreto y mejoran su compartimiento estructural.

Es esta la tendencia que se observa en este tipo de edificaciones y que es importante a tomar en cuenta para futuras intervenciones estructurales para otros centros de salud del país.

## 10 Conclusiones y Recomendaciones

Esta investigación se ha enfocado en el estudio de la respuesta estructural de edificaciones hospitalarias, las cuales han sido diseñadas con códigos de diferentes periodos.

Se enfocó en edificios diseñados con códigos anteriores, los cuales fueron reforzados con la aplicación de códigos actuales. Además, se analizan edificios que fueron diseñados con códigos más recientes. Una vez realizado esto, se hace una comparación de los edificios analizados.

La respuesta es la que se obtiene como resultado de la aplicación del Método de Capacidad Espectral. Todo esto para tener una mayor claridad de cómo se ha evolucionado en el tema de la seguridad estructural, al generarse las mejoras en los códigos de análisis y diseño, con el pasar del tiempo.

A continuación se muestran las conclusiones obtenidas de este proyecto.

### 10.1 Conclusiones

#### Conclusiones referentes a la metodología.

1. Se ha utilizado una metodología de evaluación basada en la propuesta del documento ATC-40 para el cálculo de valores de ductilidad demandada para edificios.
2. Se obtuvieron las curvas de capacidad espectral de todos los modelos analizados, tanto para los edificios diseñados con códigos anteriores, en sus

diseños originales y reforzados: Hospital México, Hospital Monseñor Sanabria, Hospital Tony Facio y Hospital Ciudad Neily. Así como los edificios diseñados con códigos más recientes: Hospital San Rafael y Hospital San Vicente. Se obtuvieron las curvas para cada uno de los ejes principales de cada edificio analizado. Para un total de veinte modelos.

3. Se obtuvieron y se analizaron los valores de ductilidad y de relación de derivas en las edificaciones hospitalarias, tanto para aquellas que fueron diseñadas con códigos anteriores como de códigos actuales.
4. Se obtuvieron los valores de periodo fundamental en cada dirección ortogonal.
5. Se calcularon las capacidades a cortante de los elementos de base, ya fuesen columnas y/o muros en el primer nivel de cada edificio, en cada dirección principal.
6. Como resultado del programa de análisis estructural, se logró conocer el patrón de rotulaciones plásticas para cada modelo.

*Conclusiones referentes a los resultados.*

7. Se obtuvo una disminución importante en los valores de periodo fundamental. Esto al darse el reforzamiento de las estructuras. Dicha situación es un indicativo de que se reduce el daño en estas edificaciones reforzadas. En términos generales, se dan disminuciones que son mayores al 15% y la mayoría, menores a 1.0 s.
8. Se realizaron las comparaciones respectivas de los valores de ductilidad demanda con respecto al límite establecido para el Código Sísmico de Costa Rica.

9. Se hizo el mismo procedimiento para compararlo con los valores límites que propone el Objetivo de Desempeño de Ocupación Inmediata. Este es el indicado por el documento ATC-40, esto para las edificaciones de índole hospitalario.
10. Se obtuvieron valores de ductilidad demandada que son **menores** al límite establecido por el Código Sísmico de Costa Rica. Esto se da en los edificios que fueron reforzados, y en la totalidad de los edificios diseñados con códigos recientes. Por lo tanto se da una **reversión** en la ubicación del punto de desempeño para los edificios al ser reforzados. Esto es, que los valores de ductilidad demandada son menores para los edificios reforzados en comparación con el mismo edificio, sin refuerzo.
11. Se obtuvieron valores de ductilidad demandada que son **menores** al límite del Objetivo de Desempeño de Ocupación Inmediata. Esto se da en la mayoría de los edificios reforzados (con excepción del Hospital Tony Facio) y en la totalidad de los edificios diseñados con códigos recientes.
12. Según los parámetros de ductilidad y razón de deriva obtenidos, los reforzamientos realizados a las edificaciones diseñadas con códigos anteriores, **son adecuados** y permiten que el edificio una vez reforzado, tenga un comportamiento que reduzca el daño estructural. Por lo tanto se demuestra el mejoramiento de los códigos actuales.
13. Las edificaciones diseñadas con códigos actuales, poseen una curva de capacidad espectral con una **pendiente mayor** que aquellas que fueron diseñadas con códigos anteriores. Esto debido a que poseen una rigidez inicial mayor.

