

Universidad Nacional del Nordeste

Facultad de Ingeniería

Carrera:

Maestría en Ciencias de la Ingeniería



Metodologías para la determinación del desplazamiento de fluencia en la cima de pórticos de hormigón armado sismorresistentes

T E S I S

Para obtener el título de:

Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Presenta:

Ing. Oscar Roberto Lucca

Director de tesis:

Dr. Ing. Oscar Moller

Co-director de tesis:

Ing. Marcelo Rubinstein

Resistencia, Chaco Argentina

2010

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE

Facultad de Ingeniería

Maestría en Ciencias de la Ingeniería

**METODOLOGIAS PARA LA DETERMINACION
DEL DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA EN LA
CIMA DE PORTICOS DE HORMIGON ARMADO
SISMORRESISTENTES**

Por

Oscar Roberto Lucca

Tesis presentada al cuerpo docente de la Carrera de Posgrado
“Maestría en Ciencias de la Ingeniería” como requerimiento parcial
para acceder al grado académico de

“MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA”

de la

Universidad Nacional del Nordeste

Resistencia, Noviembre de 2010

Esta disertación fue juzgada adecuada para la obtención del título de

“MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA”

y aprobada por el Tribunal de Tesis.

Director:

Dr. Ing. Oscar Möller

Co-Director:

Ing. Marcelo Rubinstein

Tribunal de Tesis integrado por:

RESUMEN

En los últimos años se han realizado importantes avances en el desarrollo de nuevos criterios sobre el diseño sismorresistentes de estructuras, destacando que la respuesta sísmica es esencialmente de naturaleza dinámica, y se refiere principalmente a **desplazamientos impuestos** y no a fuerzas. Para acomodar los desplazamientos importantes que se producen, la estructura debe poseer **ductilidad**, capacidad de disipar energía a través de la incursión en el campo inelástico de las deformaciones, sin perder resistencia.

Si a ciertas regiones de la estructura se las diseña para cumplir esa función – disipar y no absorber energía-, se tiene una de las aplicaciones de la nueva filosofía, el “**método de diseño por capacidad**”.

El otro nuevo enfoque es la llamada “**Ingeniería sísmica basada en el desempeño**”, que consiste en diseñar la estructura para alcanzar distintos niveles de comportamiento para distintos niveles de terremotos de diseño. Esos niveles de comportamiento estructural son límites de ductilidad, distorsiones de piso, índices de daño límites, aceleraciones máximas.

En el **proceso de diseño preliminar**, donde se definen las características de **rigidez – resistencia** para cumplir con los estados límites propuestos, el parámetro invariante es la **curvatura de fluencia** de las secciones de la estructura que van a incursionar en el campo no lineal, y en consecuencia el **desplazamiento de fluencia** del sistema.

En esta tesis se evalúan varias metodologías para determinar el desplazamiento de fluencia en la cima de pórticos de hormigón armado sismorresistentes, y se propone una nueva alternativa que consiste en aproximar los resultados discretos obtenidos con análisis estático no lineal (push-over), mediante redes neuronales.

La modelización de la estructura se realiza con un número de variables que son consideradas esencialmente influyentes en la determinación de la respuesta. Las combinaciones de las variables (de ingreso) que definen el problema, se obtienen a través del “diseño de experimentos por computadoras” dentro del entorno dado por sus valores límites. Con la base de datos de los desplazamientos de fluencia en la cima, resultante en cada combinación obtenidos con análisis estático no lineal (push-over), se entrena una red neuronal.

Cuando se realiza un diseño preliminar particular, la red neuronal permite rápida y eficientemente calcular el desplazamiento de fluencia.

Se presentan ejemplos numéricos, analizando comparativamente las diferentes alternativas, y validando el método propuesto frente a resultados experimentales disponibles.

ABSTRACT

In the last years been made significant progress in the development of new criteria concerning the seismic design, concluding that the seismic performance is essentially made of a structural dynamic and have to do with **imposition displacement** and not with forces.

The structure must have **ductility** to assessment the impact from a force-based of seismic, and **capacity to dissipate energy** through the incursion in the inelastic field of the deformations, without losing strength.

The special design of portions of structures with this function- dissipate the seismic wave energy and not absorb the impact of this energy-, is provides for the new philosophy of the “**method of design by capacity**”.

The other new perspective is the “**Seismic performance analysis**” that is the design of the structure to get different levels of behavior associated with different levels of earthquakes. This levels of structural behavior are the limits of ductility, inter-story drift, damage indices limits, accelerations principles.

In the **process of preliminary design**, where the characteristics of **stiffness-strength** to satisfy the proposed limits are defined, the invariant parameter is the **yield curvature** of the portions of the structures that will be in the nonlinear field, and in consequence the **displacement yield drift** of the system.

In this paper are analyzed several methodologies for determined the displacement yield drift in top of reinforced concrete frames seismic structures, and is provides a new alternative that consist to approximate the discreet results of the nonlinear static analysis through neural network.

The modeling of the structure is made with a number of variables that are considered essentially influential in the determination of the response. The combination of the variables input that defined the problem, are obtained through the “**design of computer experiments methodology**” in the context of the limit values. With the results of the data-base of the displacements yield drift in the top, obtained in every combination with the nonlinear static analysis (push-over), one trains a **neural network**.

When a **preliminary particular design** is performed, the neural network allow to calculated the displacement yield drift in a fast and efficient way.

In addition number examples are offered, with a comparative analysis of the different alternatives, proving the method that was proposed in front of the available experimental results.

TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN	V
ABSTRACT	VII
TABLA DE CONTENIDOS	VIII
INDICE	IX
AGRADECIMIENTOS	XIII

INDICE

CAPITULO 1 - INTRODUCCION	1
1.1 - Motivación.....	1
1.2 - Objetivos	3
1.3 - Contribución.....	3
1.4 - Organización de la tesis.....	4
CAPITULO 2 ANTECEDENTES DEL TEMA PROPUESTO	7
2.1 - Conceptos de diseño y desempeño sísmico.....	7
2.2 - Filosofía de diseño sísmico	9
2.2.1 - Objetivos	9
2.2.2 - Estados límites.....	11
2.2.3 - Propiedades estructurales	12
2.3 - Ingeniería sísmica basada en el desempeño (Performance).....	15
2.3.1 - Introducción.....	15
2.3.2 - Definición y objetivos	16
2.3.3 - Niveles de desempeño	18
2.3.4 - Niveles de terremotos de diseño.....	19
2.3.5 - Objetivos de desempeño de diseño	21
2.3.6 - Limitaciones	22
2.4 - Diseño Preliminar de sistemas estructurales	23
2.4.1 - Introducción.....	23
2.4.2 - Desplazamiento de fluencia - Invariancia	24
2.4.2.1 - Generalidades	24
2.4.2.2 - Invariancia del desplazamiento de fluencia.....	25
2.4.2.3 - Consecuencia de la invariancia del desplazamiento de fluencia. Nuevo concepto de rigidez	30
2.4.2.4 - Desplazamiento de fluencia del sistema.....	32
2.4.2.5 - Ductilidad global del sistema	33
2.4.2.6 - Ductilidad equivalente e índice de daño.....	34
2.4.2.7 - Sistema equivalente de un grado de libertad	36
2.4.3 - Resúmenes de metodologías de diseño preliminar.....	38
2.4.3.1 - Diseño preliminar sismorresistente con tratamiento unificado de los efectos traslacionales y torsionales	38
2.4.3.2 - Metodología de diseño preliminar para un Sistema de un Grado de Libertad (Kowalsky-Priestley)	48
2.5 - Método de diseño por capacidad	52
2.5.1 - Definiciones de resistencia	52
2.5.2 - Filosofía del diseño por capacidad	58
2.5.2.1 - Características principales	58
2.5.2.2 - Analogía ilustrativa	60
2.5.3 - Mecanismo de colapso de pórticos de hormigón armado sismorresistentes	63
2.5.4 - Curva de respuesta global y local.....	66
CAPITULO 3 - METODOS EXISTENTES PARA LA DETERMINACION DEL DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA EN LA CIMA	71
3.1 - Método de M. J. N. Priestley	72

3.1.1 - Introducción.....	72
3.1.2 - Curvatura de Fluencia para secciones de viga.....	73
3.1.3 - Rotación de Fluencia del nudo de pórticos.....	74
3.1.4 - Significado de los resultados.....	79
3.1.5 - Conclusiones.....	79
3.1.6 - Resumen del Método de Priestley.....	80
3.2 - Método basado en aplicar resultados de respuesta elástica, al mecanismo propuesto.....	81
3.3 - Método basado en aplicar el principio de los trabajos virtuales al mecanismo propuesto.....	85

CAPITULO 4 - MÉTODO PROPUESTO: APLICACIÓN DE REDES NEURONALES A RESULTADOS DE PUSH-OVER.....

4.1 - Teoría de red neuronal artificial y puesta en práctica.....	91
4.1.1 - Introducción.....	91
4.1.2 - Definición, estructura y propiedades.....	93
4.2 - Redes neuronales retro-propagación de múltiples capas.....	95
4.2.1 - General.....	95
4.2.2 - Modelo de neurona artificial.....	96
4.2.3 - La arquitectura de red.....	98
4.2.4 - Estrategias de entrenamiento.....	99
4.2.4.1 - El algoritmo de retro - propagación.....	99
4.2.4.2 - Otros algoritmos de entrenamiento.....	103
4.2.5 - La evaluación de funcionamiento.....	103
4.2.6 - Puesta en práctica de redes neuronales en este trabajo.....	103
4.2.6.1 - Preparación de datos.....	103
4.2.6.2 - La topología de la red.....	105
4.2.6.3 - Determinación de la cantidad de neuronas en las distintas capas.....	107

CAPITULO 5 - PÓRTICOS ANALIZADOS.....

5.1 - Variables utilizadas y límites.....	111
5.2 - Diseño de experimentos por computadoras (simulaciones).....	115
5.2.1 - Introducción.....	115
5.2.2 - Revisión de dos métodos característicos del diseño de los experimentos por computadora.....	116
5.2.2.1 - Diseño Central Compuesto.....	117
5.2.2.2 - Diseño Hipercubo Latino.....	118
5.2.2.3 - Números aleatorios y pseudoaleatorios.....	120
5.2.2.4 - Generación eficiente de números pseudoaleatorios.....	121
5.2.2.5 - Diseño hipercubo latino optimizado.....	122
5.3 - Análisis estático no lineal “push-over”, modelo utilizado, curvas de respuestas ó capacidades.....	124
5.3.1 - Definición.....	124
5.3.2 - Finalidad.....	124
5.3.3 - Modelo analítico del elemento estructural, mecanismo de colapso, curva de Momento-Curvatura, análisis matricial y metodología de cálculo.....	126
5.3.4 - Simplificaciones bilineales.....	141
5.4 - Uso del SAP 2000.....	142
5.4.1 - El análisis estático no lineal (Pushover).....	142
5.4.2 - Propiedades de las rótulas plásticas.....	144

5.4.3 - Descripción de un análisis estático no lineal “pushover” con el SAP 2000.....	149
5.5 - Rótulas en todos los niveles versus rótulas en solo los 2/3 de la altura total	152
5.6 - Validación del modelo con resultados experimentales de la bibliografía	156
5.6.1 - Ensayo sobre un prototipo de pórtico biarticulado de un piso y un vano.....	156
5.6.1.1 - El modelo de pórtico simple.....	156
5.6.1.2 - El ensayo	157
5.6.1.3 - El Análisis “pushover” del pórtico simple	158
5.6.1.4 - Comparación de curvas de ensayos y la de Pushover	161
5.6.2 - Ensayo de pórticos de hormigón armado efectuadas en la Universidad Cornell, bajo cargas de gravedad y laterales combinadas	162
5.6.2.1 - El modelo del pórtico	162
5.6.2.2 - El ensayo sobre modelos a escala 1:10.....	164
5.6.2.3 - El análisis “pushover” del pórtico	165
5.6.2.4 - Comparación de las curvas de ensayos y la de pushover	167
5.7- Resultados de los 250 experimentos	170
5.8 - Aproximación de los resultados con redes neuronales.....	171
5.8.1 - Dy - desplazamiento de fluencia en la cima de pórticos de hormigón armado para el universo limitado por las variables de diseño	171
5.8.2 - Esfuerzo de corte en la base de pórticos de hormigón armado resultante de los análisis estáticos no lineal (Vy) y del tratamiento de red neuronal	173
5.8.3 - Rigidez de la zona plástica (Kr) de pórticos de hormigón armado, resultante de los análisis estáticos no lineal y del tratamiento de red neuronal.....	175
CAPITULO 6 - APLICACIONES NUMÉRICAS.....	177
6.1 - Método de los trabajos virtuales.....	178
6.2 - Método de Priestley.....	179
6.3 - Método elástico	180
6.4 - Método propuesto de redes neuronales	180
6.5 - Análisis de resultados.....	181
6.5.1-Comparación de resultados de desplazamiento de fluencia (Δy) de los distintos métodos respecto del análisis no lineal (SAP 2000).....	183
6.5.2-Esfuerzo de corte en la base – diferencias de valores en los distintos métodos....	186
CAPITULO 7 - CONCLUSIONES.....	187
REFERENCIAS	191

AGRADECIMIENTOS

A los profesores Dr. Ing. Oscar Möller e Ing. Marcelo Rubinstein, mi gratitud por brindarme sus orientaciones y sabiduría en el desarrollo de este trabajo.

A la memoria del Ing. Mario Favretto, por su permanente aliento para la conclusión de la maestría.

Al equipo de profesores de la carrera de posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNNE, por su desinteresada colaboración.

A los profesores de la Cátedra Hormigón Armado II de la Facultad de Ingeniería de la UNNE, Ingenieros Mario Bruno Natalini y Manuel Eduardo Álvarez por sus consideraciones en mi asistencia a la maestría.

A la ex Secretaría de Transporte Obras y Servicios Públicos de la Provincia del Chaco, por el apoyo financiero a la realización del postgrado.

A todos los que de alguna u otra manera han colaborado.

En el ámbito personal agradezco a Dios, por brindarme la dicha de la salud y el bienestar espiritual; a mi esposa y a mis hijos, por su permanente aliento; a la memoria de mi padre, y a mi madre por los sacrificios realizados para la realización de mis estudios.

1

INTRODUCCION

1.1 - Motivación

En el diseño de un sistema estructural sismorresistente, actualmente se acepta en forma extendida, que el mismo sea determinado en primer lugar por los desplazamientos, deformaciones correspondientes, ductilidad e índices de daño, son los denominados **“métodos de diseño preliminar basados en los desplazamientos”**; con gran afinidad se asocia el concepto que la estructura debe satisfacer condiciones de desempeño preestablecidas para distintos niveles de excitación sísmica, en correspondencia a los cuales se establecen límites para dichos parámetros, es la denominada **“Ingeniería sísmica basada en el desempeño”**; y finalmente se incorpora el criterio de **“diseño por capacidad”**, mediante el cual se detallan los elementos resistentes a fin de prever en el sistema, la formación de un **“mecanismo de colapso”**, disipador de energía sísmica sin perder resistencia.

En el proceso de diseño toma especial relevancia el **diseño preliminar por desplazamientos** el cual consiste en definir, y luego verificar, las características de **rigidez – resistencia** de los elementos componentes del sistema estructural sismorresistente; las cuales determinan la **curva de capacidad del sistema**: corte basal versus desplazamiento en la cima, y donde el **desplazamiento de fluencia es el invariante**, una vez propuestas las dimensiones de los elementos resistentes; se destaca en ello la utilización de nuevos conceptos que tratan sobre la **dependencia de la rigidez respecto de la resistencia** de un elemento resistente (barra, pórtico, tabique) .

Para la implementación de los criterios actuales de diseño sismorresistente antes mencionados, surge la necesidad e importancia de contar con metodologías simples y precisas que permitan la determinación del **desplazamiento de fluencia**.

Las metodologías disponibles para la determinación de dicho parámetro son: *el Método Elástico*, basado en aplicar resultados de la respuesta elástica al mecanismo de colapso propuesto, es decir la determinación del desplazamiento como límite del campo elástico; *el Método del Principio de los Trabajos Virtuales*: consistente en aplicar dicho principio al mecanismo de disipación propuesto, y *el Método de Priestley (Priestley, 1998)*, determinado por la aplicación de una fórmula de rotación del nudo, desarrollada en base a investigaciones en distintos tipos de pórticos regulares, la que extrapolada luego a la altura del pórtico da lugar al desplazamiento de fluencia en la cima.

Se observa que la dificultad esencial, común a todos los métodos mencionados, consiste en que se pretende evaluar una cualidad que surge de la respuesta inelástica, obviando este tipo de análisis.

La presencia de la dificultad esencial comentada, la consiguiente necesidad de superarla, como así también la de contar con un procedimiento ágil y confiable, simple y preciso motiva el desarrollo del presente trabajo de Tesis.

1.2 - Objetivos

El presente trabajo tiene como objetivos:

- a) Efectuar análisis, descripciones, comparaciones, alcances, críticas y bondades de metodologías utilizadas para la determinación del desplazamiento de fluencia en la cima de pórticos de hormigón armado sismorresistentes.
- b) Obtener mediante análisis estático no lineal (push-over) el desplazamiento de fluencia en la cima de pórticos planos para diferentes combinaciones de valores de las variables independientes (cantidad y longitud de vanos, n° de pisos, dimensiones de las secciones de hormigón, resistencias de materiales, cargas, etc.) dentro de los límites establecidas para ellas.
- c) Proponer una hipersuperficie para representar los resultados discretos obtenidos con push-over, aplicando las técnicas numéricas de redes neuronales. Luego para cualquier combinación de los valores de las variables, dentro de los límites establecidos, se podrá calcular el desplazamiento de fluencia con la red neuronal en forma rápida y precisa.
- d) Como subproducto se entrenarán redes neuronales para representar otros parámetros de la curva de capacidad del pórtico como la rigidez “elástica”, el corte basal resistente, y la pendiente de endurecimiento post-fluencia.
- e) Realizar aplicaciones de interés práctico.

1.3 - Contribución

La contribución de la tesis se orienta al avance en el conocimiento y desarrollo de metodologías para obtener los parámetros que representan la capacidad de pórticos sismorresistentes, especialmente el desplazamiento de fluencia que es un invariante del sistema.

La utilización de redes neuronales contribuirá a disponer de una herramienta numérica eficiente para integrarla en el proceso de diseño preliminar de sistemas estructurales sismorresistentes.

1.4 - Organización de la tesis

Esta Tesis se organiza como sigue:

En el capítulo 1 se realiza la introducción donde se describe la motivación, los objetivos, la contribución, y organización de la tesis.

Capítulo 2 Antecedentes del Tema propuesto: Se describen los criterios de diseño y la filosofía, los estados límites, las propiedades y fundamentos estructurales para resistencia sísmica. Se resume la “Ingeniería sísmica basada en el desempeño”, la “Metodología de diseño preliminar”, y el “Método de diseño por capacidad”.

Capítulo 3 Métodos Existentes: Se detallan los métodos existentes para la determinación del desplazamiento de fluencia, sus características y sus diferencias. Entre los disponibles se pueden citar el método de Priestley, el del campo elástico, y el de la aplicación de los Trabajos virtuales.

Capítulo 4 Método propuesto: aplicación de redes neuronales a resultados de análisis estático no lineal (push-over): Se enuncia la teoría de redes, sus tipos, propiedades, elementos básicos que la constituyen, arquitectura de la red, funcionamiento, entrenamiento y diseño de la misma: números de variables de ingreso, números de capas ocultas y números de variable de salida.

Capitulo 5 Pórticos analizados: Trata de los modelos matemáticos elegidos para los pórticos, las variables que representan a cada uno, sus límites, el universo definido por dichos entornos. La descripción del análisis estático no lineal denominado push-over, definición del mecanismo de colapso, uso del software SAP-2000, validación del modelo con resultados experimentales de la bibliografía, aproximación de los resultados con redes neuronales y descripción del conjunto de resultados obtenidos con esta técnica.

Capitulo 6 Aplicaciones Numéricas: Se analizan los resultados obtenidos con los métodos de Priestley, elástico, de trabajos virtuales, y el propuesto por redes neuronales.

Capítulo 7 Conclusiones: se puntualizan los principales resultados y conclusiones sobre la metodología propuesta y se señalan posibles avances a desarrollar en el futuro.

Referencias: Citas a bibliografía de base para el desarrollo del trabajo.

2

ANTECEDENTES DEL TEMA PROPUESTO**2.1 - Conceptos de diseño y desempeño sísmico**

La importancia de una filosofía racional de diseño, cuando las acciones sísmicas dominan el diseño, se debe a que el riesgo de daños aceptable es mayor que bajo otras cargas como viento y sobrecargas de utilización. La probabilidad anual de alcanzar la resistencia del edificio es del 1 a 3 % para respuesta sísmica, mientras que para cargas gravitatorias la probabilidad de llegar a la resistencia última es solo del orden de 0,01 %. De ahí que las consecuencias de la falta de una filosofía de diseño sísmico racional, serán severas (Paulay, T., Priestley , M.N.J. 1992).

La incorporación de procedimientos de diseño sísmico en edificios fue en los años 1920 a 1930, sin mediciones confiables de aceleraciones del suelo y sin el conocimiento detallado de la respuesta dinámica de estructuras, la magnitud de las fuerzas de inercia solo se estimaba empíricamente en un orden del 10 % del peso total del edificio. La utilización de métodos de diseño históricos basados en tensiones admisibles, daba a los edificios una resistencia real un

poco mayor.

Para los años 60 se comenzó a contar con acelerogramas bien registrados, con el desarrollo del dimensionamiento basado en la resistencia y con procedimientos de análisis implementados en programas de computación, todo lo cual permitió un importante avance en el conocimiento de la respuesta sísmica de sistemas de múltiples grados de libertad.

Se observó que los niveles de fuerzas laterales especificadas por los códigos para diseño sísmico eran insuficientes para asegurar que no fueran superadas por la demanda de movimientos fuertes. Sin embargo esta falta de resistencia no siempre significaba la falla, si la resistencia se mantenía durante el desarrollo de deformaciones inelásticas, la estructura sobrevivía y frecuentemente podía ser reparada económicamente. Pero si las deformaciones inelásticas significaban reducción severa de la resistencia, la estructura fallaba.

Más recientemente se aceptó que el diseño sísmico debía favorecer formas dúctiles de disipación de energía, por ejemplo con rótulas plásticas a flexión ubicadas apropiadamente, y no mecanismos de disipación que no poseen ductilidad, es decir frágiles, como aquellos asociados a esfuerzos de corte.

Así se fueron estableciendo las bases de la **filosofía de diseño por capacidad** sobre los simples conceptos de:

- 1) Selección de una configuración estructural conveniente para respuesta inelástica;
- 2) Selección de la ubicación apropiada de las regiones a desarrollar deformaciones inelásticas concentradas (rótulas plásticas);
- 3) Asegurar que modos de deformación inelástica no deseables, o ubicación de rótulas plásticas no conveniente, no se desarrollen, mediante el suministro de resistencia por sobre la requerida por los mecanismos dúctiles buscados.

No obstante el avance en el conocimiento y entendimiento sobre los factores que influyen en el comportamiento sísmico de estructuras, existe una disparidad significativa entre la teoría y la aplicación práctica en muchos países, como se demuestra en cada terremoto con numerosas pérdidas de vidas humanas y enormes daños materiales.

Técnicas bien establecidas para determinar la resistencia y seguridad de estructuras con cargas estáticas, incluyendo fuerzas de viento, no pueden simplemente ser extendidas y aplicadas a acciones sísmicas.

A pesar de la simplicidad de los métodos de cargas estáticas equivalentes, hay que tener en cuenta que la respuesta sísmica real es dinámica y está referida principalmente a desplazamientos impuestos y no a fuerzas. Para acomodar esos desplazamientos importantes la estructura necesita ser dúctil. Así es preferible considerar fuerzas generadas por los desplazamientos inducidos por el terremoto antes que cargas tradicionales.

Debido a que la magnitud de las fuerzas generadas por los desplazamientos impuestos por el sismo sobre la estructura dependerá de su capacidad o resistencia, la evaluación de esta última es muy importante.

2.2 - Filosofía de diseño sísmico

2.2.1 - Objetivos

Los objetivos generales de diseño sismorresistente aceptados mundialmente son (Paulay, T., Priestley, M.N.J. 1992).

- Evitar pérdida de vidas humanas y accidentes que pudieran originarse por la ocurrencia de cualquier evento sísmico.
- Evitar daños en la estructura y en las componentes de la construcción durante los sismos de

baja intensidad y frecuente ocurrencia.

- Controlar daños en elementos estructurales, no estructurales, y contenidos de la construcción durante los sismos de moderada intensidad.
- Evitar que se originen colapsos y daños que puedan poner en peligro a las personas durante los sismos severos de ocurrencia extraordinaria.
- Lograr que las construcciones esenciales destinadas a los servicios de emergencia continúen funcionando, aún ante sismos destructivos.

Se acepta la respuesta inelástica con disipación de energía en rótulas plásticas, adecuadamente localizadas en la estructura, con capacidad de deformarse en el campo plástico sin reducciones apreciables de la resistencia durante el proceso cíclico, es decir que tengan ductilidad.

La idea básica para el proyecto de una estructura es lograr la máxima eficiencia en el proceso de transformación de la energía cinética entregada por el sismo.

$$E_i = E_s + E_d \quad (2.1)$$

donde E_i es la energía entregada por el sismo, E_s es la energía almacenada en la estructura que produce esfuerzos internos, E_d es la energía disipada. Se debe lograr:

$$E_d \gg E_s \quad \text{y} \quad E_d = n \cdot E_{d1} \quad (2.2)$$

con n número de regiones que disipan energía (rótulas plásticas) y E_{d1} la energía que disipa una rótula. Se deben buscar mecanismos de disipación con la participación de muchas regiones, es decir n grande, para que cada una disipe poca energía, es decir E_{d1} pequeño, y así sea posible de materializar.

2.2.2 - Estados límites

Se consideran varios niveles de protección, cada uno de los cuales se corresponde con alguno de los objetivos a ser considerado (Paulay, T., Priestley, M.N.J. 1992).

a) Estado límite de servicio:

Sismos de frecuente ocurrencia y baja intensidad no deben producir daños estructurales ni en elementos no estructurales.

El diseño apropiado debe limitar los desplazamientos en la estructura, para lo cual se debe suministrar suficiente rigidez, y proveer la resistencia necesaria para lograr un comportamiento elástico de sus elementos. Puede haber fisuración del hormigón (estado II) pero no fluencia de las armaduras. De acuerdo a la importancia de la construcción se toma el período de retorno del sismo para cubrir este estado límite.

b) Estado límite de control de daños:

Para sismos de mayor intensidad y menor frecuencia de ocurrencia que el caso anterior la estructura incursiona en el rango inelástico, se aceptan daños pero que sean reparables económicamente y que la construcción vuelva a funcionar.

c) Estado límite de colapso:

Para el sismo de mayor intensidad que pueda ser esperado en el sitio, se deben evitar pérdida de vidas humanas. La estructura no debe colapsar, aunque se acepten daños que puedan ser irreparables. Se producirán grandes deformaciones inelásticas, pero la estructura no debe perder su capacidad de resistir fuerzas laterales, y debe mantener su integridad para transmitir las cargas gravitacionales.

Las fronteras entre los estados límites no es precisa debido a las grandes incertidumbres presentes, en especial en las predicciones sismológicas.

2.2.3 - Propiedades estructurales

Las propiedades estructurales de los elementos y/o globales que se necesitan conocer para entender los estados límites del diseño son la rigidez, la resistencia y la ductilidad (Paulay, T., Priestley, M.N.J. 1992);

a) Rigidez

Este parámetro relaciona directamente, las fuerzas con los desplazamientos de un elemento ó estructura de hormigón armado, y sirve principalmente para verificar el estado límite de servicio. En la rigidez global intervienen los módulos de elasticidad de los materiales, las características geométricas de los elementos estructurales y la topología (distribución y conexiones de los elementos) de la estructura en su conjunto. En el caso de estructuras de hormigón armado, la evaluación de la rigidez con cierto grado de precisión no es tan simple, como lo podría ser para, por ejemplo, una estructura metálica. Los fenómenos de fisuración y la evaluación de la contribución en tracción del hormigón suelen presentar bastantes incertidumbres.

Si en la Figura 2.1 se toma como representativa cualquiera de las dos curvas bilineales, y se define como Δy el desplazamiento que corresponde a la “fluencia” de la estructura, y que está asociado a una resistencia S_y , definida más adelante, entonces la pendiente de dicha respuesta idealizada como lineal y elástica y dada por $K = S_y / \Delta y$ es utilizada para cuantificar la rigidez global del edificio en la dirección analizada. La definición del punto de fluencia se toma del concepto de rigidez secante (Paulay, T., Priestley, M.N.J. 1992) refiriéndola al valor de $0.75 S_i$, donde con S_i se representa la resistencia “ideal” o de fluencia de la estructura. Al valor de K resultante se lo llama “rigidez efectiva” y será éste el que nos interese cuando se verifiquen condiciones de estado límite de servicio. Una de las condiciones más comunes a verificar es la de desplazamientos relativos entre pisos, que deben permanecer dentro de ciertos valores, a los cuales los reglamentos modernos de diseño imponen límites.

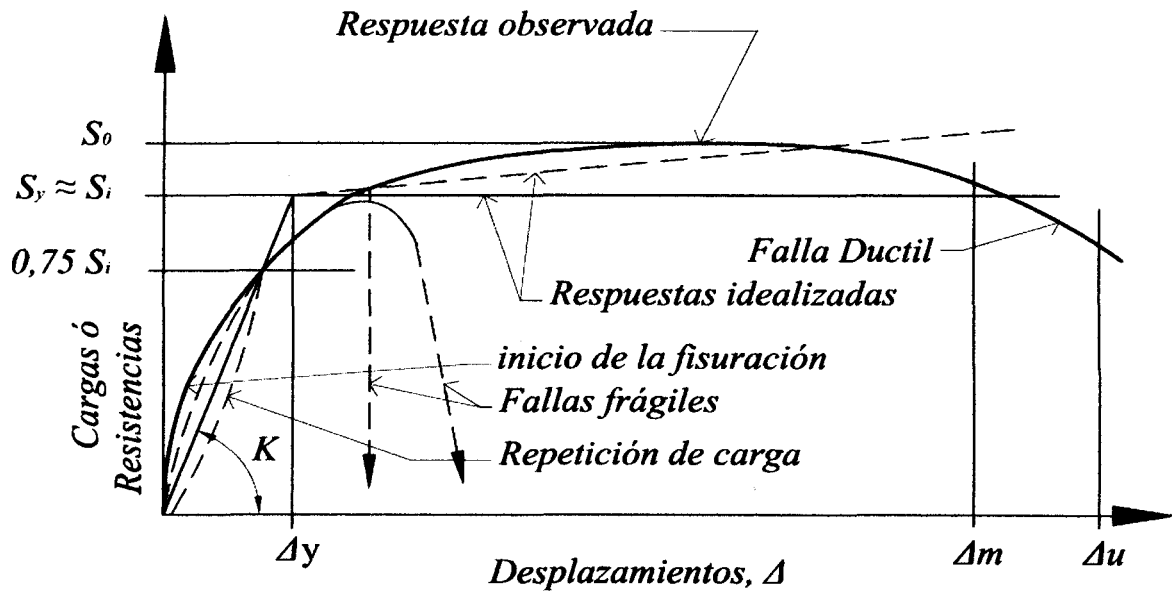


Figura 2.1 – Relación típica carga – desplazamiento de un elemento de H° A°.

b) Resistencia

La resistencia de una estructura está dada por la máxima carga, generalmente expresada a través del esfuerzo de corte en la base, que ésta puede soportar bajo la combinación de cargas verticales y horizontales. El nivel de resistencia mínimo que debe tener la estructura se indica en la Figura 2.1 con S_i , resistencia ideal (más adelante, la designaremos como resistencia *nominal*), que se corresponde con la que se toma o designa como resistencia de fluencia. El valor de la resistencia por encima de S_i se llama sobre-resistencia y se designa con S_o . El estimar este valor de S_o durante el proceso de diseño, tal cual se verá luego, tiene mucha importancia para poder aplicar el diseño por capacidad.

Se debe proveer a los miembros estructurales suficiente resistencia para obtener un comportamiento "elástico" en estado límite de servicio, y para que la demanda de ductilidad sea posible de satisfacer, en los otros estados límites.

El análisis estructural, donde se calculan solicitaciones, debe hacerse con los valores realistas de rigidez (ver apartado anterior) para obtener el nivel correcto de demanda de resistencia.

c) Ductilidad

La estructura o sus componentes frente a un sismo de gran intensidad deben ser capaces de minimizar daños y evitar colapsos, deben mantener una alta proporción de su resistencia inicial aun cuando están sometidos a grandes deformaciones, mucho más allá del límite elástico, esta propiedad es conocida como *ductilidad* ; asimismo deben poseer la habilidad de absorber y disipar energía ante reversión de cargas y/o desplazamientos (comportamiento histerético).

Con respecto a la figura 2.1, la ductilidad es $\mu = \Delta u / \Delta y$ donde Δu está fijado por algún estado limite último de la sección, o del elemento estructural: (i) degradación de resistencia, (ii) agotamiento de la armadura de confinamiento, (iii) deformación última de barras de armadura en tracción o compresión, etc.

Esta es la propiedad más importante a considerar en los estados límites de daño y de colapso, en donde se debe lograr que la ductilidad máxima requerida por el terremoto sea menor que la disponible:

$$\mu_{req} < \mu_{disp} \quad (2.3)$$

La ductilidad en miembros estructurales puede ser desarrollada sólo si el material es dúctil, por ejemplo el acero en tracción. El acero en compresión tiene el problema de pandeo, y el hormigón y mampostería son materiales de naturaleza frágil.

En la Figura 2.1 se puede contrastar una falla dúctil contra tipos de fallas frágiles, las que se representan con líneas de trazos descendentes. Las fallas frágiles implican pérdidas completas de la resistencia. En el hormigón armado implican generalmente desintegración del hormigón, y sobrevienen sin ningún tipo de aviso. Por razones obvias, este tipo de

comportamiento debe ser evitado y es el que ha causado la mayoría de los colapsos durante terremotos, siendo responsable por lo tanto de las pérdidas de vidas.

Entonces el principal objetivo del detallamiento de estructuras de hormigón armado es combinar ambos materiales para producir elementos dúctiles que sean capaces de alcanzar las demandas de deformación inelástica impuestas por sismos severos. Por lo tanto el detallamiento forma parte importante del proceso de diseño, además de las consideraciones de la práctica constructiva, y debe ser cuidadosamente explicitada en los planos y controlada durante la ejecución.

2.3 -Ingeniería sísmica basada en el desempeño (Performance)

2.3.1 -Introducción

Los terremotos severos son eventos relativamente muy poco frecuentes, los cuales pueden o no ocurrir durante la vida útil de una construcción. Si bien es técnicamente factible diseñar y construir edificios que no sean dañados por los eventos sísmicos más severos que podrían afectarlos, generalmente se considera innecesario y antieconómico (Paulay, T., Priestley , M.N.J. 1992).

Por esta razón la filosofía de diseño, que ha evolucionado con los años, anticipa que terremotos severos causarán algún daño en la mayoría de los edificios, es decir daños, que no resulten en potencial pérdida de vidas, son considerados aceptables para la mayoría de las estructuras.

En general los códigos para construcciones sismorresistentes tienen por objetivo el diseño de estructuras con suficiente integridad, resistencia y ductilidad para evitar el colapso y daños que pongan en peligro la vida de personas. Éstos han sido desarrollados empíricamente, basado en observaciones de daños ocurridos en terremotos pasados y en investigaciones realizadas. Cuando se detectaron daños inaceptables, las prescripciones del código se modificaron en consecuencia.

Luego se estima que estructuras diseñadas con el código vigente y bien construidas, tengan un nivel adecuado de protección contra la pérdida de vidas humanas. Sin embargo estos códigos son menos confiables con respecto a otros objetivos como el de minimizar daños en eventos sísmicos pequeños y moderados.

La experiencia de terremotos recientes muestra que se producen colapsos, principalmente en estructuras diseñadas con códigos anteriores y/o mal diseñadas o construidas (en países poco desarrollados) que producen pérdidas importantes de vidas humanas, e importantes pérdidas económicas por daños estructurales, no estructurales, interrupción de actividades, perjuicios a equipamientos y otros contenidos de las construcciones, que son consideradas inaceptables no solo por los ingenieros estructurales sino por toda la comunidad.

En respuesta a esta situación, se ha desarrollado un nuevo procedimiento llamado "Ingeniería sísmica basada en la performance" (SEAOC Visión 2000 Committee, 1995),(FEMA 356, 2000), que consiste en procedimientos de diseño, ejecución y mantenimiento de construcciones para resistir terremotos de diferentes magnitud dentro de niveles especificados de daño.

2.3.2 - Definición y objetivos

La Ingeniería basada en la performance consiste en la selección apropiada de criterios de configuración general, disposición de sistemas y elementos estructurales, análisis, dimensionamiento y detallado de la estructura, diseño de elementos no estructurales, contenidos y el control de la calidad de la construcción y mantenimiento, de forma tal que para niveles especificados de movimientos del terreno y con definidos niveles de confiabilidad, la estructura no resulte dañada más allá de ciertos estados límites u otros límites de utilización.

Es un procedimiento que comienza con los primeros conceptos del proyecto y continúa durante toda la vida de la construcción. Incluye la selección de objetivos de performance, determinación

de las condiciones del sitio, diseño conceptual, diseño preliminar, diseño final, verificaciones de aceptabilidad durante el diseño, revisiones de diseño, control de calidad durante la construcción y mantenimiento durante la vida útil.

El objetivo es lograr construcciones con comportamiento sísmico predecible y cuantificable para poder evaluar y controlar el riesgo sísmico asociado a un edificio con un predeterminado nivel de aceptabilidad, buscando minimizar el costo total de la construcción durante la vida útil.

El riesgo es el resultado de la probabilidad que terremotos de diferente severidad afecten la construcción (peligrosidad sísmica), acoplado con las consecuencias de la respuesta de la construcción a dichos terremotos (vulnerabilidad).

Se define el *riesgo sísmico específico* como:

$$R_s(d) = \int_{m^0}^{m^u} f_D(d/m) \cdot f_M(m) \cdot dm \quad (2.4)$$

donde $f_D(d/m)$ es la función de densidad de probabilidades de obtener un nivel de daño d dado un terremoto de magnitud m , $f_M(m)$ es la función de densidad de probabilidades de la magnitud del terremoto, m^0 es la magnitud mínima de un terremoto que produce daños, usualmente $m^0 = 5$, y m^u es la magnitud máxima que se puede esperar en el sitio.

Luego el *riesgo sísmico* se calcula con:

$$R(d) = \int_{d^0}^{d^u} R_s(d) \cdot C_T(d) \cdot dd \quad (2.5)$$

Siendo $C_T(d)$ el costo total si se admite un nivel de daños d , con los límites de integración d^0 y d^u que significan los límites inferior y superior del daño, que depende con qué índice de daño se representa, habitualmente $d^0 = 0$ y $d^u = 1$.

Para llevar adelante este procedimiento se definen niveles de performance de la construcción (figura 2.2) y niveles de terremotos de diseño (tabla 2.1), para luego combinándolos adecuadamente expresar los objetivos de desempeño - performance (figura 2.3).

2.3.3 - Niveles de desempeño

Un nivel de desempeño (performance) es un estado límite de daño. Daño en elementos estructurales, elementos no estructurales, contenidos de la construcción, y sistemas de servicios, son considerados en las definiciones de los niveles de performance.

Los niveles de performance se deben seleccionar en base a la seguridad y a las consecuencias sociales y económicas de dicho nivel de daño.

Se definen cuatro niveles de performance (ver figura 2.2):

- **Completamente operacional:** sin daño, funcionamiento sin interrupción, no requiere reparación.

- **Operacional:** moderado daño a elementos no estructurales y contenido, y leve daño en elementos estructurales, disponible para ocupación con interrupción breve de algunos sistemas, reparaciones de acuerdo a conveniencia del propietario.

- **Seguridad de vida:** moderado daño en elementos estructurales, no estructurales y contenidos, no disponible para ocupación inmediata, reparación posible aunque podría no ser económicamente conveniente.

- **Colapso próximo:** daño extremo, al borde del colapso, no disponible para ocupación, técnica y económicamente no reparable.

RANGO DE DAÑO & ÍNDICE DE DAÑO		ESTADO DE DAÑO Y UMBRALES DE NIVELES DE PERFORMANCE	
10 Despre- -ciable	9	Completamente Operacional	No hay daño, continúa en servicio
			Servicio continuo, la instalación opera y funciona después del terremoto. Daño estructural y no estructural despreciable.
8 Bajo	7	Operacional	La mayoría de las funciones y operaciones pueden ser reanudadas inmediatamente. Solo se requiere reparar servicios no esenciales. El daño es pequeño.
			La estructura es segura para ser ocupada inmediatamente después del terremoto. Las operaciones esenciales son protegidas, las operaciones no esenciales son interrumpidas.
6 Modo - rudo	5	Seguridad de Vida	El daño es moderado. Sistemas seleccionados del edificio y contenido estarían protegidos del daño.
			La seguridad de vida está generalmente garantizada. La estructura es dañada pero permanece estable. La caída de elementos peligrosos permanece controlada.
4 Severo	3	Cercano al Colapso	Se previene el colapso estructural. Los elementos no estructurales pueden fallar.
			El daño estructural es severo, pero se previene el colapso. Los elementos no estructurales fallan.
3 Com- -pleto	2	Colapso	Parte de la estructura primaria colapsa
			Colapso estructural completo.

ESPECTRO DE ESTADOS DE DAÑO

Figura 2.2 – Definición de niveles de desempeño (performance)

Se indican valores cuantitativos de los niveles de daño para distintos sistemas y subsistemas de la construcción, para cada uno de los cuatro niveles de performance, (SEOAC 1995). A partir de ellos se pueden definir las funciones de estados límites, o funciones de falla, que gobiernen el diseño de la construcción.

2.3.4 - Niveles de terremotos de diseño

Para un sitio dado, hay un espectro continuo de terremotos que pueden afectarlo, desde eventos distantes de pequeña magnitud que producen un peligro despreciable, hasta eventos locales de gran magnitud que producen riesgo potencial de daños elevados.

En general hay una alta probabilidad que en un sitio ocurran eventos de bajo peligro dentro de la vida útil de la construcción, y una baja probabilidad que ocurran eventos de alta peligrosidad.

La ingeniería basada en la performance, busca controlar los niveles de daños experimentados por los edificios sobre un espectro completo de eventos que podrían ocurrir.

Para permitir una aplicación práctica, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos dentro del espectro completo. Éstos debieran representar el rango de severidad de terremotos para el cual se desea una particular performance de la construcción.

Estos eventos sísmicos discretos se denominan niveles de terremotos de diseño. Se expresan en términos de intervalos medio de recurrencia o como probabilidad de excedencia.

El intervalo medio de recurrencia es una expresión del período de tiempo promedio, expresado en años, entre la ocurrencia de terremotos que producen efectos de la misma o mayor severidad, y puede ser directamente relacionado con la probabilidad de excedencia para un número especificado de años.

La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la chance que efectos sísmicos que exceden una severidad dada, relacionada con alguna variable representativa del terremoto, ocurran en un sitio dentro de un especificado número de años.

Se definen cuatro niveles de terremotos de diseño, explicitados en la tabla 2.1:

Nivel de terremoto de diseño	Intervalo de ocurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	970 años	10 % en 100 años

Tabla 2.1 : Niveles de Terremotos de diseño

Los estudios de microzonificación sísmica indicarán las magnitudes de los parámetros que representan los diferentes niveles de terremotos de diseño: aceleración pico del suelo, contenido de frecuencias, duración de los terremotos y espectros de diseño elásticos e inelásticos. Asimismo los parámetros que indiquen posibilidad de liquefacción, deslizamientos, asentamientos o falla en el suelo.

2.3.5 - Objetivos de desempeño de diseño

Un objetivo de desempeño es una expresión del nivel de performance de una construcción , para cada nivel de terremoto de diseño.

Deben ser seleccionados en base al nivel de ocupación de la edificación, destino de la construcción, costo económico de reparaciones por daños, interrupción de su uso, consecuencias ambientales de su falla, importancia histórica y cultural.

- Edificaciones de seguridad crítica: contienen importantes cantidades de materiales peligrosos, con consecuencias catastróficas para la población en caso de falla.
- Edificaciones esenciales y peligrosas: Las esenciales deben seguir funcionando luego de un terremoto, como hospitales, estaciones de policías, bomberos y centros de comunicaciones y de emergencia. Las peligrosas contienen materiales de riesgo pero su escape queda contenido dentro del predio y con consecuencias mínimas para la población, ej. refinería de petróleo.
- Edificaciones básicas: aquellas no clasificadas como de seguridad crítica o esenciales y peligrosas.

En la figura 2.3 se grafican los objetivos de desempeño incluidos en Visión 2000 (1995).

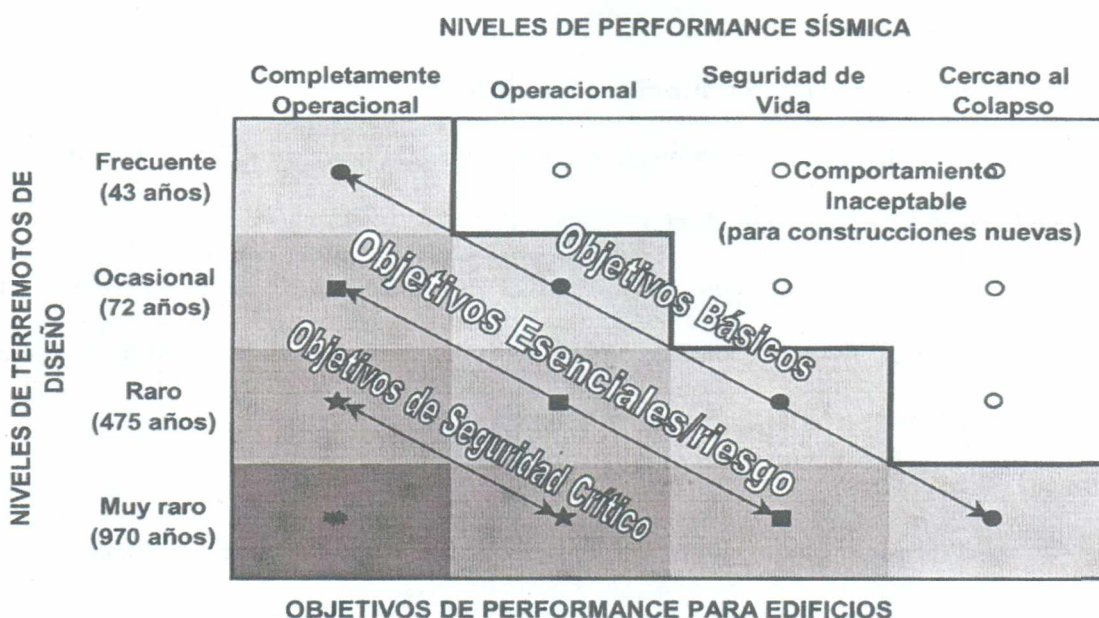


Figura 2.3 – Objetivos de desempeño

2.3.6 - Limitaciones

La práctica de la "Ingeniería sísmica basada en la performance" presupone la habilidad del ingeniero de predecir la respuesta del edificio, dada la ocurrencia de un movimiento sísmico definido. El estado actual del conocimiento y la tecnología disponible es tal que nuestra habilidad de predecir el real comportamiento es bastante limitado y sujeto a incertidumbres. Las principales fuentes de incertidumbres son:

- Definición del movimiento del suelo, incluyendo intensidad, duración, contenido de frecuencias.
- Distribución de deformaciones y tensiones en la estructura en respuesta al movimiento del suelo.
- Conocimiento de la configuración real, capacidades de resistencia, deformación y disipación de energía de la estructura en las condiciones en que fue construida y como está mantenida.
- Determinación del daño específico en elementos estructurales y no estructurales, en respuesta a movimientos del suelo definidos.

Investigadores e ingenieros de la práctica corriente están trabajando activamente para reducir estas incertidumbres, a través del desarrollo y mejora de herramientas para la estimación del movimiento del suelo y respuesta estructural, ensayos de laboratorio y observación de daños causados por terremotos reales.

Sin embargo las incertidumbres no pueden eliminarse debido a la naturaleza aleatoria de las variables que intervienen. Esto indica que el análisis debería realizarse en el campo probabilístico, evaluando la probabilidad de falla, es decir de excedencia anual de cada nivel de performance, mediante la descripción probabilística continua de la acción sísmica y de la capacidad estructural, incorporando además incertidumbres del modelo.

Los valores tolerables de probabilidad de falla para cada nivel de performance se deberán establecer en función de las características de la construcción y las consecuencias de sus daños.

2.4 - Diseño Preliminar de sistemas estructurales

2.4.1 - Introducción

El diseño sismorresistente tradicional realizado a través del método estático, donde la acción dinámica del sismo se la representaba por un sistema de fuerzas estáticas, y a través del cual se definía la capacidad y demanda de un sistema estructural, presentaba la dificultad de no controlar el daño que sufriría la estructura ante la máxima demanda; esta dificultad fue superada por las investigaciones realizadas en los últimos años (Priestley, M.J.N. 1993,1998) (Rubinstein, M. et al 2003), de donde surgió el criterio de que sean los desplazamientos, sus deformaciones correspondientes, la ductilidad e índices de daño, y no las fuerzas los que dirijan el diseño, aceptándose además que la estructura satisfaga condiciones de desempeño preestablecidas para distintos niveles de sismos (SEAOC 1975).

El objetivo del diseño preliminar de una estructura, como ser un edificio de varios pisos, es

lograr que el sistema sismorresistentes (planos verticales materializados con tabique ó pórticos de hormigón armado) propuesto para satisfacer las necesidades de arquitectura, sea verificado y eventualmente modificado para cumplir la función sismorresistente a través de una metodología sencilla y clara acorde a las condiciones de diseño.

La metodología debe estar basada en cálculos sencillos, fijándose en forma clara y precisa, en las condiciones de partida, las propiedades del sistema estructural planteado: desplazamiento de fluencia en la cima y ductilidad, en cada una de las dos direcciones ortogonales resistentes, en la que se organiza el sistema (Rubinstein, M. et al 2004).

Un aspecto a destacar, y que caracteriza las nuevas metodologías de diseño, es el carácter de invariante que debe cumplir el desplazamiento de fluencia del sistema (Priestley, M.J.N. 1998), determinado a partir del de sus componentes. En este hecho se podría resumir el cambio cualitativo en la nueva manera de analizar el comportamiento de las estructuras sismorresistentes.

