



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
ESCUELA DE GRADUADOS



ESTUDIO DEL CONTROL DE ROTULAS PLASTICAS
EN PORTICOS DE CONCRETO ARMADO

TESIS

PARA OPTAR EL GRADO DE

MAGISTER EN INGENIERIA CIVIL

Presentado por:

TEODORICO MANUEL FLORES BARRETO

LIMA – PERU

2003

A mi hijo:

KEVIN MANUEL

Con el deseo que este trabajo le sirva de estímulo para su desarrollo personal.



AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento al Mag. Daniel Quiun Wong, por su asesoramiento así como por todo el apoyo brindado en el desarrollo de este estudio.

A todas las personas que de alguna u otra forma colaboraron en la realización de este estudio, muchas gracias.



SUMARIO

En este trabajo, se presenta el estudio del efecto de los modos altos de vibración de estructuras de concreto armado en la amplificación de los momentos flexionantes en las columnas, durante una respuesta sísmica. Se buscará cuantificar este efecto para estructuras aporticadas mediante análisis dinámico inelástico, y proponer valores para su aplicación en el diseño de pórticos de concreto armado.

Se incluyen definiciones, consideraciones, procedimientos y modelos analíticos para la repuesta no lineal de estructuras aporticadas, principalmente referente al análisis dinámico inelástico.

El modelo utilizado corresponde a 19 estructuras aporticadas de 2 a 20 pisos con igual planta rectangular en todos los pisos, estructurado en base a cuatro pórticos resistentes de cuatro vanos en el sentido longitudinal. Como excitación sísmica se utilizan las dos componentes de tres registros de sismos, ocurridos en 1966, 1970 y 1974 en Perú, normalizadas a una aceleración máxima igual a 0.4g. Para representar el comportamiento del material se utiliza un modelo bilineal con una pérdida de rigidez de 95% en el segundo tramo, y no se considera pérdida de las propiedades de rigidez como consecuencia de los fenómenos de carga-descarga en las distintas secciones del modelo. Las respuestas sísmicas se obtuvieron a través de un análisis dinámico inelástico, para el cual se utilizó el programa de cómputo DRAIN-2D (15, 24), registrándose la historia de los momentos en el tiempo, para todos los elementos del modelo.

Con los resultados obtenidos, se calculan los Factores de Distribución de Momentos (FDM) en los nudos interiores y exteriores de las estructuras aporticadas, se comparan dichos valores con los requerimientos de algunas normas de diseño; se realiza un tratamiento estadístico de la dispersión de los resultados y se proponen valores en función del período fundamental del pórtico, como una propuesta para ser incorporados en la NTE E-060 (27), para su aplicación en el diseño de pórticos resistentes a momento, con el objetivo de tratar de controlar o retardar la formación de rótulas plásticas en las columnas.

INDICE

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
SUMARIO	iii
INDICE	iv
CAPITULO I: INTRODUCCION	1
1.1 INTRODUCCION	1
1.2 OBJETIVOS	3
1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	3
CAPITULO II: CONCEPTOS GENERALES PARA EL ANALISIS INELASTICO	5
2.1 INTRODUCCION	5
2.2 ANALISIS DE LA RESPUESTA INELASTICA DE ESTRUCTURAS	6
2.3 MODELOS DE ANALISIS INELASTICO	8
2.3.1 MODELOS SIMPLES	9
2.3.2 MODELOS DISCRETOS	11
2.3.3 MODELOS POR ELEMENTOS FINITOS	14
2.3.4 MODELOS DE FIBRA	14
2.4 MODELOS HISTERETICOS	16
2.4.1 MODELO BILINEAL	16
2.4.2 MODELO DE TAKEDA	17
2.4.3 MODELO DE SINA	18
2.4.4 MODELO DE OTANI	19
2.4.5 MODELO Q-HYST	20
2.5 MODELOS DE ELEMENTOS INELASTICOS	21
2.5.1 MODELO DE DOBLE COMPONENTE	21
2.5.2 MODELO DE UNA COMPONENTE	22
2.5.3 MODELO PARABOLICO	23
2.5.4 MODELO DEL ELEMENTO DISCRETO	23