14. Los valores de ductilidad demandada para los edificios diseñados con códigos recientes, en su mayoría **son menores** a los valores de ductilidad demandada de los edificios diseñados con códigos anteriores. Esto ocurre en todos los modelos analizados, con excepción del Hospital Tony Facio y Hospital de Ciudad Neily.
15. Al realizarse el reforzamiento en las edificaciones, los **valores de ductilidad demandada y de razón de deriva, disminuyen**, en la mayoría de los casos. Esto indica que existe una menor posibilidad de daño en la estructura. El edificio que tuvo una menor disminución fue el Hospital Tony Facio, en cuanto a su valor de ductilidad demandada. No obstante, para la razón de deriva, se da una de mayores disminuciones (50.4% y 68.1%).
16. Los edificios diseñados con códigos recientes (H. San Rafael y H. San Vicente), poseen valores de ductilidad demandada y de razón de deriva, **mucho menores** a los límites establecidos para este estudio. Estos valores rondan entre 45% y 65%, por debajo de los límites, para los valores de ductilidad demandada. Para la razón de deriva, los valores rondan entre 50% y 70%, por debajo de los límites. Por lo tanto, se demuestra que los códigos recientes, han mejorado su capacidad de reducir el daño en las estructuras.
17. Los **ejes de carga** de los edificios analizados muestran valores menores de ductilidad demandada a los correspondientes a los ejes de amarre, situación que es esperable ya que estos ejes poseen una mayor rigidez.
18. Los **cortantes basales** de los edificios reforzados aumentaron con respecto a los valores de los edificios sin reforzar. Además, los primeros tienen valores cercanos a los cortantes para los edificios más recientes.

Conclusiones generales del estudio

19. La metodología que utiliza el Código Sísmico de Costa Rica 2010, es adecuada para la evaluación de las edificaciones hospitalarias. Por lo tanto es una herramienta que debe ser utilizada para el análisis de este tipo de edificaciones para conocer con mayor certeza el comportamiento estructural esperado ante eventos sísmicos.
20. La aplicación del Método de Capacidad Espectral permite de forma adecuada extraer parámetros que determinan el desempeño estructural de las edificaciones hospitalarias. En este caso se obtuvieron los valores de ductilidad demandada, razón de deriva y cortante en la base, en el punto de desempeño.
21. Se lograron obtener otras características adicionales que son valiosas para determinar el comportamiento estructural de un edificio hospitalario y que son herramientas importantes para la evaluación del comportamiento de las estructuras. En este caso, además de los valores de ductilidad demandada y la razón de deriva, se obtuvo:
- El periodo fundamental de la estructura.
  - La capacidad a cortante de los elementos verticales del primer nivel (columnas y muros).
  - El patrón de rotaciones en las rótulas plásticas.
22. Según los resultados obtenidos, la tendencia de refuerzo es pasar de sistemas estructurales tipo marco a tipo dual, con la incorporación de muros de concreto. Esto generó un mejor comportamiento, como lo fue la disminución de la ubicación en el punto de desempeño.

## ***10.2 Recomendaciones***

1. Destacar el carácter relevante que tienen las edificaciones hospitalarias en la atención, administración y gestión de la emergencia sísmica y la necesidad de darle importancia a una continua evaluación de estas.
2. Motivar el uso de las prácticas para el diseño y evaluación de edificaciones esenciales, basadas en el desempeño sísmico.
3. Impulsar la necesidad de documentar la respuesta de las edificaciones esenciales en caso de eventos sísmicos, tanto de manera individual como integral.
4. Realizar un análisis de capacidad espectral una vez diseñado el edificio hospitalario, para aquellos edificios a diseñar en el futuro. Esto permitiría reconocer su ductilidad de demanda (punto de desempeño) y tener mayor certeza de su comportamiento estructural y el nivel de daño que pueda alcanzar. Como lo plantea el Código Sísmico de Costa Rica 2010 en el Capítulo 7.
5. Abrir nuevas líneas de investigación que permitan el manejo integral del problema sísmico para edificaciones hospitalarias de Costa Rica, donde también se tomen en cuenta los aspectos no estructurales y funcionales de los edificios.
6. Generar nuevos estudios tomando en cuenta los efectos tridimensionales de las edificaciones; esto con base en los avances que se vayan dando en las metodologías de análisis de capacidad espectral.