2.4.2 - Desplazamiento de fluencia - Invariancia

2.4.2.1 - Generalidades

En el método tradicional de diseño sismorresistente basado en las fuerzas, las ordenadas espectrales elásticas se reducen para tener en cuenta la capacidad de disipación de energía sísmica por deformaciones inelásticas de la estructura. En el reglamento argentino para construcciones sismorresistentes, INPRES-CIRSOC 103, esta reducción se efectúa a través del factor R, que es función de la ductilidad global de la estructura definida como la relación entre el desplazamiento máximo en la cima y el correspondiente desplazamiento fluencia.

El valor de la ductilidad es función del material (hormigón armado, acero, etc.) y de los tipos estructurales (tabiques, pórticos, etc.) y se basa en que todos los planos sismorresistentes fluyen al mismo tiempo. Bajo este supuesto, la asignación de resistencias a los diferentes planos

sismorresistentes se efectúa en forma proporcional a las respectivas rigideces elásticas.

La teoría elástica también nos permite aceptar que la rigidez de la estructura y, consecuentemente, su correspondiente período, son independientes de la resistencia, lo que permite caracterizar a cada estructura por su período natural y considerarlo a éste como la variable independiente en el diseño tradicional sismorresistente basado en fuerzas.

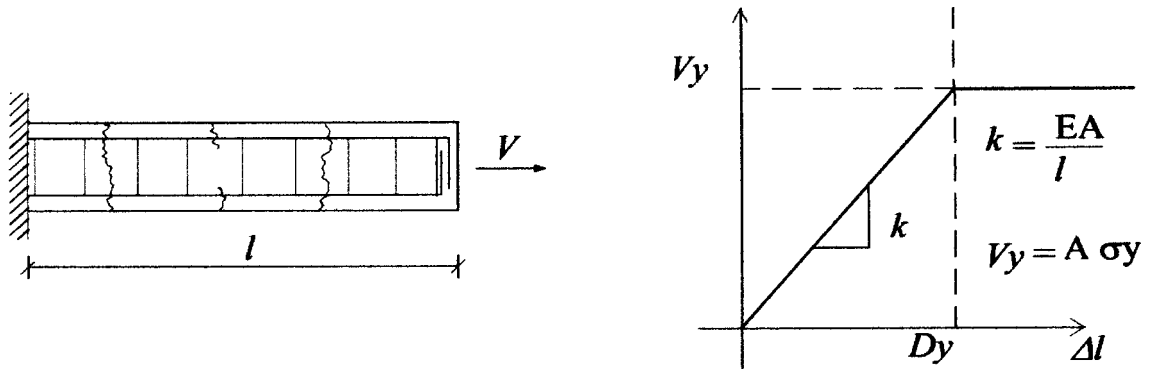
En investigaciones realizadas en los últimos años, se detectó un comportamiento distinto a los supuestos anteriores; cuando una estructura incursiona en el campo inelástico, su rigidez elástica no es invariante sino que depende de la resistencia suministrada, es decir que una misma estructura con diferentes niveles de resistencia, tiene distintas rigideces elásticas y diferentes períodos propios, permaneciendo constante el desplazamiento de fluencia, (Priestley,1998), (Paulay 2001).

Por lo tanto, dado que cada componente del sistema tiene un determinado desplazamiento de fluencia, y en general, los planos sismorresistentes no fluirán simultáneamente, sino que lo harán en una secuencia prefijada, por lo que el desplazamiento de fluencia del sistema puede determinarse en función de los de sus componentes, y la ductilidad global no resulta sólo función del material y tipo estructural, sino también de la secuencia de entrada en fluencia de los componentes del sistema y de las deformaciones correspondientes.

Dado la gran influencia de los nuevos conceptos en el diseño sismorresistente, los mismos se presentan a continuación en forma clara y unificada.

2.4.2.2 - Invariancia del desplazamiento de fluencia

A fin de comprender los cambios profundos producidos en conceptos que están muy arraigados en la ingeniería estructural en general y en la sísmica en particular, comenzaremos revisando el comportamiento de estructuras más sencillas:

Tensor de hormigón armado:**Figura 2.4 – Tensor de hormigón armado sometido a fuerza axial V.**

Por teoría de mecánica de los sólidos sabemos que:

$$\Delta l = \frac{V \cdot l}{E \cdot A}, \quad \Delta l = 1 \rightarrow k = \frac{E \cdot A}{l} \quad (2.6)$$

En el instante que el acero alcanza el umbral de fluencia, Δl se transforma en el desplazamiento, que resulta igual a:

$$Dy = \varepsilon_y \cdot l \quad (2.7)$$

Lo que implica que el desplazamiento de fluencia depende de la deformación específica del acero y de la longitud del tensor, el área de la armadura es irrelevante. Esto significa que dos tensores de la misma longitud con diferentes cantidades de armadura longitudinal tendrán el mismo alargamiento de fluencia, si se utiliza el mismo tipo de acero en ambos tensores de forma que ε_y sea constante.

Viga de hormigón armado empotrada con una carga V en el extremo libre :

Los valores del giro y de la curvatura de un elemento de H° A° sometido a flexión se determinan a continuación - ver figura 2.5:

Llamando ϕ a la curvatura entre dos secciones en estudio (figura 2.5) :

$$\phi = \frac{d\phi}{dx} = \frac{\Delta dx}{(d-c)} \cdot \frac{1}{dx} = \frac{\varepsilon \cdot dx}{d \cdot (1-k_c)} \cdot \frac{1}{dx} = \frac{\varepsilon}{d \cdot k_b}$$

siendo :

$$k_b = (1 - k_c)$$

$$\therefore \phi_y = \frac{\epsilon_r}{k_b \cdot d} \quad \text{Curvatura de fluencia} \quad (2.8)$$

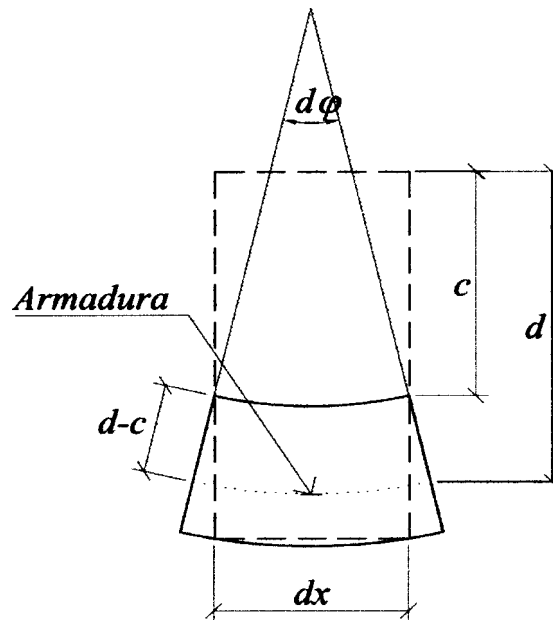
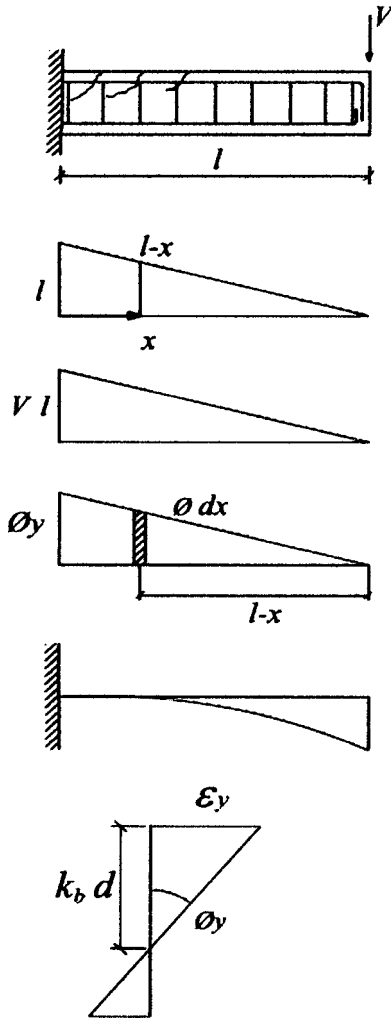


Figura 2.5 - Giros y curvaturas entre dos secciones de un elemento de H° A°, separadas dx .

En este caso y de acuerdo a la teoría elástica, la flecha ó desplazamiento en el punto de aplicación de la carga, esta dada por (2.9), ver figura 2.6:

$$f = \frac{V \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (2.9)$$

Sin embargo, cuando la barras superiores alcanzan el umbral de fluencia, el diagrama de curvaturas a lo largo de la viga es lineal con la ordenada máxima en el empotramiento igual a la curvatura de fluencia ϕ_y .



\bar{M} : diagrama de momentos para carga unitaria

$$M = V \cdot l \quad (\text{Diagrama de momentos})$$

Diagrama de Curvatura: (nueva carga de la viga: diagrama de momento flector reducido)

$$\phi = \frac{M}{E \cdot I}$$

D (desplazamiento del punto de aplicación de la carga)

Diagrama de deformaciones en la sección de empotramiento.

Figura 2.6 - Viga de hormigón armado en voladizo cuando el acero traccionado entra en fluencia.

De acuerdo con ello, el desplazamiento del extremo libre puede obtenerse como el momento de la resultante del diagrama de curvaturas respecto a dicho extremo (ver figura 2.6):

$$D = \int \bar{M} \cdot \frac{M}{E \cdot I} \cdot dx = \int_0^l \phi \cdot (l-x) \cdot dx \quad (2.10)$$

$$\therefore D_y = \frac{\phi_y \cdot l}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot l \quad \text{es decir:} \quad D_y = \frac{\phi_y \cdot l^2}{3} \quad (2.11)$$

A su vez, la curvatura de fluencia es igual al gradiente del diagrama de deformaciones específicas en la sección de empotramiento, resultando de acuerdo con (2.8):

$$D_y = \frac{\epsilon_y \cdot l^2}{3 \cdot k_b \cdot d} \quad (2.12)$$

Donde $k_b \cdot d$ es la distancia al eje neutro medida desde el baricentro de las barras superiores.

Se aprecia que el desplazamiento de fluencia es proporcional al cuadrado de la longitud de la viga, e inversamente proporcional a su altura. Así, dos vigas de iguales longitudes, e iguales secciones transversales pero diferentes cantidades de armadura longitudinal, tendrán del mismo desplazamiento de fluencia, diferentes resistencias y diferentes rigideces. Esto se muestra esquemáticamente en la figura 2.7 .

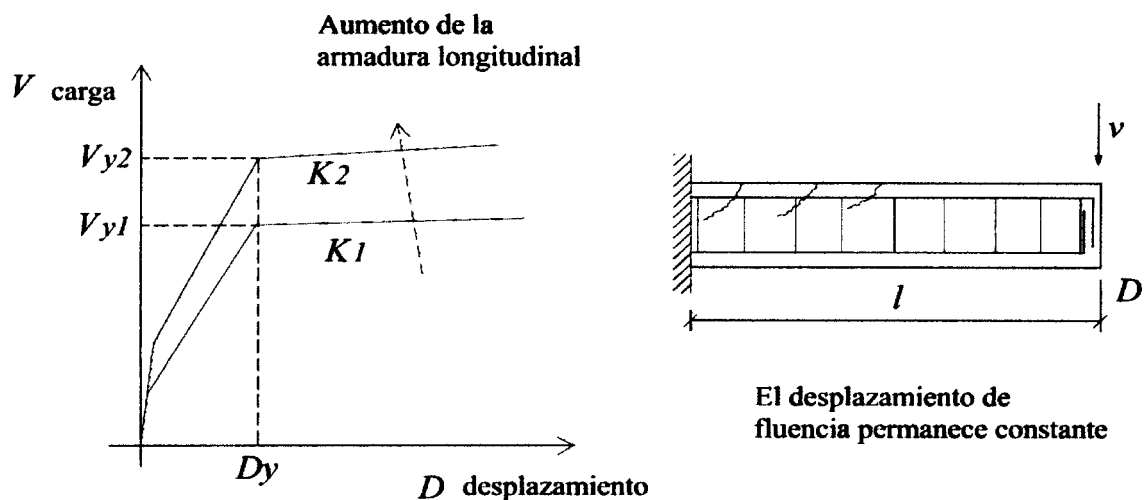


Figura 2.7 – Efecto que produce el aumento de armadura longitudinal en la rigidez y resistencia de una viga (Aschheim, 2000)

Tabique esbelto en voladizo:

Para el caso de un tabique esbelto en voladizo sometido a una distribución de fuerzas laterales resulta:

$$D_Y = C \cdot \phi_Y \cdot h_w^2 \quad (2.13)$$

Donde h_w es la altura del tabique, y C una constante que depende de la distribución de las fuerzas laterales. Para una distribución de fuerzas triangular inversa, (ver figura 2.8), resulta $C = 11 / 40$.

Además se puede comprobar que la curvatura convencional de fluencia de tabique es:

$$\phi_y = \frac{2 \cdot \epsilon_Y}{l_w} \quad (2.14)$$

Donde l_w es la longitud del tabique;

luego :

$$D_y = \frac{11}{40} \cdot \frac{2 \cdot \epsilon_Y}{l_w} \cdot h_w^2 \quad (2.15)$$

Se observa que el desplazamiento de fluencia es inversamente proporcional a la longitud del tabique, es decir que tabiques de distinta longitud no pueden fluir simultáneamente, fluyendo primero el de mayor longitud y así sucesivamente hasta que finalmente fluirá el de menor longitud.

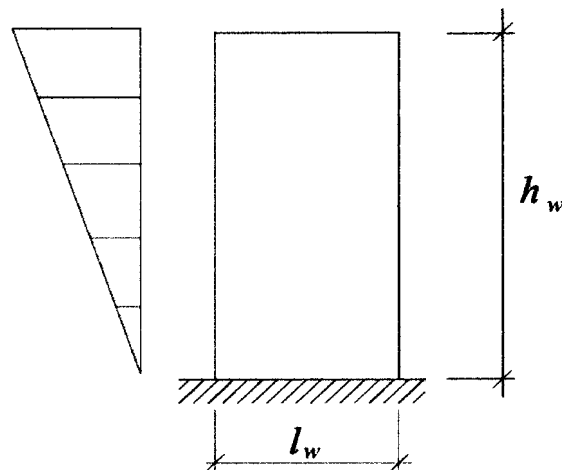


Figura 2.8–Tabique en voladizo sometido a una distribución de fuerzas laterales triangular inversa

Se demuestra así que la ecuación básica de la elasticidad que liga las fuerzas con los desplazamientos, a través de una constante denominada rigidez, ya no se cumple, lo que en realidad es constante es el desplazamiento de fluencia, siendo entonces la **rigidez dependiente de la resistencia**, por lo cual es imposible determinar la primera si no se conoce la segunda:

$$K_i = \frac{V_{yi}}{D_{yi}} \quad (2.16)$$

2.4.2.3 - Consecuencia de la invariancia del desplazamiento de fluencia. Nuevo concepto de rigidez

La invariancia del desplazamiento de fluencia y la redefinición del concepto tradicional de

rigidez, tiene consecuencias de importancia :

La figura 2.9 muestra un mismo tabique con distintas resistencias, logradas con diferentes cuantías de armadura, como el desplazamiento de fluencia es constante, el cambio de resistencia implica un cambio de rigidez. En la misma figura se presenta como contraste el viejo concepto de rigidez constante.

NUEVO CONCEPTO DE RIGIDEZ

Mismo Tabique con distintas armaduras - →

Distintas resistencias por tanto distintas rigideces.

VIEJO CONCEPTO DE RIGIDEZ

CONSTANTE

Mismo Tabique con distintas armaduras →

Distintas resistencias →

Distintas resistencias igual rigidez.

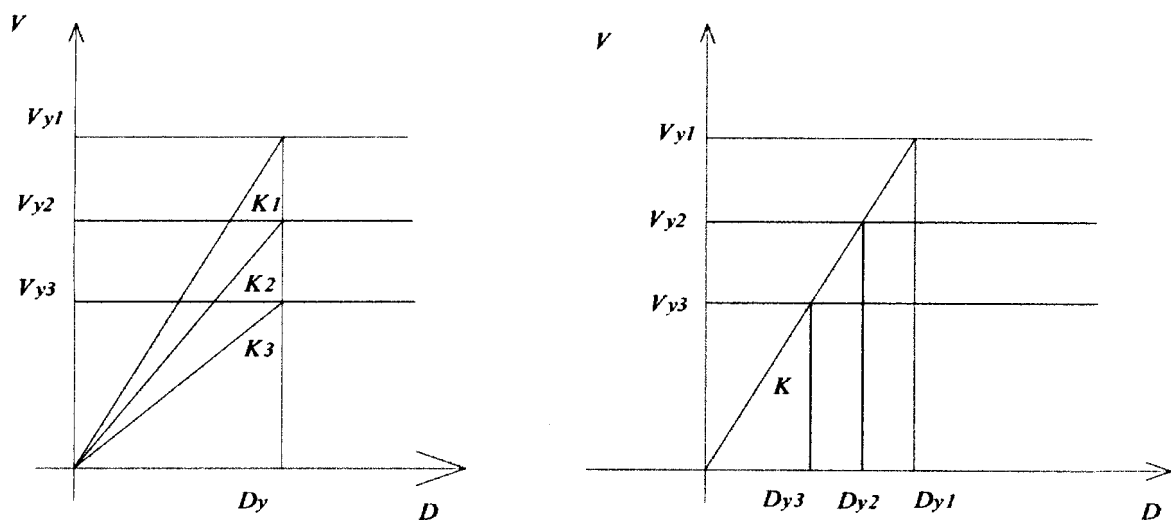


Figura 2.9 - Consecuencia de la invariancia del desplazamiento de fluencia: la rigidez varía con la resistencia, reemplazando al viejo concepto de rigidez constante.

La invariancia del desplazamiento de fluencia tiene también consecuencias sobre la distribución de resistencia entre diferentes componentes de un sistema estructural.

La clásica distribución de fuerza que absorbe cada plano resistente, proporcional a la rigidez

$V_i = V K_i / \sum K_i$, se justifica si todos los elementos resistentes fluyen simultáneamente; en caso de no ser así, ver figura 2.10, lo único que debe respetarse es el equilibrio de fuerzas:

$$V = \sum V_{yi}$$

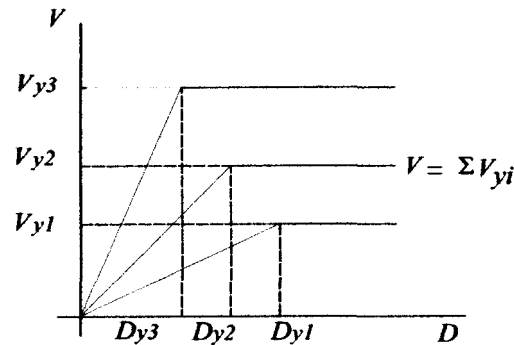


Figura 2.10- Consecuencia de la invariancia del desplazamiento de fluencia: tabiques de diferente longitud no fluyen simultáneamente.

Es interesante destacar, que para el nivel de desempeño de seguridad de vidas el centro de rigidez tradicionalmente utilizado para evaluar los esfuerzos torsionales es irrelevante. En este nivel de desempeño, la excentricidad se mide respecto del centro de resistencia.

Por otro lado, para el nivel de desempeño operacional, donde el centro de rigidez es sí relevante al depender la rigidez de la resistencia, una distribución criteriosamente arbitraria de resistencia puede conducir a una distribución de rigideces más favorable para el desempeño del sistema.

En presencia de los nuevos conceptos considerados, el diseñador puede optar por una distribución de resistencias criteriosamente arbitraria, que mejore el desempeño del sistema, por ejemplo la distribución puede ser tal que disminuyen los efectos torsionales primarios.

2.4.2.4 - Desplazamiento de fluencia del sistema

El desplazamiento de fluencia del sistema correspondiente al diagrama $V-D$ bilineal, ver figura 2.11 puede determinarse con la siguiente expresión:

$$D_{y \text{ sistema}} = \frac{\sum_{i=1}^n V_{yi}}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{V_{yi}}{D_{yi}} \right)} = \frac{\sum_{i=1}^n V_{yi}}{\sum_{i=1}^n (K_i)} \quad (2.17)$$

Donde V_{yi} es el esfuerzo de corte último en la base asignado a un plano resistente genérico, pórtico ó tabique y n el número de planos resistentes del sistema, en la dirección considerada.

Se observa que para la determinación del desplazamiento de fluencia del sistema, es necesario

conocer las resistencias asignadas a cada componente y sus rigideces. Como la resistencia a suministrar al sistema no se conoce en esta etapa, se pueden asignar resistencias relativas distribuyendo un corte basal unitario. Posteriormente, cuando se compute la demanda de resistencia del sistema (corte basal), se distribuye siguiendo la misma proporción originalmente adoptada.

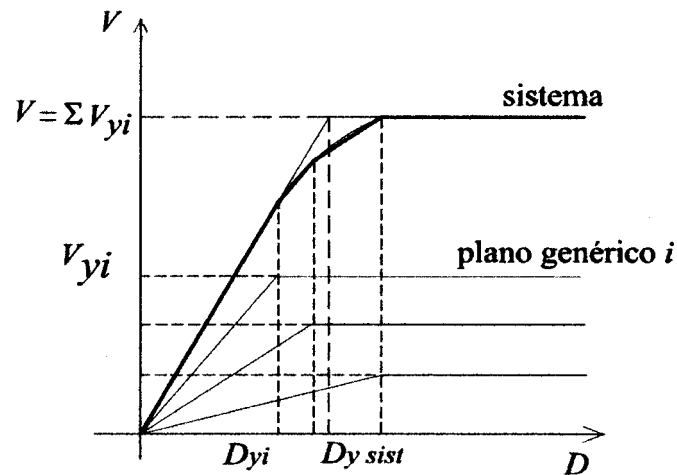


Figura 2.11 – Desplazamiento de fluencia del sistema

2.4.2.5 - Ductilidad global del sistema

La capacidad de desplazamiento de un tabique está dada por el grado de detallado en la zona de formación potencial de rótula plástica (Paulay T., Priestley M.N.J. 1992). Mientras mayor sea la cuantía de la armadura transversal, mayor será la curvatura última.

Dado que la curvatura de fluencia sólo depende de la longitud del tabique, un aumento de la curvatura última producirá un aumento de la ductilidad de curvatura en la base $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$, y en consecuencia un aumento en la ductilidad de traslación en la cima $\mu = D_u / D_y$.

Ahora, suponiendo que el grado de detallamiento es el mismo en todos los tabiques, luego la ductilidad de traslación también será igual en cada plano resistente, y por lo tanto el primer tabique que alcance su desplazamiento último será el que tenga el menor desplazamiento de fluencia, es decir el que tenga mayor longitud, ver figura 2.12:

$$D_{u, \min} = \mu_i \cdot D_{y, \min} \quad (2.18)$$

La ductilidad global del sistema será el cociente entre el menor desplazamiento último de sus componentes, y el desplazamiento de fluencia del sistema:

$$\mu_{sistema} = \frac{D_{u, \min}}{D_{y, sistema}} \quad (2.19)$$

Tabiques de igual grado de detallamiento por tanto igual ductilidad, pero distintas longitudes.

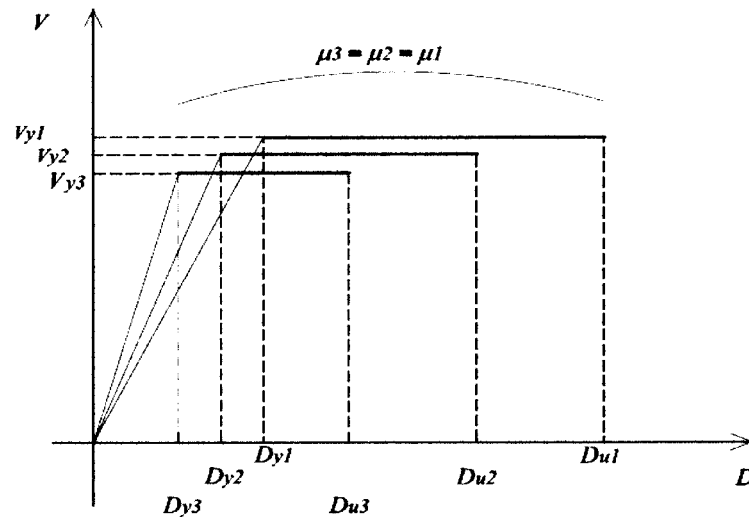


Figura 2.12 – Ductilidad global del sistema – Tabique de mayor longitud (menor Dúltimo)

2.4.2.6 - Ductilidad equivalente e índice de daño

El problema de daño acumulado:

Si dos estructuras tienen la misma ductilidad global pero el número de incursiones y reversiones en el campo plástico son diferentes, sufrirán distintos daños; esas incursiones y reversiones pueden llegar a producir una falla por fatiga de bajo ciclaje; por tanto la ductilidad global de un sistema no sirve para medir el daño que experimenta durante un sismo y se debe recurrir al concepto de daño acumulado.

Índice de Park y Ang

El índice de Park y Ang es una combinación lineal de la deformación máxima normalizada y otro término que considera el efecto cíclico:

$$DI = \frac{\phi_m}{\phi_u} + \beta_e \cdot \frac{\int dE}{M_y \cdot \phi_u} \quad (2.20)$$

Donde :

ϕ_m es la demanda máxima de curvatura (ó rotación)

ϕ_u es la curvatura máxima última (ó rotación) bajo carga monotónica

$\int dE$ es la energía disipada durante el comportamiento histerético,

M_y es el momento de fluencia

β_e es un parámetro que depende de las características de detallamiento de la sección: igual a 0.05 par secciones bien detalladas y a 0.25 para las pobremente detalladas.

En el caso de tabiques, el índice de daños se calcula en la zona plastificada inferior, y para el caso de pórticos, el índice DI se calcula en cada extremo de barra y luego se combinan en un índice de daño global DIG para el pórtico:

$$DI = \sum w_j \cdot DI_j$$

con

$$w_j = \frac{DI_j}{\sum DI_k} \quad (2.21)$$

Este índice ha sido calibrado:

un valor de $DI = 0.4$ indica que la estructura puede ser reparable
un valor $DI > 0.4$ representa un nivel de daños irreparables;
mientras que un $DI > 1$ representa colapso total.

Ductilidad equivalente:

Reescribiendo convenientemente el índice de daño de Park y Ang en función de fuerzas y desplazamientos, con la definición del parámetro γ como dependiente de la demanda del terremoto con:

$$\gamma = \frac{\sqrt{\frac{E_H}{m}}}{\omega \cdot v} = \frac{1}{\mu} \cdot \sqrt{\frac{E_H}{F_y \cdot v_y}} \quad (2.22)$$

donde E_H la energía disipación histerética, expresada con:

$$E_H = F_y \cdot v_y \cdot \gamma^2 \cdot \mu^2 \quad (2.23)$$

y la energía de disipación estática definida por:

$$E_{H_s} = F_y \cdot (v - v_y) \quad (2.24)$$

Se efectúa la relación de estas dos energías y se reemplaza en la ecuación (2.20), que luego de operada algebraicamente, permite lograr finalmente, la expresión de la ductilidad máxima, llamada “ductilidad equivalente”, para obtener un índice de daño DI dado. Se calcula con:

$$\mu_{\max} = \frac{\sqrt{1+4 \cdot DI \cdot \beta \cdot \gamma^2 \cdot \mu_u} - 1}{2 \beta \gamma^2} \quad (2.25)$$

2.4.2.7 - Sistema equivalente de un grado de libertad

La figura 2.13 muestra un sistema de múltiples grados de libertad, caracterizado por la matriz de masa $[m]$, la matriz de rigidez $[k]$, la frecuencia ω_1 , forma modal $\{\phi_1\}$ y la relación de amortiguamiento ξ_1 del primer modo de vibración, que se supone predomina en la respuesta del sistema; también allí se muestra el sistema equivalente de un grado de libertad, necesario de definir para poder utilizar los espectros de diseño. Las propiedades son: masa $m^{(1)}$, rigidez $k^{(1)}$, relación de amortiguamiento $\xi^{(1)}$, y frecuencia $\omega^{(1)}$.

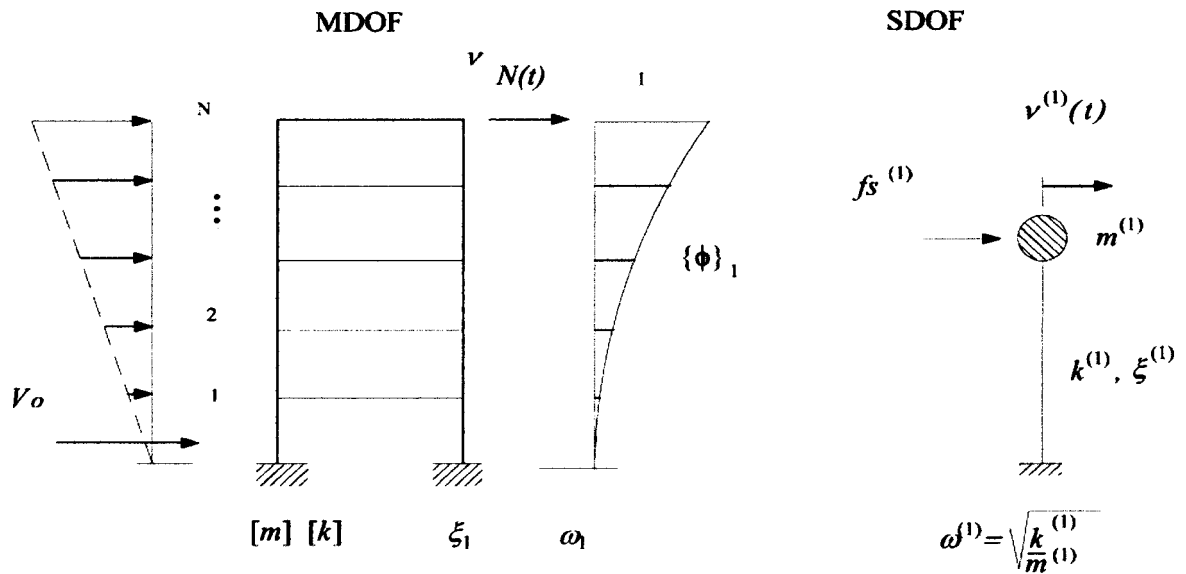


Figura 2.13 – Sistemas de múltiples grados de libertad y un grado de libertad equivalente

Las expresiones para el sistema lineal de un grado de libertad SDOF, son:

$$v^{(1)}(t) = \frac{1}{\omega^{(1)}} \int_0^t \ddot{v}_s(\tau) \cdot e^{-\xi^{(1)} \omega^{(1)}(t-\tau)} \cdot \sin[\omega^{(1)}(t-\tau)] d\tau \quad (2.26)$$

$$v_{\max}^{(1)} = \frac{1}{\omega^{(1)}} S_v = \frac{1}{\omega^{(1)^2}} \cdot S_a = \frac{g}{\omega^{(1)^2}} \left(\frac{S_a}{g} \right)$$

Donde:

$$S_v = \left[\int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \cdot e^{-\xi \omega^{(1)}(t-\tau)} \cdot \sin[\omega^{(1)}(t-\tau)] d\tau \right]_{\max}$$

$$f_{s_{\max}}^{(1)} = m^{(1)} \cdot g \cdot \left(\frac{S_a}{g} \right)$$

Las expresiones para el sistema de múltiples grados de libertad MDOF, con participación del primer modo de vibración son:

$$\{v(t)\} = \{\phi_1\} \cdot Y_1(t) = \{\phi_1\} \cdot \frac{L_1}{\omega_1 \cdot M_1} \cdot \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \cdot e^{-\xi \omega_1(t-\tau)} \sin[\omega_1(t-\tau)] d\tau$$

En el último piso

$$v_N(t) = \phi_{N_1} \cdot Y_1(t) = I \cdot Y_1(t)$$

$$v_{N_{\max}} = \frac{L_1}{M_1} \cdot \frac{g}{\omega_1^2} \cdot \left(\frac{S_{a_1}}{g} \right)$$

$$\{f_s\}_{\max} = [m] \cdot \{\phi_1\} \cdot \frac{L_1}{M_1} \cdot g \cdot \left(\frac{S_{a_1}}{g} \right)$$

$$V_{O_{\max}} = \sum_{k=1}^N f_{s_k} = \{f_s\}_{\max}^T \cdot \{1\} \equiv \{f_{s_1}\}_{\max}^T \cdot \{1\} = \left(\frac{S_{a_1}}{g} \right) \cdot g \cdot \frac{L_1^2}{M_1} \quad (2.27)$$

En la última expresión de 2.27, el término L_1^2/M_1 se denomina masa efectiva en el primer modo.

Las expresiones que relacionan ambos sistemas, SDOF con MDOF, se resumen a continuación: Se adopta que la frecuencia del sistema equivalente sea igual a la frecuencia del primer modo de vibración del sistema original:

$$\omega^{(1)} = \omega_1 \quad \rightarrow \quad v_{\max}^{(1)} = \frac{M_1}{L_1} \cdot v_{N_{\max}} = C \cdot v_{N_{\max}} \quad (2.28)$$

Donde C es el “factor de transformación”

$$C = \frac{M_1}{L_1} \quad (2.29)$$

Se demuestran además, las siguientes relaciones:

$$m^{(1)} = L_1$$

$$f_{S_{max}}^{(1)} = C \cdot V_{0_{max}} \quad (2.30)$$

En la representación del comportamiento global, corte basal – desplazamiento en el último piso, ver figura 2.14, la rigidez se define y se la relaciona con la rigidez generalizada del primer modo K_1 a través de:

$$K_G = \frac{V_{0y}}{v_{N_y}} = \frac{f_{s_y}^{(1)}}{C} \cdot \frac{C}{v_y^{(1)}} = k^{(1)} = L_1 \cdot \frac{K_1}{M_1} = \frac{K_1}{C} \quad (2.31)$$

Verificándose además:

$$V_{0_{max}} = K_G \cdot v_{N_{max}} \quad (2.32)$$

$$\omega^{(1)} = \omega_1$$

luego

$$T^{(1)} = T_1 \quad (2.33)$$

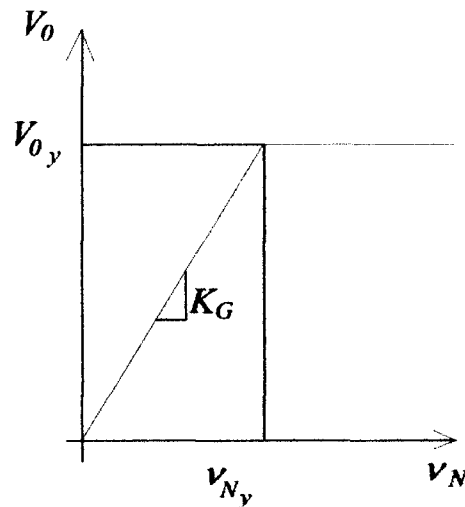


Figura 2.14 – Comportamiento Global del sistema de múltiples grados de libertad

2.4.3 - Resúmenes de metodologías de diseño preliminar

2.4.3.1 - Diseño preliminar sismorresistente con tratamiento unificado de los efectos traslacionales y torsionales

Introducción:

El método descrito detalladamente en (Rubinstein et al. 2005, 2006) consiste en 3 etapas bien caracterizadas:

- Requisitos del sistema y sus componentes,
- Demandas correspondientes
- Verificaciones y Ajustes necesarios.

Los requisitos del sistema y el de sus componentes se establecen, de acuerdo al desempeño que se prevé frente a sismos de distintos niveles, raros y ocasionales, sobre el valor de los desplazamientos, distorsiones de pisos e índices de daño.

A posteriori se determinan las demandas ó solicitudes (desplazamientos) con el uso de los espectros de diseño adecuados y en los formatos que se considere conveniente (“elásticos e inelásticos” en formatos de capacidad ó YPS); ingresando inicialmente con el valor del desplazamiento de fluencia - invariante del sistema - (componentes), el cual se determina por las características geométricas y deformación específica de armadura;

A los valores finales de desplazamientos obtenidos con el procedimiento de diseño (por traslación y torsión) se los compara con los establecidos como límites; en caso de superarlos se procede a modificar la rigidez-resistencia de cada plano resistente y para el desempeño que sea determinante (sismo raro u operacional), en caso contrario se dará por concluido el diseño preliminar y se pasará al diseño por capacidad de los elementos resistentes.

Resumen del procedimiento de Diseño preliminar:

1. Condiciones de Partida: geometría del sistema estructural, organizada según dos direcciones ortogonales , X e Y.

Los siguientes pasos se aplicarán a cada una de las dos direcciones resistentes.

2. Determinación de los desplazamientos de fluencias del sistema y sus componentes.

Tabiques: el mecanismo dúctil para el nivel de desempeño de seguridad de vida, consiste en una rótula plástica en el extremo inferior y asociado con una distribución de carga sísmica equivalente, detallado en la figura 2.15 , determina los valores de los siguientes parámetros:

La curvatura de fluencia en la rótula plástica esta dada por:

$$\phi_Y = \frac{2 \cdot \epsilon_Y}{l_w} \quad (2.34)$$

el desplazamiento de fluencia en la cima por:

$$D_Y = \frac{11}{40} \frac{2 \cdot \epsilon_Y}{l_w} \cdot h_w^2 \quad (2.35)$$

el esfuerzo de corte de fluencia, ó ultimo en la base, se determina en función del momento de fluencia M_y :

$$V_Y = \frac{M_y}{\frac{2}{3} \cdot h_w} \quad (2.36)$$

siendo:

$$M_y = E \cdot I_r \cdot \phi_y \quad (2.37)$$

Utilizándose para el valor de la rigidez a flexión $E \cdot I_r$, el valor del momento de inercia que tiene en cuenta la fisuración.

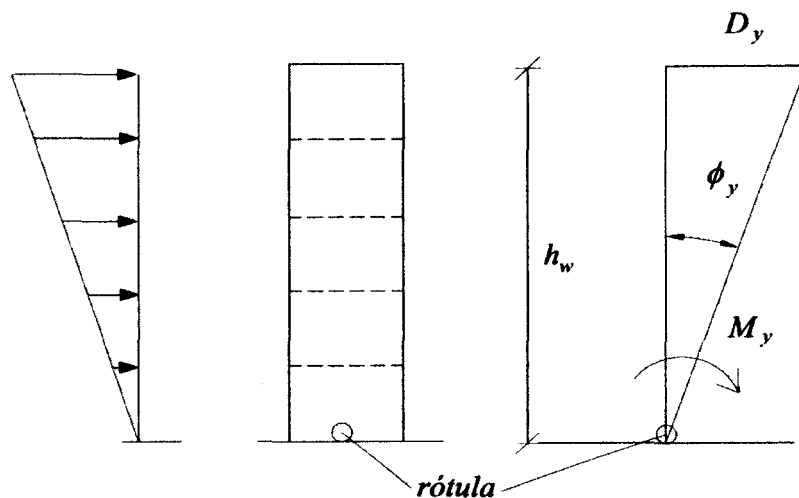


Figura 2.15 – Mecanismo dúctil adoptado para un tabique, asociado a una carga sísmica equivalente de distribución lineal.

Pórticos: los distintos métodos para determinar este parámetro serán presentados en el próximo capítulo, pero a los efectos de completar la secuencia de cálculo, consideremos el que aplica el Principio de los Trabajos Virtuales a un mecanismo dúctil elegido: rótulas en los extremos de las vigas hasta $2/3$ de la altura H , y en la base de las columnas de planta baja (ver figura 2.16). El momento flector de fluencia en cada rótula j , se calcula como el producto de la curvatura de fluencia ϕ_{y_j} por la rigidez a flexión $E \cdot I_{r_j}$:

$$M_{y_j} = \phi_{y_j} \cdot E \cdot I_{r_j} \quad (2.38)$$

Donde, para vigas:

$$\phi_{y_i} = 1.9 \cdot \frac{\epsilon_y}{h_b} \quad (2.39)$$

para columnas:

$$\phi_{y_i} = 2.12 \cdot \frac{\epsilon_y}{h_c} \quad (2.40)$$

Luego aplicando el principio de los trabajos virtuales se determinará el esfuerzo de corte V_y que solicita al pórtico, a continuación la rigidez del mismo, K_G , se determina aplicando una carga triangular invertida de resultante unitaria, y finalmente el desplazamiento de fluencia en la cima del pórtico es:

$$D_Y = \frac{V_Y}{K_G} \quad (2.41)$$

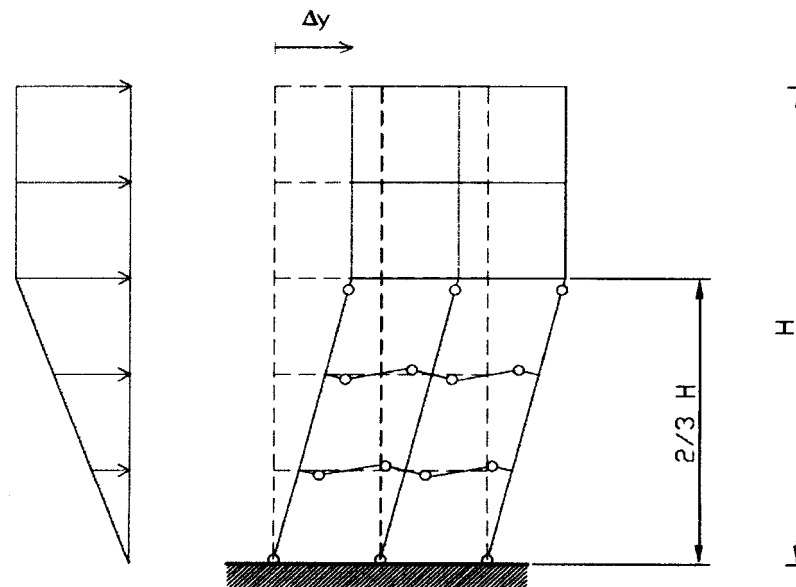


Figura 2.16 - Mecanismo dúctil para pórticos.

3. Establecer los requisitos de acuerdo al “diseño sísmico basado en el desempeño”, fijando los estados límites del sistema y sus componentes:

Nivel de desempeño operacional para sismos de ocurrencia ocasional:

Se considera como estados límites el comportamiento elástico y la distorsión de

piso: $\theta_{op}^L = 0.7\%$

Nivel de desempeño de seguridad de vidas para sismos de ocurrencia raras:

Se consideran como estados límites:

Índice de daño de cada plano resistente $DI_{sv,i}^L = 0.8$

Índice de daño para el sistema $DI_{sv,sistema}^L = 0.6$

Distorsión de piso $\theta_{sv}^L = 2.0\%$

4. Valores límites de los desplazamientos en la cima:

Estos requisitos dan lugar a los valores límites para los desplazamientos en la cima de cada elemento i , y para cada nivel de desempeño:

a) Nivel de desempeño seguridad de vidas:

Ductilidad e Índice de daño:

para cada plano resistente i , la ductilidad $\mu_{\mu,i}$ y el índice de daño, permiten calcular una ductilidad equivalente: $\mu_{eq,i}$ (ecuación 2.25), obteniéndose luego el desplazamiento en la cima:

$$D_{\mu,i} = \mu_{eq,i} D_{y_i} \quad (2.42)$$

Para el sistema estructural la ductilidad global será el cociente entre el menor desplazamiento de sus componentes, y el desplazamiento de fluencia del sistema calculado con 2.17:

$$\mu_{sistema} = \frac{D_{\mu,i,\min}}{D_{y\ sistema}} \quad (2.43)$$

El correspondiente desplazamiento en la cima del sistema será:

$$D_{\mu,sistema} = D_{\mu,i,\min} = \mu_{sistema} \cdot D_{y\ sistema} \quad (2.44)$$

Distorsión de Piso:

A partir del valor límite para la distorsión de piso se calcula los desplazamientos límites, de acuerdo a las formas de desplazamiento (Möller, O. - 2006) deducidas a partir de las figuras 2.15 y 2.16:

$$D_{\theta_{sv,i}} = h_w \cdot \theta_{sv}^L \quad \text{para tabiques}$$

$$D_{\theta_{sv,i}} = \frac{H \cdot \theta_{sv}^L}{2 - 1/\mu_{eq,i}} \quad \text{para pórticos} \quad (2.45)$$

El desplazamiento límite para el sistema $D_{\theta_{sv}}$ será la media ponderada según participación en la resistencia de los desplazamientos límites de los planos componentes.

Desplazamientos límites en la cima:

$$\text{Para un plano genérico } i : \quad D_{sv,i}^L = \min(D_{\theta_{sv,i}}, D_{\mu,i}) \quad (2.46)$$

$$\text{Para el sistema:} \quad D_{sv}^L = \min(D_{\theta_{sv}}, D_{\mu,sistema}) \quad (2.47)$$

b) Nivel de desempeño de operacional:

Distorsión de Piso: a partir del valor límite establecido para la distorsión de piso θ_{op}^L se calcula el desplazamiento en la cima:

$$D_{\theta_{op,i}} = h_w \cdot \theta_{op}^L \quad \text{para tabiques}$$

$$D_{\theta_{op,i}} = H \cdot \theta_{op}^L \quad \text{para pórticos} \quad (2.48)$$

Desplazamientos límites en la cima:

$$\text{Para un plano genérico } i : \quad D_{op,i}^L = \min(D_{\theta_{op,i}}, D_{y,i}) \quad (2.49)$$

$$\text{Para el sistema: } D_{op}^L = \min(D_{\theta_{op}}, D_{y,\text{sistema}}) \quad (2.50)$$

5. Demanda sísmica y verificaciones:

a) Sismos de ocurrencias rara - Nivel de desempeño seguridad de vidas:

Determinación del centro de resistencias V_{yi} y de la excentricidad del diseño:

$$e_{d,sv} = e_{sv} + 0.1 \cdot l \quad (2.51)$$

Donde e_{sv} es la excentricidad del centro de masa con respecto al centro de resistencia de los planos resistentes en la dirección considerada, y l es la longitud en planta de la construcción en dirección perpendicular.

Determinación del corte basal requerido y del período

Se procede por tanteos. Se adopta un valor para el desplazamiento de traslación disponible del sistema en la cima D_{sv}^{Tras} , tal que:

$$D_{y \text{ sistema}} < D_{sv}^{Tras} < \min.(D_{sv}^L, D_{sv,i}^L) \quad (2.52)$$

Se calcula la ductilidad disponible:

$$\mu_{disponible} = \frac{D_{sv}^{Tras}}{D_{y \text{ sistema}}} \quad (2.53)$$

Utilizando el desplazamiento de fluencia en la cima del sistema equivalente de un grado de libertad v_y , y el valor de la ductilidad disponible $\mu_{disponible}$, se ingresa al espectro de respuesta inelástico YPS (*yield point spectra*);

Se utiliza este tipo de espectros por considerárselos ventajosos operacionalmente en la determinación de la demanda, dado que agrupan en un solo gráfico la sollicitación en desplazamientos y en resistencias, presentando, para el sistema equivalente de un grado de libertad, la función de corte en la base por unidad de masa, versus el desplazamiento en la cima.

Del citado espectro se determina el valor T del período y el corte basal de fluencia requerido V_{sv} , para el nivel de desempeño seguridad de vida, a partir de la pseudo aceleración y la masa efectiva del primer modo, ver figura 2.17:

$$v_y = C \cdot D_{y \text{ sistema}} = \frac{M_1}{L_1} \cdot D_{y \text{ sistema}} \quad (2.54)$$

$$V_{sv} = V_y = C_{y,sv} \cdot g \cdot \frac{L_1^2}{M_1} \quad (2.55)$$

siendo $\frac{L_1^2}{M_1}$ la Masa efectiva en el primer modo.

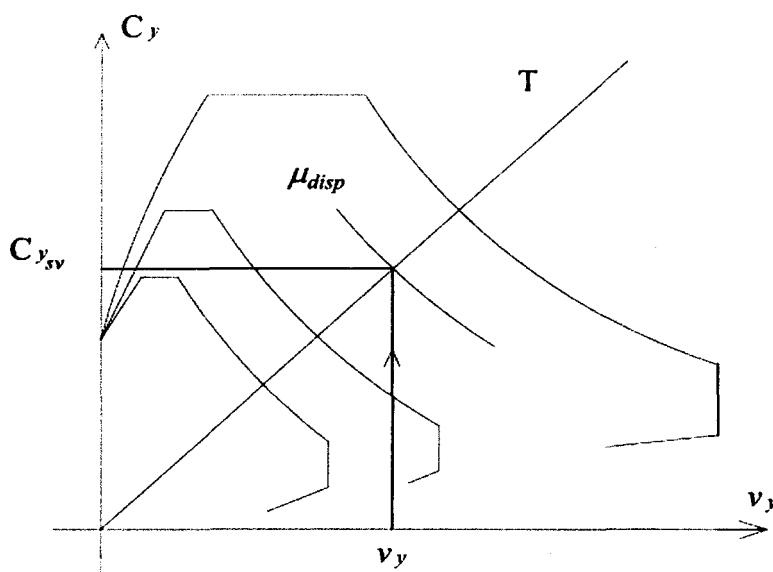


Figura 2.17 – Determinación del período y del corte basal requerido – espectro de respuesta inelástico – YPS

Verificación de los desplazamientos en la cima

Para cada plano resistente i se calcula el desplazamiento en la cima total, por traslación y rotación, alrededor del centro de resistencia:

$$D_{sv}^{Tot} = D_{sv}^{Tras} + \frac{V_{sv} \cdot e_{d,sv}}{\sum K_{jp} \cdot d_{jp}^2} \cdot d_{sv,i} \quad (2.56)$$

Donde $d_{sv,i}$ es la distancia del plano resistente i al centro de resistencia. Se supone que el giro por torsión es controlado solo por los planos resistentes dispuestos en dirección perpendicular a la acción del sismo (ver denominador), que reaccionan elásticamente.

Se debe verificar la condición:

$$D_{sv,i}^{Tot} < D_{sv,i}^L \quad (2.57)$$

Si se cumple (2.57), entonces para cada plano i se calcula el corte basal con:

$$V_{y_i,act} = \frac{V_{y_i}}{\sum V_{y_j}} \cdot V_{sv} \quad (2.58)$$

Si no se cumple (2.57), para lograr satisfacer esa condición se puede disminuir el desplazamiento adoptado D_{sv}^{Tras} , o aumentar la resistencia – rigidez de los planos que se encuentran en la dirección perpendicular.

La disminución de D_{sv}^{Tras} y en consecuencia de $\mu_{disponible}$ ecuación (2.53), puede conducir a valores altos de V_{sv} que aconsejan modificar la disposición de planos resistentes inicial (lay-out).

b) Sismos de ocurrencia ocasional - Nivel de desempeño operacional:

Determinación del centro de rigideces K_i y de la excentricidad del diseño:

$$e_{d,op} = 1.5 \cdot e_{op} + 0.1 \cdot l \quad (2.59)$$

Donde e_{op} es la excentricidad del centro de masa con respecto al centro de rigidez de los planos resistentes en la dirección considerada, y l es la longitud en planta de la construcción en dirección perpendicular a la mencionada.