CAPITULO III: MODELO ANALITICO	25
3.1 INTRODUCCION	25
3.2 SUPOSICIONES RESPECTO A LA ESTRUCTURA Y MOVIMIENTO EN LA BASE	26
3.3 METODO DE RIGIDEZ DIRECTA	26
3.3.1 GRADOS DE LIBERTAD DE LA ESTRUCTURA	26
3.3.2 MATRIZ DE RIGIDEZ	27
a) Rigidez del Elemento	27
b) Ensamblaje de la Rigidez de la Estructura	28
3.3.3 VECTOR DE CARGA	28
3.3.4 ECUACIONES DE EQUILIBRIO Y SOLUCION	29
3.4 ANALISIS PASO A PASO	30
3.4.1 EQUILIBRIO DINAMICO	30
3.4.2 MATRIZ Y COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO	31
3.4.3 INTEGRACION PASO A PASO	33
3.4.4 CORRECCION DEL EQUILIBRIO DEBIDO AL AMORTIGUAMIENTO DEPENDIENTE DE LA RIGIDEZ	35
3.4.5 RIGIDEZ TANGENCIAL	37
a) Rigidez Elástica	37
b) Rigidez Geométrica	37
3.4.6 DETERMINACION DEL ESTADO	37
a) Incremento de Fuerza en el Elemento	37
b) Incremento de Deformación del Elemento	41
c) Desbalance en el Equilibrio	41
3.4.7 MOVIMIENTO SISMICO	43
3.5 ELEMENTOS ESTRUCTURALES	43
3.5.1 ELEMENTO VIGA-COLUMNA	44
a) Características Generales	44
b) Deformaciones del Elemento	45

c)	Superficies de Interacción	47
d)	Rigidez del Elemento	50
e)	Fuerzas de Fijación en los Extremos e Iniciales	51
f)	Reducción de la Carga Viva	52
g)	Deformaciones por Cortante	53
h)	Excentricidad en los Extremos (nudo rígido)	54
i)	Salida de Resultados	55
3.5.1	ELEMENTO VIGA CON RIGIDEZ DEGRADANTE	56
a)	Características Generales	56
b)	Deformaciones del Elemento	63
c)	Propiedades del Elemento	63
d)	Rigidez del Elemento	67
e)	Salida de Resultados	68
CAPITULO IV:	ESTUDIO ANALITICO USANDO DRAIN-2D	70
4.1	INTRODUCCION	70
4.2	ESTRUCTURAS EN ESTUDIO	70
4.3	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS PORTICOS EN ESTUDIO	78
4.4	ANALISIS ELASTICO DE LOS PORTICOS EN ESTUDIO	79
4.5	DISEÑO DE LOS PORTICOS EN ESTUDIO	81
4.6	PROPIEDADES DE FLEXION DE LOS ELEMENTOS	82
4.6.1	RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION PARA EL CONCRETO Y EL ACERO DE REFUERZO	85
4.7	REGISTROS DE ACELERACION CONSIDERADOS	93
4.8	AMORTIGUAMIENTO	98
4.9	ANALISIS INELASTICO DE LOS PORTICOS	99
4.10	RESULTADOS DE LOS ANALISIS INELASTICOS	101

CAPITULO V: DESARROLLO DEL FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS	102
5.1 INTRODUCCION	102
5.2 CONTROL DE ROTULAS PLASTICAS	104
5.3 REVISION DE REGLAMENTOS RESPECTO AL CONTROL DE ROTULAS PLASTICAS	106
5.3.1 NORMA NTE-060 CONCRETO ARMADO	106
5.3.2 NORMA ACI 318-99	106
5.3.3 REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL-MEXICO	107
5.4 FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS (FDM)	108
5.4.1 RESULTADOS TIEMPO HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES	109
5.4.2 CALCULO DEL FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS	111
5.4.3 SELECCION DEL FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS	115
5.5 ANALISIS E INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS	115
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	122
6.1 CONCLUSIONES	122
6.2 RECOMENDACIONES	124
ANEXO A	
MANUAL DE USO DEL PROGRAMA DRAIN-2D PARA PC	125
ANEXO B	
EJEMPLOS DE ARCHIVOS DE DATOS	168
BIBLIOGRAFIA	172

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 INTRODUCCION

Al ser sometida una estructura de concreto armado a movimientos sísmicos severos, ésta generalmente responde no linealmente. Esto es atribuible a que el concreto armado es un material no homogéneo y su comportamiento es altamente no lineal.