## 9 Referencias

1. ATC-40 (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete building*. Volume 1 and 2. Report N° SSC-96-01. Applied Technology Council, Redwood City, California.
2. ATC-55 (2002). *Evaluation and Improvement of Inelastic Seismic Analysis Procedures*. Miranda E., Akkar S.D. and Ruiz-García J.
3. Biblioteca Nacional de Seguridad Social, Caja Costarricense de Seguro Social (2005). *Prevención y Control de Desastres en Instalaciones de Salud*. <http://www.binasss.sa.cr/desastresprevencion.htm> (22 mayo 2011).
4. Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zona de amenaza alta y moderada*. Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Cataluña. <http://hdl.handle.net/10803/6206> (31 enero 2011).
5. Caja Costarricense de Seguro Social (2010). *Nuevo Hospital de Heredia San Vicente de Paul*. [http://portal.ccss.sa.cr/portal/page/portal/Proyecto\\_Hospital\\_Heredia/Index](http://portal.ccss.sa.cr/portal/page/portal/Proyecto_Hospital_Heredia/Index) (1 junio de 2011).
6. Caja Costarricense de Seguro Social (2011). *Caja Costarricense de Seguro Social*. <http://portal.ccss.sa.cr/portal/page/portal/Portal> (1 setiembre de 2011).
7. Cevo, P. (2001). *Análisis de Vulnerabilidad Sísmica Estructural, No Estructural y Funcional en el edificio Anexo del Hospital Rafael Ángel Calderón Guardia*. Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.
8. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (2003). *Código Sísmico de Costa Rica 2002*. (3ª ed.). Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
9. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (2007). *Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2002*. (1ª ed.). Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

10. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (2011). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. (1ª ed.). Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
11. Cruz, M. (1996). *Estudio de Vulnerabilidad Sísmica: Refuerzo y Riesgo Sísmico de Hospitales en Costa Rica*. Conferencia Internacional sobre Mitigación de Desastres en Instalaciones de Salud. México, D.F 26-28 Febrero 1996. Organización Panamericana de la Salud. <http://www.cne.go.cr/CEDO-CRID/CEDO-CRID%20v2.0/CEDO/pdf/spa/doc7763/doc7763.htm> (10 marzo 2011).
12. Fernández, C. (1989). *Criterios para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en estructuras existentes de concreto reforzado*. Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.
13. Herrera, C.; Quirós, V. (1986). *Estudio de Vulnerabilidad Sísmica del Hospital México*. Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.
14. Hidalgo, I. (1984). *Análisis de Vulnerabilidad Sísmica en los Sistemas del Anexo del Hospital Dr. Rafael Ángel Calderón Guardia*. Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.
15. Organización Panamericana de la Salud (1997). *Lecciones Aprendidas en América Latina de Mitigación de Desastres en Instalaciones de la Salud, Aspectos de Costo-Efectividad*. <http://helid.digicollection.org/en/d/J044/> (8 marzo 2011).
16. Observatorio Vulcanológico y Sismológico de Costa Rica (1997). . [http://www.ovsicori.una.ac.cr/sismologia/sismicidad\\_historica.htm](http://www.ovsicori.una.ac.cr/sismologia/sismicidad_historica.htm) (6 abril 2011).
17. Red Sismológica Nacional Costa Rica. (2009). La Alta Vulnerabilidad Sísmica de Costa Rica. *Crisol, Revista de Ciencia y Tecnología de la Universidad de Costa Rica de la Universidad de Costa Rica*, 22, 51-53.
18. Rivera, A. (2004). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Existentes de Concreto Reforzado*. Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.