Determinación del desplazamiento de traslación y del corte basal requeridos:

Con el valor del período T determinado para sismos raros, se ingresa al espectro de respuesta elástico YPS, ver figura 2.18, y aplicando el sistema equivalente de un grado de libertad, se calculan los valores de desplazamiento de traslación D_{op}^{Tras} y del corte basal V_{op} requeridos al sistema.

$$D_{op}^{Tras} = \frac{1}{C} \cdot v_{op} = \frac{L_1}{M_1} \cdot v_{op} \quad (2.60)$$

$$V_{op} = C_{op} \cdot g \cdot \frac{L_1^2}{M_1} \quad (2.61)$$

siendo $\frac{L_1^2}{M_1}$ la Masa efectiva en el primer modo.

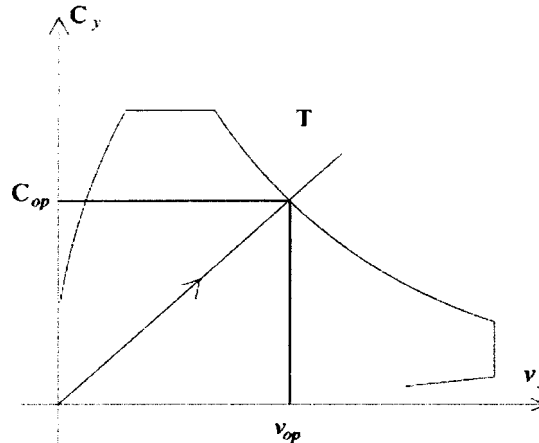


Figura 2.18 – Determinación del desplazamiento y del corte basal requerido – espectro de respuesta elástico - YPS

Verificación de los desplazamientos en la cima

Para cada plano resistente i se calcula el desplazamiento en la cima total, por traslación y rotación, alrededor del centro de rigidez:

$$D_{op,i}^{Tot} = D_{op}^{Tras} + \frac{V_{op} \cdot e_{d,op}}{\sum K_{jy} \cdot x_j^2 + K_{jx} \cdot y_j^2} \cdot d_{op,i} \quad (2.62)$$

Donde $d_{op,i}$ es la distancia del plano resistente i al centro de rigidez y en el denominador figura la suma de las rigideces de todos los planos resistentes por el

cuadrado de sus distancias a dicho centro. En este caso todos los planos resistentes están en régimen elástico.

Se deben verificar las siguientes condiciones para el sistema y para cada plano resistente i :

$$D_{op}^{Tras} < D_{y,sistema} \quad (2.63)$$

$$D_{op,i}^{Tot} < D_{op,i}^L \quad (2.64)$$

Si se cumple (2.63) y (2.64), el diseño preliminar ha terminado y a partir del corte basal calculado para cada plano resistente i se proseguirá aplicando *el método de diseño por capacidad*.

Si no se satisfacen, se deberá disminuir el valor del período y/o aumentar las rigideces de los planos resistentes hasta lograrlo. Luego con los valores actualizados del período y del desplazamiento de fluencia en la cima del sistema, ecuación 2.17, se ingresa al espectro de respuesta elástico YPS y se obtiene un valor actualizado para el esfuerzo de corte basal V_{sv} , el que se reparte entre los planos resistentes aplicando la ecuación (2.58).

2.4.3.2 - Metodología de diseño preliminar para un Sistema de un Grado de Libertad (Kowalsky-Priestley)

El método desarrollado por Kowalsky-Priestley, (Kowalsky M. J., Priestly M.J.N. - 1995), ha sido aplicado a estructuras de puentes de una pila con la masa concentrada en el capitel (ver figura 2.19.a).

Consiste en suponer la columna rígidamente unida al suelo y representarla por un sistema de un grado de libertad (SDOF = VUGL); esta estructura real de comportamiento elasto-plástico, es sustituida luego por una estructura lineal elástica que posee la misma rigidez efectiva y el mismo amortiguamiento efectivo que la estructura original, (ver figura 2.19.b). Esta equivalencia es válida solo para la máxima deformación.

Para el amortiguamiento efectivo (lineal equivalente) se propone obtenerla de la expresión de Takeda:

$$\xi_{ef} = 0.05 + \left(\frac{1 - \frac{0.95}{\sqrt{\mu}} - 0.05 \cdot \sqrt{\mu}}{\pi} \right) \quad (2.65)$$

Donde : ξ_{ef} : amortiguamiento efectivo

μ : demanda de ductilidad de desplazamiento

El primer sumando representa el amortiguamiento viscoso propio de la estructura.

El objetivo del método es determinar la sección, las armaduras y la rigidez de la estructura, como consecuencia de adoptar un desplazamiento último para la estructura, donde se tiene como datos la masa m y la altura L de la columna soporte.

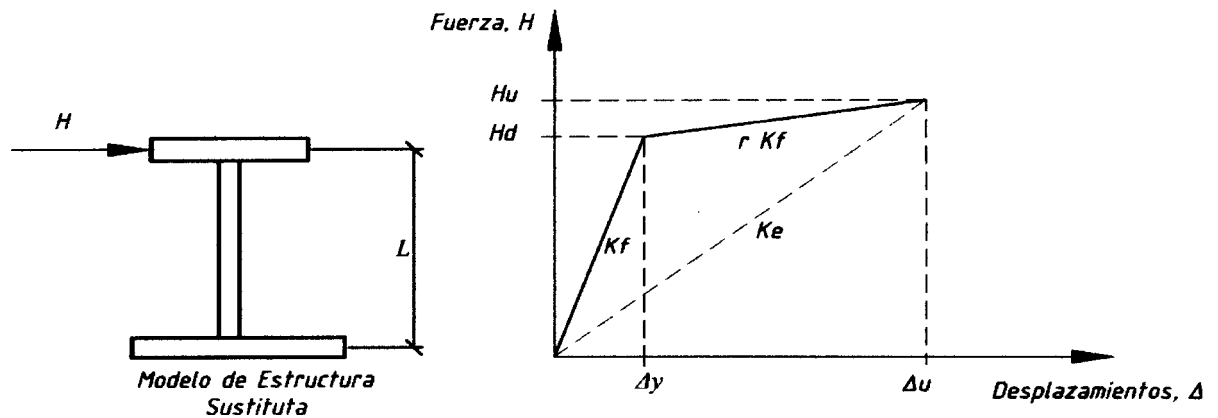


Figura de 2.19-a, b - Estructura real inelástica y su substituta estructura elástica lineal

Para la elección del espectro de respuesta puede adoptarse trabajar con el espectro de desplazamientos suavizado de un sismo sintético ajustado al espectro de pseudo aceleraciones de diseño del reglamento europeo EUROCODE escalado a 0.6g de aceleración máxima, figura 2.20. Estos espectros están trazados a partir de un sistema lineal elástico con un amortiguamiento efectivo dado por la ecuación 2.65, asumiendo que son representativos del comportamiento inelástico.

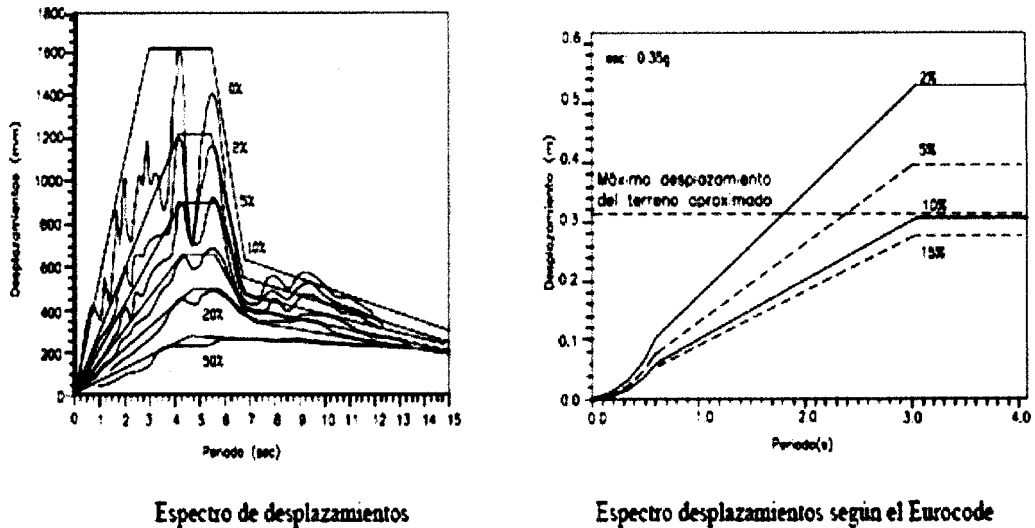


Figura 2.20 – Espectro de Respuesta en Desplazamientos (Eurocode)

Luego el procedimiento de diseño tiene los siguientes pasos:

1) Elección de los parámetros iniciales

- masa concentrada en el capitel de la columna: m
- altura de la columna: L
- f_c : resistencia a compresión del hormigón.
- f_y : resistencia a tracción del acero.
- E : módulo de Elasticidad del hormigón.
- Elección del desplazamiento último de la estructura: Δu .
- Elección de una relación para estimar el amortiguamiento efectivo, ecuación (2.65).
- Elección de un espectro de respuesta en desplazamientos (figura 2.20)

2) Cálculo de los parámetros relacionados con la rigidez efectiva:

- Se sugiere adoptar un desplazamiento de fluencia del tipo $\Delta y = 0.005 L$ (el resultado final es insensible a esta suposición).
- Cálculo de la ductilidad inicial

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \tag{2.66}$$
- Cálculo de ξ_{ef}
- Determinación de: T_{ef}

- Conocidos Δu y ξ_{ef} es posible conocer T_{ef} entrando en el espectro de diseño de desplazamientos (figura 2.20.b), a partir de esto resulta:

- Determinación de :
$$K_{ef} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{ef}^2} \quad (2.67)$$

3) Obtención de las fuerzas de diseño:

- Fuerza última:

$$Hu = K_{ef} \cdot \Delta u \quad (2.68)$$

- Momento último:

$$Mu = Hu \cdot L \quad (2.69)$$

- Fuerzas y momentos de diseño: (de la figura 2.19)

$$Hd = \frac{Hu}{r \cdot \mu - r + 1}$$

$$Md = Hd \cdot L \quad (2.70)$$

En donde r es típicamente 0.05 en acuerdo con el modelo de Takeda adoptado.

4) Diseño de la columna:

- Estimación del diámetro inicial de la columna.
- Diseño de las armaduras
- Estimación del momento de inercia de la sección fisurada:

$$\frac{I_{cr}}{I} = 0.21 + 12 \cdot \rho_1 + [(0.1 + 205) \cdot 0.05 - \rho_1]^2 \cdot \frac{P}{f'_c \cdot A_g} \quad (2.71)$$

Donde: I_{cr} = momento de inercia de la sección fisurada.

I = momento de inercia de la sección bruta.

ρ_1 = cuantía de la armadura longitudinal.

A_g = área de la sección bruta.

P = carga normal aplicada.

- Cálculo de la rigidez elástica de la sección fisurada:

$$K_f = \frac{3 \cdot E \cdot I_{cr}}{l^3} \quad (2.72)$$

5) Etapa opcional:

Está dirigida a verificar el modelo de comportamiento de la estructura.

- Cálculo del período en rango elástico:

$$T_f = \sqrt{\frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{K_f}} \quad (2.73)$$

- Cálculo del período residual:

$$T_r = \sqrt{\frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{r \cdot K_f}} \quad (2.74)$$

6) Verificación del punto de fluencia y de la convergencia del método.

Cálculo del desplazamiento de fluencia:

$$\Delta_y^i = \frac{Hd}{K_f} \quad (2.75)$$

Si la diferencia entre este valor y el de la etapa anterior es mayor que la tolerancia prefijada (por ej. 5%), entonces se adopta este nuevo valor del punto de fluencia y se vuelve a la etapa 2. Este procedimiento se lo repite iterativamente hasta alcanzar la convergencia.

2.5 - Método de diseño por capacidad

2.5.1 - Definiciones de resistencia

El término "resistencia" se usa para expresar la resistencia de una estructura, un elemento, o una sección particular. Se considera al valor de la resistencia como una variable aleatoria debido a que las propiedades de los materiales están sujetas a dispersiones por las variaciones fortuitas de la composición, de las condiciones de elaboración y del tratamiento posterior, además de la influencia del origen de los materiales y la variabilidad del trabajo humano.

Al considerársela una variable aleatoria, la resistencia queda representada por su función de densidad de probabilidades, ver figura 2.21, caracterizada por dos parámetros:

X_m valor medio y σ_x desvío standard.

Para un número suficientemente grande de ensayos $N \rightarrow \infty$ resulta:

$$X_m = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N x_i \quad (2.76)$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - X_m)^2}{N-1}} \quad (2.77)$$

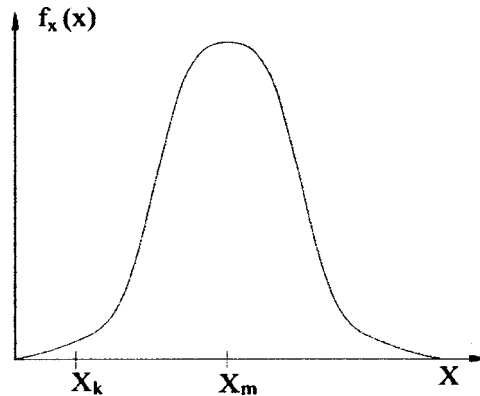


Figura 2.21 - Función de densidad de probabilidades

a) Resistencia requerida (S_u) ó (S_r)

La resistencia requerida (S_u) es la demanda de resistencia que surge de la aplicación de las combinaciones de estados de cargas o de las demandas de resistencia originadas por el desarrollo de las rótulas plásticas, siguiendo los principios del diseño por capacidad.

Se adoptará la combinación más desfavorable de efectos correspondiente a las siguientes alternativas:

$$1.2 \cdot D \pm 1.00 \cdot E + f_1 \cdot L + f_2 \cdot S \quad (2.78)$$

$$0.9 \cdot D \pm 1.00 \cdot E \quad (2.79)$$

donde:

D cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura.

E efecto provocado por las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica.

L sobrecarga debida a la ocupación y a los equipos móviles.

S carga de nieve.

$f_1 = 1.00$ para lugares de concentración de público donde la sobrecarga sea mayor a 5,00 KN/m² y para playas de estacionamiento.

$f_1 = 0.50$ para otras sobrecargas.

$f_2 = 0.70$ para configuraciones particulares de techos (tales como las de dientes de sierra), que no permiten evacuar la nieve acumulada.

$f_2 = 0.20$ para otras configuraciones de techo.

Los efectos provocados por la acción sísmica, se determinarán de la manera siguiente:

$$E = E_H \pm E_V \quad (2.80)$$

Siendo:

E_H la componente horizontal del efecto sísmico de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 14 de la Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, tomando los valores de ductilidad global especificados en la Parte II.

E_V la componente vertical del efecto sísmico que se determinará según la expresión siguiente:

$$E_V = 0.20 \cdot b \cdot D \cdot \gamma_d$$

Donde:

b es el valor del plafond del espectro de diseño para movimiento horizontal

γ_d es el factor de riesgo, según 5.2. de la Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL”.

b) Resistencia ideal (S_i) ó nominal (S_n):

La resistencia ideal (S_i) ó nominal (S_n) es la resistencia teórica de una sección de un elemento de hormigón armado calculada utilizando las dimensiones y armaduras reales provistas, y las resistencias especificadas del hormigón y del acero que se indican en el Reglamento (ejemplo :

CIRSOC 201); se basa en la teoría establecida para predecir un estado límite prescripto con respecto a la falla de la sección.

Típicamente la resistencia nominal es un valor característico que corresponde a que el 5% de los resultados estarán por debajo de dicho valor. La relación entre la resistencia ideal y la resistencia requerida S_u (S_r) esta dada por:

$$\phi \cdot S_i \geq S_u \quad (2.81)$$

Donde ϕ es un factor de reducción de resistencia que se explicita más adelante. A $\phi \cdot S_i$ se lo denomina resistencia de diseño (S_d).

c) Resistencia Probable (Sp): Designada como S_p , es la resistencia basada en el hecho que las resistencia de los materiales de la estructura por lo general son mayores a las nominales de los reglamentos; se puede determinar ya sea por la experiencia previa o por ensayos de probetas durante la construcción. Se puede utilizar cuando se estima la resistencia de una estructura construida, ó en circunstancias especiales que lo justifique, puesto que se consiguen mejores estimaciones de las deformaciones y de las ductilidades de las estructuras.

$$S_p = \phi_p \cdot S_i \quad (2.82)$$

Siendo: ϕ_p el factor de resistencia probable con $\phi_p > 1.00$

d) Resistencia de diseño (Sd): Resistencia mínima a ser provista a los elementos estructurales; calculada como el producto de la resistencia nominal del elemento por el factor de reducción de resistencia.

$$S_d = \phi \cdot S_n \geq S_u \quad (2.83)$$

ó bien como $S_i = S_n$

$$S_d = \phi \cdot S_i \geq S_u \quad (2.84)$$

y también :
$$S_i \geq \frac{S_u}{\phi} \quad (2.85)$$

Los Factores de reducción de resistencia (ϕ), son factores que tienen en cuenta (Ver tabla 2.2):

- La probabilidad de que la resistencia de un elemento sea menor que la especificada.
- Las variaciones en la resistencia de los materiales y en las dimensiones.
- Las aproximaciones en las ecuaciones de diseño.
- Los tipos de mecanismo de resistencia y las consecuencias del modo de falla.
- Los grados de ductilidad y confiabilidad requerida del elemento cargado.
- La importancia del elemento en la estructura.

	Factor de reducción de resistencia (ϕ)
(a) Cuando la resistencia requerida se basa en las sollicitaciones máximas posibles que se desarrollan teniendo en cuenta la sobrerresistencia de las rótulas plásticas.	1,00
(b) Cuando la resistencia requerida se basa en las sollicitaciones provenientes de la combinación de los estados de carga – artículo 1.3., Parte II –:	
• Flexión con o sin tracción o compresión axial	0,90
• Corte y torsión	0,85
• Aplastamiento del hormigón	0,70

Tabla 2.2: Factores de reducción de resistencia (corresponde a la tabla de valores de ϕ del CIRSOC 103 parte II artículo 1.6)

(e) **Sobrerresistencia o Resistencia Extrema (S_o):** Se la designa con S_o y toma en cuenta todos los posibles factores que pueden contribuir a que la resistencia exceda el valor nominal ó ideal:

- Resistencia del acero mayor que la resistencia de fluencia especificada.
- Aumento adicional de resistencia del acero debido al endurecimiento con grandes

deformaciones.

- Resistencia del hormigón o mampostería, a una edad determinada de la estructura, mayor que la especificada.
- Aumento de la resistencia a compresión del hormigón debido al confinamiento.
- Efectos de velocidad de deformación.

La sobrerresistencia se puede expresar en función de la resistencia nominal ó ideal a través de:

$$S_o = \lambda_o \cdot S_n \quad (2.86)$$

donde λ_o es el factor de sobrerresistencia debido al aumento de resistencia de los materiales constituyentes.

Esta es una propiedad importante que debe ser tenida en cuenta en el diseño cuando grandes demandas de ductilidad son impuestas a una estructura. Los elementos frágiles deben poseer una resistencia que exceda a la máxima resistencia originada en los elementos dúctiles.

f) Factor de sobrerresistencia a flexión (ϕ_o)

Para determinar los distintos valores de la jerarquía de resistencias en el diseño de una estructura dúctil, es conveniente expresar la sobrerresistencia de un miembro a flexión $S_o = M_o$ en una sección específica, como por ejemplo en un nodo del modelo analítico, en términos de la resistencia a flexión requerida en dicha sección $S_E = M_E$ obtenida de un análisis elástico para fuerza sísmicas solamente.

$$\phi_o = \frac{S_o}{S_E} = \frac{M_o}{M_E}$$

Puede ser :

$$\phi_o = \begin{matrix} > \\ \lambda_o \\ < \end{matrix} \phi \quad (2.87)$$

g) Factor de sobrerresistencia de un sistema:

En ciertas situaciones es importante comparar la suma de sobrerresistencias de un número de elementos interrelacionados con la demanda total sobre el mismo conjunto de elementos realizada por las fuerzas sísmicas solamente.

$$\psi_0 = \frac{\sum S_0}{\sum S_E} = \frac{\sum \phi_0 \cdot S_E}{\sum S_E} \quad (2.88)$$

2.5.2 - Filosofía del diseño por capacidad

2.5.2.1 - Características principales

En el diseño por capacidad de estructuras sismorresistentes se eligen zonas apropiadas del sistema principal resistente a fuerzas horizontales, y se las diseñan y detallan para que tengan una resistencia y ductilidad adecuada para disipar energía bajo deformaciones inelásticas severas (Paulay, T., Priestley, M.N.J. 1992). Estas regiones críticas, llamadas usualmente "rótulas plásticas" son detalladas para tener un comportamiento inelástico (no lineal) a flexión.

A todas las otras zonas del sistema estructural y a todos los otros modos de falla posibles (corte, adherencia, inestabilidad, etc.) se les provee de suficiente resistencia, mayor que la originada por el desarrollo del "mecanismo de colapso" elegido, con las rótulas plásticas con su máxima resistencia posible, de forma tal de asegurar que las formas elegidas de disipación de energía puedan mantenerse.

Las predicciones actuales de las características probables de los terremotos destructivos, no son sino estimaciones burdas. Así, por ejemplo, los terremotos recientes muestran demandas de resistencia mucho mayores – 3 a 4 veces – que las resistencias mínimas que especifican los reglamentos actuales. Esta crudeza en la estimación de la demanda, obliga a pensar en una estrategia de diseño que, dentro de ciertos límites, se independice de la demanda, y centre la atención en la capacidad que tienen las estructuras de disipar la energía sísmica mediante fuertes incursiones en el campo inelástico o deformaciones plásticas. Centrarse fundamentalmente en la

capacidad, en el caso sísmico, significa crear estructuras que sean ampliamente tolerantes a las deformaciones impuestas, esto es, que tengan una capacidad de deformación inelástica muy superior a la máxima demanda esperada, la cual, como se expuso, es altamente incierta. En este marco, la resistencia mínima especificada por los reglamentos actuales (demanda), es sólo un valor razonable de referencia, que más tiene que ver con el comportamiento observado de estructuras ante terremotos destructivos, y con “herencias históricas”, que con las demandas reales (INPRES – CIRSOC 2000).

Si bien, desde el punto de vista de la práctica profesional aceptada, se pretende estimar el comportamiento de una estructura que va a incursionar en el campo inelástico, mediante métodos de análisis elásticos, debe tenerse presente que esto es, en general, imposible. Esto no significa que no puedan diseñarse estructuras que se comporten satisfactoriamente ante un terremoto destructivo, sino que el análisis estructural elástico, aunque necesario, tiene una relativa importancia, debiéndose poner énfasis en los procedimientos de diseño y detallado de las estructuras de hormigón armado.

Precisamente el denominado diseño por capacidad, es un procedimiento de diseño –no de análisis– determinístico, racional y relativamente simple, desarrollado en Nueva Zelanda durante los últimos veinte años que, ha sido adoptado, también por otros países. El procedimiento se caracteriza por lo siguiente:

- (1) Se definen claramente las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (mecanismo de colapso), las que se diseñan para que tengan una resistencia nominal tan cercana como sea posible a la resistencia requerida que proviene de las combinaciones de estados de carga. A continuación estas zonas se detallan cuidadosamente para asegurar que las demandas estimadas de ductilidad puedan acomodarse confiablemente. Esto se logra, principalmente, con armadura transversal con pequeña separación y bien anclada.

- (2) Se inhiben, en los elementos que tienen rótulas plásticas, los modos indeseables de deformación inelástica, tales como los que podrían originarse por fallas de corte o anclaje e inestabilidad, asegurando que la resistencia de estos modos sea mayor que la de las rótulas plásticas cuando éstas desarrollan su sobrerresistencia flexional (capacidad).
- (3) Las zonas potencialmente frágiles, o aquellas componentes que no puedan tener una disipación estable de energía, se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas que se originan por la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas zonas se diseñan para que permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del terremoto y de las magnitudes de las deformaciones inelásticas que pudieran ocurrir. Este enfoque posibilita que el detallado de estos elementos sea el convencional especificado en el Reglamento CIRSOC 201 (INPRES – CIRSOC 2000).

2.5.2.2 - Analogía ilustrativa

Para resaltar los conceptos simples de la filosofía del diseño por capacidad se considera la cadena mostrada en la figura 2.22.

Dado que la resistencia de la cadena es la resistencia del eslabón más débil, un eslabón muy dúctil puede ser usado para alcanzar la ductilidad deseada para toda la cadena.

La resistencia ideal o nominal a tracción del eslabón de acero dúctil es P_i , pero la resistencia real está sujeta a las incertidumbres normales de la resistencia del material y efectos de endurecimiento a altas deformaciones.

Los otros eslabones son frágiles. Si todos fueran diseñados para tener la misma resistencia nominal que el eslabón dúctil, la aleatoriedad de la variación de resistencia entre todos los eslabones, incluyendo el dúctil, implicaría una alta probabilidad que la falla ocurra en un eslabón frágil y que la cadena no tenga ductilidad. La falla en todos los otros eslabones

(frágiles) puede ser prevenido si sus resistencias superan la máxima resistencia posible en el eslabón dúctil, correspondiente con el nivel de ductilidad deseado.

La resistencia suministrada a los eslabones fuertes $\phi \cdot P_{is}$ (ϕ = factor de reducción de resistencia) no debe ser menor que la sobrerresistencia P_0 del eslabón dúctil $\lambda_0 \cdot P_i$. Como los eslabones más fuertes no tendrán demanda de ductilidad, luego pueden ser frágiles:

$$\phi \cdot P_{is} \geq P_0 = \lambda_0 \cdot P_i \quad (2.89)$$

La cadena se diseña para soportar una fuerza de tracción inducida por el sismo:

$$P_u = P_E \quad (2.90)$$

Entonces la resistencia ideal del eslabón dúctil necesita ser:

$$P_i \geq \frac{P_E}{\phi} \quad (2.91)$$

Habiendo elegido un eslabón dúctil, su sobrerresistencia puede ser realmente alcanzada:

$$P_0 = \lambda_0 \cdot P_i = \phi_0 \cdot P_E \quad (2.92)$$

la cual se convierte en la fuerza de diseño P_{us} , que es la resistencia requerida para los eslabones fuertes y frágiles; entonces la resistencia nominal o ideal de los elementos fuertes y frágiles debe ser:

$$P_{is} = \frac{P_{us}}{\phi_s} = \frac{P_0}{\phi_s} = \frac{\phi_0 \cdot P_E}{\phi_s} \quad (2.93)$$

donde el subíndice s es para los eslabones fuertes y frágiles.

Un ejemplo puede servir para señalar la relación entre la ductilidad local del eslabón dúctil y la ductilidad global de la cadena (ver figura 2.21).

El alargamiento al comienzo de la fluencia, en los eslabones frágiles y dúctiles son respectivamente Δ'_1 , Δ'_2 .

El alargamiento en el eslabón dúctil pasa de Δ'_2 a Δ_2 mientras que la resistencia crece de

$$P_y = P_i \text{ a } P_0$$

La ductilidad local es: $\mu_2 = \frac{\Delta_2}{\Delta'_2}$

En la cadena al comienzo de la fluencia: $\Delta' = n \cdot \Delta'_1 + \Delta'_2$

y al desarrollarse la sobrerresistencia resulta

$$\Delta_u = n \cdot \Delta_1 + \Delta_2 \tag{2.94}$$

La ductilidad global es:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta'} = \frac{n \cdot \Delta_1 + \Delta_2}{n \cdot \Delta'_1 + \Delta'_2} \tag{2.95}$$

Se hace notar la diferencia importante entre la ductilidad global y local, teniéndose en cuenta que en ciertos tipos de estructura es necesario limitar la ductilidad global para no incrementar excesivamente las demandas de ductilidad local.

Aproximando: $\Delta_1 = \Delta'_1 = \Delta'_2 = \Delta_y$

Se obtiene:

$$\mu = \frac{n + \mu_2}{n + 1} \tag{2.96}$$

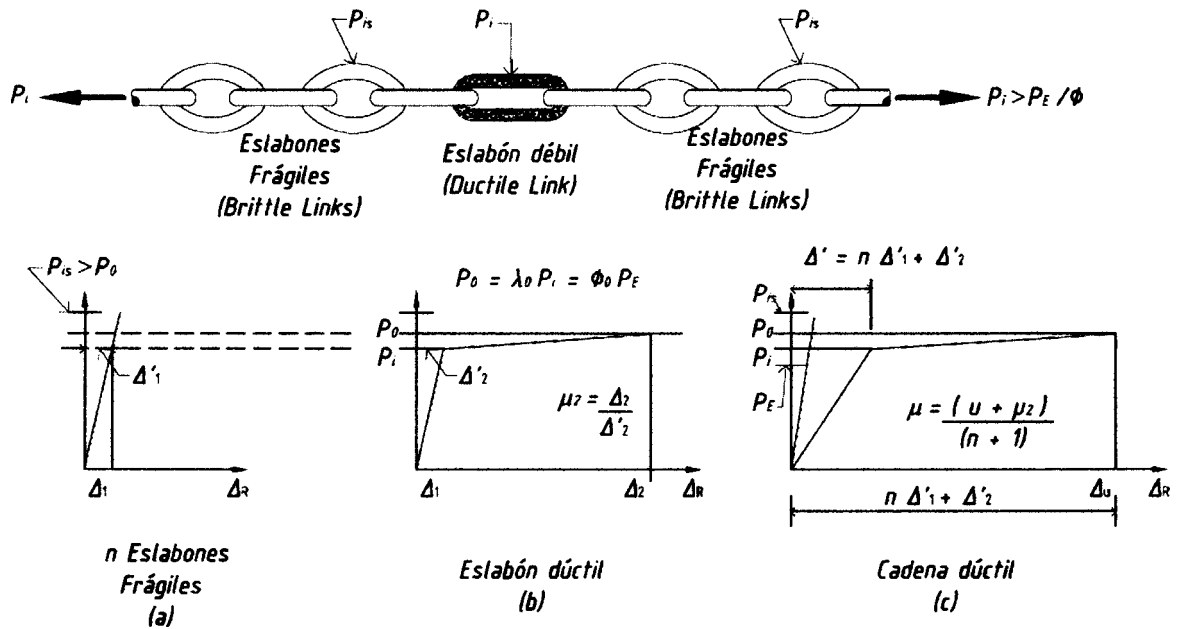


Figura 2.22 – Analogía ilustrativa - Cadena de eslabón débil.

2.5.3 - Mecanismo de colapso de pórticos de hormigón armado sismorresistentes

De acuerdo con principios ampliamente aceptados, con sólo muy pocas excepciones, el mecanismo de colapso en estructuras de hormigón armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, definitivamente deben suprimirse los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre la armadura y el hormigón, e inestabilidad de los elementos. El diseñador, por lo tanto, deberá elegir la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible en el sistema estructural dado. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades de curvatura asociadas en las rótulas plásticas permanezcan dentro de límites admisibles. Estas consideraciones se muestran en la figura 2.23., donde se exhiben mecanismos de colapso deseables o aceptables, y aquéllos que deben evitarse. Se ha supuesto el mismo desplazamiento último, Δu , para todos los sistemas. Se conocen y se han aceptado las innumerables ventajas de un mecanismo tipo “columna fuerte - viga débil” en pórticos de varios pisos. Cuando se provee a las columnas con suficiente resistencia, se puede evitar la formación de rótulas plásticas en todos los niveles ubicados por encima del 2º, como se muestra en la figura 2.23.a. Cuando las columnas se detallan adecuadamente para que en sus extremos se formen rótulas plásticas, puede también aceptarse el mecanismo de la figura 2.23.b. Debe sin embargo recalarse, que no debe permitirse la posibilidad de formación simultánea de rótulas plásticas en capitel y base de todas las columnas de un mismo piso, mecanismo de colapso local conocido con el nombre de “piso blando”, tal como se muestra en la figura 2.23.c. Es evidente que, en este caso, las demandas de ductilidad de curvatura pueden llegar a ser excesivas (INPRES – CIRSOC 2000).

El mecanismo de colapso mostrado en la figura 2.23.b, aunque puede aceptarse, requiere que los extremos de las columnas se confinen adecuadamente, de manera de conferirle a las secciones

una capacidad de rotación plástica importante. Más aún, los empalmes por yuxtaposición de la armadura longitudinal, deben ubicarse en el centro medio. Se sabe que la capacidad de los empalmes por yuxtaposición se deteriora rápidamente bajo deformaciones cíclicas inelásticas, a menos que se coloque una armadura transversal importante que provea la fuerza de cierre necesaria. Otra razón para evitar ubicar empalmes por yuxtaposición en zonas de formación potencial de rótulas plásticas, aunque estén adecuadamente detallados, es la drástica reducción de la longitud sobre la cual las barras pueden fluir. Por lo tanto, para una rotación plástica dada, se desarrollarán en la armadura longitudinal deformaciones de tracción mayores. El fenómeno puede conducir a una concentración del daño en una longitud corta de la columna y quizás aún a una fractura prematura de las barras.

El sistema ilustrado en la figura 2.23.a permite una reducción de la armadura transversal en los extremos de las columnas por encima del nivel 2 y la ubicación de los empalmes inmediatamente por encima de la cara superior de la losa. Esta concesión se justifica porque no se espera la formación de rótulas plásticas con demandas de ductilidad importantes en dichas columnas.

Cuando las columnas exteriores de un pórtico, que absorben las solicitaciones transmitidas por sólo una viga, se diseñan lo suficientemente resistentes como para asegurar que no se formará un mecanismo tipo “piso blando”, se acepta la formación simultánea de capitel y base de todas las columnas interiores -Figura 2.23.d- si todas las zonas de formación potencial de las rótulas plásticas en estas columnas se detallan adecuadamente.

Se aceptarán pórticos con mecanismos tipo “piso blando” solamente cuando la ductilidad global asignada sea limitada. Más aún, para una ductilidad global supuesta, será necesario evaluar las demandas de ductilidad locales en los extremos de las columnas del “piso blando”, siendo posible que las mismas tengan que detallarse con los requerimientos exigidos para elementos con ductilidad completa, aunque la estructura en su conjunto responda y haya sido diseñada con ductilidad limitada. La estructura mostrada en la figura 2.23.e es un ejemplo que ilustra la

necesidad de evaluar las demandas de ductilidad locales en función de la ductilidad global asociada con el desplazamiento Δu . Tales estimaciones, basadas en relaciones geométricas elementales se especifican en el Capítulo 7 de (INPRES – CIRSOC 2000).

Cuando se utilicen vigas de grandes luces, los requerimientos derivados de las cargas gravitatorias pueden ser más severos que los asociados con las demandas sísmicas. En estos casos, puede ser difícil o aun irracional diseñar las columnas interiores con resistencias mayores que las vigas. Como se muestra en la figura 2.23.f, la prevención de la formación de un “piso blando” se asigna a las columnas exteriores. Usualmente la ductilidad global de este tipo de estructuras debe ser limitada.

Cuando se eligen algunos de los mecanismos de colapso admisibles mostrados en la figura 2.23, resulta evidente cuales son los elementos que deben permanecer elásticos de acuerdo con el diseño por capacidad. Todo lo que se necesita es evaluar la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas seleccionadas, de acuerdo a cómo se las detalle y se construya. Las solicitaciones resultantes debidas al desarrollo de la ductilidad, conducen a las solicitaciones a utilizar para el diseño de los elementos o zonas que deben permanecer elásticas.

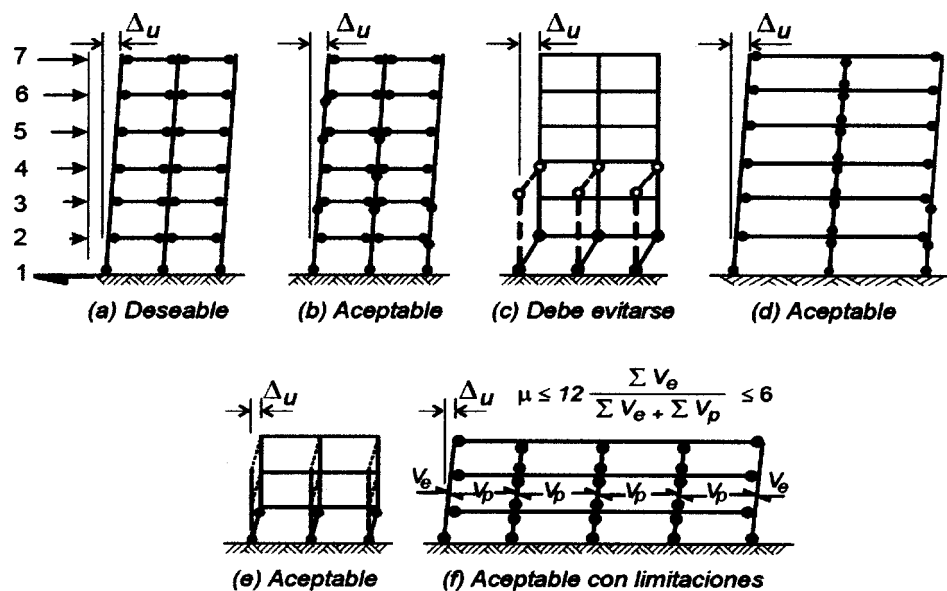


Figura 2.23 - Mecanismos de Colapso en edificios aporticados de varios pisos (corresponde figura C2.1- CIRSOC 103 - parte II – Comentarios)

2.5.4 - Curva de respuesta global y local

Se define como curva de respuesta, también denominada de capacidad, a la determinada a través del análisis estático no lineal denominado “pushover”, o bien por medio de un ensayo de laboratorio sobre un prototipo ó modelo estructural (Paulay, T., Priestley , M.N.J. 1992).

De las respuestas que se presentan, se distinguen la global de la estructura y la local perteneciente a los elementos estructurales constituyentes de la misma. Para ambos tipos de respuesta, se utiliza una representación, en ordenadas la variable estática asociada a equilibrio, (fuerza ó momento) y en abscisa la variable cinemática asociada a compatibilidad (por ejemplo desplazamientos, deformaciones, rotaciones, etc.). Los parámetros típicos para la respuesta global son el esfuerzo de corte en la base y el desplazamiento de un punto en la cima de la estructura ó elementos resistentes (tabique, pórtico); en cambio cuando se trabaja con respuestas locales, se maneja la relación momento - rotación, momento - curvatura, para los elementos y sus secciones y con tensión - deformación para los materiales.

Desde el punto de vista del análisis estructural, el conocimiento proporcionado por este tipo de curva se considera sustancial; es así que en él y en base a criterios de aceptación, se puede determinar el punto que delimita el campo elástico del plástico correspondiente al edificio, estructura ó elemento; es decir puede determinarse **el desplazamiento de fluencia**, objetivo de nuestro estudio.

La figura 2.24 muestra en forma esquemática una estructura en estudio sometida a la acción de cargas gravitatorias y horizontales. Para hacer el modelo de respuesta, se supone que las cargas verticales, provenientes de peso propio y sobrecargas de uso, permanecen constantes y las horizontales, debidas a la acción sísmica, se incrementan desde cero hasta provocar la falla completa del edificio.

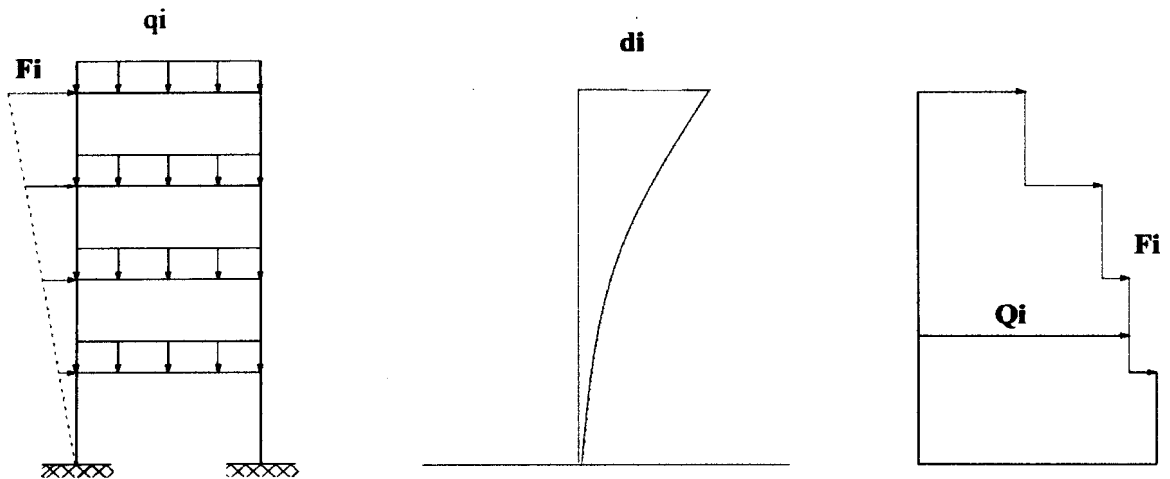


Figura 2.24- Esquema de Estructura Sometida a Acciones Verticales y Horizontales, deformaciones horizontales y esfuerzo de corte como ménsula.

La determinación de la respuesta global, se realiza a través del análisis denominado “pushover” que es un *análisis estático no lineal físico*, y consiste en suponer actuando sobre la estructura hasta la formación de un “mecanismo de colapso” con rótulas disipadoras de energía (ver Figura 2.25), cargas verticales (constantes en todo el análisis) y fuerzas horizontales puntuales actuando en cada nivel con distribución triangular inversa, que crecen (van empujando la estructura ó edificio) desde un valor de resultante unitaria, en forma estática, monótonica y proporcional. Estática porque se aplican lentamente (no genera fuerzas de inercia asociadas a aceleraciones), monótonica porque van siempre en el mismo sentido (no hay reversión) y proporcional implica que todas las cargas horizontales aumentan en forma proporcional, es decir, manteniendo la relación entre ellas.

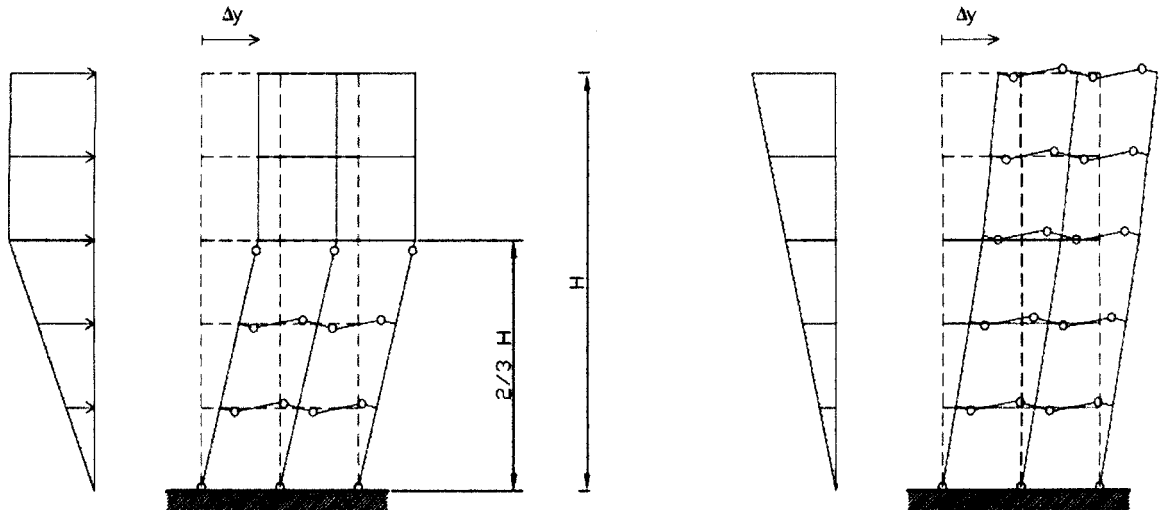


Figura 2.25 – Mecanismo de colapsos de pórticos de hormigón armado – formación de rótulas hasta $2/3 H$ y en todo H .

En la Figura 2.26 se esquematiza una curva de respuesta típica en la que se aprecia los campos elástico y plástico sobre los cuales se describe el comportamiento de una estructura. El punto que separa ambos campos está dado, en el caso característico mas usado de carga-desplazamientos, por el *desplazamiento de fluencia* y el esfuerzo de corte que lo produce. Luego que la acción desaparece, se ve que en el primer caso, no quedan prácticamente deformaciones permanentes, mientras que en el segundo si.

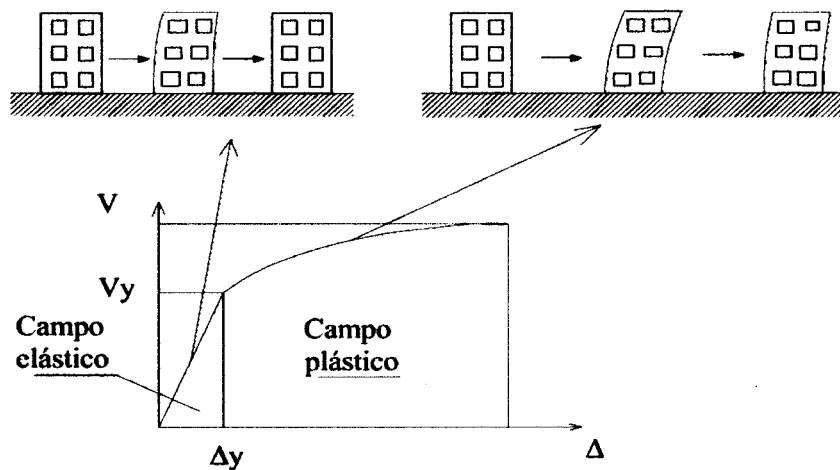


Fig. 2.26 – Campos elásticos y plásticos en la respuesta estructural – curva de capacidad.

Se finaliza el capítulo haciendo referencia a la misma figura que al principio, la Figura 2.1 (Paulay, T., Priestley , M.N.J. 1992), en la cual se muestran varias curvas de respuestas con distintos orígenes, algunas identificadas como respuesta observada y otras de simplificación a través de distintas idealizaciones.

3

METODOS EXISTENTES PARA LA DETERMINACION DEL DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA EN LA CIMA

El desplazamiento de fluencia en la cima de la estructura, determinado a partir de los correspondientes a los planos resistentes componentes, debe desempeñar, de acuerdo a conceptos actuales, el rol de parámetro de diseño **invariante**.

Para **pórticos**, se puede señalar que en principio se cuentan con tres métodos para el cálculo del desplazamiento de fluencia en la cima, ellos son: **el método de Priestley, los métodos basados en aplicar al mecanismo propuesto de colapso, los resultados de la respuesta elástica y el método basado en el Principio de los Trabajos Virtuales**. A continuación se describe cada uno de ellos.

3.1 - Método de M. J. N. Priestley

El método es descrito en el artículo “Breves comentarios sobre la flexibilidad elástica de pórticos de hormigón armado y su significado en el diseño sísmico” (Priestley , M.N.J. 1998), por su autor M.J.N. Priestley. Se desarrolla en el contexto de observaciones realizadas sobre:

- 1) lo **inexacto** de considerar en la práctica actual de diseño de las secciones típicas de vigas de hormigón armado, que la rigidez de viga es independiente de la cuantía de la armadura, e igual a una fracción constante de la rigidez bruta de la sección;
- 2) el **acuerdo** con los análisis que indican que *la curvatura de fluencia de la viga puede ser considerada constante*, y por tanto la *rigidez de la viga es proporcional a la resistencia*, a partir de lo cual se propone una expresión sencilla para determinar la *curvatura de fluencia θ_y* (yield drift) de pórticos, calibrada a su vez por comparación con una gran cantidad de resultados obtenidos de experimentos sobre los nudos viga-columna, lográndose una buena aproximación.
- 3) el **precisar** que las estimaciones actuales de la rigidez del pórtico son generalmente demasiado altas, e **indicar** que una consecuencia es que simples cálculos demuestran que una gran mayoría de los pórticos de edificios no podrán alcanzar los niveles de ductilidad de diseño dado por código sin antes exceder las limitaciones del desplazamiento de la cima dado por el código.

3.1.1 - Introducción

Los extensos y recientes estudios del parámetro momento-curvatura de respuesta de las columnas de puentes y de las paredes estructurales demuestran lo inadecuado de asumir que la rigidez eficaz, k_e , incluyendo efectos de fisuración, son una proporción constante de la rigidez total de la sección, k_g , sin importar el contenido del refuerzo del acero y el nivel axial de la carga.

Los análisis indicaron que la curvatura de fluencia es esencialmente independiente de las cuantías de la armadura longitudinal de refuerzo y la relación de la carga axial de la sección; en la práctica de rangos de diseño, estos parámetros pueden ser expresados por las siguientes ecuaciones adimensionales:

$$\text{Columnas circulares} \quad \phi_y \cdot D = 2.35 \cdot \epsilon_y \pm 15\% \quad (3.1.a)$$

$$\text{Columnas Rectangular} \quad \phi_y \cdot h_c = 2.12 \cdot \epsilon_y \pm 10\% \quad (3.1.b)$$

$$\text{Muros Estructurales} \quad \phi_y \cdot l_w = 2.0 \cdot \epsilon_y \pm 10\% \quad (3.1.c) \quad (3.1)$$

donde D , h_c y l_w son el diámetro, la altura de la sección y la longitud del muro respectivamente, y ϵ_y es el alargamiento de fluencia de la armadura de refuerzo.

Una consecuencia de este invariante de la curvatura de fluencia, es que la práctica común de diseño de asignar fuerzas laterales entre diversos elementos resistentes sísmicos en proporción con su rigidez es inválida, esto es así dado que resistencia y rigidez deben ser proporcionales, si se acepta el concepto de curvatura de fluencia constante.

3.1.2 - Curvatura de Fluencia para secciones de viga

Los resultados para los muros y columnas indican que la práctica corriente utilizada para los pórticos actuales pudieron también conducir a errores significativos. Siguiendo las tendencias para muros y columnas, se encontró que las rigideces de las vigas dependen fuertemente del contenido de acero y por lo tanto de su resistencia, lo que puede indicar que los cálculos realizados para determinar el período del edificio y el desplazamiento previsto pueden tener errores significativos. Como consecuencia de los distintos ensayos realizados se propone una ecuación de la forma de la (3.1) apropiada para las vigas:

$$\phi_y \cdot h_b = k \cdot \epsilon_y \quad (3.2)$$

Donde: h_b es la altura de la sección.