El número de variables comprendidas en la respuesta no lineal de estructuras de varios niveles es tan elevado, que estudios anteriores han demostrado la alta dependencia de las respuestas inelásticas a las características propias de cada modelo, y el estado del arte actual hace difícil el poder dar recomendaciones de carácter general (11). Sin embargo, se pueden obtener valores cualitativos de ciertos factores dentro de un intervalo probable, para su posterior utilización dentro de un procedimiento racional de diseño.

Los análisis dinámicos no lineales indican que en las columnas de pórticos de varios pisos, pueden ocurrir distribuciones inesperadas de momento flexionante (21), en comparación con la distribución obtenida de la carga lateral estática equivalente que

recomienda la Norma Técnica de Edificación E-030 de Diseño Sismorresistente (26). El análisis de carga lateral estática indica generalmente que los puntos de inflexión se encuentran próximos a la mitad de la altura de las columnas, excepto en los pisos próximos a la parte superior e inferior del pórtico. Sin embargo, el análisis dinámico no lineal sugiere que en determinados instantes durante la respuesta de la estructura a los movimientos sísmicos, el punto de inflexión en una columna puede estar próximo a la unión viga-columna y ocasionalmente, incluso la columna puede estar en curvatura simple.

La causa de la distribución inesperada de los momentos flexionantes de la columna en algunos instantes, es la fuerte influencia de los modos superiores de vibración, especialmente el segundo y el tercero (21). Por otro lado, Hejal y Chopra (12) realizaron un estudio paramétrico de la respuesta sísmica de una estructura de varios pisos, y concluyen estudiando la contribución modal, que manteniendo los demás parámetros fijos, la contribución de los modos altos a la respuesta total en general, aumenta al aumentar el período fundamental; así mismo observaron en las respuestas locales, que la contribución de los modos más altos es más importante en los momentos de las columnas que en los momentos de las vigas y esfuerzos axiales de las columnas.

La carga lateral estática de la Norma E-030 normalmente tiene una distribución triangular que corresponde a las cargas laterales que varían linealmente desde cero en la base a un máximo en la parte superior de la estructura. Esta distribución de cargas corresponde aproximadamente al modo fundamental (primero) de vibración; si son significativos los otros modos de vibración es evidente que la distribución de las cargas en la estructura en determinados instantes podría diferir apreciablemente de la supuesta y producir la distribución de momentos flexionantes antes mencionadas. El corrimiento del punto de inflexión en las columnas a un punto bien distante de la posición mitad de la altura, en algunos casos significa que los momentos inducidos en las columnas pueden ser mucho mayores que los momentos obtenidos de un análisis de carga lateral estática y pueden conducir a que se formen rótulas plásticas en las columnas.

Los análisis dinámicos no lineales también indican que generalmente no están presentes las rótulas plásticas en todas las vigas en el mismo intervalo de tiempo. El desarrollo de rótulas plásticas tiende a moverse hacia arriba del pórtico, en ondas que

abarcan unos cuantos pisos a la vez, pero puede haber instantes, en edificios de baja altura donde todas las vigas tengan rótulas plásticas formadas simultáneamente.

1.2 OBJETIVOS

En el presente trabajo se busca encontrar valores cualitativos del Factor de Distribución de Momentos (FDM) dentro de un rango probable para estructuras aporticadas de concreto armado, y proponer valores para su aplicación en el diseño, con el propósito de controlar la formación de rótulas plásticas en las columnas de una conexión viga-columna. Luego, se presenta una propuesta para que estos valores puedan ser incorporados en la NTE-060 Concreto Armado del RNC (27), como una disposición especial para columnas sujetas a flexocompresión que resistan fuerzas de sismo.

1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

El presente estudio se ha organizado de la siguiente manera:

En el capítulo II, se presentan las definiciones generales en los que se basa el análisis dinámico inelástico, describiendo los diferentes modelos de análisis, modelos histeréticos y modelos de elementos inelásticos.

En el capítulo III, se describen las consideraciones y parámetros involucrados en el análisis dinámico inelástico aplicado a estructuras aporticadas, mediante el modelo analítico de rótula puntual, poniendo énfasis en el procedimiento de análisis y elementos estructurales que usa el programa de cómputo usado.

En el capítulo IV, se realizan los análisis dinámicos inelásticos usando el programa de cómputo DRAIN-2D, se describen las estructuras que se analizan, las que han sido diseñadas previamente según el actual código peruano sismorresistente; además se comentan los registros sísmicos usados, así como la respuesta inelástica de estas estructuras.