19. Safina, S. (2002). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales, Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico*. Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Cataluña. <http://www.tdx.cat/TDX-0225103-164824> (31 enero 2011).
20. SEAOC (1995). Performance Based Seismic Engineering of Building. VISION 2000 Committe. Structural Engineering Asociation of California. Sacramento, C.A.
21. Tsopelas, P.; Constantinou, M.C.; Kircher, C.A.; Whittakar, A.S. (1997). *Evaluation of Simplified Methods of Analysis for Yielding Structures*. Bufalo N.Y: NCEER. Technical Report NCEER-97-0012.

## **Anexo 1.**

### **Asignación de rótulas plásticas**

Las propiedades de rótula plástica son ampliamente usadas para el caso de concreto reforzado, tal como lo recomienda el ATC-40.

En el mismo documento se hacen diferenciaciones entre vigas y columnas con respecto a las deformaciones máximas. Actualmente es posible en SAP2000 introducir rótulas plásticas en cualquier lugar a lo largo de la longitud libre de cualquier elemento *tipo marco (frame)*, que son los elementos que se utilizaron en los diferentes modelos. Esto facilita enormemente el proceso debido a que no deben introducirse los datos de forma externa, que anteriormente se podían obtener de otros programas.

Cada rótula representa el comportamiento que se genera después de la cedencia en uno o más grados de libertad. Las rótulas solo afectan al comportamiento de la estructura en análisis estáticos no lineales o en análisis de historia de respuesta de integración directa. En este caso, como ya es sabido, se está realizando el análisis tipo *pushover*, que es estático no lineal.

En SAP 2000 están disponibles rótulas plásticas que definen el comportamiento de momento, torsión, fuerza axial y corte.

Existe también la posibilidad de rótulas acopladas para carga axial y de flexión en ambas direcciones principales (P-M2-M3) que fluyen de acuerdo a las reglas de interacción entre la fuerza axial y la flexión biaxial. Se puede colocar más de una rótula en la misma posición, por ejemplo, se puede asignar rótulas M3 (Momento) y V2 (Cortante) al final de cada elemento.

El programa sigue las características de las rótulas de acuerdo al FEMA-356. Para este análisis se usará esta opción que es la recomendación que hace ATC-40.

La pérdida de resistencia es permitida en las propiedades de las rótulas. Pero deben ser usadas cuidadosamente. Una pérdida repentina de resistencia es poco realista y puede llegar a hacer bastante difícil de analizar. SAP 2000 recomienda considerar la pérdida de resistencia sólo cuando es necesario. Para cada grado de libertad de fuerza (axial o cortante), se puede especificar un comportamiento plástico de fuerza-desplazamiento. Al igual que para cada grado de libertad de momento (flexión o torsión) se puede especificar un comportamiento plástico de momento-rotación. Como ya se mencionó, se usará la opción que trae el programa.

Cada propiedad de la rótula deberá tener especificadas unas propiedades plásticas para cada uno de los seis grados de libertad. La carga axial y los dos momentos pueden estar acoplados a través de una superficie de interacción. Los grados de libertad que no se especifican permanecen elásticos.

Cada rótula plástica puede ser modelada como un punto discreto de rótula. Todas las deformaciones plásticas, ya sean de desplazamiento o rotación, ocurrirán dentro de este punto de rótula. Esto significa que se debe asumir la longitud para cada rótula justo cuando la deformación plástica o la curvatura plástica ocurren. Algunas recomendaciones están dadas en el FEMA-356 y el programa las toma en cuenta. Normalmente es una fracción de la longitud del elemento, y muy frecuentemente es del orden de la altura de la sección, particularmente para rótulas de momento-rotación.

Se puede aproximar la plasticidad que está distribuida a lo largo de la longitud del elemento insertando más rótulas. Ciertamente, adicionar mayor cantidad de rótulas tendrá un mayor costo computacional, sin embargo no será muy significativo si no están efectivamente en fluencia. En este caso de análisis sólo se colocaron rótulas en los extremos de los elementos.