Basado en los promedios de las flexiones positivas y negativas, y teniendo en cuenta el efecto de endurecimiento por alargamiento, la (3.2) se transforma en:

$$\phi_y \cdot h_b = 1.9 \cdot \varepsilon_y \pm 10\% \quad (3.3)$$

3.1.3 - Rotación de Fluencia del nudo de pórticos

Las comparaciones del invariante no adimensional de la curvatura de fluencia antes desarrollada, indica que la rotación de fluencia del nudo de pórticos puede en forma similar ser esencialmente independiente de la relación de la armadura y resistencia. La figura 3.1.a demuestra un típico nudo (ensamblaje) de viga-columna extendiéndose a mitad de vano a cada lado del nudo, como también a mitad de altura de pisos tanto arriba como en la parte inferior del nudo. Puesto que el ancho del vano normalmente excederá la altura de piso y las curvaturas de las columnas serán típicamente menores que las curvaturas de las vigas, como una consecuencia de procedimientos de diseño por capacidad (*Columna fuerte – viga débil*) la flexibilidad de la viga es probablemente la que domina la deformación.

La forma de la deformación se muestra en la figura 3.1. La rotación de fluencia (yield drift) θ_y , se puede expresar como:

$$\theta_y = \theta_{by} + \theta_{jy} + 2 \cdot \frac{\Delta_c}{l_c} + 2 \cdot \frac{\Delta_s}{l_c} \quad (3.4)$$

donde:

θ_y = rotación de fluencia (yield drift) de la viga en el nudo (ver figura 3.1.a)

θ_{by} = rotación del centro del nudo debido a la flexibilidad de la viga.

θ_{jy} = rotación de corte del nudo.

Δ_c = deformación relativa de la parte superior de la columna con respecto a la tangente de rotación del centro del nudo (deformación por flexión).

Δ_s = deformación adicional de la parte superior de la columna debida a la deformación por corte de vigas y columnas.

Muchos diseñadores, particularmente en los E.E.U.U., diseñan nudos de viga-columna como zonas finales rígidas en análisis por computadora. Esto es inadecuado y da lugar a una excesiva rigidez (Priestley, M.J.N. 1998) debido a la penetración significativa del alargamiento de la armadura longitudinal en la región del nudo. Por consiguiente, se asume adjunto que la curvatura de fluencia de la viga se desarrolla en el centro del nudo y se reduce linealmente a cero en el medio del vano según las indicaciones de la figura 3.1.c.

La rotación de fluencia debido a la flexión de la viga esta dado por:

$$\theta_{by} = \frac{\phi_y \cdot (0.5 \cdot l_b)}{3} = \frac{\phi_y \cdot l_b}{6} \quad (3.5)$$

Ignorando el endurecimiento por alargamiento y sustituyendo ϕ_y de la ecuación (3.3):

$$\theta_{by} = 0.283 \cdot \epsilon_y \cdot \frac{l_b}{h_b} \quad (3.6)$$

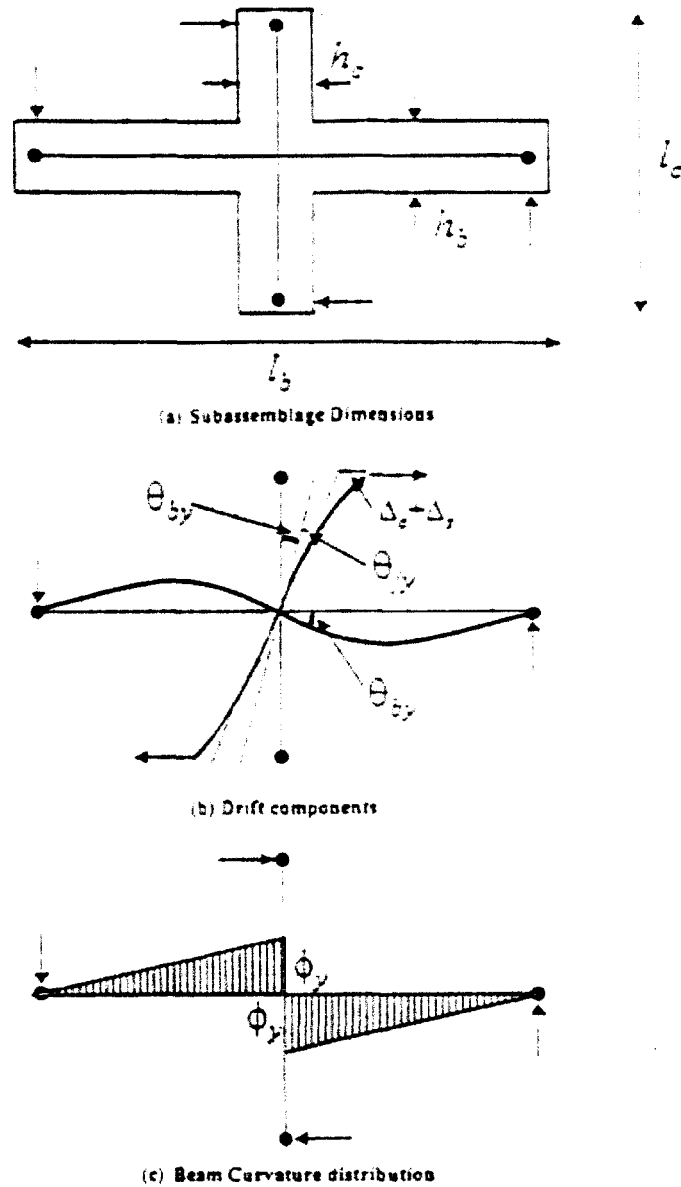


Figura 3.1 a, b y c – Deformación de un nudo viga-columna; corresponde a figura 3 a, b, c de la referencia (Priestley, M. N. J. 1998)

Los cálculos típicos basados sobre una relación de 0.533 de altura de piso sobre longitud del vano (altura de piso = 3.2 m, longitud de vano = 6 m) y un máximo de curvatura de columna de

0.75 ϕ indican un desplazamiento de columna Δc que será sumado como un valor de alrededor del 40 % de la rotación de fluencia en la ecuación (3.4).

Está asumido, basado en la experiencia, que la deformación del nudo y la debido al corte suman el 25 % y el 10 % respectivamente para la rotación de fluencia. Como consecuencia la rotación de fluencia se prevé con:

$$\theta_y = (1 + 0.4 + 0.25 + 0.1) \cdot 0.283 \cdot \varepsilon_y = 0.5 \cdot \varepsilon_y \cdot \left[\frac{l_b}{h_b} \right] \quad (3.7)$$

Para examinar la aplicabilidad de la ecuación (3.7), las rotaciones de fluencia se predicen por comparación con las rotaciones de fluencia a partir de 46 experimentos de nudos de viga / columna .

Estos experimentos estaban principalmente efectuados en el nudo interior de viga / columna, pero también incluyeron algunos nudos exteriores puesto que la ecuación (3.6) puede ser aplicable para los nudos exteriores. Los experimentos incluyeron una amplia gama de posibilidades de parámetros relevantes, incluyendo:

Relación de aspecto: altura de columna / longitud de viga (l_c / l_b): 0.4 – 0.86

Tensión (resistencia) (f'_c): 22.5 – 88 MPa

Tensión de fluencia del acero de viga (f_y): 276 – 611 MPa

Máxima relación de refuerzo de viga (cuantía) $\left(\frac{A_s}{b_w \cdot d} \right)$: 0.53 % - 3.9%

Relación de carga axial de columna $\left(\frac{N_u}{f'_c \cdot A_g} \right)$: 0 – 0.483

Relación de aspecto de viga $\left(\frac{l_b}{h_b} \right)$: 5.4 – 12.6

Los detalles relevantes de los ensayos se enumeran en la tabla 3.1, extraída de la referencia (Priestley, M.J.N. 1998), junto con la ecuación de predicción de la rotación de fluencia (θ_T) basada en la ecuación (3.6), y la rotación de fluencia experimentalmente observada (θ_E). En

todos los casos, la tensión de fluencia se basó en el valor de f_y detallado en cada renglón de la tabla 3.1, y la adopción de un módulo de elasticidad $E_s = 200$ GPa. En casos en que diversos tamaños de las barras en una sección dada, influyen en la variación de f_y , un valor promedio fue utilizado.

En la tabla 3.1 se incluye también la relación de θ_E/θ_T . Un valor promedio de $\theta_E/\theta_T = 1.03$, con una desviación estándar de 0.16 fue obtenida. Considerando el amplio rango de los parámetros considerados, esta dispersión comparativamente estrecha es satisfactoria.

Referencia	Unit No.	ℓ_b (mm)	ℓ_c (mm)	$\frac{\ell_c}{\ell_b}$	h_b (mm)	$\frac{\ell_c}{h_b}$	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	(max) θ_i	$\frac{N_u}{\zeta A_s}$	θ_T	θ_E	$\frac{\theta_E}{\theta_T}$
6	B11	4420	2744	0.621	610	7.25	35.9	298	0.0084	0.043	0.0054	0.0063	1.17
	B12	4420	2744	0.621	610	7.25	34.6	298	0.0063	0.045	0.0054	0.0063	1.17
	B13a	4420	2744	0.621	610	7.25	31.4	298	0.0063	0.442	0.0054	0.0044	0.81
	B21	4420	2744	0.621	610	7.25	35.0	298	0.0069	0.442	0.0054	0.0047	0.91
7	B1	4880	3430	0.703	610	8.0	27.9	288	0.0128	0.053	0.0058	0.0085	1.47
	B2	4880	3430	0.703	610	8.0	31.5	288	0.0128	0.439	0.0058	0.0060	1.03
8	1D-1	4055	3500	0.863	550	7.37	38	292	0.0153	0.01	0.00538	0.00519	0.96
	2D-1	4055	3500	0.863	550	7.37	37	292	0.0153	0.01	0.00538	0.00541	1.01
	2D-E	4055	3500	0.863	550	7.37	38	292	0.0153	0.01	0.00538	0.00483	0.90
9	#3	4880	3354	.687	457	10.7	37.2	298	0.0188	0.216	0.00763	0.00768	1.01
10	U-1EXT	(2210)	3430	.776	610	7.25	22.6	298	0.0096	0.01	0.0054	0.00489	0.91
	U-2EXT	(2210)	3430	.776	610	7.25	22.5	298	0.0185	0.01	0.0054	0.0057	1.06
	U-3EXT	(2210)	3430	.776	610	7.25	26.9	298	0.0096	0.01	0.0054	0.00489	0.91
11	1	2667	2240	0.840	700	3.81	29	313	0.0079	0.01	0.0030	0.0043	1.43
	2	2667	2240	0.840	700	3.81	33	313	0.0079	0.01	0.0030	0.0036	1.20
	3	2667	2240	0.840	700	3.81	38	307	0.0082	0.01	0.0029	0.0034	1.17
	4	2667	2240	0.840	700	3.81	35	313	0.0220	0.01	0.0030	0.0039	1.30
	5	3810	2800	.735	700	5.44		320	0.0158	0.01	0.00435	0.0059	1.35
	6	3810	2800	.735	700	5.44		285	0.0105	0.01	0.00415	0.0049	1.19
12	U1	4418	2470	.559	457	9.7	45.6	294	0.0105	0.01	0.0071	0.0061	0.86
	U2	4418	2470	.559	457	9.7	36.0	306	0.0128	0.01	0.0074	0.0080	1.08
	U3	4418	2470	.559	457	9.7	36.2	294	0.0105	0.01	0.0071	0.0058	0.82
	U4	4418	2470	.559	457	9.7	36.2	306	0.0128	0.01	0.0074	0.0073	0.99
13	-	1950	1500	.769	250	7.8	43.5	369	0.0116	0.047	0.00722	0.0089	1.23
14	HN01	2800	1800	.643	400	7.0	88	610.5	0.0165	0.167	0.0107	0.0085	0.79
	HN03	2800	1800	.643	400	7.0	88	441	0.0390	0.167	0.0077	0.0090	1.17
	NO43	2800	1800	.643	400	7.0	54	382	0.0110	0.200	0.00665	0.0060	0.90
	NO47	2800	1800	.643	400	7.0	54	382	0.0110	0.200	0.00665	0.0060	0.90
15	-	2650	1625	.613	400	6.63	44.9	340	0.0275	0.210	0.00563	0.0036	1.00
16	-	4258	3658	.859	460	9.3	83.2	470	0.0127	0.01	0.0109	0.0119	1.09
17	II	4877	3658	.750	457	10.7	41.8	448	0.0211	0.254	0.012	0.0133	1.28
	XL	4877	3658	.750	457	10.7	36.8	448	0.0211	0.483	0.012	0.0146	1.22
	XII	4877	3658	.750	457	10.7	35.7	448	0.0211	0.300	0.012	0.0122	1.02
18	-	5740	3350	.584	457	12.6	41.3	315	0.0175	0.100	0.0104	0.00989	1.05
19	C1	2700	1470	.544	300	9.0	25.6	320	0.0159	0.077	0.00784	0.00734	0.94
	C2	2700	1470	.544	300	9.0	25.6	320	0.0159	0.077	0.00784	0.00816	1.04
	C3	2700	1470	.544	300	9.0	25.6	320	0.0159	0.077	0.00784	0.00734	0.94
20	-	8600	3435	.399	889	9.7	48.5	276	0.0137	0.03	0.00668	0.00646	0.97
21	-	5740	3350	.584	457	12.6	34	338	0.0173	0.237	0.0106	0.0104	0.98
22	-	3658	1828	.50	457	8.0	31.1	491	0.0131	0.361	0.00983	0.00940	0.96
23	1	3500	2470	.706	500	7.0	30.9	433	0.0069	0.01	0.00793	0.00850	1.07
	2	3500	2470	.706	500	7.0	40.8	445	0.0070	0.01	0.00779	0.00670	0.86
	3	3500	2470	.706	500	7.0	42.5	445	0.0070	0.01	0.00779	0.00690	0.89
	4	3500	2470	.706	500	7.0	47.2	445	0.0053	0.01	0.00779	0.00580	0.75
	5	3500	2470	.706	500	7.0	60.7	492	0.0082	0.01	0.00861	0.0078	0.90
	6	3500	2470	.706	500	7.0	59.3	463	0.0107	0.01	0.00810	0.0070	0.86

Tabla 3.1 - Comparación de las rotaciones de fluencia -yield drift- de los nudos vigas-columna medidos y previstos -experimentales y teóricos- (corresponde a tabla 3 de Priestley, M. N. J. 1998)

3.1.4 - Significado de los resultados

El significado de invariancia de la curvatura de fluencia con la resistencia está fuera de la discusión. En el método de diseño basado en fuerzas, la adopción de las rigideces de los miembros como una fracción de la rigidez total de la sección, independiente de la resistencia, puede llevar importantes errores en el cálculo del período y la deformación. En muchos casos, la rigidez estructural será menor que la asumida. Esta es la particularidad del caso de zonas finales rígidas, que son incluidas en el análisis, y la deformación del nodo es ignorada, el cual será casi siempre el caso. La consecuencia será que las estructuras serán diseñadas para muy altas fuerzas de cortes en la base, consecuencia del bajo período estimado, pero los desplazamientos no serán indicadores predictivos para la posibilidad de excesivos daños no estructurales.

Casi nunca será posible utilizar la capacidad total de ductilidad por desplazamiento permitida por los códigos de hormigón para la ductilidad global de pórticos.

Así los diseños corrientes de pórticos son probablemente para tener menor demanda de ductilidad que la esperada, pero mayores desplazamientos. La consecuencia de esto debe ser reducir el daño estructural, pero incrementaría el daño no estructural.

3.1.5 - Conclusiones

Los análisis de los diseños típicos de vigas para los pórticos sismorresistentes indican que la constante no dimensional que representa la curvatura de fluencia podría ser determinado de manera independiente de la cuantía de armadura (armadura de refuerzo longitudinal) y de la carga normal (longitudinal). La consecuencia es que la rigidez de la viga es proporcional a la resistencia (fuerza ó momento) y que el adoptar una rigidez común de la viga igual a una

fracción constante de la rigidez bruta de la sección es inadecuado para el diseño. Esto tiene severas implicaciones para el método de diseño “fuerza de corte en la base”.

De acuerdo con estos análisis fue propuesta una simple ecuación para la determinación de la curvatura de fluencia (yield drift) de pórticos, dependiendo ésta solo de la altura de viga h_b y el alargamiento de fluencia de la armadura de refuerzo ϵ_y . Esto se dió luego de haber calibrado la expresión con una amplia gama de los datos de prueba comunes de nudos (ensamblajes) de viga/columna, logrando un buen promedio con un coeficiente de variación bajo.

Los resultados del análisis indicaron que la rigidez estructural de los pórticos es probable que sea mucho más baja que la asumida típicamente por los diseñadores. Una consecuencia es que la mayoría de las estructuras aporticadas excederán las limitaciones de desplazamientos (drift) antes de alcanzar la ductilidad de $\mu = 4$. Solamente en el caso de un elemento de pórtico periférico se podrá diseñar con la totalidad de la ductilidad de $\mu = 6$ sin superar los límites de desplazamiento del código.

Este resultado apunta a la irracionalidad del método de diseño basado en fuerzas, puesto que los criterios de desplazamientos casi siempre gobiernan.

3.1.6 - Resumen del Método de Priestley

Desarrollado para pórticos regulares y basado específicamente en la determinación de la rotación de fluencia de un nudo genérico en función de la rotaciones debidas a: flexión de la viga, corte, deformación de la parte superior de la columna respecto a la tangente de rotación al centro del nudo, y una adicional debido a las deformaciones por corte de vigas y columnas;

Considerando los parámetros descriptos, se obtiene una expresión en función de la deformación de fluencia del acero y de la relación entre el vano y la altura de la sección de la viga:

$$\theta_y = 0.5 \cdot \varepsilon_y \cdot \frac{l_b}{h_b} \quad (3.7)$$

a partir de esta rotación de nudo se llega a la determinación del desplazamiento horizontal del pórtico en cada nivel según se considere la participación de todos los pisos o bien sólo los 2/3 de H en el modelo de deformación de mecanismo de colapso (disipador de energía sísmica a través de rótulas plásticas):

$$\Delta_y = \theta_{y_i} \cdot \sum_i h_i \quad (3.8)$$

Donde: $\sum_i h_i$ es la sumatoria de las alturas de los pisos considerados participantes de la rotación

(ejemplo: 2/3 H ó bien H: altura total del pórtico).

3.2 - Método basado en aplicar resultados de respuesta elástica, al mecanismo propuesto

El desplazamiento de fluencia para los pórticos genéricos puede ser determinado por el siguiente procedimiento (Rubinstein, M. et al 2004):

- Cada pórtico, componente del sistema sismorresistente, es analizado independientemente para las cargas de gravedad y para las fuerzas horizontales con distribución triangular invertida en altura, y resultante igual a la unidad (ver figura 3.3)

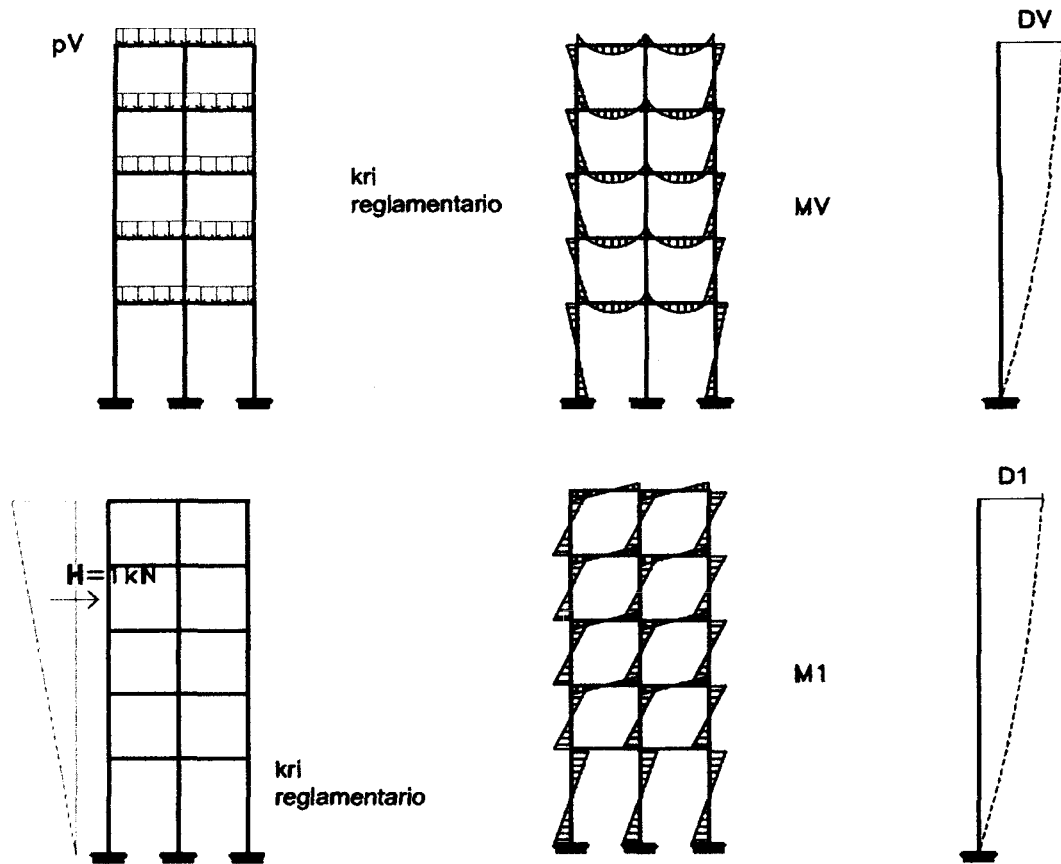


Figura 3.3 – Pórtico genérico – Cargas, momentos y desplazamientos

- los momentos flectores resultantes y los desplazamientos en la cima son respectivamente:
 M_{V_i} , D_v y M_{I_i} , D_1 (ver figura 3.3)
- A continuación se proponen los principios de diseño por capacidad, a través de un mecanismo de colapso para el nivel de seguridad de vida. Para esta instancia, un mecanismo parcial de vigas se extiende hasta los $2/3$ de la altura de la estructura (ver figura 3.4).

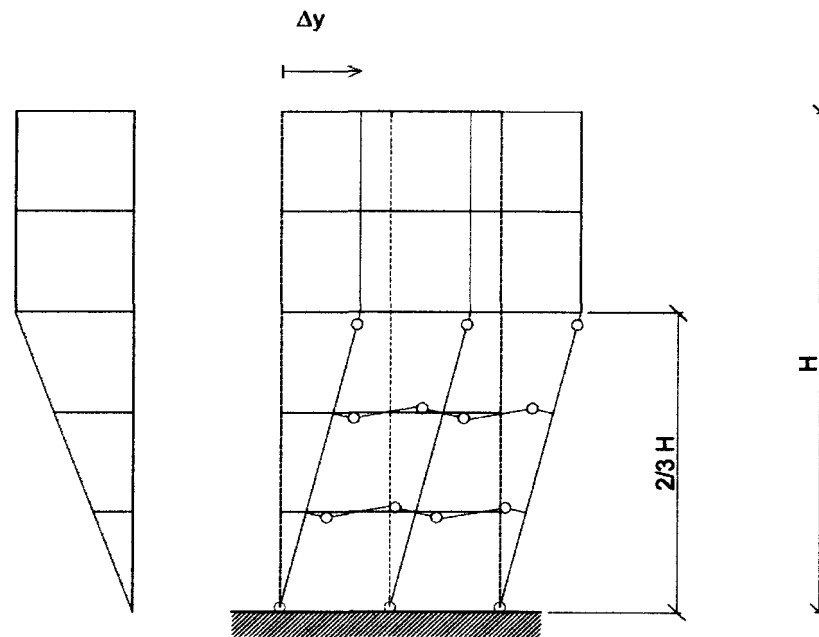


Figura 3.4 – Pórtico genérico - mecanismo de colapsos hasta $2/3 H$ y diagrama de carga.

- En cada rótula plástica del mecanismo de colapso se plantea:

$$M_{y_i} + C_i \cdot M_{l_i} = M_{p_i} \quad (3.9)$$

donde: $i = 1, \dots, nr$, indica el número de rótulas plásticas.

- Para realizar estos cálculos, los valores usados, de modo meramente auxiliar para momentos de inercia y áreas de las secciones transversales son los dados por los reglamentos. Estos valores tienen en cuenta aproximadamente, los efectos de agrietamiento (INPRES – CIRSOC 2000), ver tablas 3.2 y 3.3.

Forma de la sección transversal	Momentos de Inercia efectivos de la sección (I_e)
a) Secciones rectangulares	0,40 I_g
b) Secciones T o L	0,35 I_g

Tabla 3.2 - Inercias de vigas – (corresponde a Tabla 2-1 - CIRSOC Parte II)

Nivel de esfuerzo axial	Momentos de Inercia efectivos de la sección (I_e)
a) $P_u / f_c A_g > 0,50$	0,80 I_g
b) $P_u / f_c A_g = 0,20$	0,60 I_g
c) $P_u / f_c A_g \leq -0,05$	0,40 I_g

Tabla 3.3 - Inercias de Columnas – (corresponde a Tabla 2-2 CIRSOC Parte II)

- Con la geometría de la sección transversal de cada miembro y la deformación específica de la armadura longitudinal correspondiente, es evaluada la curvatura de fluencia (Paulay, T. Priestley, M.N.J. 1998); con los valores de h_b (vigas), h_c (columnas), y ϵ_y se obtiene ϕ_y , según las siguientes expresiones:

$$\text{Para vigas:} \quad \phi_y = 1.9 \cdot \frac{\epsilon_y}{h_b} \quad (3.10)$$

$$\text{Para columnas:} \quad \phi_y = 2.12 \cdot \frac{\epsilon_y}{h_c} \quad (3.11)$$

- Y teniendo en cuenta además la rigidez a flexión, se determina el momento de fluencia M_y con la siguiente expresión:

$$M_{y_i} = \phi_{y_i} \cdot E_c \cdot k_i \cdot I_g \quad (3.12)$$

Donde k_i es el valor del coeficiente de la rigidez por efecto de la fisuración (ver tablas 3.2 y 3.3).

- La ecuación (3.9) es resuelta para el valor de C_i , y el valor medio es obtenido con:

$$C = \frac{\sum C_i}{nr} \quad (3.13)$$

- Finalmente, un valor lo suficientemente exacto del desplazamiento de fluencia en la cima resulta igual a:

$$D_y = D_v + C \cdot D_l \quad (3.14)$$

- Además el corte en la base relacionado con las rigideces de la norma es obtenido con:

$$V_y = C \cdot V_l \quad (3.15)$$

3.3 - Método basado en aplicar el principio de los trabajos virtuales al mecanismo propuesto

Es un método destinado a pórticos genéricos (Rubinstein M. et al. 2004), que tiene los atractivos de su vinculación conceptual con el método de diseño por capacidad y su sencilla aplicación; consiste en:

- Adoptar para el pórtico un mecanismo dúctil para el nivel de desempeño de seguridad de vida, por ejemplo con rótulas plásticas en los extremos inferiores de las columnas del primer piso y en los extremos de vigas en toda la altura H del pórtico ó hasta aproximadamente las dos terceras partes de H (figura 3.5).

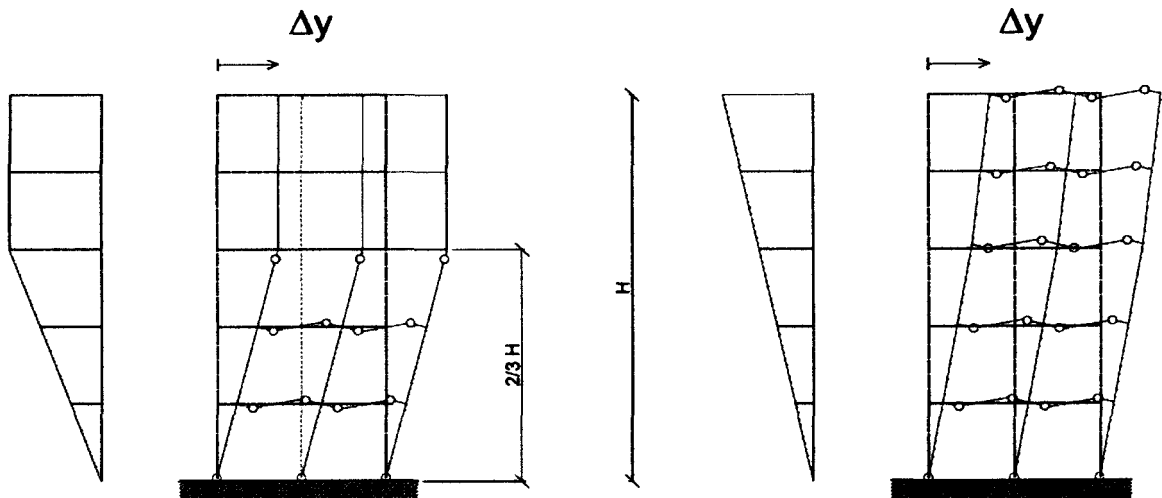


Figura 3.5 – Mecanismos de Colapsos del Pórtico de Hormigón Armado Sismorresistente

- El momento de fluencia en cada rótula j se calcula como el producto de la curvatura de fluencia por la rigidez a flexión, ver figura 3.6.

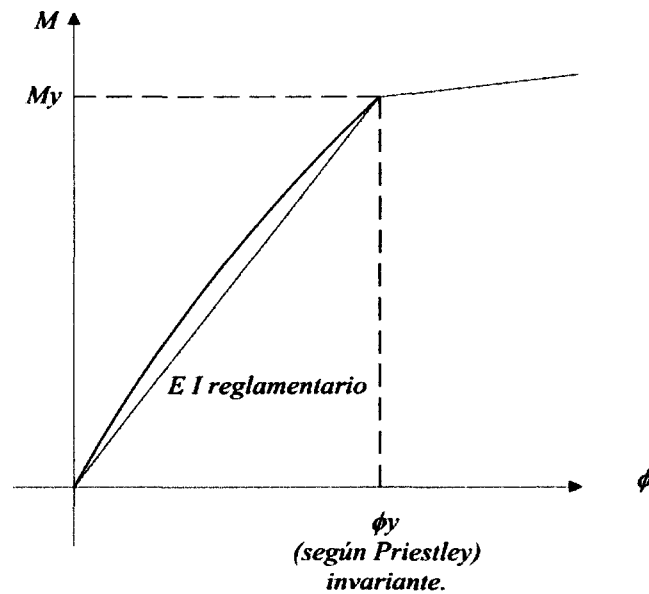


Figura 3.6 – Momento de fluencia de una barra (elemento)

- La Curvatura de Fluencia ϕ_{y_i} se determina a partir de la geometría de la sección recta de la barra y de la deformación de fluencia de la armadura longitudinal (Paulay, T. y Priestley, M.N.J. 1998);
- Para la rigidez a flexión ($Ec \cdot I_{r_i}$) se utilizan, de modo meramente auxiliar, valores reglamentarios del momento de inercia que tienen en cuenta la fisuración (INPRES – CIRSOC 2000), ver tablas 3-2 y 3-3.

Lo expresado anteriormente sería:

$$M_{y_i} = \phi_{y_i} \cdot Ec \cdot I_{r_i} \quad (3.16)$$

donde: Para vigas:

$$\phi_{y_i} = 1.9 \cdot \frac{\epsilon_y}{h_b} \quad (3.17)$$

Para columnas:

$$\phi_{y_i} = 2.12 \cdot \frac{\epsilon_y}{h_c} \quad (3.18)$$

siendo h_b , h_c alturas de las respectivas secciones rectas y ϵ_y la deformación de fluencia de la armadura longitudinal.

- Luego el corte en la base V_y , se calcula aplicando el principio de los trabajos virtuales sobre el mecanismo adoptado (figura 3.5), suponiendo simplícidamente M_y (figura 3.6) en cada rótula, hipótesis equivalente a comportamiento elasto-plástico ideal y las relaciones de los giros virtuales (figura 3.7)

$$V_y \cdot \frac{2}{3} \cdot ht \cdot \delta\theta = \sum M_y \cdot C_\theta \cdot \delta\theta \quad (3.19)$$

$$V_y = \frac{\sum M_y \cdot C_\theta}{1.5 \cdot ht} \quad (3.20)$$

Obteniendo C_θ de:

$$\delta\theta \cdot \left(1 + \frac{a+b}{l-a-b}\right) = \delta\theta \cdot C_\theta \quad (\text{ver figura 3.7}) \quad (3.21)$$

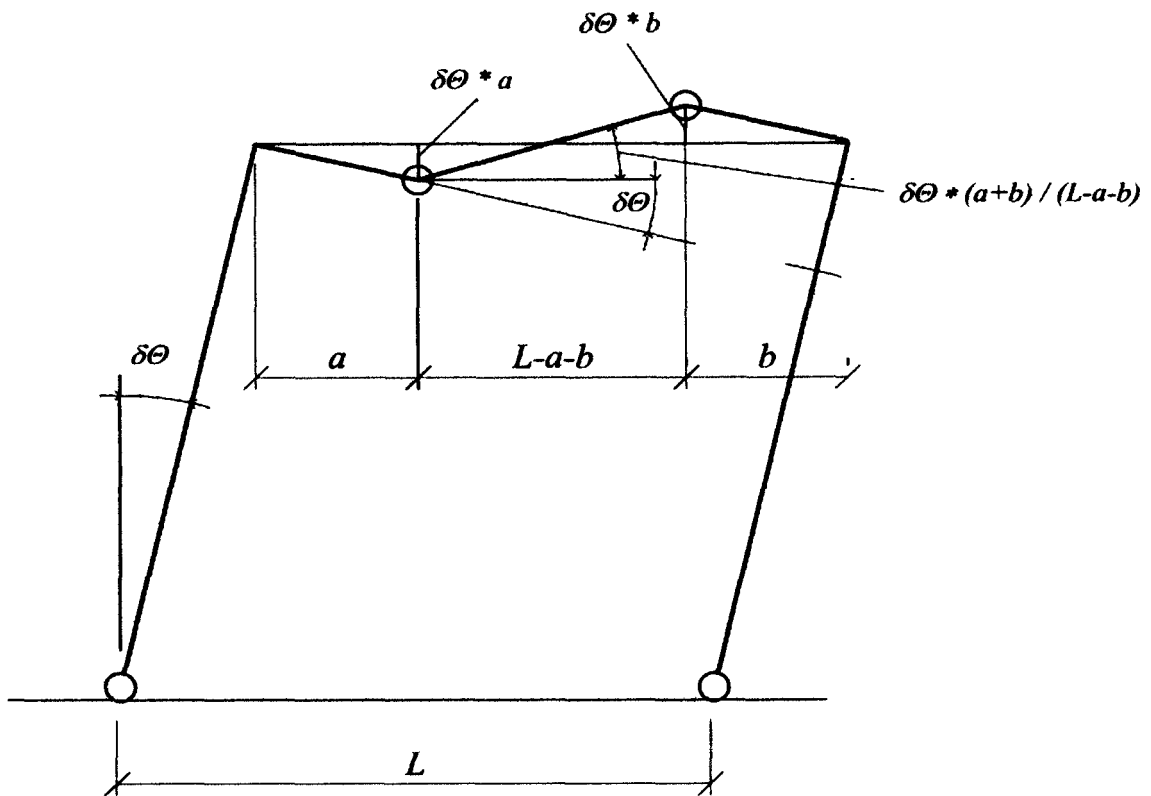


Figura 3.7 – Giros virtuales

- Por otra parte la rigidez global del pórtico, K correspondiente al corte en la base versus desplazamiento en la cima, se determina cargando al pórtico con carga triangular (ó trapezoidal, según el mecanismo de colapso adoptado- ver figura 3.5) invertida de resultante unitaria, y con la mencionada rigidez a flexión de las barras. Finalmente resulta (ver figura 3.8):

$$D_y = \frac{V_y}{K} \quad (3.22)$$

V (Esfuerzo de corte en la base del pórtico)

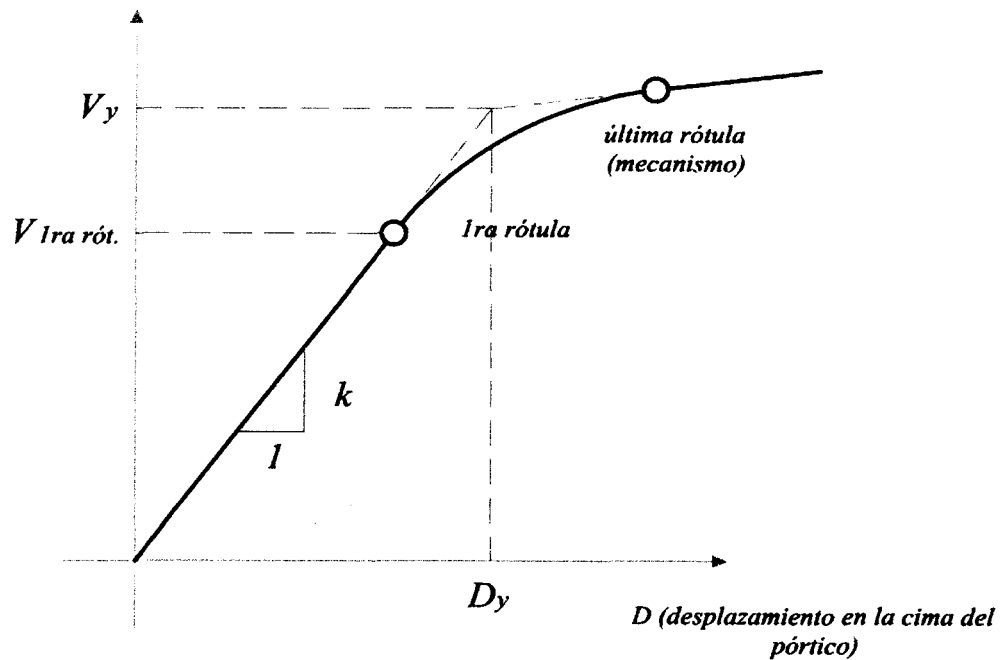


Figura 3.8 – Curva de respuesta global para un Pórtico genérico.

El esfuerzo de corte en la base utilizado para la determinación del invariante D_y , servirá de guía para la distribución, entre los planos resistentes, del esfuerzo de corte basal, requerido por los sismos raros. Este criterio de participación puede modificarse, variando dentro de cierto rango V_y y K , manteniendo D_y invariante, con el objeto de mejorar condiciones de simetría del sistema estructural.

4

MÉTODO PROPUESTO: APLICACIÓN DE REDES NEURONALES A RESULTADOS DE PUSH-OVER

4.1 - Teoría de red neuronal artificial y puesta en práctica

4.1.1 - Introducción

En la ingeniería, los modelos son usados para la formulación de un problema y obtener su solución. Los modelos matemáticos están basados en el conocimiento bien establecido de la ingeniería. Sin embargo, cuando no se dispone de tal conocimiento, ó el mismo se torna muy complejo, los modelos empíricos ó analíticos tienen que ser construidos relacionando las variables de entrada (independientes) con las variables de salida (de respuesta ó dependientes) basándose en datos observados ó análisis efectuados. Las variables de respuesta se pueden conocer a través de un modelo matemático denominado **superficies de respuesta**, que relaciona

ambos tipos de variables, y que por lo general tienen forma de polinomios lineales o de segundo orden.

En los últimos años ha estado desarrollándose muy rápidamente la **Inteligencia Artificial** ó “máquina que aprende técnicas” proporcionando instrumentos robustos y eficaces que pueden aplicarse al análisis de respuesta estructural. Las “máquinas que aprenden” tienen la capacidad de adaptarse al ambiente y aprender de su experiencia. Aunque se estudió extensivamente y se realizó aplicaciones satisfactorias en informática, ingeniería eléctrica, econometría y otros campos, sus capacidades potenciales apenas han sido explotadas para el análisis en ingeniería estructural.

En este trabajo se desarrolla una metodología a través de **Inteligencia Artificial** más precisamente **Redes Neuronales Artificiales** -cuyo nombre se debe a la similitud con el funcionamiento de estructuras biológicas- para la estimación de la respuesta estructural de pórticos sismorresistentes: *desplazamiento de fluencia en la cima, esfuerzo de corte en la base ó rigidez de la curva de capacidad en el campo plástico de la estructura.*

La variable de salida se representa por cualquiera de los parámetros antes mencionados y se determina a través de un análisis del tipo estático no lineal, denominado **pushover**, basado en parámetros representativos del sistema y que constituyen las variables de entrada.

Dado que la red neuronal artificial “**aprende**” de las muestras presentadas a la misma, es necesario generar un número suficiente de muestras de entrenamiento. Estas muestras deben cubrir todo el espacio de diseño desde el límite inferior al superior de cada variable; la tarea de seleccionar aleatoriamente las muestras de las variables de diseño se realizará con el **diseño de experimentos por computadoras** (Zang, J. 2003), optimizado a través de algoritmos que logren una distribución uniforme.

Una vez obtenido el número total combinaciones de las variables de ingreso (ó independientes) a través del Diseño de Experimentos por Computadoras y su correspondiente

variable de respuesta (ó dependiente) por el análisis de Pushover, se procederá al entrenamiento de la Red Neuronal, y luego, con los factores de peso ya optimizados, se obtendrá la hipersuperficie de respuesta (la red), pudiéndosela utilizar para hacer predicciones.

4.1.2 - Definición, estructura y propiedades

Las Redes Neuronales Artificiales (RNA) son dispositivos computacionales de muchas unidades de procesamiento interconectadas. Cada unidad de tratamiento mantiene alguna información en la zona y es capaz de realizar algunos cálculos simples. Las redes en total tienen la **capacidad de responder** al introducirseles estímulos y además de producir la respuesta correspondiente, también pueden **adaptarse** al ambiente cambiante, **aprendiendo de la experiencia** (Zang, J. 2003), (Möller et al. 2007).

Existen varios paradigmas de redes neuronales artificiales. Entre ellos, los más extensamente usados son el de las **Redes Neuronales Retro-propagación** (Backpropagation) **de múltiples capas** (Perceptrons de múltiples capas, **MLP**) y el de las **Redes de Función de Base Radiales** (**RBFN**) (Zang, J. 2003).

El modelo de RNA que se utilizará en este trabajo es el de las Redes Neuronales Retro-propagación de múltiples capas. Éstas por lo general, están compuestas de los siguientes elementos básicos:

- (1) una capa de entrada cuyas neuronas reciben entradas de fuentes externas, y envían las señales a las neuronas de la capa subsiguiente;
- (2) una o varias capas de neuronas ocultas, cuyas neuronas reciben entradas de las neuronas de la capa precedente, realizan algunos cálculos, y difunden sus salidas a las neuronas de la siguiente capa;

- (3) una capa de salida cuyas neuronas tratan las entradas y producen las respuestas finales;
- (4) los pesos de unión entre las neuronas adyacentes que se incorporan a las fuerzas de conexión;
- (5) una función de transferencia (función de activación) para procesar las entradas a cada neurona;
- (6) una regla ó protocolo que la red “aprende”, empleada para entrenar las redes;
- (7) datos que entrenan, que son el juego de ejemplos del cual la red aprende la relación funcional entre entradas y salidas.

Una red neuronal artificial debe ser entrenada antes del uso práctico. Un juego de ejemplos es presentado a la red neuronal, y de estos ejemplos descubre el trazado de un mapa subyacente del espacio de entrada al espacio de salida. Una regla ó protocolo que “aprende” debe ser empleada, y los pesos son ajustados en forma iterativa para reconstruir los ejemplos presentados. Después que la red neuronal ha sido bien entrenada y probada, esto es ha aprendido las dependencias funcionales es capaz de responder a una entrada no vista, modelar y predecir la salida correspondiente. *Una red neuronal entrenada puede realizar el uno o el otro; ya sea trazar un mapa de causal (de causas a efectos) o trazar un mapa de inverso (efectos de forma a causas posibles)* (Zang, J. 2003).

Las Redes neuronales artificiales poseen algunas propiedades distintivas no encontradas en modelos convencionales computacionales. Los modelos tradicionales de programas de cálculo (software) están basados en reglas predefinidas (ecuaciones, fórmulas, etc.) que claramente especifican el problema. El programa sigue un procedimiento explícito paso a paso para calcular las salidas deseadas. Esto es factible cuando se conocen las reglas que definen el problema por adelantado. En la mayoría de los casos, hay sólo datos de observación del problema, mientras las

reglas subyacentes que relacionan las variables de entrada (variables independientes) con las variables de salida (variables dependientes, variables de respuesta) son desconocidas o sumamente difíciles de descubrir. Bajo estas circunstancias, las redes neuronales artificiales exponen su superioridad, y ellas tienen los atributos siguientes favorables:

- (1) Intrínsecamente la estructura paralela que puede abordar el problema complejo a través de muchas unidades centrales de proceso simples enormemente interconectadas;
- (2) La capacidad para aprender y generalizar de la experiencia y ejemplos;
- (3) Robustez cuando trata con datos de entrada “ruidosos”, aquellos donde la variabilidad experimental es grande en relación a la señal producida por las variables objeto de la investigación o bien en el caso de datos de entrada incompletos;
- (4) Adaptabilidad a nueva información.

4.2 - Redes neuronales retro-propagación de múltiples capas

4.2.1 - General

La red neuronal de retro-propagación de múltiples capas es uno de los más conocidos paradigmas de redes neuronales artificiales y el más extensamente usado. La red es compuesta de una capa de entrada, una o varias intermedias ocultas y una capa de salida de neuronas (ver figura 4.3). Las neuronas de capas adyacentes son interconectadas por los pesos que indican la fuerza de conectividad. Las neuronas de la capa de entrada no realizan ningún cálculo, y ellas solamente se ajustan a recibir señales del ambiente exterior. La presencia de una serie de neuronas ocultas que se asocian y la adopción de una función de transferencia no lineal permite a la red aprender a trazar un mapa complejo no lineal funcional entre las cantidades de entrada y cantidades de salida. La red debe ser entrenada para un juego de pares de variables de entrada –

variables de salida. Esto es alcanzado mediante la optimización de los factores de peso, minimizando el error entre los resultados disponibles y las predicciones de la red. *Durante la operación de la red, los datos fluyen de la capa de entrada hacia adelante a la capa de salida. Cada neurona calcula la suma ponderada de sus entradas y resta un umbral. El resultado pasa a una función de transferencia no lineal y la salida de la neurona es producida. Entonces la salida de esa neurona es enviada a las neuronas de la capa subsiguiente. Este proceso es repetido para cada una de las neuronas de la capa, y las salidas de las neuronas de la última capa sirven como las predicciones de red.* (Zang, J. 2003).

4.2.2 - Modelo de neurona artificial

La neurona artificial es el componente básico del sistema de red neuronal compleja. Su operación determina la función de la red entera. Un diagrama esquemático de una neurona artificial es ilustrado en la Figura 4.1.

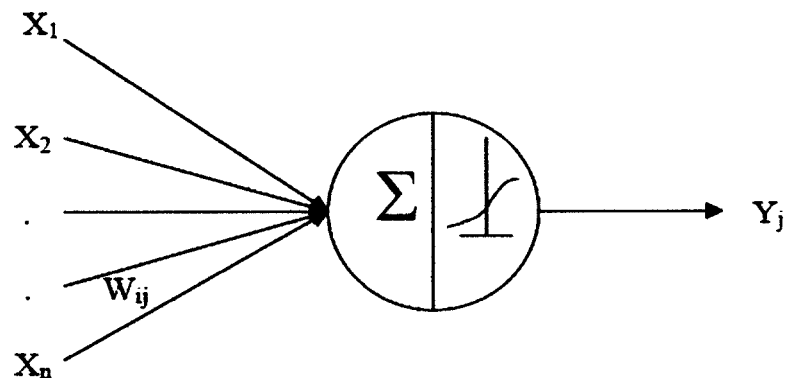


Figura 4.1 – Diagrama esquemático de una neurona artificial – (corresponde a figura 4.1 de Zang, J. 2003).

La neurona recibe entradas de las neuronas de la capa precedente X_1, X_2, \dots, X_n , calcula la suma ponderada de las entradas y resta un umbral θ_j que es un valor que la neurona debe sobrepasar para activarse, esto es:

$$\sum_{i=1}^n W_{j,i} \cdot X_i - \theta_j \quad (4.1)$$

Entonces la neurona pasa de esta operación a una función de transferencia no lineal $f(\cdot)$ y produce la salida de la neurona como:

$$Y_j = f\left(\sum_{i=1}^n W_{j,i} \cdot X_i - \theta_j\right) \quad (4.2)$$

Donde: $X_i, i=1,2,\dots,n$ son los ingresos para la neurona j ;

$W_{j,i}$ denota los pesos de la conexión de la neurona j y la neurona precedente i ;

θ_j denota el valor del umbral de la neurona j para poder activarse, esta dado generalmente por la experiencia. En este trabajo no se utilizó valor de umbral;

Y_j especifica la salida de la neurona j ;

$f(\cdot)$ es la función de transferencia no lineal, usualmente la función logística (sigmoidea):

$$f(x) = 1.0 / (1 + e^{-x})$$

Recordemos que una función de transferencia es un modelo matemático que entrega la respuesta de un sistema a una señal de entrada o excitación exterior.

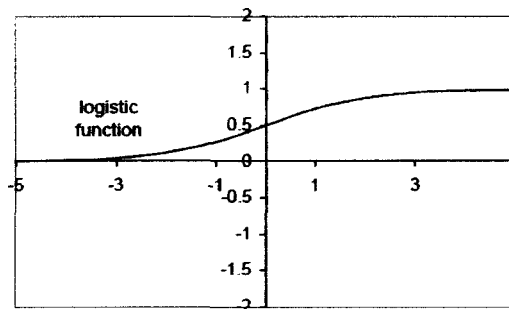


Figura 4.2 – Función de transferencia no lineal - logística, (corresponde a figura 4.2 de Zang, J. 2003)

4.2.3 - La arquitectura de red

Una disposición típica de una red neuronal retro-propagación de tres capas (MLP) es ilustrada en la Figura 4.3.

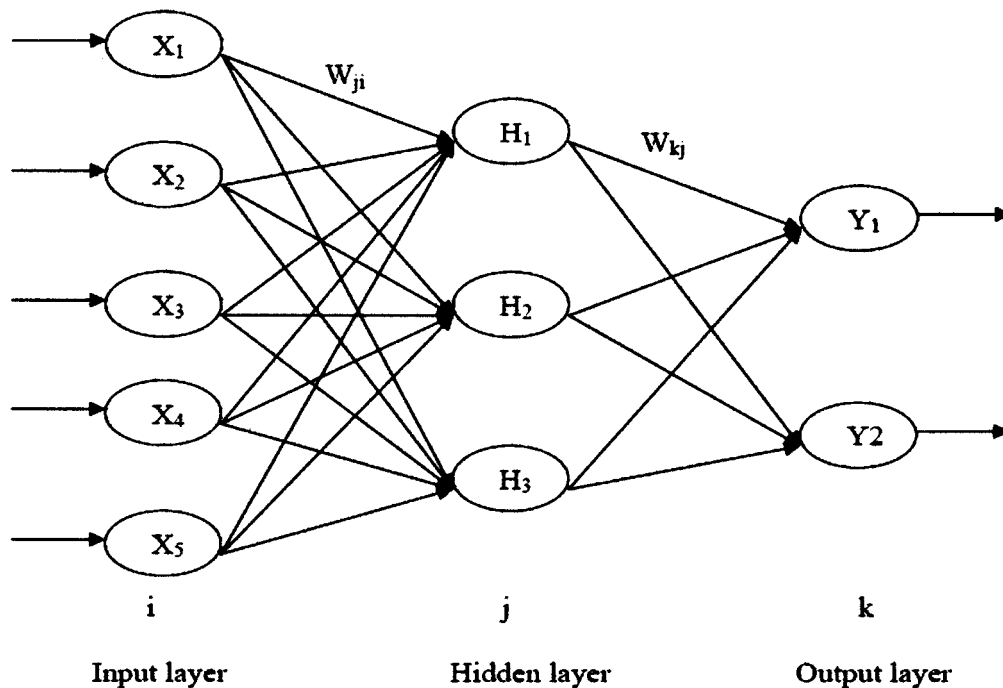


Figura 4.3 – Típica red neuronal retropropagación multicapas, (corresponde a figura 4.3 de Zang, J. - 2003)

La red mostrada consiste en una capa de entrada con cinco neuronas, una capa oculta con tres neuronas y una capa de salida con dos neuronas. Las neuronas de capa de entrada reciben la información del ambiente exterior y los transmiten a las neuronas de la capa oculta; las neuronas de capa oculta tratan la información entrante y extraen rasgos útiles para reconstruir el trazado de un mapa del espacio de entrada al espacio de salida; y las neuronas de capa de salida producen las predicciones de red al mundo exterior.

Antes de ser solicitada la predicción, la arquitectura de red neuronal debe ser instalada (**se debe definir el número de capas ocultas, y el número de neuronas en cada capa**), luego un juego

de muestras es usado para entrenar la red de modo que ésta aprenda la relación funcional entre las variables de entrada y las variables de salida. Al principio del entrenamiento, los pesos se fijan con algunos números reales pequeños; luego sus valores satisfactorios se los obtiene con un procedimiento denominado retro-propagación del error; una vez que la red está bien entrenada, todos los pesos son congelados, y la red puede hacer la predicción solicitada.

4.2.4 - Estrategias de entrenamiento

El entrenamiento de redes neuronales artificiales es un proceso de optimización libre: encontrar los parámetros de red neuronal óptimos, los pesos de unión, de modo que los errores de red sobre los ejemplos que se entrenan sean reducidos al mínimo. Cualquier método de optimización libre puede ser usado hacia este fin.

Los métodos de optimización pueden ser clasificados en dos grupos: el método determinista y el método estocástico. La clase determinista comprende métodos de primer orden como la pendiente de gradiente y métodos de segundo orden como el método de Newton. El método estocástico está basado en la búsqueda arbitraria, como el recocido simulado y el algoritmo evolutivo.

El algoritmo que se comentará es el de la retro-propagación, mientras que los otros métodos de entrenamiento de redes serán brevemente mencionados.

4.2.4.1 - El algoritmo de retro - propagación

El método utiliza el gradiente del error con respecto a los factores de pesos, para minimizar la diferencia (el delta) entre la salida objetivo y la salida calculada, por ello se la llama también la

regla del delta (delta rule). Luego el algoritmo retro-propagación para entrenar redes neuronales multicapas consiste en:

Se considera una red neuronal de tres capas como el mostrado en la Figura 4.3. Se asume que el número de neuronas en la capa de entrada, la capa oculta y la capa de salida son **I**, **J** y **K** respectivamente;

Siendo:

X_i^p la entrada p-ésima de la i-ésima neurona de la capa de entrada;

I_j^p es la p-ésima entrada a la j-ésima neurona de la capa oculta;

H_j^p es la p-ésima salida de la j-ésima neurona de la capa oculta;

I_k^p es la p-ésima entrada de la k-ésima neurona de la capa de salida;

Y_k^p es la p-ésima salida de la k-ésima neurona de la capa de salida;

Se obtienen:

$$I_j^p = \sum_i W_{ji} \cdot X_i^p \quad (4.3)$$

$$H_j^p = f(I_j^p) \quad (4.4)$$

$$I_k^p = \sum_j W_{kj} \cdot H_j^p \quad (4.5)$$

$$Y_k^p = f(I_k^p) \quad (4.6)$$

Donde:

W_{ji} es el peso que conecta i-ésima neurona de entrada a la j-ésima la neurona oculta;

W_{kj} es el peso que conecta la j-ésima neurona oculta a la neurona de salida k-ésima;

$f(\cdot)$ es la función de transferencia.

Siendo T_k^p el valor deseado (objetivo) de la p-ésima salida para la k-ésima neurona de la capa de salida, entonces define el funcional de error como la suma del cuadrado de las diferencias sobre todas las neuronas de la capa de salida con:

$$E = \frac{1}{2} \cdot \sum_P \sum_K (T_k^p - Y_k^p)^2 \quad (4.7)$$

El algoritmo retro-propagación reduce al mínimo el mencionado error funcional por la actualización incremental del peso en proporción al gradiente instantáneo del error con respecto al peso correspondiente.

Para los pesos que conectan la capa oculta a la capa de salida, se lo efectúa con:

$$W_{kj}(g+1) = W_{kj}(g) + \Delta W_{kj}(g) = W_{kj}(g) - \eta \cdot \frac{\partial E}{\partial W_{kj}} \quad (4.8)$$

Donde:

$$\Delta W_{kj}(g) = -\eta \cdot \frac{\partial E}{\partial W_{kj}}$$

Donde g representa el número de iteración y η la tasa de aprendizaje ó entrenamiento que indica la relación de cambio del peso;

Usando la regla de cadena de derivadas, se escribe:

$$\Delta W_{kj} = \eta \cdot \sum_P (T_k^p - Y_k^p) f'(I_k^p) H_j^p \quad (4.9)$$

Haciendo:

$$\delta_k^p = (T_k^p - Y_k^p) f'(I_k^p) \quad (4.10)$$

La ecuación (4.9) puede escribirse como:

$$\Delta W_{kj} = \eta \cdot \sum_P \delta_k^p H_j^p \quad (4.11)$$

Para las neuronas de las capas ocultas, en las cuales no hay valores objetivos de salida, el error debe ser retrocedido según el mismo criterio:

$$W_{ji}(g+1) = W_{ji}(g) + \Delta W_{ji}(g) = W_{ji}(g) - \eta \cdot \frac{\partial E}{\partial W_{ji}} \quad (4.12)$$

Donde:

$$\Delta W_{ji} = -\eta \cdot \frac{\partial E}{\partial W_{ji}}$$

Usando la regla de cadena de derivadas, la citada ecuación puede ser vuelta a escribir como:

$$\begin{aligned} \Delta W_{kj} &= \eta \cdot \sum_P \sum_k (T_k^p - Y_k^p) \cdot W_{kj} f'(I_j^p) X_j^p \\ &= \eta \cdot \sum_P \sum_k \delta_k^p \cdot W_{kj} f'(I_j^p) X_j^p \\ &= \eta \cdot \sum_P \delta_j^p X_j^p \end{aligned} \quad (4.13)$$

Donde :

$$\delta_j^p = f'(I_j^p) \cdot \sum_k \delta_k^p \cdot W_{kj}$$

Si hay más que una capa oculta, el mismo procedimiento puede ser aplicado a cada capa oculta por retroceso del error.

La selección de la tasa de aprendizaje es dependiente del problema, y requiere la experiencia y la experimentación. Si la tasa de aprendizaje es demasiado grande, se podría exceder el mínimo; por otra parte, si es demasiado pequeño, la convergencia será lenta. En este trabajo se utilizó $\eta = 0.01$.

Al principio todos los pesos deberían ser puestos en pequeños valores arbitrarios para prevenir la saturación de neurona en la temprana etapa de entrenamiento que causa lento el estudio.

En el método clásico de retro-propagación, el entrenamiento es rápido al principio, pero en una región plana de la superficie de error, el progreso es muy lento. Para superar esta desventaja se le añade un término de momento:

$$\Delta W(g) = -\eta \cdot \nabla E(g) + \alpha \cdot \Delta W(g-1) \quad (4.14)$$

donde g es el número de la iteración y α es el denominado momento. En este trabajo se utilizó $\alpha = 0.05$.

4.2.4.2 - Otros algoritmos de entrenamiento

Existen otros métodos de entrenamiento rápidos que pueden ser usados para acelerar el proceso de aprendizaje (Shepherd, 1997). Entre ellos se puede mencionar el método de gradiente conjugado y métodos de segundo orden como el método de Cuasi Newton, el método Levenberg-Marquardt, y el modelo de estrategias de región de confianza. Comparado a los acercamientos de primer orden, estos métodos necesitan más cálculos en cada iteración. Los métodos de entrenamiento rápidos no son generales, dado que su eficacia depende del problema en consideración.

4.2.5 - La evaluación de funcionamiento

Después que la red ha sido entrenada, el error es reducido al mínimo desde un cierto nivel. *Sin embargo, un error de entrenamiento inferior no implica un error de generalización inferior.* Para asegurarse que la red esté bien entrenada y dado que esto tiene la capacidad de generalizarse, un subconjunto de ejemplos tiene que ser presentado a la red, con las salidas de red comparadas a las salidas objetivo. *Los errores de pruebas indican el grado de error de generalización cuando la red es puesta en funcionamiento.* Si los errores de las pruebas son considerados aceptables por el usuario, entonces la etapa de entrenamiento se considera completa. La topología de red es mantenida fija, y los pesos de red son congelados. La red está lista para ser utilizada.

4.2.6 - Puesta en práctica de redes neuronales en este trabajo

4.2.6.1 - Preparación de datos

Ya que la red neuronal se generaliza por el aprendizaje de los ejemplos que se le presentó, su capacidad de generalización es fuertemente afectada por los datos de entrenamiento. De ahí, la importancia de generar un número suficiente de ejemplos para que entrenen la red.

Los ejemplos que entrenan la red deben cubrir la gama de las cotas inferiores a las superiores de todas las variables de entrada y estar distribuidos uniformemente sobre el espacio entero de diseño. Los datos deben ser representativos de los rasgos particulares de la población entera variable.

Si las variables de entrada tienen una dimensionalidad grande, puede ser ventajoso de aplicar algunos métodos estadísticos para seleccionar un juego más pequeño de variables de entrada importantes. Esto reducirá el número de casos requeridos para el entrenamiento de la red y en consecuencia la complejidad de red.

Durante el entrenamiento de la red que usa el algoritmo de retro - propagación, el cambio de pesos de la red es proporcional a la derivada del cuadrado del error en lo que concierne al peso en consideración. Como la derivada tiende a tener un valor más pequeño que el valor absoluto del peso, se acostumbra escalar las variables de entrada en un rango pequeño, por ejemplo, [-1.0,1.0] para acelerar el entrenamiento. Una función de normalización simple lineal es usada:

$$U = -1.0 + 2.0 \cdot \frac{(X - X_l)}{(X_u - X_l)} \quad (4.15)$$

Donde U significa normalizar el valor de la variable X de entrada;

X_l expresa el valor más bajo de la variable de entrada;

X_u expresa el valor más alto de la variable de entrada;

La normalización de variables de salida depende del entorno que abarca la función de transferencia; la tipo sigmoidea tiene límite inferior y superior limitados, esto es 0.0 y 1.0 respectivamente, para función logística, o -1.0 y 1.0 para la función de tangente hiperbólica. La

transformación por lo general lineal trabaja bien, aunque una transformación no lineal pueda ser conducente si los datos son arracimados, es decir no están uniformemente distribuidos en el espacio entero de diseño.

Un ejemplo de tal normalización sería el que las variables de salida primero son transformadas en lo siguiente,

$$S = \ln(Y) \quad (4.16)$$

Donde Y significa el valor objetivo de la variable de salida.

Entonces la S es normalizada dentro de los valores de 0.1 a 0.9 (para la función logística), ó -0.9 a 0.9 (para la función de tangente hiperbólica),

$$V = 0.1 + 0.8 \cdot \frac{(S - \ln Y_l)}{(\ln Y_u - \ln Y_l)} \quad (4.17)$$

$$V = -0.9 + 1.8 \cdot \frac{(S - \ln Y_l)}{(\ln Y_u - \ln Y_l)} \quad (4.18)$$

Donde : V es la normalización del valor de la variable de salida Y en cuestión,

Y_l indica el menor valor de la variable de salida Y ;

Y_u indica el mayor valor de la variable de salida Y ;

4.2.6.2 - La topología de la red

La arquitectura de la red neuronal debe ser determinada antes del entrenamiento. El número de variables de entrada y el número de variables de salida es determinado por los datos específicos de problema. Se recomienda reducir el número de variables de entrada basadas en la experiencia y el juicio de la ingeniería, muchas entradas harán el modelo complejo y además reducirán la velocidad del proceso de aprendizaje.

Aunque haya teoremas que garanticen eso, las redes de los neuronas con al menos dos capas ocultas son capaces de acercarse sobre cualquier función no lineal dentro de una exactitud

deseada, no obstante ello, ningunas directrices generales están disponibles para seleccionar la topología apropiada de las redes. Generalmente, se sigue un acercamiento “de ensayo y error” para encontrar la mejor estructura de red. Varias redes con arquitecturas diferentes son entrenadas y probadas, y la que presente el menor error de prueba es utilizada.

La capa oculta juega un papel crucial en el funcionamiento de red neuronal. Esto permite a la red modelar relaciones complicadas no lineales y capturar los rasgos que son la base de las entradas y las salidas. Requiere un número óptimo de neuronas en la capa oculta. Una red con pocas neuronas no puede ser capaz de capturar lo complejo que es la base de la relación entre entradas y salidas, por tanto **no se podrá generalizar** bien a datos no vistos. En el otro extremo, demasiadas neuronas tienden a causar la **sobreprueba** de los datos que se entrenan, esto es, el modelo es demasiado complicado para ser fidedigno y deducido de una cantidad limitada de datos que se entrenan, de ahí que la predicción de red será pobre a pesar de un error de entrenamiento muy bajo. No hay ninguna regla general para escoger el número óptimo de neuronas en la capa oculta. Es dependiente del problema, y en cierta medida, esto depende de la cantidad y la calidad de los datos que se entrenan. En una palabra, debe ser bastante grande para ser capaz de modelar el trazado de un mapa complicado no lineal mientras además, lo bastante pequeño para asegurar una generalización buena. Además, el número de neuronas debe ser lo suficientemente pequeño como para que el número de pesos sea menor que el número de casos que se entrenan.

Algunos accesos heurísticos pueden ser aplicados para mejorar la arquitectura inicial. Por lo general debe adoptarse una capa oculta. *Hay dos algoritmos disponibles: el algoritmo de la cascada y el algoritmo de poda.*

En el algoritmo de la cascada, se comienza con una arquitectura simple con sólo unas neuronas ocultas, y se evalúa el funcionamiento por el entrenamiento y pruebas. Si el error de

entrenamiento es alto, más neuronas ocultas son añadidas. El proceso es repetido hasta que en algún paso el error de pruebas comienza a incrementarse.

En el algoritmo de la poda, se comienza de una arquitectura compleja con muchas neuronas ocultas, y se evalúa el funcionamiento de red por el entrenamiento y pruebas. Si la sobreprueba ocurre, se reducen las neuronas en la capa oculta hasta que disminuya el error de entrenamiento a un nivel aceptable.

4.2.6.3 - Determinación de la cantidad de neuronas en las distintas capas

De acuerdo a lo comentado, el primer paso es definir la arquitectura de la red, es decir el número de capas ocultas y el número de neuronas por capa.

En este trabajo se utiliza una sola capa intermedia (ú oculta) y una capa de salida con una única neurona, es decir que cada red sólo se utiliza para obtener un único resultado a partir de la información de entrada. El número de neuronas de la capa de entrada *NINT*, resulta de la cantidad de variables de entrada más una neurona. Esta neurona adicional representa el término independiente en la relación funcional entre datos y resultados. El número máximo de neuronas *NEUMAX*, de la capa intermedia, para poder realizar el cálculo de los factores de peso, está en función del número de variables de entrada *NINT* y del número del conjunto de datos *NDAT*, el cual representa el número de combinaciones de los valores de las variables de entrada propiamente dichas, que se utilizarán para entrenar la red, y que son seleccionados a través de la aplicación de la teoría de diseño de experimentos (Zang, J. 2003), que se comentará en el capítulo siguiente.

El proceso para encontrar el número óptimo de neuronas de la capa intermedia consiste en evaluar el error generalizado para diferente cantidad de neuronas desde 1 a NEUMAX, y adoptar la de menor error.

En cada arquitectura, el total de la muestra de datos y resultados se divide en 5 conjuntos, de los cuales 4 se utilizan para entrenar la red, es decir el 80%, y el restante, 20%, para la validación de los resultados obtenidos. Se realizan 5 pruebas en las que se combinan los grupos de entrenamiento y de validación de a uno por vez, es decir para el primer caso el primer grupo para validación y los demás para entrenamiento, y así sucesivamente para los 5 grupos. En cada una de estas pruebas se determina el error generalizado (total), el cual se minimiza utilizando un algoritmo iterativo de retro-propagación de errores, que fuera descrito anteriormente; Se adopta la arquitectura de red que menor error generalizado presente.

El número de iteraciones límite g_{lim} para determinar el mínimo error generalizado en la selección del número óptimo de neuronas de la capa oculta es:

$$g_{lim} = NITET \cdot \sqrt{NHID} \quad (4.19)$$

siendo $NITET$ una constante y $NHID$ el número de neuronas de la capa intermedia. En este trabajo se utilizó $NITET = 5000$.

El entrenamiento de final, con el número óptimo de neuronas decididas por el modelo de selección visto, se detalla a continuación:

1. Se divide de la misma forma la muestra en 5 subconjuntos
2. Se utiliza el mismo algoritmo de retro-propagación del error para actualizar los coeficientes de peso w .
3. Se calcula el error relativo de entrenamiento y de validación para cada elemento de la muestra y se obtiene el mayor de todos

$$\max E_{rel} = \frac{\max(Y_k^p - T_k^p)}{T_k^p}$$

4. En caso que este error máximo no sea inferior a un error límite de 10% se reordenan los grupos que se utilizaban para entrenar y para validar, ubicando a las muestras con

mayores errores relativos en el conjunto de entrenamiento y a las que tenían errores menores en el de validación.

5. Se vuelven a actualizar los coeficientes de peso w hasta que se cumpla la condición del error máximo del 10% o hasta un número de ciclos límite, igual a 50 para este trabajo.

5

PÓRTICOS ANALIZADOS

5.1 - Variables utilizadas y límites

Las variables independientes utilizadas para representar el modelo matemático de los distintos pórticos se muestran en la figura 5.1, y han sido seleccionadas por considerarlas las más incidentes en la determinación de las variables de respuesta: el desplazamiento de fluencia en la cima del pórtico (Δy), el esfuerzo de corte en la base (V_y) ó bien la rigidez en el campo plástico de la estructura (K_r).

La participación de las variables de diseño se extiende a los campos elástico (deformación tradicional de una estructura aporticada para cargas verticales y horizontales) y plástico a través del denominado “mecanismo de colapso” (disipación de energía sísmica), en el cual se prevé la formación de una serie de rótulas en los extremos de los elementos (vigas y columnas). El objetivo de estudio de las variables de diseño será la curva de capacidad (respuesta) en donde se graficará la interrelación con las variables de respuesta (Δy , V_y , K_r).

A continuación se detalla la lista de las variables de diseño con sus correspondientes valores límites, lo que constituye nuestro **espacio del diseño**:

Variables independientes (diseño): el número total será el de 12 (doce).

1. Número de pisos: El límite inferior es de 3 (tres) pisos y el superior de 12 (doce) pisos de 3 m más 1 (uno) de 4 m lo que da una altura total máxima de 40 m (H), coincidente con la altura máxima de la zona sísmica 4 de Peligrosidad Sísmica Muy elevada – CIRSOC 103 tomo I, en correspondencia con el Método Estático.
2. Número de vanos: de 1 a 4.
3. Longitud de los vanos: de 300 a 600 cm.
4. Alturas de vigas: de 40 a 80 cm.
5. Ancho de vigas: de 20 a 40 cm.
6. Altura de columnas: de 40 a 100 cm.
7. Ancho de columnas: de 20 a 40 cm.
8. Cuantía geométrica en tramo de vigas: la mínima $\sqrt{f'c} / (4 f_y)$ y la máxima: $(f'c+10) / (6 f_y)$, ambos según artículo 2.2.6 del CIRSOC 103 – PARTE II; esto funciona como restricción entre variables, es decir en función del valor de $f'c$ que se obtenga para esa combinación, se obtiene los límites dentro de los cuales tiene que estar la cuantía.
9. Cuantía geométrica en apoyo de vigas: es similar a la cuantía geométrica de los tramos.
10. Cuantía de columnas: límites inferior: 0.008 y superior: 0.04286, ambos en correspondencia al artículo 2.3.8 del CIRSOC 103 parte II y los valores de las resistencias de los materiales adoptados.
11. Resistencia Característica del Hormigón ($f'c$): se adopta los siguientes valores límites, inferior: 20 MPa superior: 40 MPa; llevado a la práctica se adopta según el valor que surja de la combinación el más próximo de los siguientes valores de $f'c = 20, 25, 30, 35, 40$ MPa.

Tensión de Fluencia del Acero: Se propone trabajar con un único tipo de acero de $f_y = 420$ MPa.

12. **Carga Vertical:** se adopta los valores límites de: inferior: 20 KN/m y superior 50 KN/m ambos por metro de longitud de viga.

Variables dependientes (respuesta):

- Desplazamiento de fluencia en la cima del pórtico (Δy).
- Esfuerzo de corte en la base correspondiente al Δy en la curva de respuesta ó capacidad.
- Rigidez de la parte plástica de la curva de capacidad (K_r).
- Según el número de pisos correspondiente, las dimensiones de vigas y columnas se reducen con la altura, como se indica en la tabla 5.1.

NP	G1	G2	G3	Dimensiones de vigas y columnas en cada grupo de pisos		
3	2	1				
4	2	2		G1 : bv, hv ; bc, hc		
5	3	2		G2 : bv, 0.8 hv ; bc, 0.8 hc		
6	3	3		G3 : bv, 0.6 hv ; bc, 0.6 hc		
7	3	3	1			
8	3	3	2			
9	3	3	3			
10	4	3	3			
11	4	4	3			
12	5	4	3			
13	5	5	3			

Tabla 5.1: Número de pisos con dimensiones de vigas y columnas

Además, las cuantías de armadura deben proveer una resistencia adecuada para las cargas gravitacionales sobre las vigas:

$$\phi \cdot (M_{Tramo} + M_{Apoyo}) \geq \frac{q_u \cdot L^2}{8} \quad (5.1)$$

donde :

$$M_{Tramo} = b_v \cdot h_v \cdot \rho_{str} \cdot f_y \cdot 0.9 \cdot h_v \quad (5.2)$$

$$M_{Apoyo} = b_v \cdot h_v \cdot \rho_{sap} \cdot f_y \cdot 0.9 \cdot h_v \quad (5.3)$$

con $f_y = 420 \text{ MPa}$,

$$q_u = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L \cong 1.33 \cdot (D + L) \quad (5.4)$$

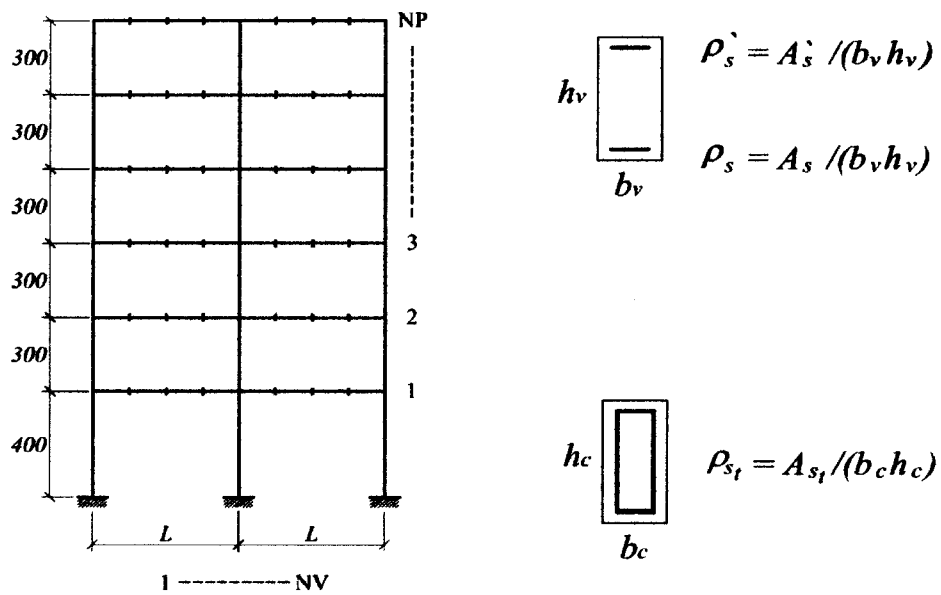


Figura 5.1 – Pórtico Genérico – descripción de las variables independientes que lo representan.

5.2 - Diseño de experimentos por computadoras (simulaciones)

5.2.1 - Introducción

Tradicionalmente la fabricación de un nuevo producto, se realizaba sobre la base de experimentos físicos en prototipos ó modelos. La desventaja que presentaba este tipo de experimentos es el de ser generalmente costoso y demandar una gran cantidad de tiempo.

Actualmente, las simulaciones (ó experimentaciones) computarizadas son procedimientos casi imprescindibles en el análisis y diseño de los modernos proyectos de la ingeniería. Los grandes adelantos en la informática, las han ubicado como herramientas de utilización extensiva en una variedad de áreas, diseño de ingeniería, fabricación de la industria, etc. Sin embargo, incluso con las computadoras más avanzadas, sigue siendo costoso y un desperdicio de tiempo hacer simulaciones de los grandes y complejos sistemas de la ingeniería para la optimización del diseño y el análisis de la confiabilidad.

Por lo tanto, las aproximaciones, basadas en diseño experimental y la respuesta a través de computadoras “que modelan” (Ejemplo: Red Neuronal), se están empleando para reducir el costo de cómputo y el tiempo en marcha a un nivel aceptable, sin sacrificar exactitud en la predicción.

Antes de construir un modelo aproximado de la respuesta, las variables del diseño y las variables de salida, se deben seleccionar adecuadamente (ver apartado anterior); luego, se genera un universo de combinaciones de las variables del diseño, es el diseño experimental propiamente dicho (Ej.: diseño latino hipercúbico); se continua con la aplicación de un programa de computadora apropiado (software, ejemplo: SAP 2000), a fin de obtener la respuesta correspondiente a cada combinación de las variables de diseño; a posteriori, se desarrolla un modelo de la respuesta para trazar la relación funcional de las variables de entrada y de salida (Red neuronal). Finalmente, el modelo de la respuesta se utiliza como modelo sustituto ya que es

suficientemente exacto para reemplazar la respuesta real durante la optimización del diseño o del análisis de la confiabilidad.

La secuencia descrita para la construcción de las aproximaciones por medio de simulaciones por computadora implica, por tanto, cinco pasos:

- Especificación del problema (elecciones de las variables de diseño y respuesta);
- Diseño experimental (determinación del universo de muestras);
- Determinación de las variables de respuesta (Software específico);
- El modelo de la respuesta (red neuronal, entrenamiento);
- Usos de los modelos de la respuesta (utilización de la red);

5.2.2 - Revisión de dos métodos característicos del diseño de los experimentos por computadora

En la base de datos de pares representativos de las variables (entrada y salida), necesaria para construir un modelo de la respuesta, los puntos de referencias deben ser seleccionados cuidadosamente de modo que cubran el espacio del diseño tan uniformemente como sea posible.

El problema de elegir una muestra conveniente de las variables del diseño es el tema del **Diseño de Experimentos (DOE)**, una rama de la estadística. La DOE clásica se desarrolló para los experimentos físicos que suelen ser afectados por el “ruido”, por ello es que las réplicas en algunos puntos pueden ser necesarias para la valoración del error debido al ruido.

El **diseño compuesto central** es un diseño clásico experimental típico. Como respuesta se construye una superficie a partir de polinomios. Puesto que el número de los puntos de referencias crece en forma exponencial con la dimensión, es imposible aplicarla a los problemas de un alto grado dimensional. No resulta ni práctico ni exacto, modelar el comportamiento intrincado de un sistema grande y complejo usando esta técnica de modelación.

Los métodos DOE denominados “**que llenan espacios**” se proponen para que los experimentos de la computadora superen las desventajas antes dichas. Los puntos de referencias se eligen dispersados uniformemente a través del espacio del diseño, a fin de poder obtener tanta información como sea posible de la simulación por computadora.

5.2.2.1 - Diseño Central Compuesto

El diseño central compuesto (CCD, siglas en inglés) es un diseño factorial fraccionario que se compone de un punto central, los puntos de la esquina de un hipercubo, y los “puntos-estrellas” adicionales que se sitúan sobre los ejes y tienen una distancia α del origen.

El valor de “ α ” puede tomar valores en el intervalo $[1.0, \sqrt{s}]$, donde “s” es el número de variables (en la estadística, estos términos se llaman factores). Cuando $\alpha = 1.0$, el diseño se llama Diseño Compuesto Central Hecho Centro.

El diseño compuesto central es un diseño de tres niveles que permite construir una superficie de respuesta polinómica cuadrática. Los puntos de referencias $(2^s + 2s + 1)$ son en conjunto necesarios mientras que una superficie polinómica de segundo orden completa de la respuesta tiene $[(s+1)(s+2)/2]$ coeficientes a determinar.

Un diseño compuesto central para 3 variables se demuestra en la Tabla 5.2, donde los valores de - 1, 0 y 1 indican, respectivamente, el límite más bajo, el límite medio y el superior de la variable.

Sample No.	X_1	X_2	X_3
1	0	0	0
2	α	0	0
3	$-\alpha$	0	0
4	0	α	0
5	0	$-\alpha$	0
6	0	0	α
7	0	0	$-\alpha$
8	1	1	1
9	1	1	-1
10	1	-1	1
11	1	-1	-1
12	-1	1	1
13	-1	1	-1
14	-1	-1	1
15	-1	-1	-1

Tabla 5.2 – Diseño central compuesto de 3 variables - corresponde a la tabla 3.1 de (Zang, J. 2003)

5.2.2.2 - Diseño Hipercubo Latino

El “Muestreo Hipercubo Latino” (LHS) es un método estratificado de la simulación de Monte Carlo. La gama de probabilidad [0.0, 1.0] para cada variable aleatoria se divide en n intervalos iguales, dentro de los cuales se genera un *número al azar* p_j ($j = 1, \dots, n$).

Entonces los valores correspondientes de la variable aleatoria son obtenidos por la *inversa de la función de distribución acumulativa* $F_{(x)}$

$$x_{i,j} = F^{(-1)}(p_j) \quad (5.5)$$

donde p_j denota el valor de la probabilidad para el j -ésimo intervalo y $x_{i,j}$ representa el valor correspondiente de la variable al azar para ese intervalo (ver figura 5.2).

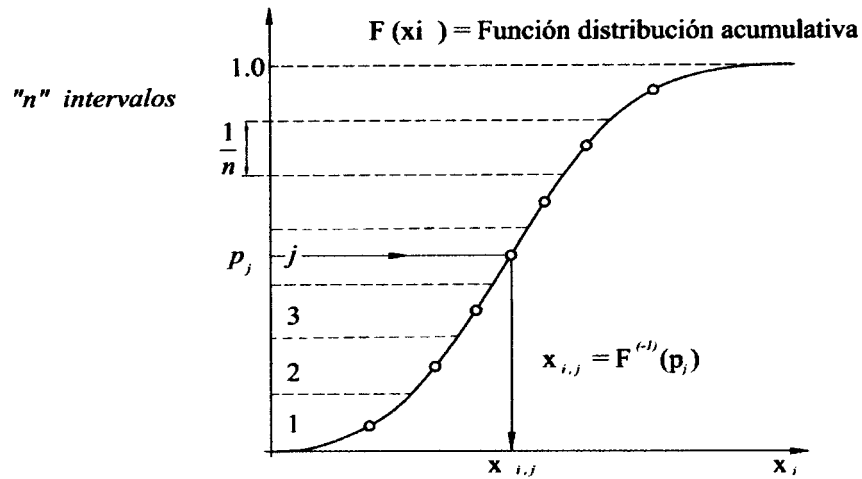


Figura 5.2 – Curva de distribución de probabilidades acumuladas, obtención de números aleatorios $x_{i,j}$ para cada intervalo j .

El **Diseño Hipercubo Latino (LHD)** es el uso del muestreo hipercubo latino (LHS) en s dimensiones con la combinación al azar de los n niveles de la variable aleatoria.

Un diseño hipercubo latino se puede escribir como matriz de n filas y de s columnas (n es el número de muestras y s es el número de variables). Cada columna es una permutación al azar de los n niveles de la variable asociada (s_i). Un diseño hipercubo latino de 10 combinaciones para dos variables (s_1 y s_2) se muestra en la Figura 5.3 con los valores y el trazado de distribución correspondiente. *En lo visto a la variable s_i se la escala (convierte) al intervalo normal [0.1].*

Sample No.	X_1	X_2
1	0.02	0.66
2	0.15	0.23
3	0.23	0.52
4	0.31	0.73
5	0.47	0.35
6	0.56	0.01
7	0.62	0.83
8	0.71	0.46
9	0.83	0.12
10	0.94	0.93

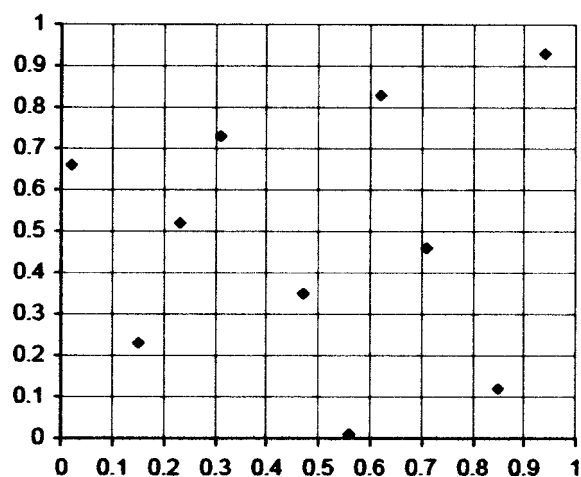


Figura 5.3 – Valores y trazado de distribución de un diseño Hipercúbico latino para 2 variables – corresponde a la tabla 3.2 y figura 3.1 de (Zang, J. 2003)

5.2.2.3 - Números aleatorios y pseudoaleatorios

A fin de completar el procedimiento descrito se comentará brevemente la definición y generación de números aleatorios P_j ($i = 1, \dots, n$).

Los números aleatorios son aquellos que solamente ocurren al azar y son generados por fichas numeradas que son sacadas al azar de bolsos permitiendo reemplazo, por dados bien equilibrados, por una ruleta ó por equipos de lotería neumáticos.

Todos estos sistemas generan corrientes de números aleatorios *sin ciclos repetitivos* y *se distribuyen uniformemente entre los valores 0 y 1*, (igual probabilidad de ser generado).

Para superar la necesidad de obtener un número de repeticiones grande en esta tarea, se recurre a los números generados por computadoras. Entonces aparece que *los números que generan las computadoras no son completamente aleatorios*, debido a que responden a la aplicación de un algoritmo determinístico, el cual, podría generar *ciclos repetitivos* en algún momento, invalidando así el proceso.

Los números generados por las computadoras reciben el nombre de “pseudoaleatorios”, ya que generan números al azar con un ciclo de repetición tan largo (objetivo), improbable de ser descubierto (longitud de secuencia mayor al número de ensayos en la simulación) y que sirven para los cálculos de tipo probabilístico.

5.2.2.4 - Generación eficiente de números pseudoaleatorios

Los números pseudoaleatorios deben cumplir con tres condiciones:

1. Todos ellos deben estar distribuidos uniformemente entre 0 y 1.
2. Los números que se generen no deben presentar correlación serial.
3. Deben presentar un ciclo muy largo, superior al tamaño de la muestra.

Los algoritmos determinísticos generadores de números aleatorios tienen la siguiente forma:

$$Z_{i+1} = F(Z_i) \bmod(m) \quad (5.6)$$

en la que: $F(Z_i) \bmod(m)$ es el **residuo** de dividir $F(Z_i)$ entre m tantas veces como resulte posible, siempre que m sea un número entero positivo, al que se denomina *módulo*

$$\text{a su vez: } F(Z_i) = a \cdot z_i \quad \text{ó} \quad F(Z_i) = a \cdot z_i + c \quad (5.7)$$

donde: z_i es el número semilla

a es un coeficiente

c el término independiente

La última forma de la ecuación 5.7, con algunas condiciones, es la que actualmente se utiliza.

5.2.2.5 - Diseño hipercubo latino optimizado

El diseño hipercubo latino es fácil de construir, y cada variable se muestra para los n niveles. Cuando los puntos de referencias se proyectan en cualquier sola dimensión, hay exactamente n puntos. Ésta es una cualidad deseable para los experimentos deterministas de la computadora, pues los puntos de referencias no se solapan, lo que reduce al mínimo cualquier pérdida de la información. No obstante, puesto que los puntos de referencias se separan aleatoriamente en el espacio del diseño, algunos puntos pueden generar racimos en ciertas regiones, dejando vacíos en otras. A fin de evitar esta situación se han propuesto algunas aproximaciones para tratar esta falta de uniformidad en la aplicación práctica del LHD. La optimización consiste en mantener los puntos de referencias vecinos en una distancia de separación mínima.

Para un hipercúbico de dimensión s que contiene n puntos de referencias, existen n sub-cubos que tiene un volumen de $1/n$. Así la longitud lateral de cada sub-cubo es $\sqrt[s]{1/n}$. Éste es el criterio de la distancia mínima adoptado en la optimización para dos puntos adyacentes.

Como se encuentra que los mejores diseños son simétricos o casi simétricos, se generan más puntos de referencias que los necesarios. Luego los puntos de referencias que tienen una distancia menor que el límite adoptado se solapan (fusionan).

Finalmente, se clasifican los puntos a fin de encontrar el número de los puntos de referencias que tienen las distancias de separación más grandes.

Un diseño hipercubo latino optimizado para dos variables con 25 muestras se da en la Figura 5.4.

Como antes, los puntos son generados en el unidad hipercúbica $I^s = (0, 1)^s$ y ellos deben ser transformados al espacio de diseño a través de la aplicación de la ecuación (5.8)

$$X_{ki} = X_i^l + x_{ki} \cdot (X_i^u - X_i^l) \quad (5.8)$$

donde:

X_{ki} = el k-ésimo ejemplo de la i-ésima variable del espacio de diseño ;

x_{ki} = el k-ésimo ejemplo de la i-ésima variable del espacio de unidad hipercúbica ;

X_i^l = el valor más bajo de la i-ésima variable en el espacio de diseño;

X_i^u = el valor más alto de la i-ésima variable en el espacio de diseño;

Sample No.	X_1	X_2
1	0.491425	0.413191
2	0.034870	0.920369
3	0.598705	0.870449
4	0.356883	0.908647
5	0.440257	0.231409
6	0.896336	0.511703
7	0.082090	0.309849
8	0.206978	0.792904
9	0.885799	0.304578
10	0.135979	0.069002
11	0.882969	0.757601
12	0.335790	0.625134
13	0.474810	0.072808
14	0.708869	0.618938
15	0.661865	0.393954
16	0.917636	0.118527
17	0.278858	0.381604
18	0.284570	0.173540
19	0.489135	0.647998
20	0.754425	0.057946
21	0.668308	0.211304
22	0.785505	0.884717
23	0.115413	0.541039
24	0.965401	0.936214
25	0.025384	0.703390

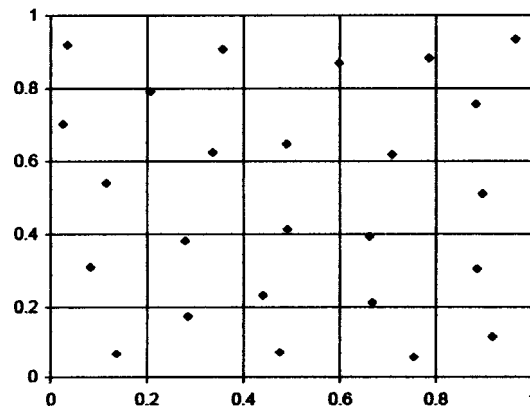


Figura 5.4 – Diseño Hipercubo Latino Optimizado – corresponde a la tabla 3.7 y figura 3.6

de Zang, J. - 2003)

5.3 - Análisis estático no lineal “push-over”, modelo utilizado, curvas de respuestas ó capacidades

5.3.1 – Definición

Se define como “Pushover” al análisis a través del cual se determina la **curva de respuesta global (ó de capacidad)** del sistema (conjunto de estructuras), estructura ó elemento resistente, que representa el modelo de comportamiento bajo las acciones combinadas de cargas verticales y horizontales.

La curva de respuesta global (ver figura 5.5) está definida usualmente por el esfuerzo de corte en la base y el desplazamiento lateral de la cima de la estructura ó elemento resistente. Para determinarla se carga a la estructura (ó sistema) con cargas verticales (peso propio y sobrecarga) constantes, y cargas horizontales puntuales en cada nivel con distribución triangular inversa, que empujan lateralmente la estructura, es decir con valor creciente desde cero hasta el valor que produce la falla total.

Las características propias del análisis son las de **estático, monotónico y proporcional**. Estático, dada su aplicación lenta, por lo que no se generan fuerzas de inercia asociadas a aceleraciones, monotónico, por que van en el mismo sentido (no hay reversión, solo se suman los desplazamientos positivos) y proporcional, mantiene una relación constante entre ellas.

5.3.2 - Finalidad

El objetivo que persigue este tipo de análisis es el de estudiar el **comportamiento de la estructura** sometida a cargas (verticales y horizontales) de un modo aproximado a lo que pueda ocurrir durante un sismo. La información obtenida a través de la citada curva de respuesta, trata sobre la **interrelación de los conceptos de rigidez, resistencia y ductilidad**. En la figura 5.5 se aprecia que la curva (real) obtenida del análisis, se simplifica por lo general de manera bilineal,

donde se pone de manifiesto en el punto de intersección de las rectas, los parámetros que constituyen la finalidad del presente trabajo: el desplazamiento de fluencia de la cima y el esfuerzo de corte de la base correspondiente; como así también el inicio de la rigidez del campo plástico.

En la determinación de los parámetros de respuesta también se podría haber utilizado el análisis dinámico no lineal, que si bien representa en forma más real el comportamiento de la estructura frente a un sismo, su desarrollo es más complejo. La utilización del análisis tipo "Pushover", responde por tanto a un motivo (cuantitativo) práctico por su simplicidad y a otro cualitativo, dado que constituye un avance en el estudio frente al método "lineal de fuerzas equivalentes", por cuanto se aproxima más al verdadero comportamiento de la estructura que es de naturaleza no lineal y dinámica.

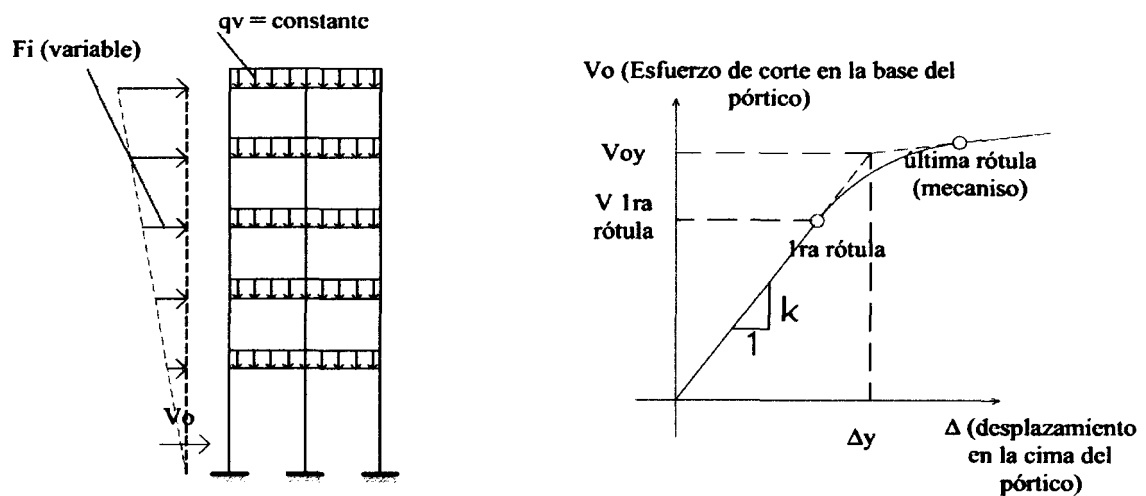


Figura 5.5 - Análisis del tipo estático no lineal "Pushover" - Esquema general de cargas y curva de respuesta (capacidad) global.

5.3.3 - Modelo analítico del elemento estructural, mecanismo de colapso, curva de Momento-Curvatura, análisis matricial y metodología de cálculo

Para realizar este tipo de análisis, se debe preveer en el plano resistente de interés, en el presente trabajo se trata de pórticos de hormigón armado, *un mecanismo de colapso*, caracterizado por la formación de rótulas plásticas en lugares previsto por el diseñador, garantizando la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible, y cuya función es la de disipar de energía sísmica a través de incursiones en el campo plástico.

Es aceptado en forma amplia que el mecanismo disipador deberá basarse en la flexión (ver apartado 2.5.3), por ello se diseñarán rótulas plásticas en los extremos de cada tramo de viga del pórtico como también en la base de las columnas de planta baja, manteniendo las demás zonas de los elementos en el campo elástico es decir con mayor resistencia que la de la demanda en el sistema cuando se formen las rótulas plásticas. Las recomendaciones de diseño a seguir es el de “columnas fuertes y vigas débiles” y evitar la formación de “pisos blandos (rótulas en base y capitel de columnas de un mismo piso).

Las características de las rótulas plásticas están definidas por su relación Momento – Curvatura (rotación), denominada también curva de comportamiento local de las secciones previstas (ver figura 5.6).

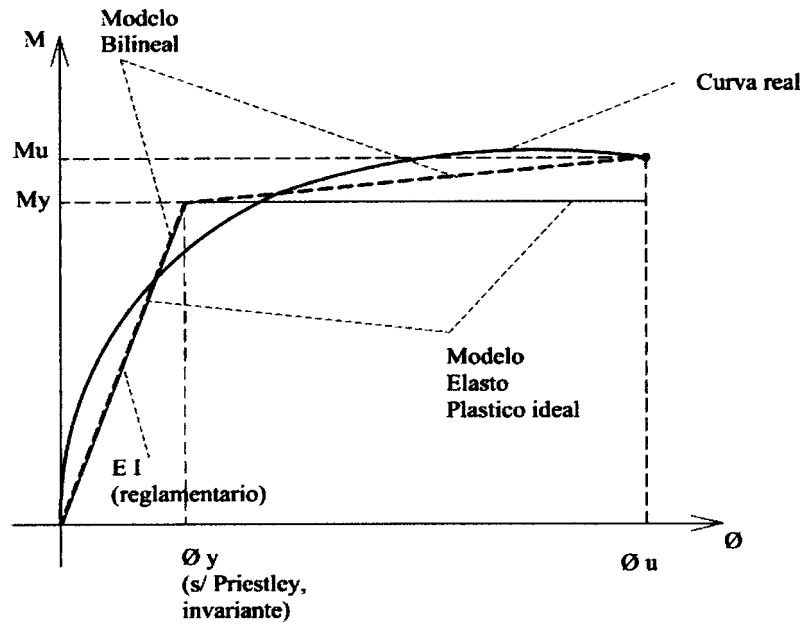


Figura 5.6 - Curvas de la relación Momento – Curvatura para las rótulas plásticas – Modelo simplificado bilineal y elasto-plástico ideal

Los Momentos de fluencias M_{yv} para cada rótula plástica de las vigas se determinan de forma aproximada con la siguiente expresión:

$$M_{yv} = b_v \cdot h_v \cdot \rho_s \cdot f_y \cdot z_v \quad (5.9)$$

donde:

M_{yv} es el Momento de fluencia de la viga.

$b_v \cdot h_v \cdot \rho_s$ es la sección de acero (superior ó inferior, por simetría) de la viga.

f_y es la tensión de fluencia del acero, 420 MPa (ver figura 5.8).

z_v es el brazo de palanca interno.

y la curvatura de fluencia ϕ_y con la ecuaciones (3.10) ya comentada en el capítulo 3:

$$\phi_y = 1.9 \cdot \frac{\epsilon_y}{h_v}$$

donde:

ϵ_y es la deformación del acero correspondiente a la tensión de fluencia.

h_v es la altura de la viga.

Para el caso de las *columnas*, la presencia del esfuerzo normal modifica el modo de obtener el Momento de fluencia M_y , el cuál se determinará por medio del *diagrama de interacción m-n Momento – Esfuerzo normal* del CIRSOC 201 (2005), ingresando con el parámetro función del

esfuerzo normal $n = \frac{\phi \cdot P}{bc \cdot hc}$ e intersectando la curva de la cuantía adoptada para la columna ρ_s se obtiene $m = \frac{\phi \cdot M_y}{bc \cdot hc^2}$ y de esta última se calcula M_y . La curvatura de fluencia ϕ_y de columna (Paulay, T. y Priestley, M. N. J. -1992) será evaluada con la ecuación (3.11) dada el capítulo 3:

$$\phi_y = 2.12 \cdot \frac{\epsilon_y}{h_c}$$

donde : ϵ_y es el alargamiento de fluencia para la armadura adoptada.

h_c es la altura de la sección de columna.

Para convertir la curva de la figura 5.6 , relación *Momento de Fluencia-Curvatura de fluencia* en una relación *Momento de fluencia-rotación de fluencia* de la sección del elemento estructural resistente, se debe multiplicar la curvatura de fluencia por la longitud de la rótula que en este trabajo se estimó con la fórmula (3.60) de (Paulay, T. y Priestley , M.N.J. -1992):

$$l_p = 0.5 \cdot h \tag{5.9}$$

siendo h la altura de la sección del elemento (viga ó columna).