Para cada grado de libertad, se puede definir una curva de fuerza-desplazamiento (o momento-rotación) que dan el valor de fluencia y la deformación siguiente a la fluencia. Esto se puede observar en la figura:

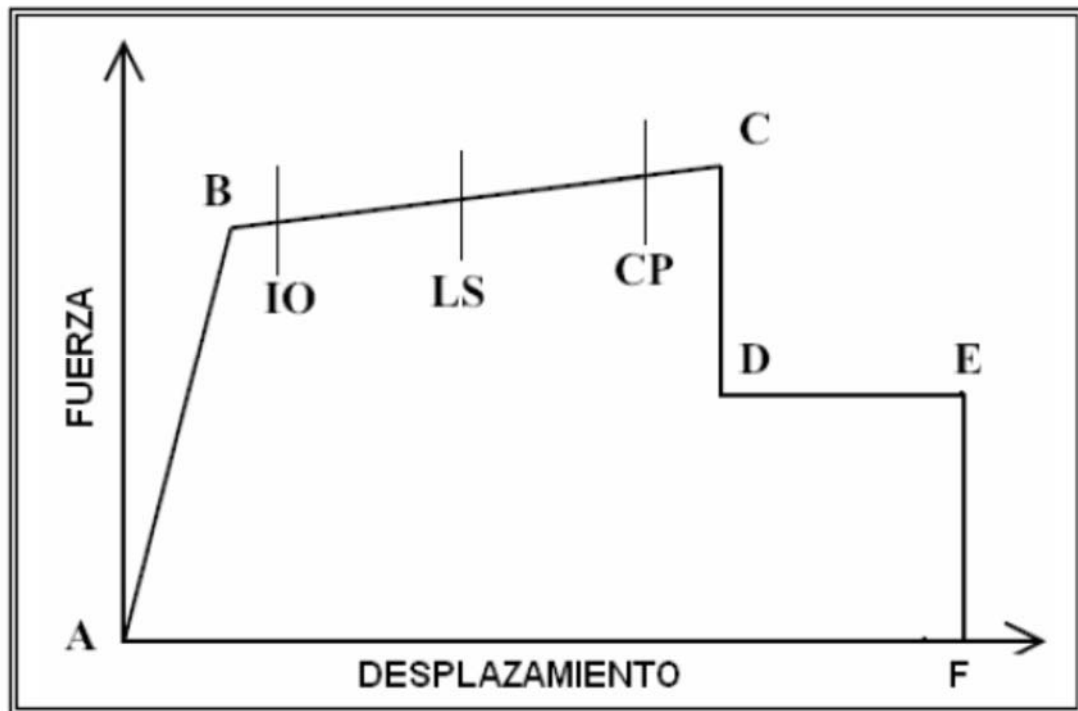


Figura A.1. Curva simplificada de Fuerza-Desplazamiento (Momento-rotación)

La forma de esta curva mostrada es usada para el caso en el que se implementen rótulas dentro del modelo. Se deben tener en cuenta los siguientes puntos:

- El punto A es el origen.
- El punto B representa la cedencia.
- El punto C representa la capacidad última en el análisis tipo *pushover*. Sin embargo es necesario especificar una pendiente positiva desde C hasta D, para cualquier otro propósito.
- El punto D representa la resistencia residual para el análisis tipo *pushover*. Sin embargo es necesario especificar una pendiente positiva desde D hasta E, para cualquier otro propósito.
- El punto E representa la falla total.

Adicionalmente se puede especificar medidas adicionales de deformación en los puntos de Ocupación Inmediata, Seguridad a la Vida (LS) y Prevención al Colapso (CP). Estas son informaciones adicionales que son reportadas en los análisis de resultados y usadas para el diseño basado en el desempeño. No tienen ningún efecto en el comportamiento de la estructura.

## Anexo 2.

### Gráficos de Periodos Fundamentales

Se muestra la totalidad de los gráficos de periodos fundamentales de los modelos analizados.