La ecuación constitutiva del acero de hormigón armado es:

$$\begin{aligned} f_s &= E_s \cdot \varepsilon_s & \text{para} & \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_s &= f_y & \text{para} & \quad \varepsilon_s > \varepsilon_y \end{aligned} \quad (5.10)$$

$$\text{Con} \quad f_y = 420 \cdot \text{MPa} \quad \text{y} \quad E_s = 200000 \cdot \text{MPa}$$

La descripción matemática del análisis tipo Pushover se realizará a través del cálculo matricial de estructuras, método de la rigidez, a fin de apreciar la evolución del comportamiento de una estructura en la transición del campo elástico al plástico, dado que dicha metodología permite analizar ambos entornos de trabajo. Se describirá así las distintas matrices de rigideces características de los elementos en cada estado de evolución del análisis, como así también los distintos ensamblaje de la matriz de la estructura.

Método de la Rigidez para un pórtico plano

Las Ecuaciones matriciales de la rigidez de elementos ó ecuaciones fuerzas-movimientos de una barra aislada de un pórtico plano con nudos rígidos en los que se encuentra empotrada elasticamente, tendrá el siguiente formato (ecuación XIV.E.26 de “Cálculo de Estructuras” - Argüelles Álvarez, R. – 1981) (ver figura 5.7-a):

$$\begin{bmatrix} P_{x_{ij}} \\ P_{y_{ij}} \\ m_{z_{ij}} \\ P_{x_{ji}} \\ P_{y_{ji}} \\ m_{z_{ji}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E \cdot F}{L} & 0 & 0 & \frac{E \cdot F}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{E \cdot F}{L} & 0 & 0 & \frac{E \cdot F}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta_{x_{ij}} \\ \delta_{y_{ij}} \\ \theta_{z_{ij}} \\ \delta_{x_{ji}} \\ \delta_{y_{ji}} \\ \theta_{z_{ji}} \end{bmatrix} \quad (5.11)$$

Siendo: $p_{x_{ij}}$ = es una componente del vector fuerza según la dirección x (ejes locales).

$\delta_{x_{ij}}$ = es la componente del vector desplazamiento en la dirección x (ejes locales).

$E = E_c$, módulo de elasticidad longitudinal del hormigón.

F = es la sección de la barra (elemento).

$I = k_i \cdot I_g =$ momento de inercia de la sección del hormigón fisurado.

L = longitud del elemento.

La ecuación 5.11 puede escribirse en forma más resumida de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} p_{ij} &= k_{ii}^j \cdot \delta_{ij} + k_{ij} \cdot \delta_{ji} \\ p_{ji} &= k_{ji} \cdot \delta_{ij} + k_{jj}^i \cdot \delta_{ji} \end{aligned} \quad (5.12)$$

Donde p_{ij} es el vector fuerza generalizadas que corresponde a las fuerzas desarrolladas en el extremo i del elemento ij debidas a los desplazamientos δ_{ji} introducidos en el extremo j . De los subíndices de las submatrices k , el primero designa el extremo en el que se desarrollan las fuerzas y el segundo el extremo en el que se introducen los desplazamientos. El superíndice j que se añade al elemento k_{ii} puntualiza su referencia a la barra ij .

Ensamblaje de la matriz de rigidez

La matriz de rigidez ensamblada de la estructura de barras prismáticas de sección constantes, toma la forma de:

$$P = K \cdot \Delta \quad (5.13)$$

donde: P es el vector carga (cargas exteriores en nudos = datos)

K es la matriz

Δ es el vector desplazamiento (incógnitas)

Pasos a seguir:

Se enumeran todos los nudos, incluidos apoyos.

Se eligen los ejes generales de la estructura (X, Y, Z) y el sistema de referencia (dextrógiro).

Se aplican las ecuaciones 5.12 a cada barra para obtener su ecuación matricial en coordenadas locales:

$$p_{ij} = k_{ii}^j \cdot \delta_{ij} + k_{ij} \cdot \delta_{ji}$$

La que referida a ejes generales (X e Y) se escribe de la siguiente manera:

$$P_{ij} = K_{ii}^j \cdot \Delta_{ij} + K_{ij} \cdot \Delta_{ji} \quad (5.14)$$

Donde se demuestra que:

$$K_{ii}^j = R_{ij}^T \cdot k_{ii}^j R_{ij} \quad \text{y} \quad K_{ij} = R_{ij}^T \cdot k_{ij} R_{ji}$$

Siendo $R_{ij} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \text{sen} \alpha & 0 \\ -\text{sen} \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$ la matriz de rotación entre los sistemas de

coordenadas general y local.

Se plantean las ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos:

$$\Delta_i = \Delta_{ij} = \Delta_{im} = \dots = \Delta_{in} \quad (5.15)$$

Se plantean las ecuaciones de equilibrio en los nudos igualando la fuerza externa P_i aplicada al nudo i con las fuerzas desarrolladas en ese nudo por los desplazamientos:

$$P_i = P_{ij} + P_{im} + \dots + P_{in} \quad (5.16)$$

Sustituyendo los términos por los de la ecuación 5.14 se obtiene:

$$P_i = K_{ii}^j \cdot \Delta_i + K_{ij} \cdot \Delta_j + K_{ii}^m \cdot \Delta_i + K_{im} \cdot \Delta_m + \dots + K_{ii}^n \cdot \Delta_i + K_{in} \cdot \Delta_n$$

Agrupando se tiene:

$$P_i = K_{ii} \cdot \Delta_i + K_{ij} \cdot \Delta_j + K_{im} \cdot \Delta_m + \dots + K_{in} \cdot \Delta_n \quad (5.17)$$

Donde:

$$K_{ii} = K_{ii}^j + K_{ii}^m + \dots + K_{ii}^n \quad (5.18)$$

Las ecuaciones (5.17) debidamente agrupadas se presentan en la forma matricial siguiente:

$$P_{ij} = K_{ii}^j \cdot \Delta_i + K_{ij} \cdot \Delta_j$$

$$P_{ji} = K_{ji} \cdot \Delta_i + K_{jj}^i \cdot \Delta_j \quad (5.22)$$

Donde:
$$P_{ij} = \begin{bmatrix} P_{xi} \\ P_{yi} \\ M_{zi} \end{bmatrix}; \quad \Delta_i = \begin{bmatrix} \Delta_{xi} \\ \Delta_{yi} \\ \Theta_{zi} \end{bmatrix};$$

$$K_{ii}^j = \begin{bmatrix} \frac{EF}{L} \cos^2 \alpha + \frac{12EI}{L^3} \text{sen}^2 \alpha & \left(\frac{EF}{L} + \frac{12EI}{L^3} \right) \cos \alpha \cdot \text{sen} \alpha & \frac{6EI}{L^2} \text{sen} \alpha \\ \frac{EF}{L} \text{sen}^2 \alpha + \frac{12EI}{L^3} \cos^2 \alpha & -\frac{6EI}{L^2} \cos \alpha & \\ \text{Simétrica} & & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

$$K_{ij} = \begin{bmatrix} -\left(\frac{EF}{L} \cos^2 \alpha + \frac{12EI}{L^3} \text{sen}^2 \alpha \right) & -\left(\frac{EF}{L} + \frac{12EI}{L^3} \right) \cos \alpha \cdot \text{sen} \alpha & \frac{6EI}{L^2} \text{sen} \alpha \\ -\left(\frac{EF}{L} \text{sen}^2 \alpha + \frac{12EI}{L^3} \cos^2 \alpha \right) & -\frac{6EI}{L^2} \cos \alpha & \\ \text{Simétrica} & & \frac{2EI}{L} \end{bmatrix}$$

Si se reemplaza α por $180+\alpha$ estas dos ecuaciones darán las matrices K_{ij}^i y K_{ji} con la que se

define P_{ji} ;

$$P_{ji} = \begin{bmatrix} P_{xj} \\ P_{yj} \\ M_{zj} \end{bmatrix}; \quad \Delta_j = \begin{bmatrix} \Delta_{xj} \\ \Delta_{yj} \\ \Theta_{zj} \end{bmatrix}$$

Casos particulares de distintas vinculaciones y composiciones de barras

Con el fin de visualizar la aplicación del método de la rigidez se supone una barra (elemento) de un pórtico plano cuyos extremos están empotrados elásticamente en nudos rígidos, es el caso a de la figura 5.7; en él se pueden apreciar los esfuerzos que se producen en los extremos como consecuencia de los desplazamientos de sus nudos. Si al elemento de la figura 5.7-a se lo supone además de axialmente rígido, no sufrirá alargamientos ó acortamientos en dirección de su eje,

sólo podrá desplazarse como rígido, y aplicando la ecuación 5.22 y sus complementarias, se obtiene la siguiente matriz de rigidez de barra referida a ejes generales ó globales:

$$K_{ij} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

En el caso de tratarse de un pórtico plano con uniones articuladas, uniones no rígidas, por ejemplo la articulación existe en el extremo i de la barra, las ecuaciones 5.11 se transforman en las siguientes:

$$\begin{bmatrix} P_{x_{ij}} \\ P_{y_{ij}} \\ m_{z_{ij}} \\ P_{x_{ji}} \\ P_{y_{ji}} \\ m_{z_{ji}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E \cdot F}{L} & 0 & 0 & \frac{E \cdot F}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{L^3} & 0 & 0 & \frac{3EI}{L^3} & -\frac{3EI}{L^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{E \cdot F}{L} & 0 & 0 & \frac{E \cdot F}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{L^3} & 0 & 0 & \frac{3EI}{L^3} & -\frac{3EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{3EI}{L^2} & 0 & 0 & -\frac{3EI}{L^2} & \frac{3EI}{L} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta_{x_{ij}} \\ \delta_{y_{ij}} \\ \theta_{z_{ij}} \\ \delta_{x_{ji}} \\ \delta_{y_{ji}} \\ \theta_{z_{ji}} \end{bmatrix} \quad (5.23)$$

Si se aplica la ecuación 5.23 a la barra de la figura 5.7-b que tiene una articulación en su extremo izquierdo es decir su inicio (notación de nudo: $i < j$), teniendo en cuenta además las condiciones antes dichas respecto de Δx y Δy , resulta (en coordenadas generales, dado que sólo interviene el término de θ_z):

$$K_{ij} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{L} \end{bmatrix}$$

En el caso de que la articulación esté al final (figura 5-7.b), resulta:

$$K_{ij} = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

En el caso de que existan dos articulaciones de la barra en cuestión la rigidez es 0:

$$K_{ij} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Éstas situaciones particulares se utilizarán en la descripción del análisis estático no lineal, “pushover” a un pórtico plano de 1 piso y 1 vano sometidos a una carga horizontal que se incrementará en el tiempo.

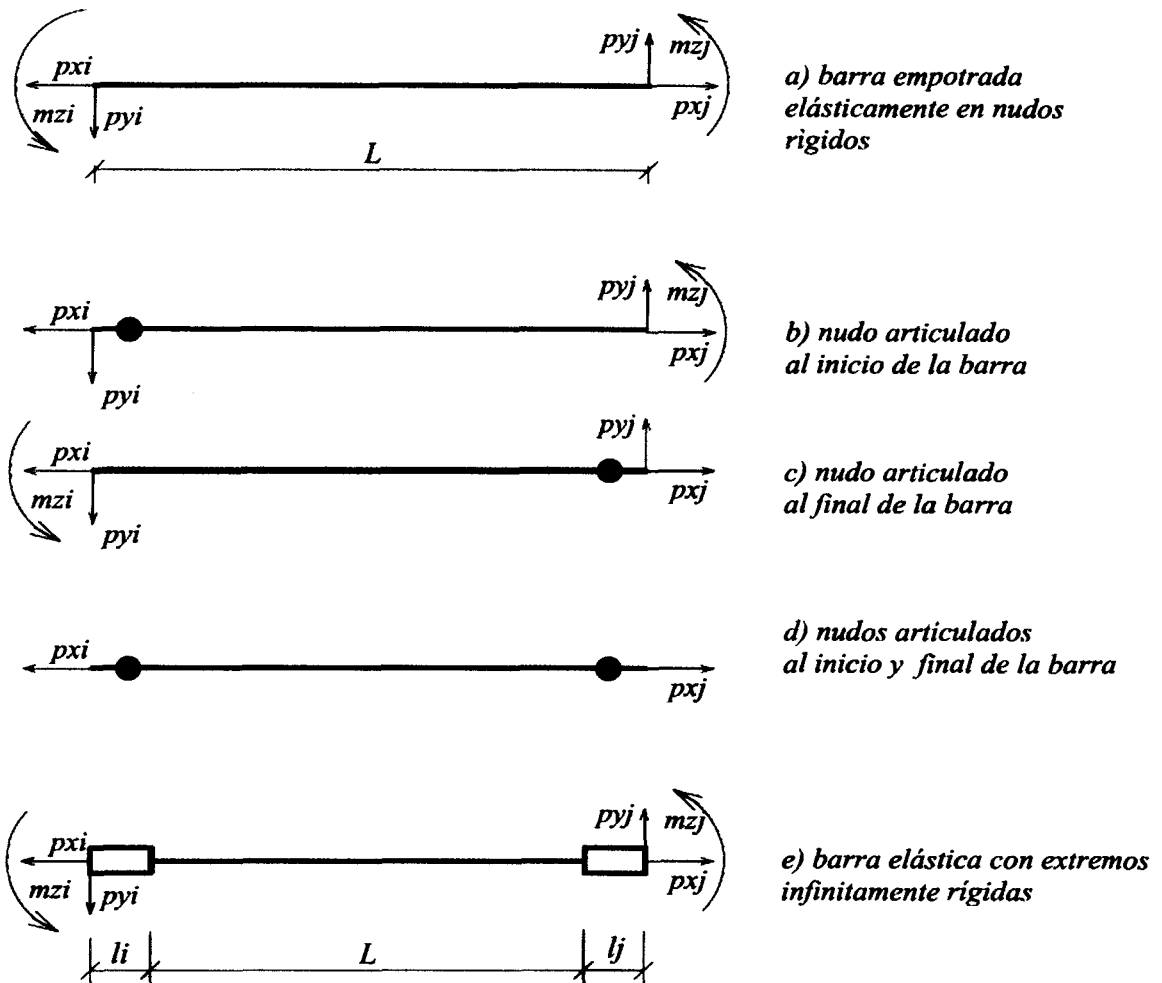


Figura 5.7-a, b, c, d y e - Barra elástica de sección constante con nudos rígidos, articulaciones al inicio, final, en ambos, y con sus extremos infinitamente rígidos (convención de signos - sistema dextrógiro)

Antes de realizar la descripción propiamente dicha del “pushover” se presentará la ecuación matricial de una barra con extremos infinitamente rígidos (“Cálculo de Estructuras” - Argüelles Álvarez, R. – 1981), descrita en la figura 5.7-e.

La visualización para el análisis debe ser no ya de una barra única sino de una compuesta por tres elementos: el flexible de longitud L y los dos extremos con rigidez infinita de longitud l_j y l_i .

Para emplear el método de la rigidez y los elementos estar conectados en serie, necesitamos conocer los desplazamientos intermedios, en los nodos de conexión de la parte de barra flexible y los elementos de rigidez infinita.

Las ecuaciones constitutivas de la barra compuesta referida a los desplazamientos de los extremos de los nudos rígidos, la integran la parte de viga flexible, ecuación (5.11), y la parte de nudos con rigidez infinita:

$$\begin{bmatrix} P_{x_{ij}} \\ P_{y_{ij}} \\ m_{z_{ij}} \\ P_{x_{ji}} \\ P_{y_{ji}} \\ m_{z_{ji}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E \cdot F}{L} & 0 & 0 & \frac{E \cdot F}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \cdot C_1 & 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \cdot D_1 \\ 0 & \frac{-6EI}{L^2} \cdot C_1 & \frac{4EI}{L} \cdot C_2 & 0 & \frac{-6EI}{L^2} \cdot C_1 & \frac{2EI}{L} \cdot B \\ \frac{E \cdot F}{L} & 0 & 0 & \frac{E \cdot F}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \cdot C_1 & 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \cdot D_1 \\ 0 & \frac{-6EI}{L^2} \cdot D_1 & \frac{2EI}{L} \cdot B & 0 & \frac{-6EI}{L^2} \cdot D_1 & \frac{4EI}{L} \cdot D_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta_{x_{ij}} \\ \delta_{y_{ij}} \\ \theta_{z_{ij}} \\ \delta_{x_{ji}} \\ \delta_{y_{ji}} \\ \theta_{z_{ji}} \end{bmatrix} \quad (5.24)$$

$$\text{Siendo:} \quad B = 3 \cdot \frac{l_i}{L} \cdot \left(1 + \frac{l_j}{L}\right) + 3 \cdot \frac{l_j}{L} \cdot \left(1 + \frac{l_i}{L}\right)$$

$$C_1 = 1 + 2 \cdot \frac{l_i}{L} \quad D_2 = 3 \cdot \frac{l_i}{L} \cdot \left(1 + \frac{l_i}{L}\right)$$

$$D_1 = 1 + 2 \cdot \frac{l_j}{L} \quad D_2 = 3 \cdot \frac{l_j}{L} \cdot \left(1 + \frac{l_j}{L}\right) \quad (5.25)$$

La transformación de ejes locales a generales se realiza en forma análoga a la expuesta para las ecuaciones (5.11).

Análisis estático no lineal “Pushover” de un pórtico plano de 1 piso y 1 vano:

Características particulares de la estructura: En la figura 5.8 se visualiza un pórtico de un piso que está sometido a una fuerza horizontal P creciente desde 1 KN (por simplicidad, se evita las cargas verticales distribuidas ó concentradas en los tramos); las barras están empotrada elásticamente en sus extremos a nudos rígidos (igual giro ó desplazamientos en X e Y para todas las barras que concurren a cada uno de ellos), posee elementos axialmente rígidos de manera tal que el sistema tiene 3 grados de libertad, un desplazamiento horizontal y dos rotaciones en los nudos (ver figura 5.8).

Asimismo, y sólo para explicar el mecanismo de formación de rótulas, la inercia de la columna izquierda es mayor a la de la derecha y la de ésta a la de la viga ver figura 5.8-a, de manera tal se produzca mayor reacción en nudo 1 (figura 5.8-b), momento flector en el nudo 2 de la barra horizontal y por tanto la formación de la rótula nº 1, y luego las 2, 3 y 4 (ver figura 5.8-c).

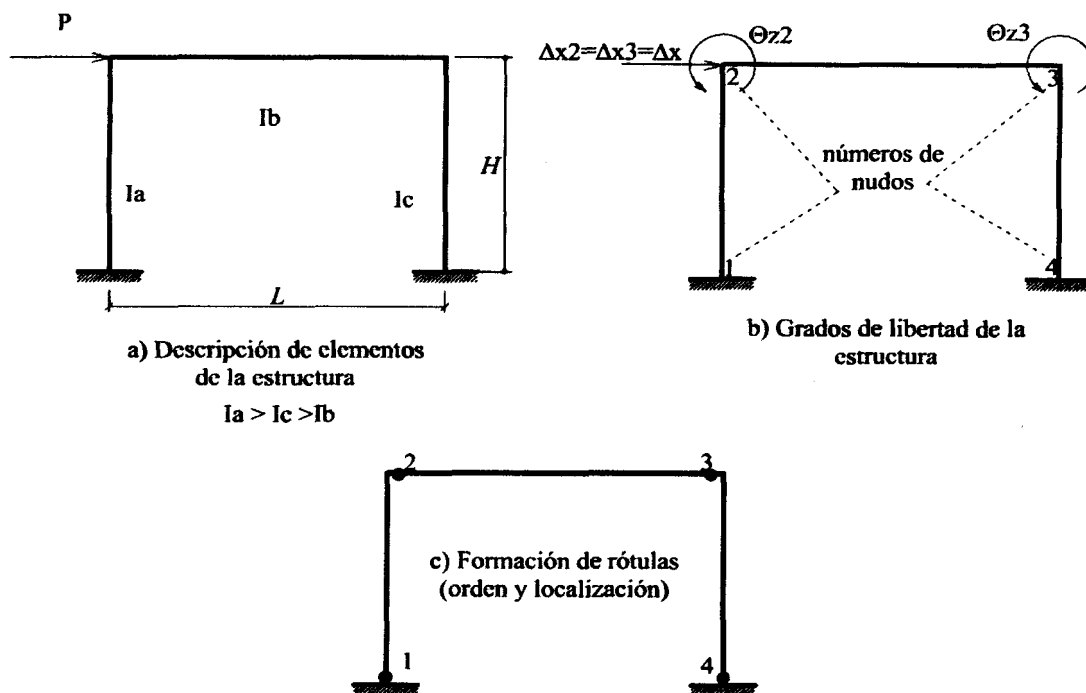


Figura 5.8 – a, b y c - Análisis estático no lineal “Pushover” - Pórtico de 1 piso sometido a 1 fuerza horizontal y 3 grados de libertad y formación de rótulas designadas según el orden de formación.

Descripción del análisis

1) El análisis no lineal de la estructura descrita en la figura 5.8-a se inicia representado por la ecuación matricial (5.26), que surge de aplicar la ecuación (5.22); la carga $P = 1$ KN inicialmente, comienza a incrementarse hasta que se produce la fluencia en la sección prevista (inicio de la barra horizontal - formación de rótula nº1), se tiene así el primer punto de la curva de respuesta definido por el valor del esfuerzo de corte en la base de la estructura “V1” igual al valor que adopta P en el instante de formación de la rotula 1 (P_1), y el correspondiente Δx_1 (ver figura 5.9-a); la curva, que en este tramo es una recta, tuvo su punto de origen en el (0,0).

Nota: Los valores P_1 a P_4 , V_1 a V_4 y Δx_1 representan valores de los parámetros cargas, reacciones y desplazamientos en distintos tiempos, los que coinciden con la formación de cada rótula.

$$\begin{bmatrix} P \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 12E \cdot \left(\frac{I_a}{L_a^3} + \frac{I_c}{L_c^3} \right) & \frac{-6E I_a}{L_a^2} & \frac{-6E I_c}{L_c^2} \\ & 4E \cdot \left(\frac{I_a}{L_a} + \frac{I_b}{L_b} \right) & 2E \cdot \frac{I_a}{L_a} \\ \text{simétrica} & & 4E \left(\frac{I_b}{L_a} + \frac{I_c}{L_c} \right) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta x \\ \Theta_{z2} \\ \Theta_{z3} \end{bmatrix} \quad (5.26)$$

Nota: El termino 1,1 de la matriz de rigidez se lo obtiene de la suma de la barra “a” y la “c”, pero esto no significa que concurren al mismo nudo, sino que la barra “b” se desplaza como rígido, lo que significa que el Δx es el mismo para ambos extremos, y se lo considera factor común en las expresión.

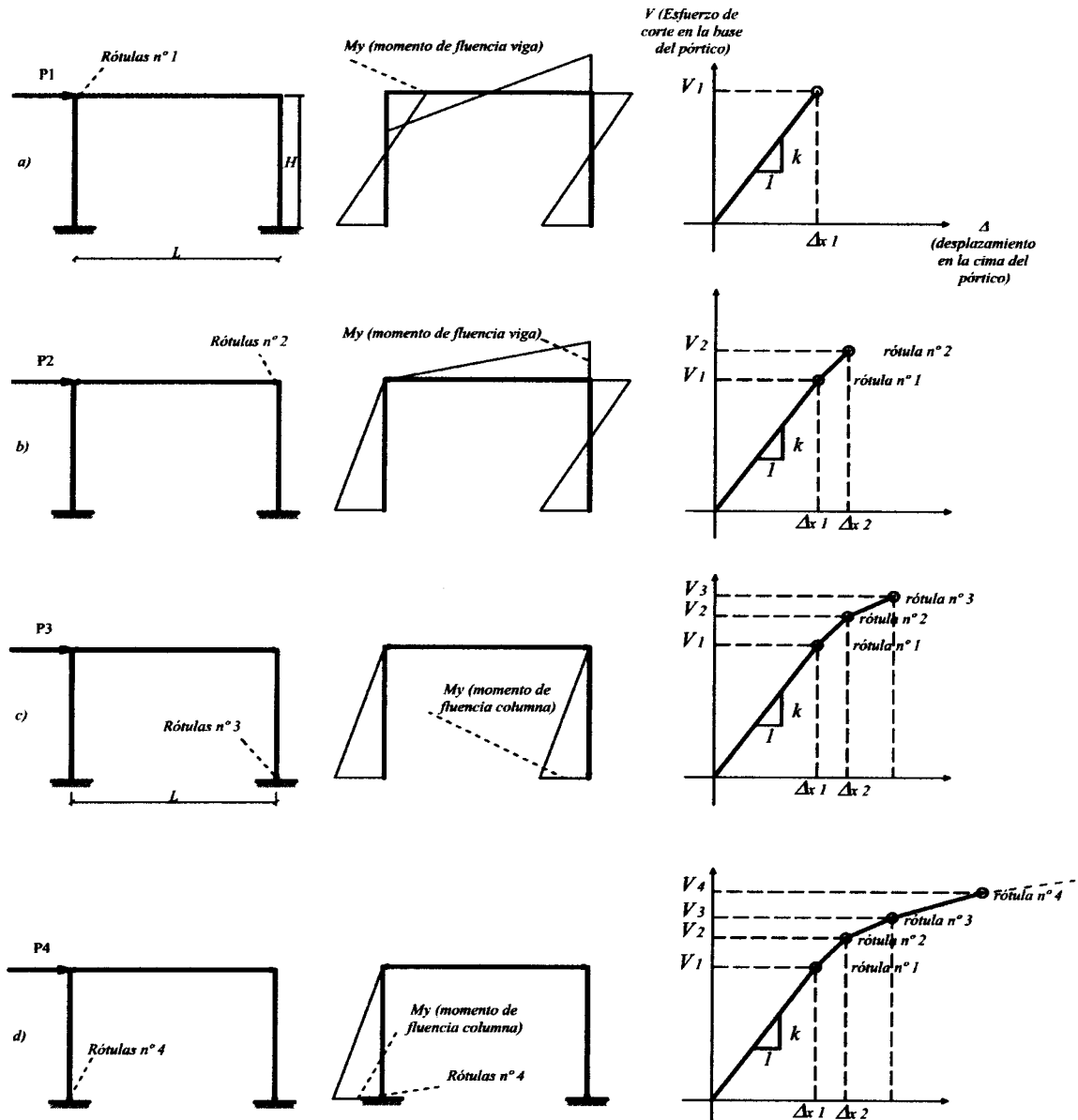


Figura 5.9-a, b, c y d- Pórtico sometido a cargas horizontales crecientes (P1 a P4) , momentos flectores y de fluencia, y construcción de la curva de respuesta según la formación de las dos rótulas plásticas

2) Una vez formada la primera rótula la matriz de rigidez de la estructura cambia adoptando la forma descrita en la ecuación matricial (5.27);

$$\begin{bmatrix} P1 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 12E \cdot \left(\frac{I_a}{L_a^3} + \frac{I_c}{L_c^3} \right) & \frac{-6EI}{L_c^2} \\ \frac{4EI_c}{L_c} & \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta_x \\ \Theta_{z3} \end{bmatrix} \quad (5.27)$$

a continuación la carga horizontal se sigue incrementando hasta que se produce la 2da rótula con lo que se obtiene el 2do punto de la curva de respuesta ($V2 = P2$ y $\Delta x2$) ver figura 5.9-b); nuevamente varia la matriz de rigidez de la estructura, ver ecuación (5.28):

$$[P2] = \left[12E \cdot \left(\frac{I_a}{L_a^3} + \frac{I_c}{L_c^3} \right) \right] \cdot [\Delta_x] \quad (5.28)$$

3) El proceso de incremento de la carga P prosigue hasta alcanzar la 3era rótula y los parámetros del 3er vértice ($V3 = P3$ y $\Delta x3$) (ver figura 5.9-c), lográndose por tanto la nueva matriz de rigidez de la estructura detallada en la ecuación (5.29):

$$[P3] = \left[12E \cdot \left(\frac{I_a}{L_a^3} \right) \right] \cdot [\Delta_x] \quad (5.29)$$

4) Finalmente se obtiene el último vértice de la curva en su parte de plastificación, el punto 4 ($V4 = P4$ y $\Delta x4$) correspondiente a la formación de la cuarta rótula (ver figura 5.9-d).

Si se incrementa más la carga P sólo se obtendrían mas deformaciones según una rigidez residual que se le suele asignar a la estructura en el campo plástico, lo que explicaría la pendiente de la recta que continúa luego de la parte curva (ver figura 5.19-d)

Se aprecia que en el transcurso del análisis estático no lineal (Pushover) lo que va cambiando es la matriz de rigidez de la estructura, a partir de las paulatinas formaciones de las rótulas plásticas previstas.

5.3.4 - Simplificaciones bilineales

De la curva de respuesta ó capacidad global de la estructuras puede obtenerse una simplificación bilineal trazando las correspondientes tangentes a los tramos curvos inicial y final, o sino planteando una igualdad de áreas rayadas, o bien, igualdad de las áreas ubicadas debajo de la curva y de la bilineal, previa estimación de un Δu ; es decir en todos casos se persigue igualar la energía de deformación (ver figura 5.10).

Luego a partir de la proyecciones sobres los ejes de la intersección de ambas rectas, se obtiene los valores de los parámetros buscados: *el desplazamientos fluencia en la cima y el corte en la base correspondiente.*

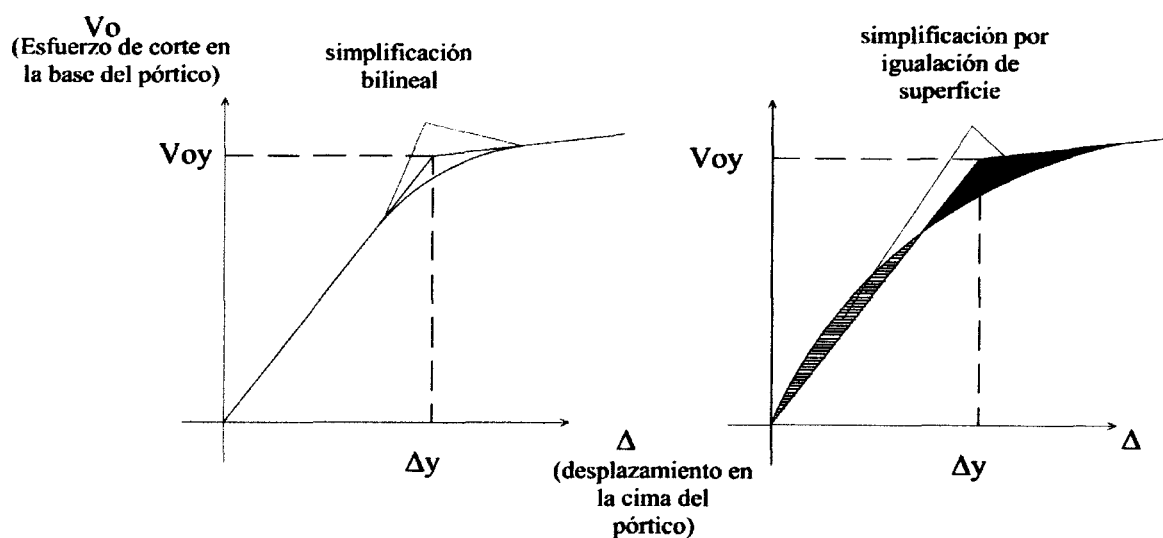


Figura 5.10 – Curvas del Pushover – simplificaciones bilineales e igualdad de áreas.

5.4 - Uso del SAP 2000

5.4.1 - El análisis estático no lineal (Pushover)

Las capacidades de efectuar análisis no lineal son provistas en la versión del SAP 2000 no lineal; ésta puede usarse para una amplia gama de aplicaciones, entre las que se puede citar: el análisis de la estructura para materiales y geometrías no lineales, el formato P-delta de rigideces para su posterior análisis, estados de avance de construcción, el análisis estático no lineal – Pushover, y más.

El análisis no lineal estático tipo “Pushover” es un procedimiento utilizado en el diseño sísmico en el que el comportamiento no lineal ocurre en rótulas discretas, que se ubican arbitrariamente y con posibilidad de ser definidas por el usuario, a través de la especificación del momento y la curvatura ó la rotación de fluencia. Normalmente, las rótulas sólo pueden ser introducidas en los elementos de un pórtico (vigas, columnas), y asignársele cualquier ubicación a lo largo del mismo. Las rótulas avaladas pueden ser de momentos de flexión, torsión, fuerza axial y esfuerzo de corte. Existe también una rótula plástica acoplada de “P-M2-M3” cuya fluencia está basada en la interacción de la fuerza axial y el momento de flexión en la localización de la rótula.

Puede existir más de un tipo de rótula; por ejemplo al final de un elemento se le puede asignar una rótula del tipo de momento flector (M3) y de corte (V2). Los números de la nomenclatura entre paréntesis representan al eje local del elemento con el que coincide el vector representativo de la sollicitación.

El análisis tipo Pushover puede contener más de un caso de carga. Cada caso de carga “Pushover” puede tener una diferente distribución de carga sobre la estructura. Por ejemplo, un análisis “Pushover” típico puede consistir en tres tipos de casos de cargas. El primero puede ser la aplicación de la carga de gravedad, la segunda una carga lateral distribuida sobre la estructura y la tercera otro tipo de distribución de carga lateral.

Existen cuatro métodos diferentes de describir la distribución de cargas sobre la estructura para un caso de carga del Pushover:

1. Se puede aplicar una aceleración uniforme automáticamente. En este caso, la fuerza lateral automáticamente aplicada a cada nudo, es proporcional a la masas tributarias de tal nudo.
2. En cada nudo se puede definir una fuerza lateral que es proporcional al cuadrado del producto de la frecuencia circular (ω^2) de un modo de forma específico de vibración por la masa tributaria (m) del mismo. El usuario puede definir el modo de la forma a usar a cada instante.
3. También puede ser definida una carga estática de forma arbitraria (es la utilizada en la tesis).
4. Una combinación de cualquiera de los métodos descritos en 1, 2 y 3.

Varios tipos de salida gráfica pueden ser obtenidos desde el análisis estático no lineal “pushover”:

1. Se puede graficar el esfuerzo de corte en la base versus desplazamiento en un nudo específico de control (es el utilizado en este trabajo).
2. Se puede graficar el esfuerzo de corte en la base versus desplazamiento en un específico nudo de control en el formato ADRS (curvas de capacidad y demanda), donde el eje vertical es la aceleración espectral y el horizontal el desplazamiento espectral. El espectro de demanda puede ser superpuesto en este gráfico.
3. Se puede visualizar gráficamente la secuencia de formación de las rótulas según un código de color de estado, en la forma de “paso a paso” de cada escalón del Pushover.
4. El valor de la fuerza puede ser visualizado gráficamente para cada etapa de avance del análisis.

5. Las tablas de valores del esfuerzo de corte en la base y el desplazamiento de un punto de la estructuras a lo largo de la curva del Pushover, con valores del número de rótulas formadas mas allá de cierto punto de control y el desarrollo de su curva de propiedades fuerza-desplazamiento puede ser visualizado en pantalla, impresa ó bien guardada en un archivo tipo planilla electrónica.
6. Los valores tabulados del espectro de capacidad (ADRS curvas de capacidad y demanda), el período y el amortiguamiento efectivos pueden se visualizados por pantalla, impresos ó bien grabada en archivos.

5.4.2 - Propiedades de las rótulas plásticas

Tres clases de propiedades de rótulas plásticas están disponibles en el SAP 2000:

- Auto propiedades de rótulas plásticas: son definidas por el programa. El programa define en forma genérica el comportamiento de la rótula, pero no puede definir completamente las características porque no se han elegido todavía las secciones en que se aplicará; por tanto las auto rótulas plásticas se debe asignar como una tarea específica a una parte puntual del elemento (inicio, medio, fin, etc.) y entonces el resultado del desarrollo de la misma puede visualizarse. Las características automáticas incorporadas de la rótula plástica para los miembros de hormigón son de acuerdo con los cuadros de FEMA-356, o en las especificaciones de Caltrans para las columnas.
- Rótulas plásticas definidas por el usuario: éstas puede ser definidas sobre las base de las auto propiedades ó bien las calculadas en forma independiente por el usuario.
- Rótulas plásticas generadas por el programa: La generación de propiedades de las rótulas son usadas en el análisis. Ellas puedes ser vistas, pero no pueden ser modificadas. La generación de rótulas tiene una asignación automática de convención de nombres del tipo

“etiqueta-H#”, donde etiqueta es el nombre asignado al elemento del pórtico, H es la inicial de hinge (rótula) y # representa el número de rótula. El programa inicia la asignación con el número 1 e incrementa el número de rótula en uno por cada rótula consecutiva aplicada al objeto del pórtico. Por ejemplo, si un objeto de un pórtico tiene la denominación F32, la generación del nombre para la segunda rótula será F32H2.

La razón principal de la diferenciación entre las *características definidas* (en este contexto, medios auto-definidos y definidos por el usuario) y las *características generadas*, es que las características de la rótulas son típicamente dependiente de la sección. Así se hace necesario definir un sistema diverso de las características de la rótula para cada sección típica del pórtico adentro el modelo. Esto podría potencialmente significar mucho trabajo en el caso de definir un número muy grande de características de rótulas. Para simplificar este proceso, en el SAP2000 se utiliza el concepto de *características generadas*. Cuando se utilizan las características generadas, el programa combina los criterios incorporados con las características definidas de la sección, para que cada objeto genere las características finales de la rótula. Con esto se realiza menos trabajo que si se fuera a definir las características de cada una de las rótulas. El usuario asigna a través del menú “assigns” las **rótulas definidas** que le interesa: las **auto-definidas** y/o las **definidas por él**, al objeto (elemento) del pórtico. Entonces el programa crea automáticamente una nueva “rótula-propiedad” por cada rótula asignada.

Definición de propiedades de rótulas por parte del usuario:

Para acceder a esta parte del programa se debe elegir en el menú : “**Define**” – luego se despliega el recuadro de las propiedades de las rótulas del pórtico “**Frame Hinge Properties**”. Las propiedades son usadas para definir el comportamiento no lineal (fuerza-desplazamiento ó Momento flector-rotación, la utilizada en el trabajo y Momento flector-curvatura) que puede ser asignado a localizaciones discretas a lo largo de elementos (objetos) de un pórtico. Éstas rótulas

no lineales son usadas sólo durante el “static nonlinear análisis” y el análisis “nonlinear direct integration time history”. Para todos los demás análisis las rótulas son rígidas y no tienen efectos sobre el comportamiento del elemento.

1. Clickee en el menú el comando **Define>Hinge Properties** para acceder al formulario de definición de propiedades (ver figura 5.11)

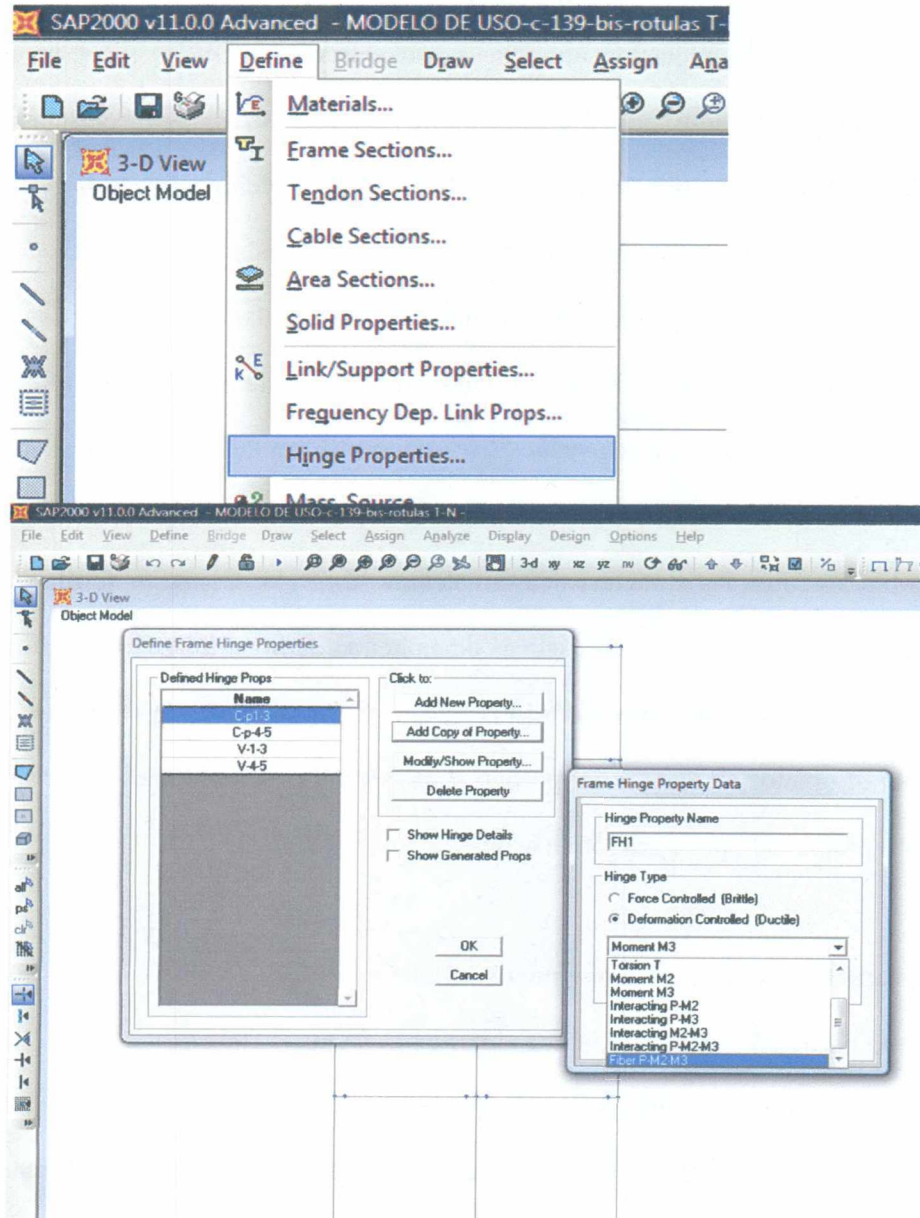


Figura 5.11 – Corresponde al Programa SAP 2000 – definición de rótulas plásticas

2. Elija o ingrese parámetros para las siguientes áreas:

Defined Hinge Props area. Una lista de propiedades de rótulas, incluyendo a *cualquiera* previamente definida en forma de auto ó por el usuario, es mostrada en esta área. Entre las propiedades se destacan el tipo de rótula (Momento, corte, normal, etc.) y su comportamiento, es decir que parámetro se controla (desplazamiento controlado); se elige un tipo, ejemplo el M3 (ver figura 5.11 y 5-12)

Add New property button. Apretando este botón se accede a **Frame Hinge Property Data Form** donde se puede definir una nueva rótula-propiedad con su designación correspondiente.

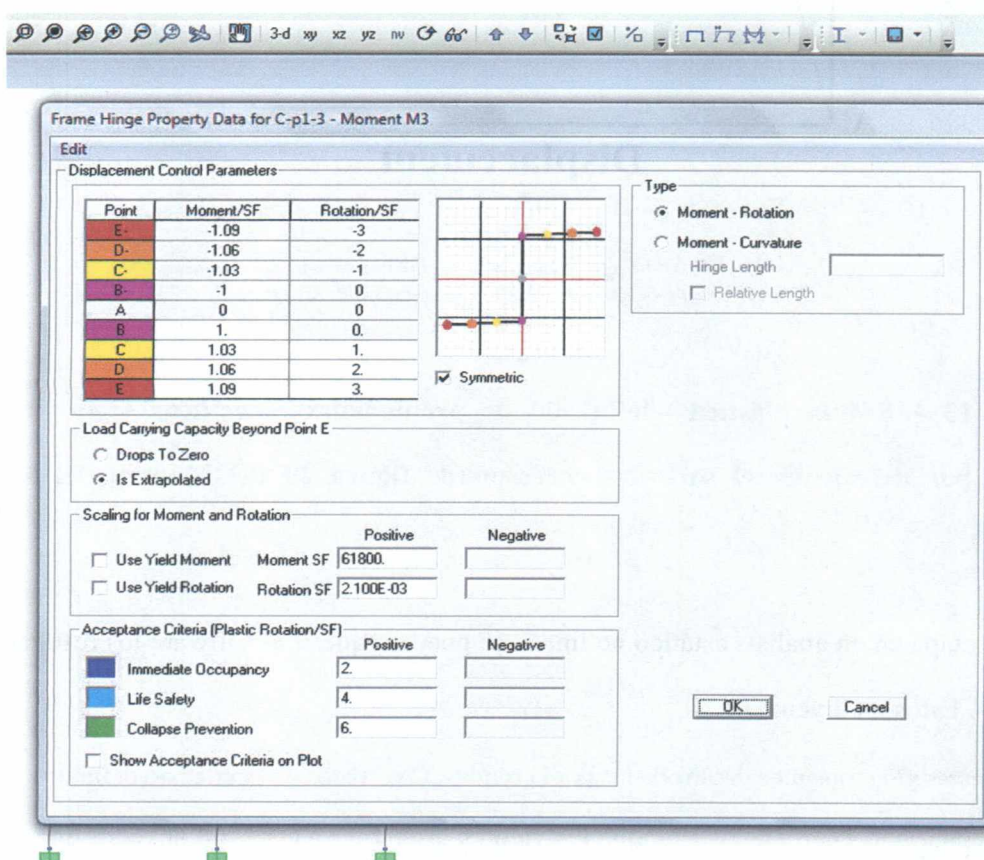
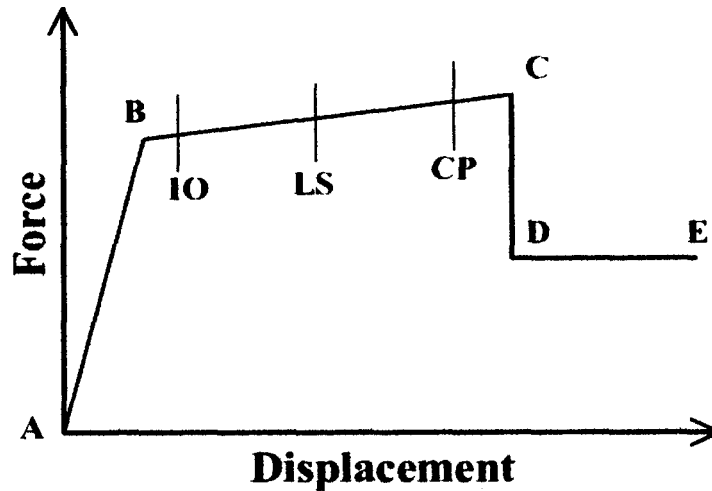


Figura 5.12 – Corresponde a pantalla del Programa SAP 2000 – definición de propiedades específicas de las rótulas plásticas – momento y rotación de fluencia (M_y y θ_y)

3. Los siguientes comandos: **Add Copy of Property button**, **Modify/Show Property button**, **Delete Property button**, **Show Hinge Details**, sirven para adicionar una copia, modificar, borrar y mostrar en detalle las propiedades de una rótula, respectivamente.

Análisis de resultados:



*The A-B-C-D-E curve for Force vs. Displacement
The same type of curve is used for Moment vs. Rotation*

Figura 5.13 – Rótula plástica –definición de propiedades específicas según modalidad indicada por defecto en el software corresponde figura 29 del Manual del SAP 2000 versión 11.

Para cada etapa en un análisis estático no lineal, se puede requerir al software los resultados de las rótulas. Éstos incluyen:

- Las fuerzas y/o momentos desarrollados por la rótulas. Los grados de libertad no definidos para la rótulas indicaran valores nulos , aunque los valores diferentes a cero son llevados en forma ocioso a través de la rótula.
- Las dislocaciones y/o las rotaciones plásticas.

- El estado más extremo experimentado por la rótula para cualquier grado de libertad. Este estado no indica si ocurrió para deformación positiva o negativa.

Las partes de la curva definida de fuerza (momento) – rotación (curvatura) están dadas por los siguientes tramos (ver figura 5.13):

A a B (parte elástica) indicada sólo como un tramo vertical, B a C (campo plástico), C a D (descarga de la rótula), D a E, > E. Además los puntos IO (Inmediaty Ocupancy) de Inmediata Ocupación, LS (Life Safety) Seguridad de Vida y CP (Collapse Prevention) Prevención al Colapso, pueden ser visualizados en la curva de propiedades.

Cuando se visualiza la formación progresiva de las rótulas en la estructura en las distintas etapas del avance del análisis estático no lineal, éstas son indicadas en distinto color según su formación haya alcanzado distintos estados (puntos de la curva de propiedades definidas, acorde a color predefinido), ver figura 5.13. Las rótulas que no se formaron, es decir no llegaron al nivel de plastificación no se las muestra.

5.4.3 - Descripción de un análisis estático no lineal “pushover” con el SAP 2000

A continuación se describe la secuencia general de pasos constitutivos del análisis estático no lineal “Pushover”:

1. Se crea un modelo. Se define el modelo topológico del pórtico: estableciendo la cantidad de pisos, sus alturas, los vanos, sus longitudes, las secciones de los elementos (altura y ancho), rigideces reglamentarias (afectadas del coeficiente de fisuración) y las características de los materiales (ecuaciones constitutivas). Se establece como elemento de gran rigidez, el ubicado desde el centro del nudo (columna-viga) hasta una longitud igual a la mitad de la altura de la columna, es decir hasta la cara interior de la misma. Sus apoyos tienen la características de empotrados por lo que también se los define en los nodos correspondientes.

2. Se definen las características de la rótulas: para ello utilizamos la metodología a definir por el usuario, es decir ingresar las propiedades de las rótulas correspondientes a vigas y columnas, consistentes en los Momentos y las rotaciones de fluencia, M_y y ϕ_y , respectivamente, que se asigna al inicio y final de los distintos elementos del pórtico. Las ecuaciones se comentaron oportunamente en el artículo anterior 5.3.3.

3. Definición arbitraria de las formas de cargas estáticas, a ser usadas en el análisis del Pushover. Nótese que el programa es capaz también de definir una carga lateral distribuida en la altura del edificio basada en una aceleración uniforme y al modo de deformarse. Los estados de cargas definidos en este trabajo son: q_v = carga vertical distribuida en la vigas; este estado produce el estado de deformación inicial en la estructura, para luego proseguir con el Pushover propiamente dicho, dado por las cargas F_i = carga horizontal ubicada en cada nudo de una cara lateral de la estructura; éstas tienen una distribución triangular inversa, con relaciones proporcionales, de manera tal que su resultante es unitaria, según las unidades adoptadas, por lo general KN. A partir de estos, se definen los estado para el análisis estático no lineal, donde se especifica cual será el estado inicial del Pushover (carga vertical actuando) y luego el pushover con la carga horizontal F_i que se irá incrementando y donde se especifica que controlará el desplazamiento horizontal de un nudo en la cima del pórtico.

4. Efectuar el análisis del Pushover seleccionando el caso de análisis no lineal sobre el **“Analyze - Set Analysis Cases to Run form”**. Este se efectuará sólo si existe por lo menos un elemento (objeto) del pórtico que posea una rótula asignada y que exista además una carga para el caso del análisis del Pushover. En esta etapa se especifica si se incluyen ó no, los efectos P-delta (no linealidad geométrica). Efectuado el análisis estático no lineal “Pushover”, se puede obtener la deformada del pórtico para los distintos estados de cargas horizontales F_i incrementadas a cada paso, a partir del estado “inicio del Pushover” de la estructura deformada

cargada sólo con la carga vertical, q_v . En la figura 5.14 se muestra el estado de inicio y final del Pushover.

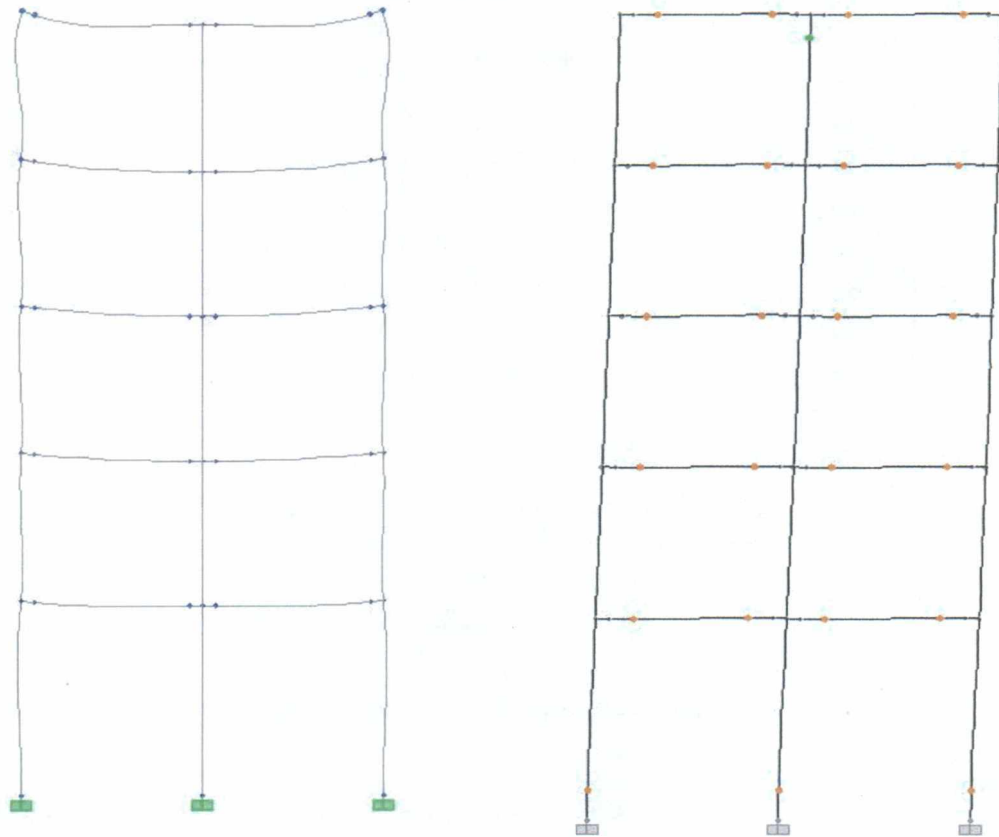


Figura 5.14 – Mecanismo de colapso de un pórtico – Estados inicial (sin rótulas) actuando solo q_v y final del “Pushover” (todas las rótulas formadas) con q_v y F_i con valor máximo.

5. Visualizar la curva de respuesta (capacidad) del ensayo “Pushover” (ver figura 5.15). Se puede apreciar que está representando el esfuerzo de corte en la base y el desplazamiento de un nudo en la cima. Esta curva puede ser emigrada a planilla electrónica y superponer a otras para su comparación.

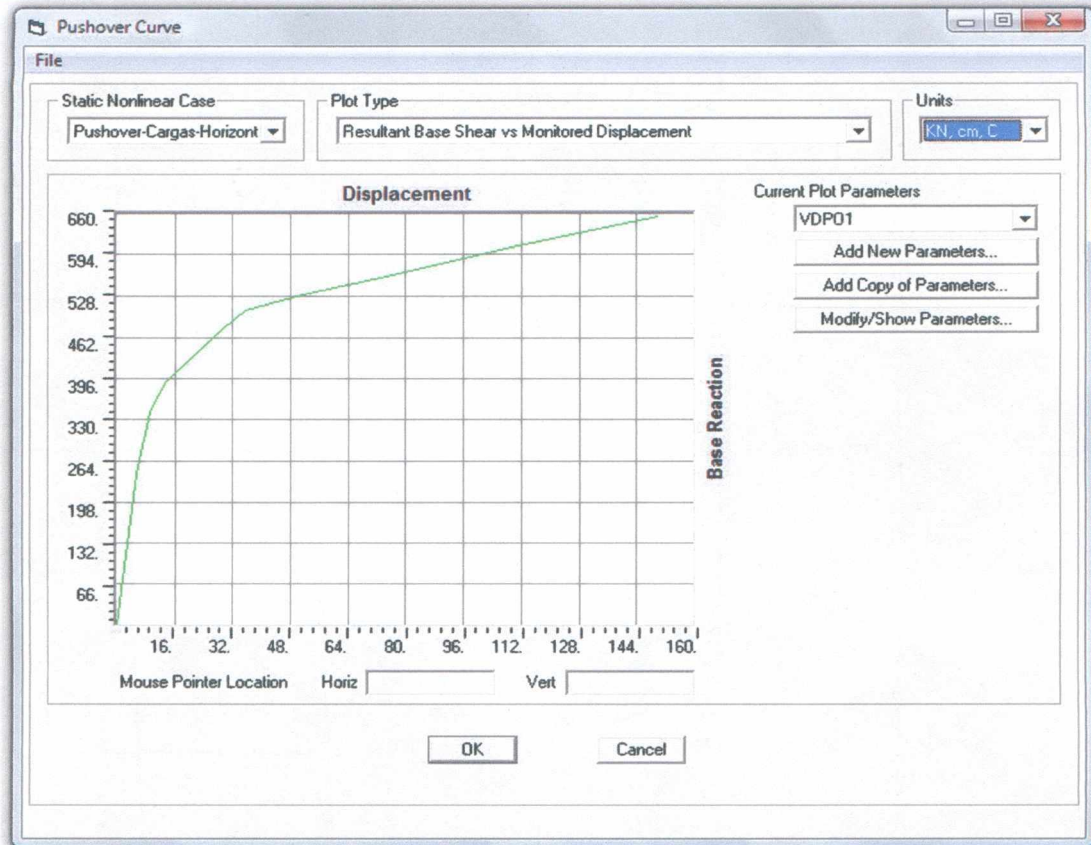


Figura 5.15 – Curva de respuesta (capacidad) resultado del análisis estático no lineal “Pushover” realizado con el SAP 2000.

5.5 - Rótulas en todos los niveles versus rótulas en sólo los 2/3 de la altura total

Los mecanismos de colapso utilizados para la determinación del más adecuado, fueron tres y se aplicaron en un mismo pórtico de 5 pisos y 2 vanos, ver figura 5.19. Ellos se diferenciaron sólo en el número de rótulas a disponer en sus elementos resistentes y se hallan descriptos a continuación:

- 14 rótulas, ubicadas en la base de las columnas de la planta baja y el capitel de las del 3er piso, y en los extremos de vigas del 1ro y 2do nivel. Esta disposición es la más rígida y la

que más sigue la consigna de diseño “columna fuerte – viga débil” en cuanto a la ubicación de las rótulas, no obstante no hay que olvidar que las secciones de los elementos, sus cuantías de armaduras, sus cargas normales (columnas) y por consiguiente sus momentos de fluencia y curvatura correspondientes, surgen de una combinación aleatoria de estas variables dentro de los límites impuestos a cada una (ver figura 5-17-a)

- 19 rótulas; originalmente las rótulas son previstas en todos los extremos de los elementos (vigas y columnas) pero sólo hasta el 3er nivel, inclusive. Luego del análisis surge la disposición definitiva de las rótulas indicada en los lugares especificados de la figura 5.17-b. Este diseño fue previsto como un paso intermedio, a fin de ver la evolución de la curva.
- 24 rótulas; el diseño original es una extensión de la variante anterior hacia todos los pisos, es decir rótulas en todos los extremos de los elementos en todos los niveles. La ubicación luego del análisis no lineal es la indicada en la figura 5.16-c.

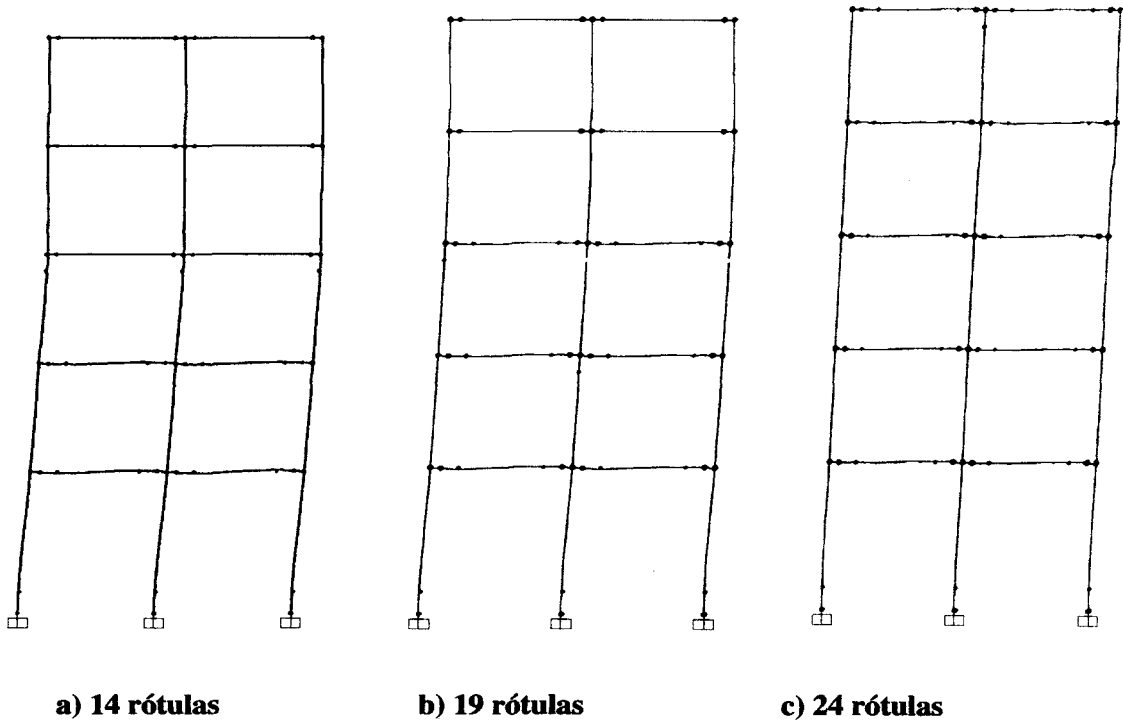


Figura 5.16 a, b y c – Mecanismo de colapso con distintos números de rótulas

En la figura 5.17 se visualiza las correspondientes curvas de Pushover obtenidas para los diferentes “mecanismos de colapsos” del mismo pórtico de 5 pisos y 2 vanos. Aquellas guardan un comportamiento similar hasta producidas aproximadamente las dos primeras rótulas plásticas; a partir de allí se diferencia en forma notoria el avance de la curva correspondiente al modelo con menos rótulas (alcanza mayores carga para nuevas rótulas plastificadas), respecto de las que poseen mayor número de ellas en su modelo de disipación de energía.

Tal diferencia de respuesta en los distintos modelos da como resultados, *valores menores de desplazamientos de fluencia (Δy) en la cima y esfuerzos de corte en la base (V_y) de la estructura, para los modelos de colapsos con mayor número de rótulas plásticas.*

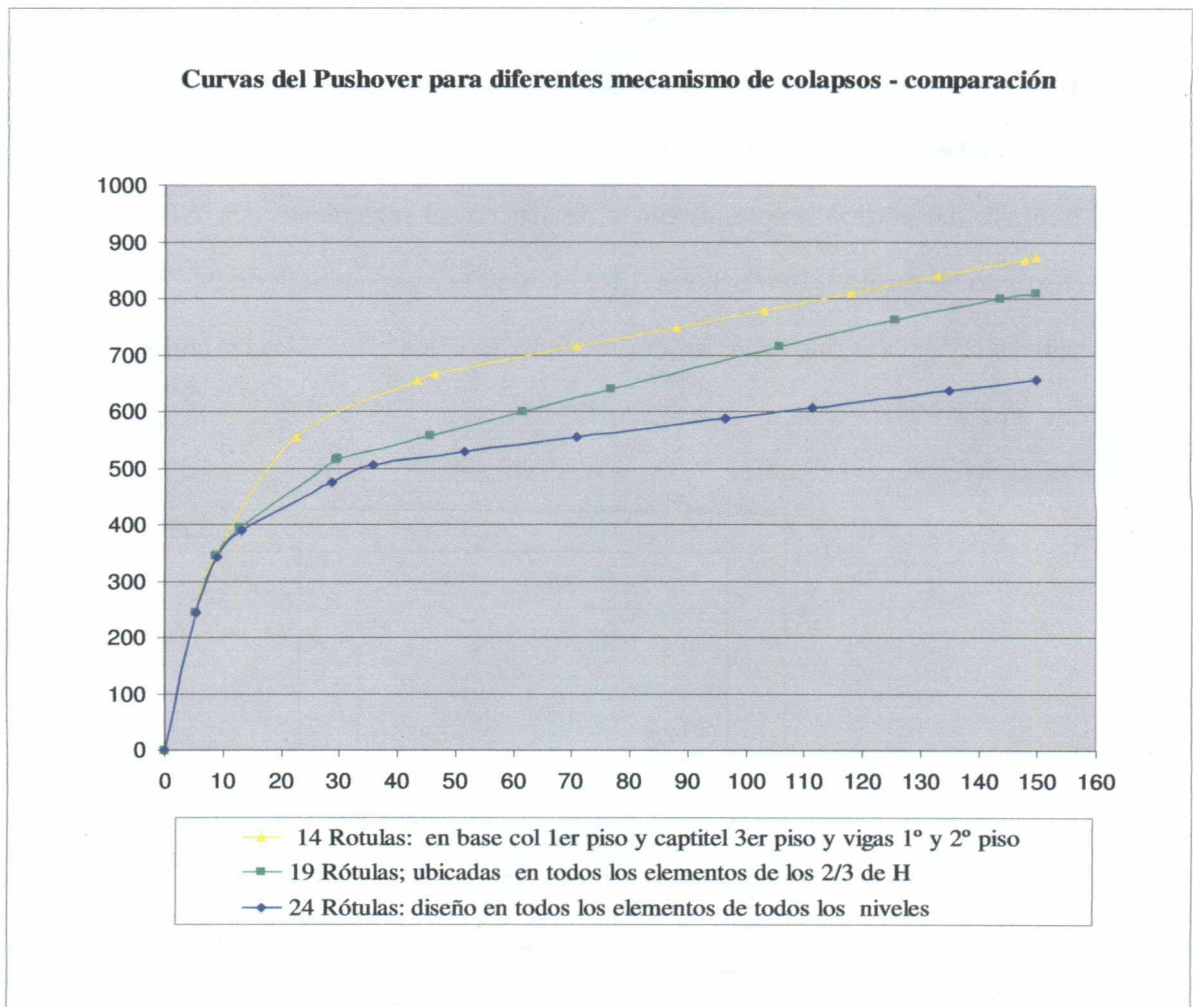


Figura 5.17 – Curvas de Pushover correspondientes a un pórtico de 5 pisos y 2 vanos con distintos números de rótulas en sus mecanismos de colapso.

La definición de rótulas plásticas en todos los extremos de vigas y columnas da la posibilidad que el modelo reproduzca la fluencia de las secciones menos resistentes de acuerdo con las combinaciones de las variables de diseño obtenidas con el “diseño de experimentos”.

En consecuencia para el análisis de todos los 250 casos de combinaciones se utilizó el mecanismo de diseño de elementos con rótulas en todos sus extremos, surgiendo a partir del análisis no lineal (Pushover) el mecanismo de colapso más apto.

5.6 - Validación del modelo con resultados experimentales de la bibliografía

5.6.1 - Ensayo sobre un prototipo de pórtico biarticulado de un piso y un vano

5.6.1.1 - El modelo de pórtico simple

El ensayo del pórtico simple, diseñado de acuerdo al reglamento del INPRES-CIRSOC 103 y construido en escala 1:1 (ver figura 5.18) consistió en someterlo a desplazamientos horizontales estáticos reversibles, mediante cargas horizontales crecientes aplicadas en los nudos (Rubinstein M. y otros, 1994).

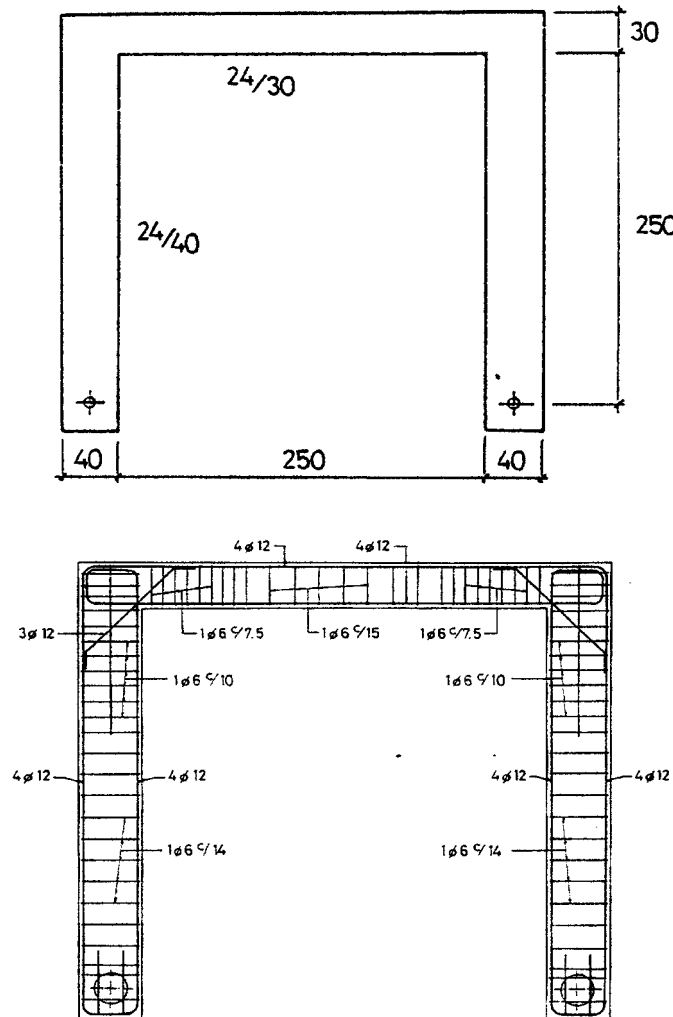


Figura 5.18 – Dimensiones y armadura del pórtico simple de hormigón armado – corresponde a la figura 5 de Rubinstein et al, 1994.

5.6.1.2 - El ensayo

El ensayo consistió en el análisis de la respuesta inelástica del pórtico para valores crecientes de la ductilidad de traslación exigida a nivel de la viga. Los desplazamientos horizontales estáticos reversibles, se materializaron a través de gatos hidráulicos aplicados en los nudos del pórtico. Las ductilidades para las cuales se escalonó el ensayo fueron: $\mu = 2 - 3 - 3.5 - 4 - 5 - 6$, relacionadas a un comportamiento bilineal de igual energía de deformación en el primer medio ciclo inelástico. Se obtuvo $P_{ue} = 5.40 \text{ Tn}$, $u_y = 40 \text{ mm}$. Otra forma de calcular la ductilidad es definiendo el comportamiento bilineal mediante la resistencia nominal y la rigidez secante correspondiente a 0.75 de dicha resistencia y el respectivo desplazamiento medido, se obtuvo $P_{un} = 4.65 \text{ Tn}$ y $u_{yn} = 29.3 \text{ mm}$ (ver figura 5.19 a y b) (Rubinstein et al, 1994).

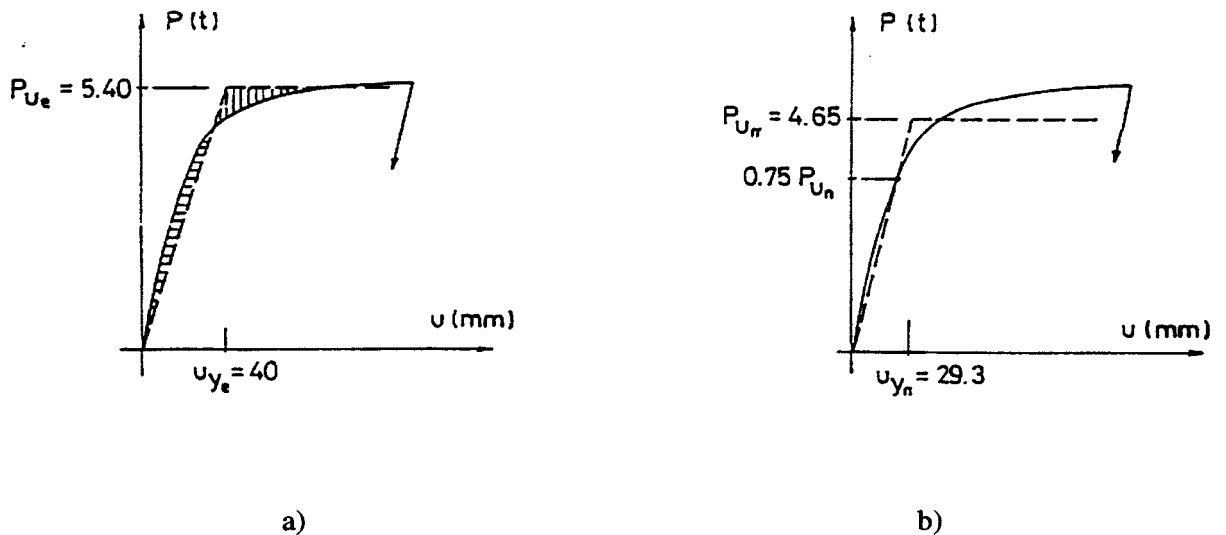


Figura 5.19 a y b– Obtención de las cargas últimas y sus correspondientes desplazamientos de fluencia por modelos bilineales: a) Igualación de Energía b) Resistencia nominal – corresponde a la figuras 6 y 7 de Rubinstein et al, 1994.

Los ciclos de histéresis de la relación carga desplazamientos horizontal, donde figuran los valores antes vistos, y respecto a la cual compararemos el análisis no lineal estático “Pushover” se muestran en la figura 5.20 .

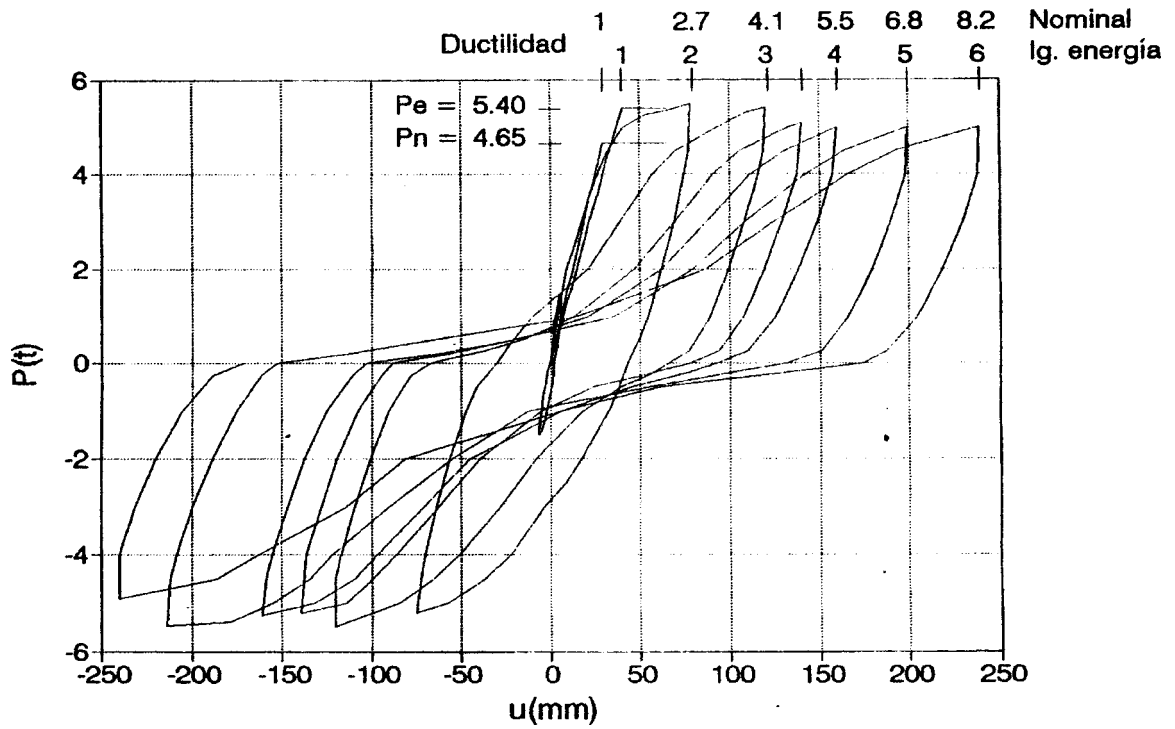


Figura 5.20 – Relación carga-desplazamiento horizontal de la viga – corresponde figura 11 de Rubinstein et al, 1994.

5.6.1.3 - El Análisis “pushover” del pórtico simple

El análisis estático no lineal “Pushover” de este pórtico se realizó, sobre un mecanismo con 2 rótulas ubicados en los extremos de la viga del pórtico, con elementos resistentes de gran inercia (rígidos) en sus extremos (longitud igual a la mitad de altura de columna) y articulado en sus dos bases de apoyo ver figura 5.25, con la variante en la inercia fisurada de columna de 0.4 y 0.5 de I_g .

Los datos del modelo son:

Longitud de vano: $L_v = 290 \text{ cm}$

Altura de piso: $h_p = 265 \text{ cm}$

Cargas verticales: $q_v = 2.51 \text{ Tn/m}$

Carga Horizontal en nudo: 1 Tn (a incrementar para lograr el pushover)

Sección de viga: $24 \times 30 \text{ cm}^2$

Sección de columna: $24 \times 40 \text{ cm}^2$

Y las características de las rótulas de plásticas en la viga son (ver figura 5.21):

Momento de fluencia : $M_y = 5227 \text{ Tn mm}$

Rotación de fluencia: $\phi_y = 0.0019$

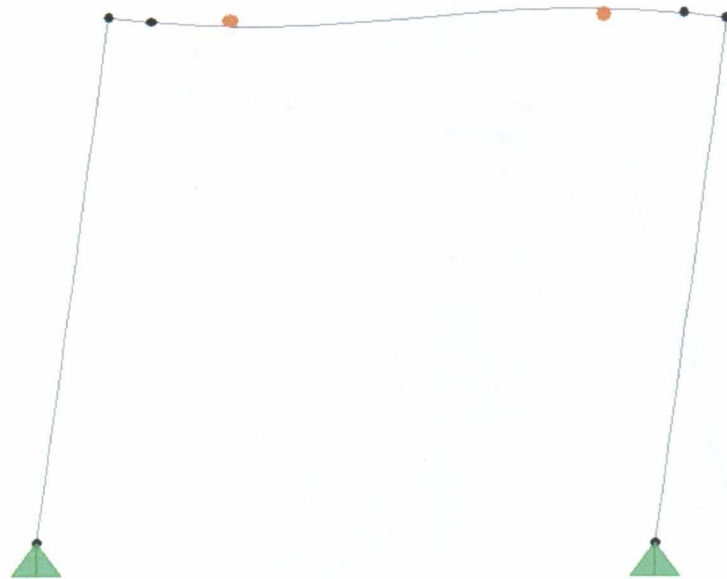


Figura 5.21– Formación del mecanismo de colapso (rótulas)

	Dy	Vy	Ke	Kp
	mm	KN	KN/mm	KN/mm
Curva experimental	25.00	4.74	0.19	0.01
Análisis no lineal	20.30	4.50	0.22	0.01
Relación Numérico / experimental	0.81	0.95	1.17	0.83

Tabla 5.3 – Resultados numéricos de la curvas de respuesta del ensayo físico, análisis pushover y bilineales

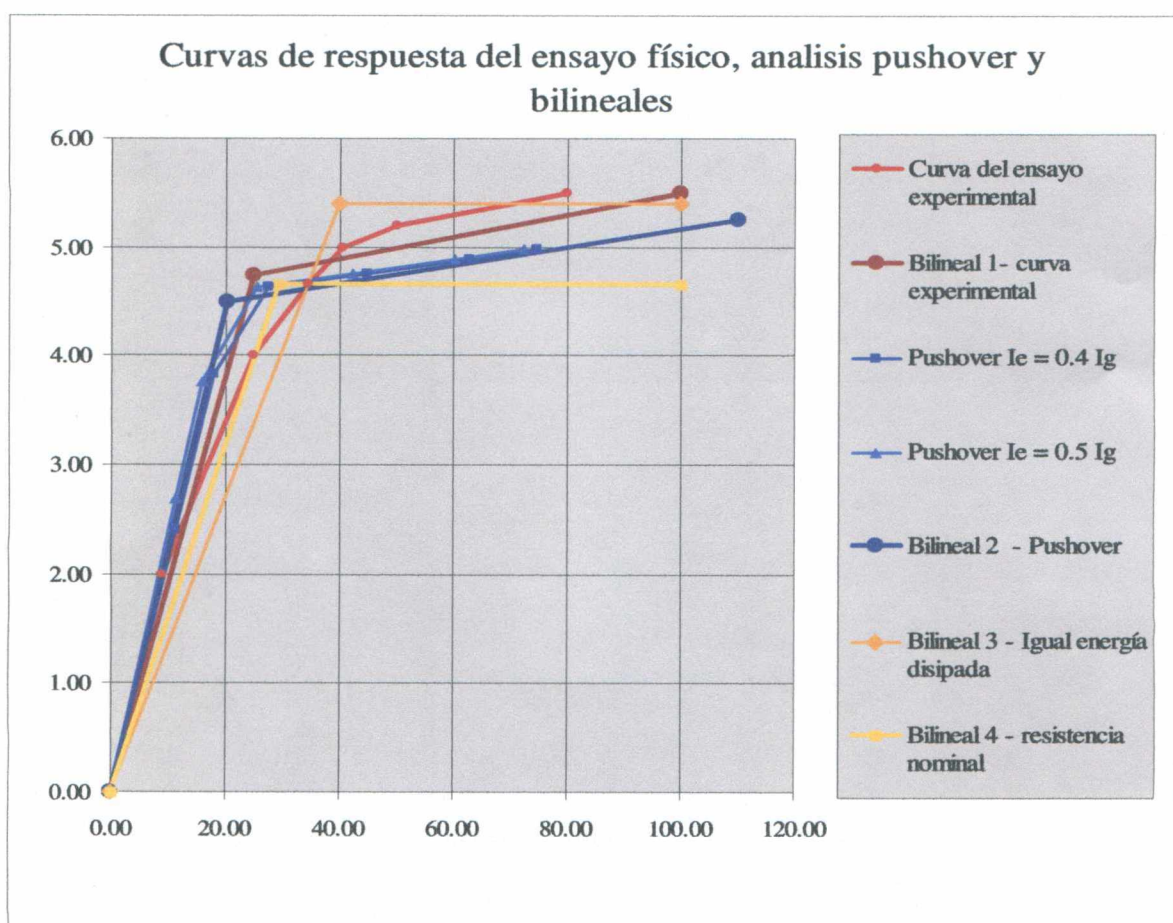


Figura 5.22– Comparación de las curvas del ensayo físico y el análisis teórico

5.6.1.4 - Comparación de curvas de ensayos y la de Pushover

De la superposición de las curvas del ensayo físico y de las obtenidas por el análisis tipo pushover, se pueden realizar las siguientes observaciones (ver figura 5.22 y tabla 5.3):

1. Se observa claramente el escalón de paso entre los dos campos, el elástico y el plástico en ambas tipos de curvas, la experimental y las correspondientes al análisis no lineal.
2. Al estar los dos tramos prácticamente alineados las estimaciones de los correspondientes puntos de fluencia es de una determinación sencilla, así se construyen las simplificaciones bilineales: la 1 de ensayo experimental y la 2 de análisis numérico, a las que se agrega dos más, la 3 de igual energía disipada y la 4 de resistencia nominal, las que fueron realizadas en la publicación de referencia (Rubinstein M. y otros, 1994).
3. Hasta el nivel de carga lateral de 2 Tn el modelo teórico funciona junto al real, luego el real debida a la fisuración en el hormigón (no existe todavía fluencia en la armadura) se aparta del modelo teórico, que sigue su función lineal (rigidez fisurada constante hasta la primer rótula); ver como incide en forma notable el considerar la correcta fisuración de la columna en esta parte de la curva ($I_e = 0.4 I_g$, ó bien $I_e = 0.5 I_g$).
4. La formación de la primera rótula se da en primer lugar en ambos modelos teóricos alrededor del nivel de carga de 3.8 Tn y desplazamiento de 18 mm; luego aparece la correspondiente al modelo real para valores de cargas y desplazamientos cercanos, 4 Tn y 23 mm, respectivamente.
5. En las segundas formaciones plásticas ocurre nuevamente el proceso, de formación de la 2da rótula en ambas tipos de curvas, en un nivel de carga coincidente (4.7 Tn) e igual diferencia en el valor del desplazamiento que la plastificación anterior (28 mm y 33 mm para las curvas de naturaleza numérica y la experimental, respectivamente).

6. A partir de la 2da plastificación el modelo teórico fluye en forma recta mientras el real dispone de cierta resistencia que hace incrementar el valor de la carga en el orden del 10 %, aproximadamente, respecto a su correspondiente valor de fluencia.
7. Se puede apreciar que las inclinaciones de la curva en el campo plástico de la curva del ensayo experimental coincide con las previstas en ambos modelos teóricos, estimada en el orden del 3 %.
8. Comparando las dos simplificaciones bilineales representativas (ver tabla 5.3) vemos que la correspondiente al modelo numérico presenta una diferencia de valores respecto a la experimental de -19%, -5%, +17, -17% correspondientes a los parámetros de desplazamiento de fluencia (D_y), esfuerzo de corte en la base (V_y), rigidez elástica (K_e) y rigidez plástica (K_p).
9. Se concluye que por las características comparativas en ambos tipos de curvas, el modelo numérico es suficientemente representativo del ensayo experimental y puede ser adoptado en el análisis de este tipo de pórtico.

5.6.2 - Ensayo de pórticos de hormigón armado efectuadas en la Universidad Cornell, bajo cargas de gravedad y laterales combinadas

5.6.2.1 - El modelo del pórtico

Se trata de un modelo de pórtico de 3 pisos y 2 vanos, en escala 1:10 (RC Frames under earthquake loading state or the art report CEB Comité Euro-International du Beton 1996) , con alturas de piso igual a 381 mm (15") y longitud de vano de 572 mm (22.5"). las dimensiones de las vigas de cada nivel y de las columnas externas e internas, con sus correspondientes armaduras están detalladas en la figura 5.23.

El sistema de cargas a que está sometido, consiste en las cargas verticales puntuales en cada vano, ubicadas a una distancia constante de cada extremo igual $\frac{1}{4}$ de la longitud de vano; y las

cargas horizontales puntuales, formadas por las cargas de magnitud H , $0.72 H$ y $0.36 H$ en cada nivel (del 3 al 1), de acuerdo al requerimiento de la SEAOC (Structural Engineers Association of California) para el diseño sísmico (ver figura 5.23).

El acero principal de refuerzo consistió en los alambres deformados de 4 milímetros de diámetro; mientras que para los estribos, se utilizó alambres especialmente preparados de 1 milímetro de diámetro (ver figura 5.23).

El ensayo se realizó sobre un mismo pórtico con diferentes cargas, uno (pórtico A) fue sujeto al cargamento lateral unidireccional incrementado gradualmente y el otro (pórtico B) fue cargado con incrementos graduales invirtiendo las cargas laterales.

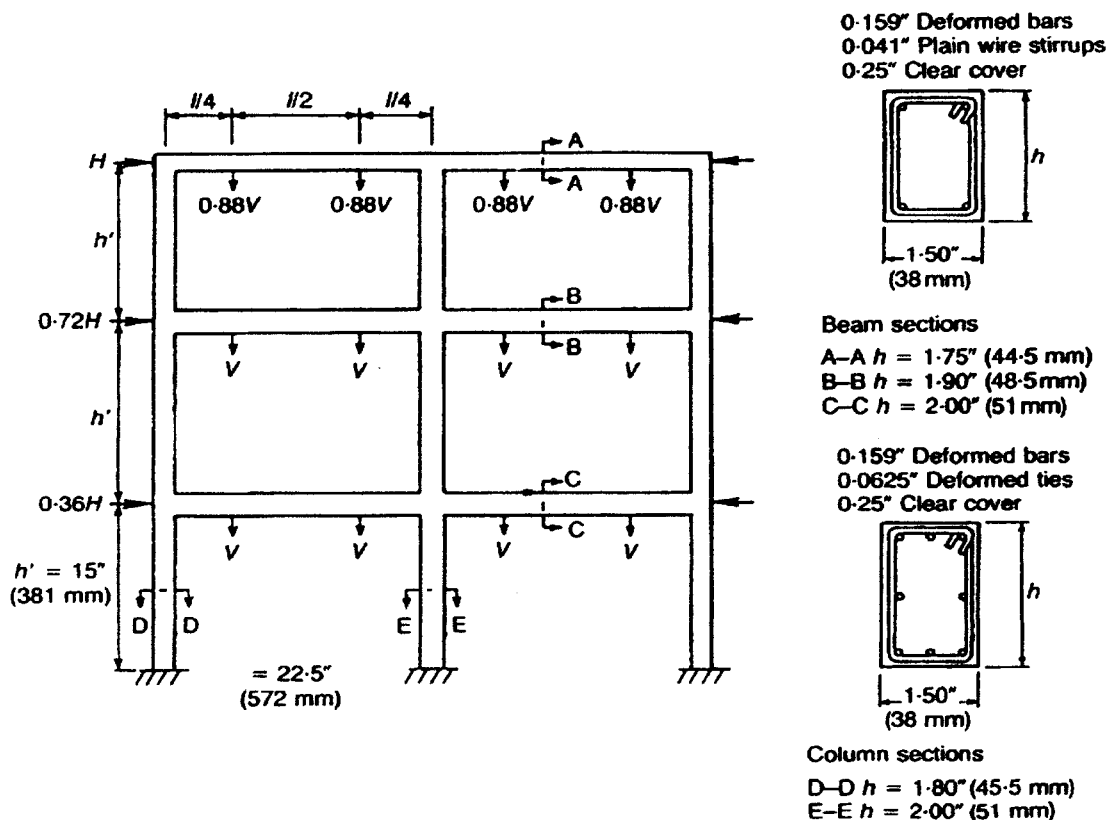


Figura 5.23– Detalles del modelo de pórtico ensayado – corresponde a figura 4.10
Geometry of frames at Cornell University (Chowdhury and White, 1980) – RC Frames
Ander earthquake loading

5.6.2.2 - El ensayo sobre modelos a escala 1:10

En el primer pórtico (Pórtico A), el cual fue cargado monotónicamente, el agrietamiento ocurrió en dos regiones de las vigas (para momentos positivos y negativos) y en las columnas, en la base de las del primer piso. La formación de rótulas plásticas fueron del tipo de flexión, dado que la viga fue convenientemente reforzada al efecto del corte. Debido a la pequeña escala del modelo, no obstante, el número de grietas fue menor al que ocurriría en un modelo de escala 1:1, prototipo. La curva correspondiente a la carga global versus la deformación presenta un carácter redondeado hasta la última carga, se correspondió con la progresiva formación de rótulas plásticas (Ver figura 5.24). Debe destacarse que el acero de refuerzo presentó una meseta muy clara de fluencia en alargamientos del orden del 9%.

El segundo pórtico (Pórtico B), fue cargado por ciclos simétricos alternos progresivamente más grandes, el agrietamiento ocurrió en cuatro regiones de todas las vigas (para momentos positivos y negativos) y también en la parte inferior de las columnas en el primer piso, pero para una carga más alta. No se observaron agrietamientos en los nudos de vigas-columnas.

En términos comparativos ambos pórticos (el A y el B) alcanzaron la misma carga máxima, como puede verse en el figura 5.24, donde se muestran las curvas respectivas de la carga lateral y el desplazamiento de la cima (para el pórtico B se presentó la curva envolvente). Lo cercano de las dos curvas, indica que el ciclo de la carga no tiene un efecto de deterioro importante en este caso. Esto se atribuye a la presencia de armadura de compresión y a la poca separación de los estribos, que proporcionan un buen confinamiento.

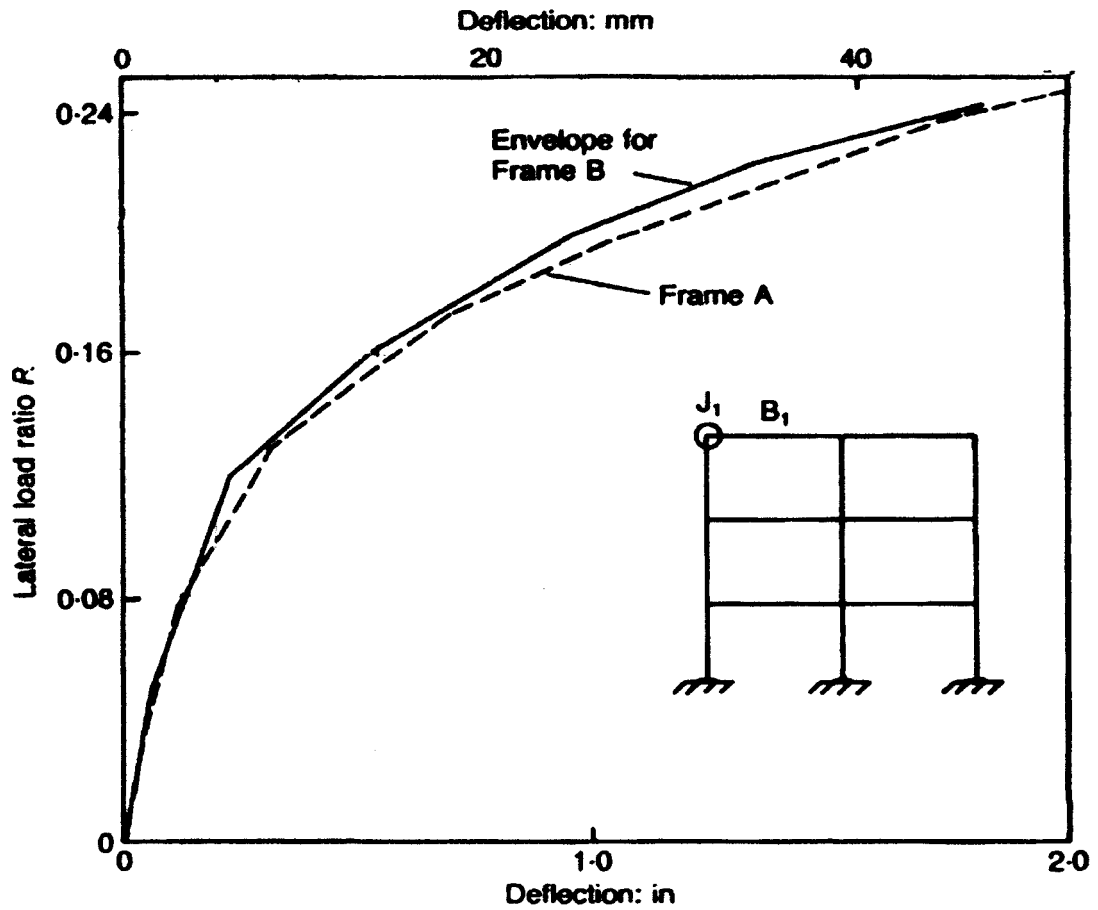


Figura 5.24– Curvas de respuestas de los ensayos sobre pórticos en función de R relación de la fuerzas lateral (H) respecto de la vertical (V) y del desplazamiento de un nudo de la cima (J_1) – Corresponde a figura 4.12 Comparison of lateral top deflection of frames A and B (Chowdhury and White, 1980) - RC Frames under earthquake loading

5.6.2.3 - El análisis “pushover” del pórtico

A partir de los datos disponibles de las dimensiones de secciones, cuantías de armaduras y datos de materiales, se estimaron los siguientes parámetros:

Columnas:	externas:	$M_{yc} = 700 \text{ KN mm}$	$\theta_{yc} = 0.0021$
	internas:	$M_{yc} = 760 \text{ KN mm}$	$\theta_{yc} = 0.0021$
Vigas:	Nivel 3:	$M_{yv} = 400 \text{ KN mm}$	$\theta_{yc} = 0.0019$

Nivel 2: $M_{yv} = 430 \text{ KN mm}$ $\theta_{yc} = 0.0019$

Nivel 1: $M_{yv} = 450 \text{ KN mm}$ $\theta_{yc} = 0.0019$

La incorporación de los datos antes descritos dio lugar al modelo, sobre el que realizado el “pushover” se generó el “mecanismo de colapso” de figura 5.25.

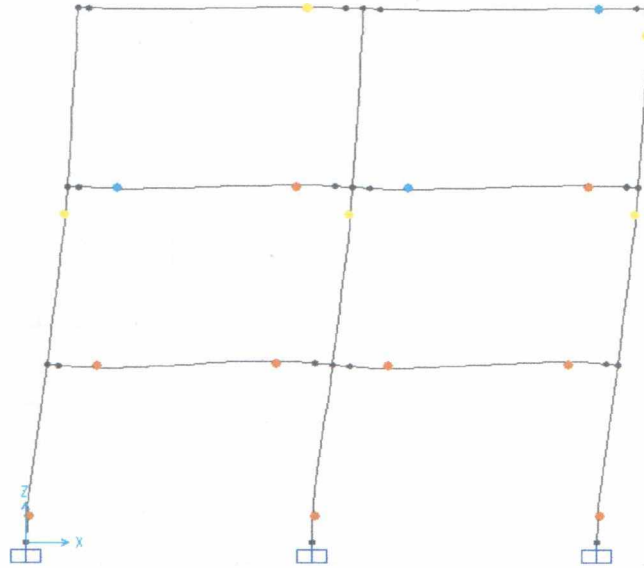


Figura 5.25– Formación del mecanismo de rótula plásticas Pushover

	Dy	Vy	Ke	Kp
	mm	KN	KN/mm	KN/mm
Experimental	7.3	5.45	0.75	0.08
Análisis no lineal	8.5	6.03	0.71	0.06
Relación Numérico / experimental	1.16	1.11	0.95	0.85

Tabla 5.4 – Tabla de comparación de resultados de curvas de respuesta de ensayos físicos, y del análisis no lineal (SAP 2000)

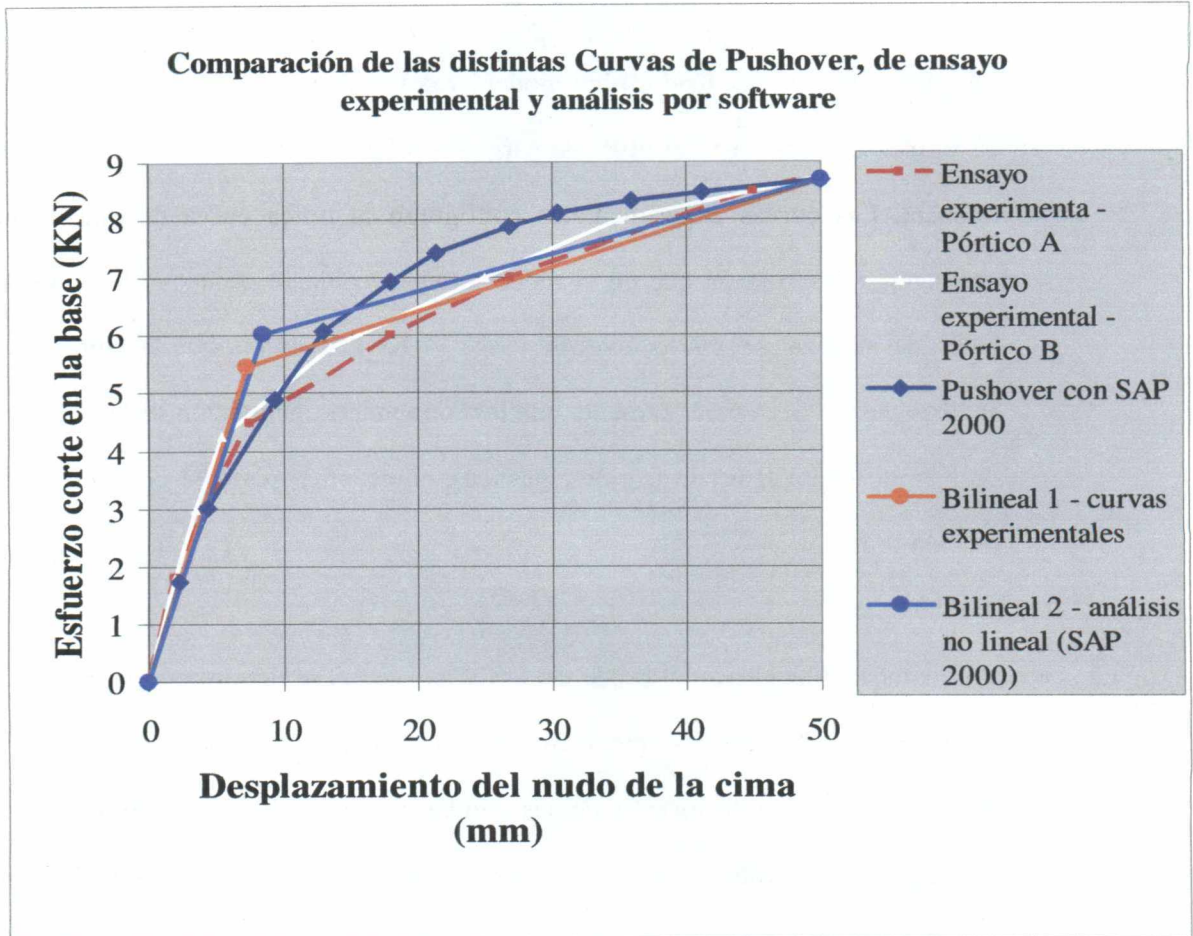


Figura 5.26– Comparación curvas de pushover de ensayo experimental y análisis por software

5.6.2.4 - Comparación de las curvas de ensayos y la de pushover

En la figura 5.26 se observan las curvas de pushover, las obtenidas de los ensayos físicos y la obtenida del análisis no lineal (SAP 2000), y en la Tabla 5.4 se muestra la comparación de resultados.

Comentarios y observaciones:

- Las curvas del ensayo físico sobre modelo y del análisis no lineal coinciden en su tramo de rigidez elástica hasta el nivel de carga de 3 KN en el que la numérica comienza su fluencia. Las curvas experimentales configuran la típica curva de una estructura de hormigón armado en la que en el modelo físico recién se producen la primeras fisuras luego de alcanzar un cierto nivel de carga (4 KN), mientras que la correspondiente al análisis pushover es prácticamente una recta de menor inclinación dada la consideración de inercia inicial fisurada (rigidez elástica), como un porcentaje de la correspondiente sección bruta.
- Alrededor de una carga del orden de 5 KN las curvas se cortan, por haber cambiado su pendiente la curva correspondiente al ensayo físico, debido a la inflexión producida como consecuencia de la formación de las rótulas plásticas. En el modelo teórico se han formado algunas rótulas pero con poco efecto modificadorio en la inclinación de su correspondiente curva.
- Luego de la intersección, la curva del análisis no lineal sigue su progresión en forma curva (entran en fluencia rótulas en casi todas las vigas y en la base de las columnas del 1er piso, luego las de la parte superior del 2do piso) hasta completar su escalón de fluencia de manera gradual – no pronunciada - ingresando a una meseta de “rigidez plástica” con poca inclinación constante respecto de la horizontal.
- Considerando el punto (5 KN y 10 mm) como el de intersección simplificado para las tres curvas, e imaginando el trazado de una “cuerda ideal” entre dicho punto y el final de las

curvas (9 KN, 50 mm), se presentan tres arcos distintos, el del pórtico A más aplastado, luego sigue el del pórtico B un poco más curvo y por último el correspondiente a la curva del análisis no lineal, bastante más curvo.

- Visualizando los valores de la Tabla 5.4, podemos observar de la comparación de las dos simplificaciones bilineales, que la correspondiente a la curva del análisis no lineal presenta un valor en los parámetros de D_y (desplazamiento de fluencia) y V_y (esfuerzo de corte en la base) superior en un 16% y un 11% respectivamente; en cambio sus rigideces elásticas y plásticas resultan inferior en un 5% y un 15% respectivamente respecto a la bilineal de los ensayos físicos.
- La conclusión es el hecho que las curvas siguen una misma tendencia en líneas generales, con las particularidades que se han descrito, y poca diferencia en los valores de sus parámetros representativos, por lo que el modelo de análisis estático no lineal (pushover) puede representar aceptablemente el comportamiento de este tipo de pórticos.

5.7- Resultados de los 250 experimentos

En la tabla 5.5 se transcribe un 10% de los resultados logrados en los 250 análisis estático no lineal "Pushover".

Resumen (10 %) de los 250 análisis estático no lineal (Pushover) realizados con el SAP 2000															
Combinación Nº	Nº de pisos	Nº de vanos	Longitud de vanos	Viga				Columna			f _c (Resistend del H ^r)	q _v (carga vertical)	D _y - Desplazamiento de fluencia en la cima	V _y - Corte en la base	Rigidez plástica
				h	b	ρ tramo	ρ apoyo	h	b	ρ total					
			cm	cm	cm			cm	cm		Mpa	KN/m	cm	KN	KN / cm
1	10	3	514	68	37	0.0067	0.0087	79	27	0.0086	28	21.16	22.00	970	1.70
2	10	4	381	42	36	0.0039	0.0039	72	36	0.0344	32	35.48	20.70	308	1.54
3	10	2	541	52	30	0.0078	0.0178	62	35	0.0290	36	32.06	62.00	720	0.76
4	7	3	470	56	27	0.0119	0.0044	73	38	0.0353	32	40.84	16.12	354	3.43
5	9	3	479	65	28	0.0097	0.0111	88	22	0.0178	40	38.05	19.50	980	2.90
6	11	2	548	42	38	0.0132	0.0115	99	31	0.0291	28	40.22	81.00	670	0.37
7	7	2	559	50	35	0.0151	0.0029	59	38	0.0285	23	26.29	9.50	160	2.64
8	13	1	404	69	25	0.0101	0.0121	91	20	0.0225	30	20.55	48.00	477	0.50
9	11	3	352	48	33	0.0054	0.0190	46	33	0.0167	31	34.89	34.00	501	0.58
10	5	4	501	51	32	0.0117	0.0152	52	34	0.0309	24	23.38	22.00	1483	1.95
11	10	2	413	59	28	0.0123	0.0184	58	21	0.0235	32	41.31	18.00	388	1.36
12	12	3	333	50	31	0.0123	0.0052	42	23	0.0370	28	39.67	30.00	329	0.80
13	5	1	576	79	31	0.0030	0.0144	80	36	0.0405	28	25.32	26.00	1722	2.08
14	9	3	435	40	20	0.0095	0.0125	97	33	0.0380	26	44.46	80.00	1865	0.80
15	3	3	308	44	27	0.0083	0.0114	55	26	0.0107	31	35.22	5.70	480	2.46
16	13	2	456	55	32	0.0148	0.0087	53	35	0.0351	38	25.03	37.00	450	0.71
17	10	3	329	74	26	0.0072	0.0186	43	33	0.0137	27	29.88	20.00	385	0.59
18	12	3	309	49	23	0.0182	0.0062	79	36	0.0110	25	37.14	12.00	372	0.96
19	13	3	378	65	27	0.0046	0.0098	69	38	0.0239	20	47.42	24.50	910	2.05
20	6	3	423	79	22	0.0076	0.0126	94	31	0.0382	26	37.47	12.00	2240	6.94
21	12	2	479	67	33	0.0071	0.0045	85	37	0.0193	21	29.38	16.00	457	1.16
22	8	2	457	66	25	0.0152	0.0163	67	32	0.0152	34	32.47	27.70	767	0.94
23	4	3	337	51	31	0.0130	0.0039	83	30	0.0098	28	40.97	3.50	615	6.20
24	7	1	577	73	32	0.0150	0.0055	58	25	0.0258	39	29.00	13.70	287	0.90
25	7	3	404	51	32	0.0075	0.0109	97	29	0.0194	40	49.77	19.00	1091	1.99

Tabla 5.5 – Resumen de los resultados obtenidos para algunas de las 250 combinaciones de variables de diseño

5.8 - Aproximación de los resultados con redes neuronales

5.8.1 - Dy - desplazamiento de fluencia en la cima de pórticos de hormigón armado para el universo limitado por las variables de diseño

En la figura 5.27 se muestran los resultados correspondientes al entrenamiento de la red de Dy (desplazamiento de fluencia). Se observa una buena aproximación del valor del parámetro con redes neuronales respecto a los resultados del análisis estático no lineal (Pushover).

Del entrenamiento completo se obtuvo como 14 el número óptimo de neuronas ocultas al que le correspondió un valor cuadrático medio (RMS) del error total igual a 0.25752E-01.

El porcentaje de datos con un error relativo menor que 0.10 fueron:

Conjunto de datos de entrenamiento : 79.00 %

Conjunto de validación de datos: 90.00 %

Todos los datos: 81.20 %

El error final del valor cuadrático medio (RMS) es: 0.15079E-01
 el error relativo máximo de entrenamiento: 0.248
 y el error relativo máximo de validación: 0.170

Luego las estadísticas finales del error relativo son:

Media = 0.54970E-02

Desviación standard = 0.75009E-01

Nota: el error relativo se define como $(NN - Target) / Target$.

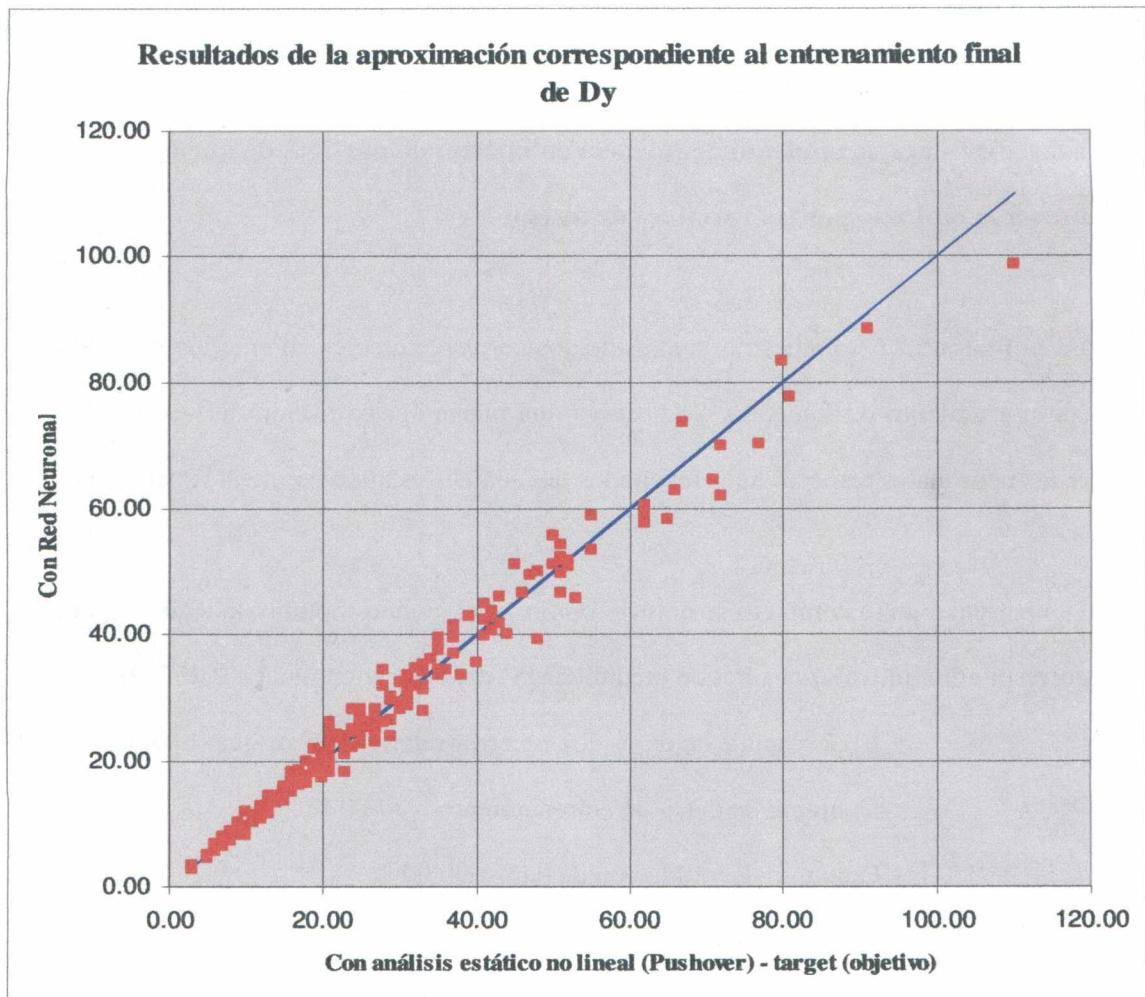


Figura 5.27 – Resultados de la aproximación correspondiente al entrenamiento final de Dy

Si todos los resultados se ubicaran sobre la recta a 45° significaría que las predicciones de la red neuronal coincidirían exactamente con los resultados del push-over. El error relativo cuantifica la aproximación alcanzada.

Ese error relativo se puede representar como una variable aleatoria con distribución normal con valor medio y desvío standard calculados durante el proceso de entrenamiento de la red. Observar que el valor medio es prácticamente nulo. Entonces el desplazamiento de fluencia se puede escribir:

$$D_y = \bar{D}_y \cdot (1 + \sigma_{\varepsilon_r} \cdot R_N)$$

Donde:

\bar{D}_y : es la predicción de la red neuronal

σ_{ε_r} : desvío standard del error relativo, en este caso $\sigma_{\varepsilon_r} = 0.075$ del
entrenamiento de la red

R_N : variable normal standard

5.8.2 - Esfuerzo de corte en la base de pórticos de hormigón armado resultante de los análisis estáticos no lineal (Vy) y del tratamiento de red neuronal

La figura 5.28 muestra los resultados correspondientes al entrenamiento de la red de Vy (esfuerzo de corte en la base).

El entrenamiento completo indicó como 14 el número óptimo de neuronas ocultas al que le correspondió un valor cuadrático medio (RMS) del error total igual a 0.24409E-01.

El porcentaje de datos con un error relativo menor que 0.10 fueron:

Conjunto de datos de entrenamiento : 95.00 %

Conjunto de validación de datos: 80.00 %

Todos los datos: 92.00 %

El error final del valor cuadrático medio (RMS) es: 0.12886E-01

el error relativo máximo de entrenamiento: 0.142

y el error relativo máximo de validación: 0.194

Luego las estadísticas finales del error relativo son:

Media = -0.56257E-02

Desviación standard = 0.56217E-01

Nota: el error relativo se define como $(NN - Target) / Target$.

Nuevamente se observa una muy buena aproximación de la red neuronal, con un desvío standard del error relativo $\sigma_{\varepsilon_r} = 0.0562$. Similarmente a lo comentado para el desplazamiento de fluencia, en este caso se puede escribir:

$$V_y = \bar{V}_y \cdot (1 + \sigma_{\varepsilon_r} \cdot R_N)$$

con \bar{V}_y la predicción de la red neuronal.

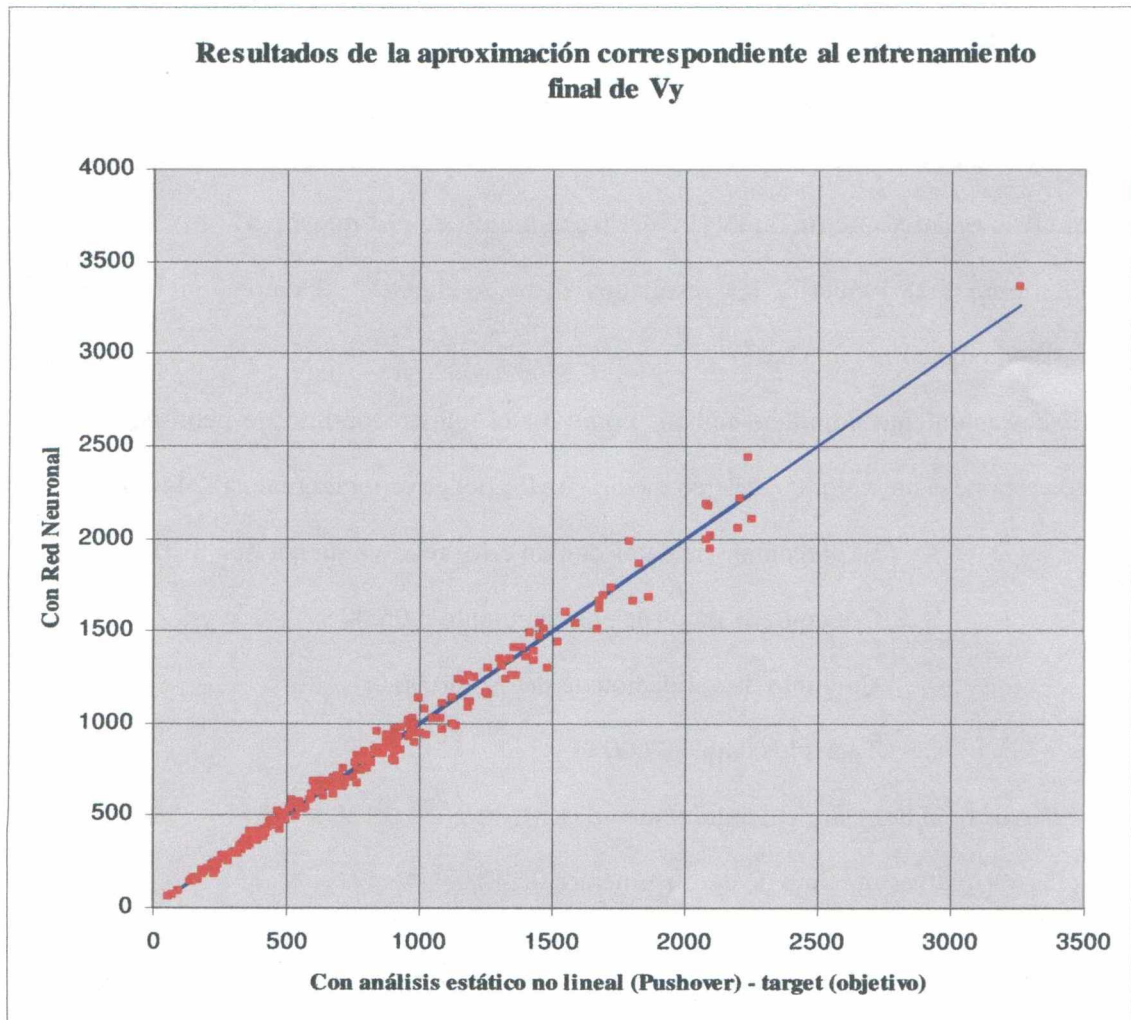


Figura 5.28 - Resultados de la aproximación correspondiente al entrenamiento final de V_y

5.8.3 - Rigidez de la zona plástica (Kr) de pórticos de hormigón armado, resultante de los análisis estáticos no lineal y del tratamiento de red neuronal

La figura 5.29 muestra los resultados correspondiente al entrenamiento de la red de Kr (rigidez del campo plástico).

Del entrenamiento completo se obtuvo como 14 el número óptimo de neuronas ocultas al que le correspondió un valor cuadrático medio (RMS) del error total igual a 0.24845E-01.

El porcentaje de datos con un error relativo menor que 0.10 fueron:

Conjunto de datos de entrenamiento : 88.00 %

Conjunto de validación de datos: 64.00 %

Todos los datos: 83.20 %

El error final del valor cuadrático medio (RMS) es: 0.12666E-01

el error relativo máximo de entrenamiento: 0.181

y el error relativo máximo de validación: 0.217

Luego las estadísticas finales del error relativo son:

Media = 0.19872E-02

Desviación standard = 0.74823E-01

Nota: el error relativo se define como $(NN - Target) / Target$.

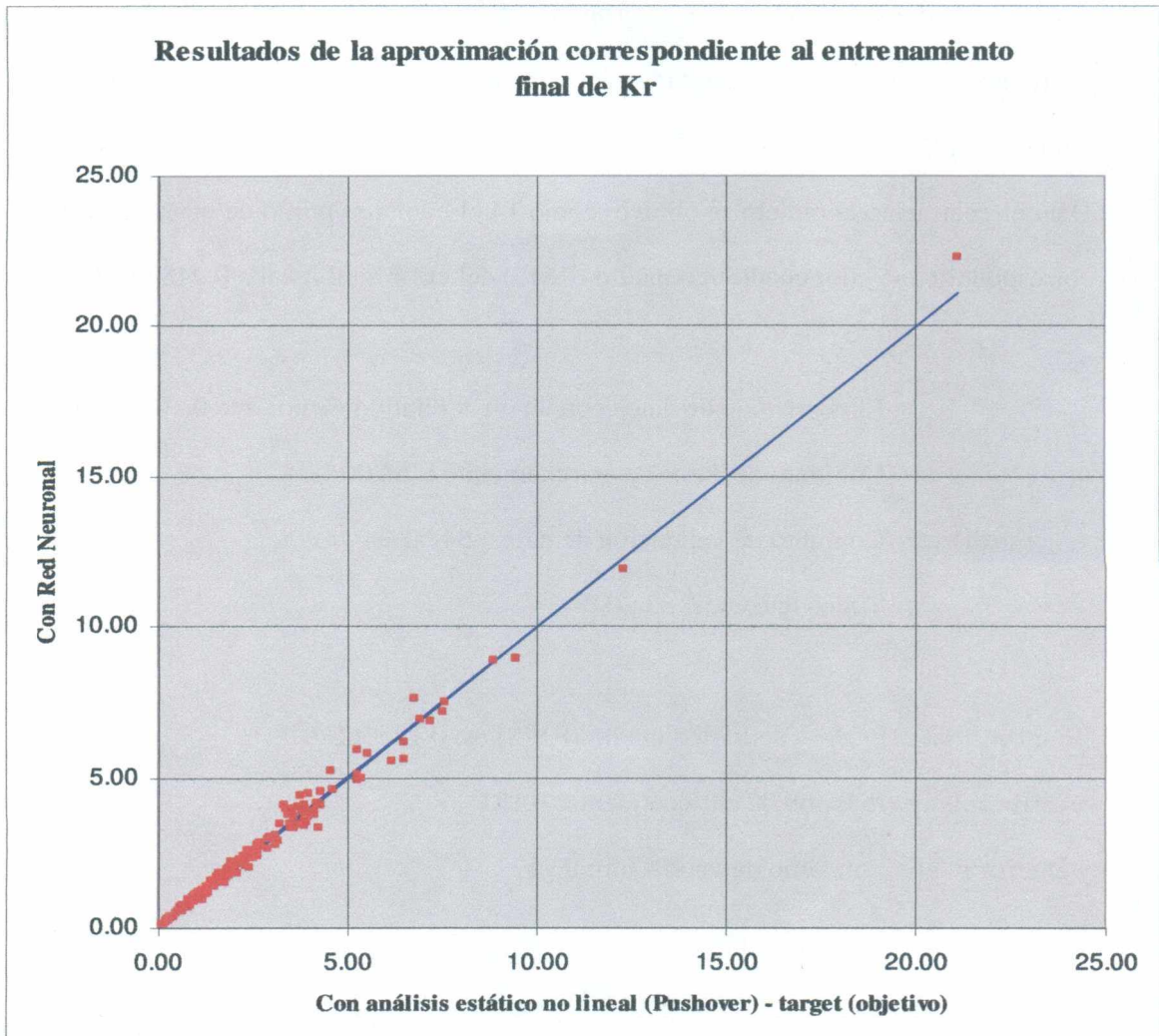


Figura 5.29 - Resultados de la aproximación correspondiente al entrenamiento final de Kr

También para este parámetro de respuesta estructural se observa una muy buena aproximación con la red neuronal con desvío standard del error relativo $\sigma_{\varepsilon_r} = 0.0748$. Luego:

$$K_r = \bar{K}_r \cdot (1 + \sigma_{\varepsilon_r} \cdot R_N)$$

6

APLICACIONES NUMÉRICAS

En los apartados siguientes se aplican los métodos disponibles para calcular el desplazamiento de fluencia y el esfuerzo de corte en la base, como así también el propuesto, correspondiente a las redes neuronales. La aplicación se efectúa a 3 ejemplos que han sido seleccionados del conjunto de combinaciones de acuerdo al valor de la altura total del pórtico (números de pisos), máxima, media y mínima.

Tabla de variables y unidades de ejemplos				
Variables de diseño - descripción	Unidades	Ejemplos de Pórticos		
		Nº 1	Nº 2	Nº 3
Nº de pisos	nº	5	9	13
Nº de vanos	nº	2	3	4
Longitud de vano	cm	546	550	354
Altura seccion viga	cm	78	46	62
Ancho seccion viga	cm	28	31	34
Altura seccion columna	cm	79	48	53
Ancho seccion columna	cm	30	30	39
Cuantía tramo viga		0.00276	0.0055	0.0184
Cuantía apoyo viga		0.01397	0.0063	0.0145
Cuantía total de columna		0.03931	0.034	0.38
Resistencia característica del hormigón	kgf/cm ²	340	375	385
Carga vertical	KN/m	50	44	22
<i>Observaciones: Las demas secciones de vigas y columnas varian según el detalle dado en la tabla 5.1</i>				

Tabla 6.1 – Listado de variables y unidades de los pórticos ejemplos

6.1 - Método de los trabajos virtuales

En la tabla 6.2 se muestran los resultados de la aplicación del método del principio de los trabajos virtuales al mecanismo propuesto: rótulas en las bases de columnas de planta baja y en los extremos de todas las vigas de todos los pisos. Se le asigna una rotación virtual $\delta\theta$ al mecanismo, por lo cual se genera un trabajo interno igual al trabajo externo producido por el sistema de cargas horizontales en cada nivel de piso, con distribución variable en altura. A partir de dicha igualdad se obtiene el valor de la fuerza resultante horizontal V_y , la cual se relaciona con el desplazamiento en la cresta producida por la carga unitaria igualmente distribuida, obteniéndose así, el desplazamiento Δy correspondiente.

Método de aplicación del Principio de los trabajos virtuales			
Número de Rótulas	23	58	109
Vy (KN)	1294.18	426.52	1636.72
Desplazamiento de la cima (Δ cima)	0.00865	0.086320	0.01967
Rigidez del pórtico Ke	115.61	11.58	50.84
Δ y (cm)	11.19	36.82	32.19

Tabla 6.2 – Aplicación del método del principio de los trabajos virtuales

6.2 - Método de Priestley

El método de Priestley es tal vez el más sencillo en comparación a los demás, y se resume en aplicar las ecuaciones (3.7) y (3.8), a través de las cuales se determina la rotación y el desplazamiento de fluencia. Éste último varía según el número de pisos considerados en su determinación; en la tabla 6.3 se detalla la obtención de 3 (tres) valores distintos para cada ejemplo según se tuvo en cuenta a todos, despreciando los últimos (2, 3 y 4 en los ejemplos N° 1, 2 y 3, respectivamente), ó bien considerando la influencia de los primeros pisos solamente (1, 3 y 5 para los ejemplos N° 1, 2, y 3 respectivamente).

Método de Priestley			
Número de Rótulas	23	58	109
Δ y (considerando todos los pisos) (cm)	12.09	47.22	30.20
Δ y (sin considerar los últimos pisos)	6.91	25.08	19.62
Δ y (considerando solo los primeros pisos)	2.76	11.80	9.03

Tabla 6.3– Aplicación del método de Priestley

6.3 - Método elástico

La aplicación del método elástico a los tres ejemplos elegidos se detalla en la tabla 6.4, de acuerdo a la metodología descrita en el capítulo 3, artículo 3.2. El método se aplica a un “mecanismo de colapso” constituido por rótulas plásticas previstas hasta los 2/3 de la altura total del pórtico (H). El valor del desplazamiento de fluencia se obtiene en función del $C_{promedio1}$ – ecuación (3.13)- y sus variantes, un $C_{promedio2}$, obtenido sin considerar los valores más alejados de la media, y el equivalente al incrementar en un 30 % el valor del $C_{promedio}$ mínimo.

Método elástico			
Número de Rótulas	14	38	64
C promedio 1:	1872.00	642	1822
$\Delta v =$	-0.044	0.029650	-0.0007
$\Delta l =$	0.00865	0.086320	0.01967
$\Delta y = \Delta v + C_{promedio 1} * \Delta l$ (cm)	16.15	55.48	35.85
$V_y =$ (KN)	1872.00	642	1822.45
C promedio 2:	1336.00	588	1768
$\Delta v =$	-0.044	0.02965	-0.0007
$\Delta l =$	0.00865	0.08632	0.01967
$\Delta y = \Delta v + C_{promedio 2} * \Delta l$ (cm)	11.51	50.75	34.78
$V_y =$ (KN)	1336.00	588	1768
Variante: $\Delta y = 1.3 * C_{minimo} * \Delta l$			
C minimo =	1254.25	291	1320
$\Delta l =$	0.00865	0.08632	0.01967
$\Delta y =$ (cm)	14.10	32.70	33.75
$V_y =$ (KN)	1254.25	291.36	1320.00

Tabla 6.4 – Aplicación del método elástico

6.4 - Método propuesto de redes neuronales

La obtención de los valores correspondientes al desplazamiento de fluencia (Δy), esfuerzo de corte en la base (V_y) y rigidez del campo plástico (K_p) por el método propuesto de redes

neuronales se realizó a través del software de redes entrenadas. Para ello se definió los valores de los 12 parámetros del caso particular en el archivo de datos (.DAT), se procedió a la ejecución del programa entrenado para la red (.EXE), y se obtuvo el archivo de salida (.OUT), donde se explicitan además de todas las variables de ingreso, el valor del parámetro de interés: Δy , V_y ó bien K_r según la red neuronal utilizada (ver Tabla 6.5)

Método de redes neuronales			
Δy (cm)	16.76	51.30	37.63
V_y (KN)	1657.50	474.42	1620.65
K_p	3.69	0.52	2.36

Tabla 6.5 – Aplicación del método propuesto de redes neuronales.

6.5 - Análisis de resultados

En la Tabla 6.6 se resumen los resultados obtenidos para los tres parámetros de interés: el desplazamiento de fluencia (Δy), el esfuerzo de corte (V_y) y la rigidez del campo plástico (K_p) por los distintos métodos utilizados: principio de los trabajos virtuales (PTV), Priestley (Pr), elástico (Ela), red neuronal (RN) y Análisis estático no lineal (SAP 2000).

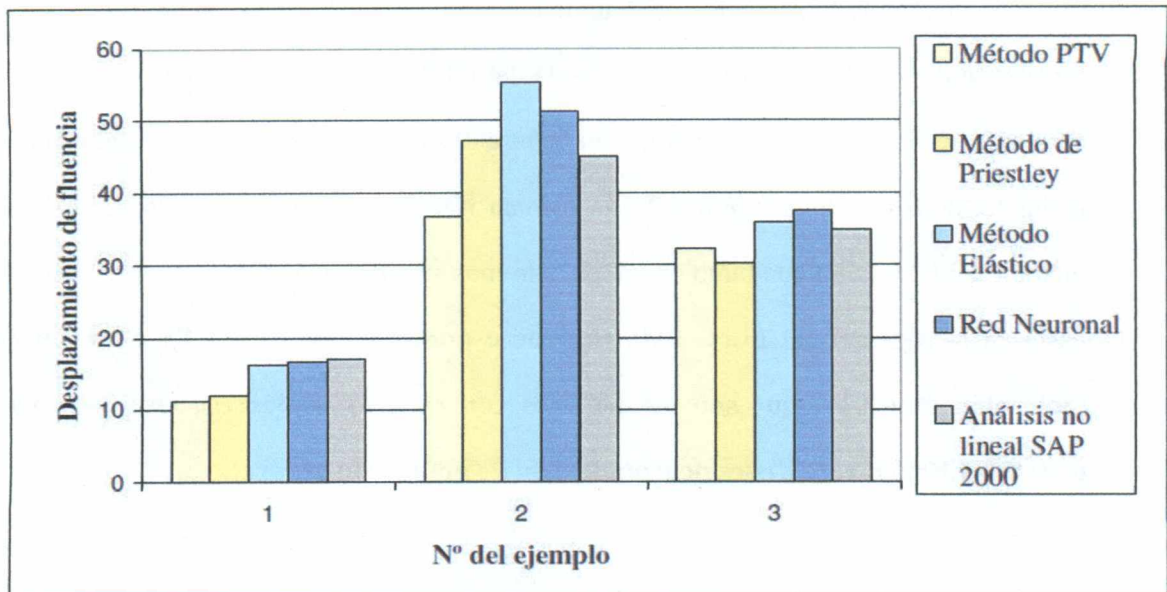
Adoptando como valores de referencia los obtenidos a través del análisis no lineal (SAP 2000), se ordenan los logrados por los demás métodos en progresión hacia aquel. Los de menor valor corresponden a los obtenidos con el método del Principio de Trabajos Virtuales (PTV), luego se ubican los del método de Priestley, a continuación los más próximos a la referencia, pertenecientes al método elástico y red neuronal.

Desplazamiento de Fluencia - Δy							
Eljemplo	Combinación	Descripción	Método Principio de los Trabajos Virtuales (Rótulas en todos los niveles)	Método de Priestley	Método elástico (rótulas en los 2/3 de H)	Red Neuronal	Análisis estático no lineal - SAP 2000
Nº	Nº		cm	cm	cm	cm	cm
1	104	5 pisos y 2 vanos	11.19	12.09	16.15	16.76	17.00
2	222	9 pisos y 3 vanos	36.82	47.22	55.48	51.30	45.00
3	90	13 pisos y 4 vanos	32.19	30.2	35.85	37.63	35.00

Esfuerzo de Corte en la base - V_y							
Eljemplo	Combinación	Descripción	Método Principio de los Trabajos Virtuales (Rótulas en todos los niveles)	Método de Priestley	Método elástico (rótulas en los 2/3 de H)	Red Neuronal	Análisis estático no lineal - SAP 2000
Nº	Nº		KN		KN	KN	KN
1	104	5 pisos y 2 vanos	1294	-	1336	1657	1807
2	222	9 pisos y 3 vanos	425	-	609	474	471
3	90	13 pisos y 4 vanos	1637	-	1881	1621	1680

Rigidez del campo plástico - K_p							
Eljemplo	Combinación	Descripción	Método Principio de los Trabajos Virtuales (Rótulas en todos los niveles)	Método de Priestley	Método elástico (rótulas en los 2/3 de H)	Red Neuronal	Análisis estático no lineal - SAP 2000
Nº	Nº					KN/cm	KN/cm
1	104	5 pisos y 2 vanos	-	-	-	3.69	3.91
2	222	9 pisos y 3 vanos	-	-	-	0.52	0.48
3	90	13 pisos y 4 vanos	-	-	-	2.36	2.51

Tabla 6.6 – Análisis de resultados



Relacion de los valores de los distintos métodos				
respecto del análisis no lineal (SAP 2000)				
Ejemplo	PTV	Priestley	Elástico	Red neuronal
1	0.66	0.71	0.95	0.99
2	0.82	1.05	1.23	1.14
3	0.92	0.86	1.02	1.08

Figura 6.1 – Comparación de resultados de desplazamiento de fluencia (Δy) de los distintos métodos respecto del análisis no lineal (SAP 2000)

6.5.1-Comparación de resultados de desplazamiento de fluencia (Δy) de los distintos métodos respecto del análisis no lineal (SAP 2000)

Principio de Trabajos Virtuales (PTV)

El análisis de los resultados del desplazamiento de fluencia (Δy) de la tabla 6.5 obtenidos con este método (PTV) respecto del patrón de comparación (análisis no lineal – SAP 2000) ,ver

figura 6.1, muestra una diferencia del orden del -34 % , -18 % y -8 % para los ejemplos 1, 2 y 3 respectivamente. Los resultados reflejan un comportamiento no muy similar en el mecanismo de formación de rótulas. Mientras en el método del PTV se prevé un mecanismo con rótulas en los extremos de vigas de todos los pisos y en la base de las columnas de planta baja, en el análisis no lineal (SAP 2000), (ver figura 6.2), se forman rótulas no solo en los lugares previstos en el método del PTV, sino que también en los extremos superiores de todas las columnas interiores y hasta en la base del 3er piso. **Esto se debe a que el método del PTV tiene un campo de aplicación específico que son los pórticos con criterio sismorresistentes. En cambio los métodos Elástico y de Redes neuronales son de aplicación general.**

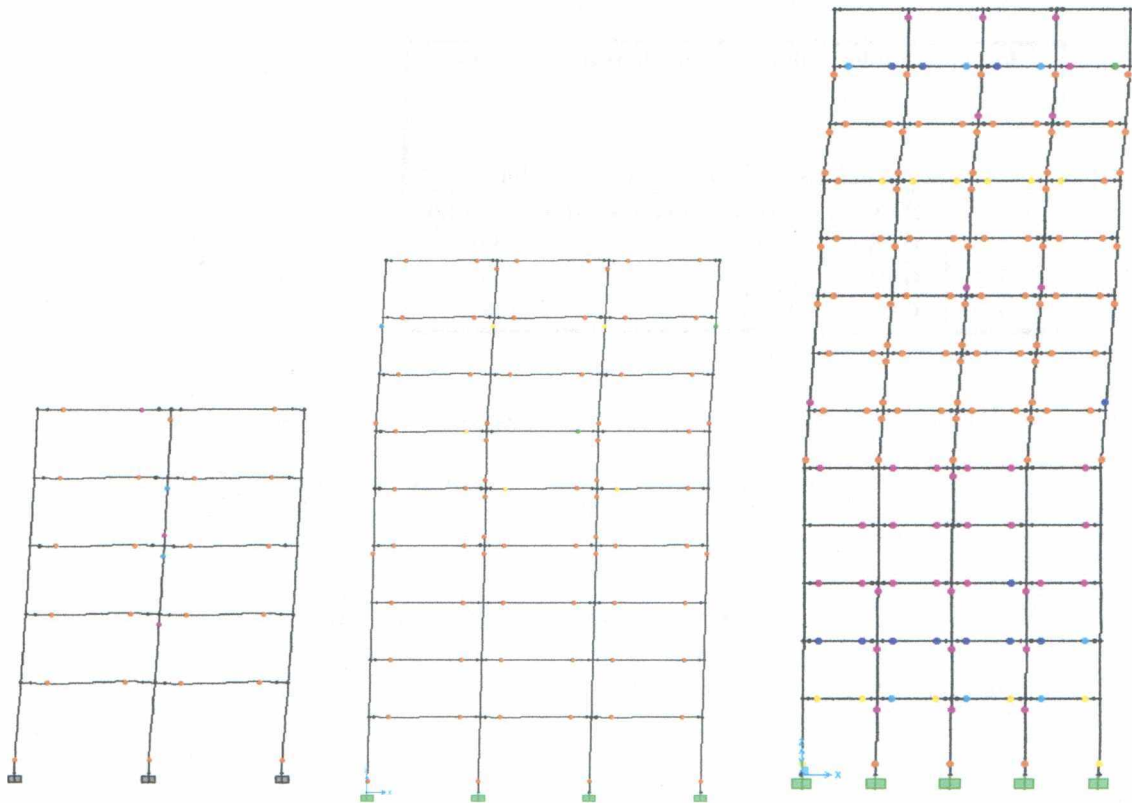


Figura 6.2 – Mecanismo de rótulas formadas en el análisis de Pushover de los ejemplos N° 1 , 2 y 3 obtenidos con el SAP 2000.

Método de Priestley

El método de Priestley presenta variaciones del orden de -29%, +5% y -14 % en los ejemplos 1, 2 y 3 respectivamente (ver figura 6.1). Respecto de las diferencias entre este método y el análisis no lineal (SAP 2000) se hace extensivo el comentario efectuado en el método anterior, respecto de que este método tiene un campo específico de aplicación que son los pórticos diseñados con criterio sismorresistentes, no siendo así para los métodos Elástico y Redes neuronales.

Método Elástico

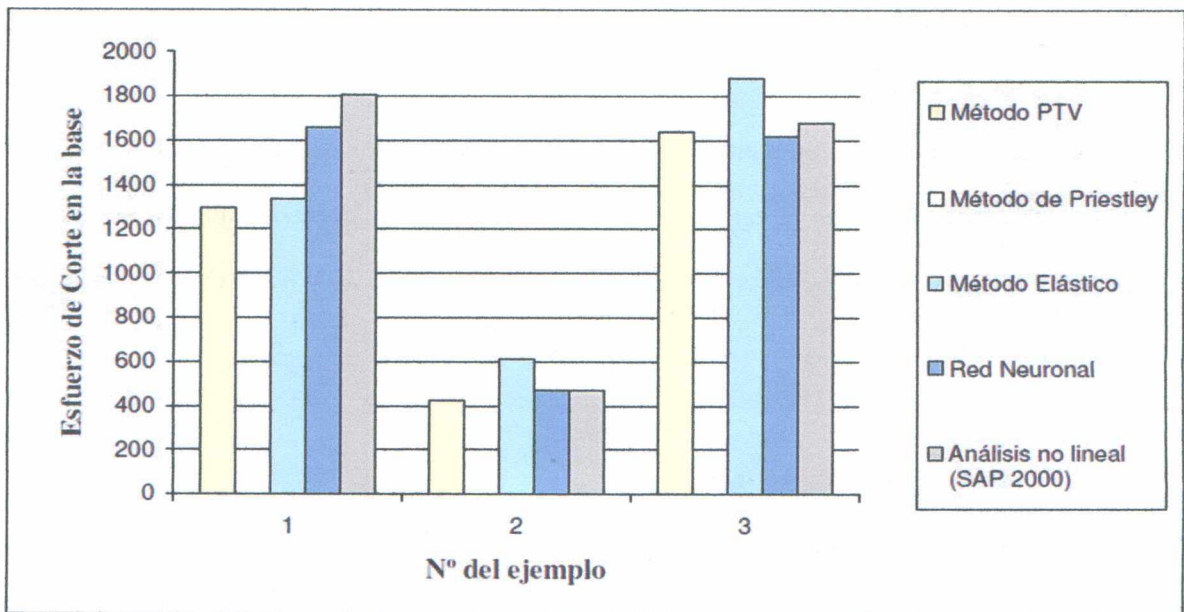
El método presenta una mejor aproximación, respecto a los dos antes comentados, dado que los valores obtenidos con él están ubicados más cerca de los correspondientes al análisis no lineal (SAP 2000); las diferencias logradas fueron de -5%, +23%, y +2% para los ejemplos 1, 2 y 3 respectivamente.

Método de la Red Neuronal

Visualizando los valores del cuadro de la figura 6.1 se puede apreciar que los resultados de éste método son los que más se aproximaron a los obtenidos por el análisis no lineal (SAP 2000); las diferencias fueron de -1%, +14%, y +8% para los ejemplos 1, 2 y 3 respectivamente. Estos resultados se explican con lo comentado respecto del campo de aplicación de los distintos métodos y porque además las redes neuronales han sido entrenadas a partir de los resultados obtenidos con SAP 2000. En el caso de los métodos Elástico y de Red neuronal su aplicación es general, diferenciándose de los específicos para pórticos con diseño sismorresistentes, como son el del PTV y el de Priestley.

6.5.2-Esfuerzo de corte en la base – diferencias de valores en los distintos métodos

En cuanto a los resultados para los valores del esfuerzo de corte en la base, la tendencia es similar a la ocurrida en los del desplazamiento de fluencia, por tanto las respectivas diferencias en los ejemplos 1, 2 y 3 para los distintos métodos son: para el PTV de -28%, -10%, y -3 %; el método de Priestley no suministra valores, el método elástico da los porcentajes de -26, +29 y +12% y el de la red neuronal presenta las diferencias menores con -8%, +1%, y -4 % , (ver figura 6.2).



Relacion de los valores de los distintos métodos respecto del análisis no lineal (SAP 2000)				
Ejemplo	PTV	Priestley	Elástico	Red neuronal
1	0.72	-	0.74	0.92
2	0.90	-	1.29	1.01
3	0.97	-	1.12	0.96

Figura 6.2 – Comparación de resultados de esfuerzo de corte (Vy) por distintos métodos.

7

CONCLUSIONES

La elaboración del presente trabajo se efectuó en el marco de los criterios directores del diseño sísmico actual: *métodos de diseño preliminar basados en los desplazamientos, ingeniería sísmica basada en el desempeño y dimensionamiento por capacidad.*

Se presentó la descripción de los métodos denominados de *diseño preliminar sismorresistente*, destacando en ellos la *necesidad, fundamento de la motivación*, de conocer el parámetro, considerado actualmente invariante en dicho proceso, y sobre el cual se basa el método: el desplazamiento de fluencia en la cima de pórticos sismorresistentes (Δy).

Se detalló la *metodología existente* para la determinación de Δy , métodos de aplicación del PTV, de Priestley y Elástico.

Se realizó la propuesta de un nuevo método basado en la aplicación de las *técnicas de redes neuronales*, sobre los resultados obtenidos a través del análisis estático no lineal "Pushover" (SAP 2000) sobre combinaciones de las variables distribuidas aleatoriamente dentro de los

límites fijados a cada una de ellas, a través del *diseño de experimentos*. La metodología propuesta del “Pushover” fue previamente comprobada con los ensayos experimentales sobre prototipos y/o modelos disponibles en trabajos de investigación y luego se adoptó como patrón de comparación.

Finalmente, obtenida la red neuronal entrenada, se efectuaron ejemplos aplicando los distintos métodos, se compararon los resultados obtenidos y se presentaron las correspondientes conclusiones.

Entre las contribuciones más destacadas que hizo la tesis se puede mencionar que:

1. Se desarrolló un nuevo método para la determinación del desplazamiento de fluencia en la cima de pórticos de hormigón armado sismorresistentes a través de la técnica de redes neuronales. La metodología brinda rapidez y buena aproximación en la determinación de uno de los parámetros de mayor interés en los métodos de diseños preliminar de estructuras sismorresistentes: *el desplazamiento de fluencia (Δy)*.
2. Se amplió la metodología anterior a los parámetros de: *esfuerzo de corte en la base (V_y)* y *rigidez del campo plástico (K_p)*.
3. Se validó la manera de modelizar los pórticos y calcular los parámetros necesarios para realizar el análisis no lineal “Pushover” con el software SAP 2000 a través de la comparación con los resultados de ensayos realizados en estructuras, adoptándola como herramienta confiable en la determinación de las solicitaciones y deformaciones producidas en pórticos solicitados por cargas permanentes verticales y cargas laterales monótonas crecientes.
4. Se adoptó un modelo que permite la formación de rótulas plásticas en todos los extremos de las barras y no en sólo los 2/3 de la altura total del pórtico.

Por lo antes expuesto se considera cumplidos los objetivos planteados al comienzo de la tesis respecto de:

- a) Efectuar los análisis, descripciones, comparaciones, alcances, críticas y bondades de metodologías utilizadas para la determinación del desplazamiento de fluencia en la cima de pórticos de hormigón armado sismorresistentes.
- b) Efectuar aplicaciones del análisis estático no lineal (push-over) para determinar el desplazamiento de fluencia en la cima de pórticos planos, diferenciados por combinación de sus variables independientes y dentro de sus límites.
- c) Elaborar la hipersuperficie para representar los resultados discretos obtenidos con push-over, aplicando las técnicas numéricas de redes neuronales para determinación del desplazamiento de fluencia (corte basal y pendiente curva post-fluencia) en forma rápida y precisa, para cualquier combinación de los valores de las variables, y dentro de los límites establecidos.
- e) Realizar aplicaciones de interés práctico.

Los trabajos a futuro que se visualizan y pueden constituir un avance del tema tratado son los siguientes:

1. El estudio de *sistemas sismorresistentes mixtos* compuestos por tabiques y pórticos de hormigón armado en el mismo plano, por ejemplo donde en algún vano existe un tabique de espesor constante en toda la altura del pórtico. Entre los parámetros del sistema a

determinar se puede mencionar el *desplazamiento de fluencia* y el *desplazamiento último* en la cima, y como consecuencia su *ductilidad*.

2. De manera similar realizar el estudio en pórticos rigidizados por brazos diagonales con elementos disipadores de energía.
3. Un estudio similar al punto 1 referido a *sistemas sismorresistentes compuestos*, integrados por tabiques y pórticos de hormigón armado. La disposición para estudio podría ser con tabiques ubicados en un tubo central (caja de ascensores, escaleras, etc.) y con presencia de pórticos en las caras laterales.

REFERENCIAS

Argüelles Álvarez, R. “Cálculo de Estructuras” Tomos I, II y III, 1981.

Fajfar, P. , "Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue"
Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.21, 837-848, 1992.

Fajfar, P.; Gaspersic, P, "The n2 method for the seismic damage analysis of rc buildings",
Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25 31-46, 1996.

CEB, Comité Euro-International du Béton, “RC Frames under earthquake loading state or the art report” 1996.

FEMA 356, Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of building. Federal
Emergency Management Agency, Washington DC, USA, 2000.

Rubinstein, M., Möller O., Giuliano A., Martínez M., “Diseño Preliminar de Sistemas Estructurales Sismorresistentes”, Memorias XI Seminario Iberoamericano de Ingeniería Sísmica 6-EIPAC-2003.

INPRES – CIRSOC, Proyecto de Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes 103, Parte II, *Reglamento de Construcciones de Hormigón Armado*, 2000.

INPRES – CIRSOC, Proyecto de Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes 103 , *Comentarios a la Parte II del Reglamento*, 2000.

M.J.Kowalsky, M.J.N.Priestly and G.A. Macrae, Displacement Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions, EESD, Vol. 24,1623-1634, 1995.

Park, Y. J., Ang, A.H.S. “Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete”, Journal of Structural Engineering Vol. 111 N° 4, 722-739, 1985.

Paulay, T., Priestley , M.N.J. “Seismic design of reinforced concrete and masonry building” Ed. John Wiley and Sons, Inc., 1992.

Paulay, T., "Some design principles relevant to torsional phenomena in ductile building"- Journal of Earthquake Engineering, Imperial College Press, 5:3, 273-308, 2001.

Paulay, T., "An estimation of displacement limits for ductile systems" Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31, 583-599, 2002.

Paulay, T., "Torsional mechanistic in ductile building system" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27 1101 – 1121, 1998.

Priestley, M.J.N. , "Myths and fallacies in earthquake engineering - Conflicts between design and reality" Proceedings of the Tom Paulay Symposium "Recent developments in lateral force transfer in building" September 20 -22, La Jolla, California, 1993.

Priestley, M.J.N., "Brief comments o elastic flexibility of reinforce concrete frames and significance to seismic design", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 31, N° 4, 1998.

Möller, O., Foschi, R., O. ,Rubinstein, M. y Quiroz, L., "Optimización de pórticos sismorresistentes utilizando redes neuronales y algoritmo sin cálculo de gradientes" Mecanica Computacional, Vol. XXVI, pp.1824-1839, 2007.

Rubinstein M., Möller O., Cervera H. , Bruni J. , Nardelli N. "Análisis experimental de un pórtico de hormigón armado", XIV Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, tomo I página 97-114, AIE, 1994.

Rubinstein, M., Möller, O., Giuliano, A. "Inelastic displacement-base design approach of R/C building structures in seismic regions", Structural Engineering and Mechanics, 12:6, 573-594, 2001.

Rubinstein, M., Möller, O., Giuliano, A. “Preliminary design and inelastic verification of earthquake – resistant structural systems” *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canada, 6, Paper N° 2899, 2004.*

Rubinstein, M., Möller, O., Giuliano, A. “Aspectos actuales del diseño preliminar de sistemas estructurales sismorresistentes y su verificación inelástica”, *Memorias del Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica – IX Jornadas, Concepción, Chile, 2005.*

Rubinstein, M., Giuliano, A., Möller, O. “Diseño preliminar de estructuras sismorresistentes: un tratamiento unificado de los efectos traslacionales y rotacionales”, *Memorias XIX Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, CD, 049, AIE, Mar del Plata, 2006.*

SAP 2000, Software, versión 11, Manuales.

SEAOC, “Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings”. *Structural Engineers Association of California. Abril 1975.*

Zhang, J., “Performance-based seismic design using designed experiments and neural networks”, *PhD. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 2003.*