En el capítulo V, se presenta el procedimiento para calcular el factor de distribución de momentos (FDM), en base a los resultados obtenidos de los análisis inelásticos de las estructuras seleccionadas. Los resultados se comparan con los requerimientos de algunas normas y se proponen nuevos valores, para su aplicación en el diseño sismorresistente.

Las conclusiones de esta investigación, así como las recomendaciones para su ampliación, se presentan en capítulo VI.

En el anexo A se presenta el manual de uso del programa de cómputo DRAIN-2D, versión para computadoras personales y en Anexo B se indica un ejemplo de archivo para el ingreso de datos al programa.



CAPITULO II

CONCEPTOS GENERALES PARA EL ANALISIS INELASTICO

2.1 INTRODUCCION

En la filosofía del diseño sismo-resistente de edificaciones, se supone la disipación de energía sísmica a través del comportamiento inelástico de las estructuras. Esta consideración permite obtener un diseño económico de la estructura, sin reducir su seguridad. Esta seguridad dependerá realmente de que los mecanismos que se formen como resultado del comportamiento inelástico, sean estables.

Con la finalidad de cuantificar este comportamiento, y conocer la capacidad o seguridad de la estructura, diversos investigadores han propuesto métodos y modelos para predecir la respuesta inelástica. En este tipo de análisis entran en juego muchas variables y parámetros, que necesitan ser definidos y/o supuestos. Algunas de estas variables son aleatorias tal como la selección del sismo; una forma de tomar en cuenta este elemento

importante, sería escogiendo sismos representativos del área y si fuera necesario, escalarlos a máxima aceleración o velocidad (caso Japonés). Con el desarrollo de las investigaciones experimentales, los modelos teóricos de análisis cada vez representan mejor la estructura real posibilitando mejores estimaciones de la respuesta.

2.2 ANALISIS DE LA RESPUESTA INELASTICA DE ESTRUCTURAS

El comportamiento inelástico de las estructuras es tan importante que es indispensable tomarse en cuenta, en la práctica de un diseño sísmico por las siguientes razones (16): la estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños bajo sismos pequeños o medianos que pueden ocurrir durante su existencia. Además, no debe sufrir un colapso con un fuerte movimiento sísmico que tenga recurrencias de 50 años o más. A menudo, las estructuras diseñadas con esta filosofía están sujetas a fuerzas sísmicas que las llevan al rango inelástico. En algunas ocasiones, las fuerzas observadas han sido de tres a cuatro veces mayores que las que se especifican en los reglamentos. A pesar de ello, en la mayoría de los casos las estructuras no resultaron dañadas. Se cree que la disipación de energía debida al amortiguamiento histerético es un margen adicional de seguridad que poseen estas estructuras. Diseñar estructuras que permanezcan elásticas bajo grandes movimientos sísmicos es muy costoso y se considera poco realista. El efecto de la disipación de energía que causa el comportamiento histerético de la estructura de un edificio tendrá, por consiguiente, que evaluarse con precisión, partiendo de un análisis inelástico de la estructura.

El análisis elástico con el uso del concepto del amortiguamiento viscoso equivalente es una manera de evaluar este efecto. Este procedimiento analítico está propenso a errores grandes si el factor de ductilidad también es grande (16).

La relación entre la respuesta elástica máxima V_y (la respuesta del sistema cuando permanece elástico independientemente de la intensidad de la fuerza) y la respuesta máxima inelástica V_u ha sido determinada (21) para un sistema de una sola masa, elástico y perfectamente plástico, basándose en dos suposiciones: primero considerando que las deflexiones máximas elásticas como elastoplásticas sean iguales, llegando a la relación 2.1:

$$\frac{V_y}{V_u} = \frac{1}{\mu} \tag{2.1}$$

Donde μ , es el *factor de ductilidad de desplazamiento*, definido en 2.2 como

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \tag{2.2}$$

Δu es la deflexión lateral en el extremo del intervalo posterior al elástico y Δy es la deflexión lateral la primera vez que se alcanza la fluencia.

Otra manera es considerando el concepto de energía igual, lo que implica que la energía potencial almacenada por el sistema elástico en la deflexión máxima es la misma que la almacenada por el sistema elastoplástico en la deflexión máxima, llegando a la relación 2.3:

$$\frac{V_y}{V_u} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \tag{2.3}$$

Ambos conceptos descritos anteriormente, se muestran en la figura 2.1

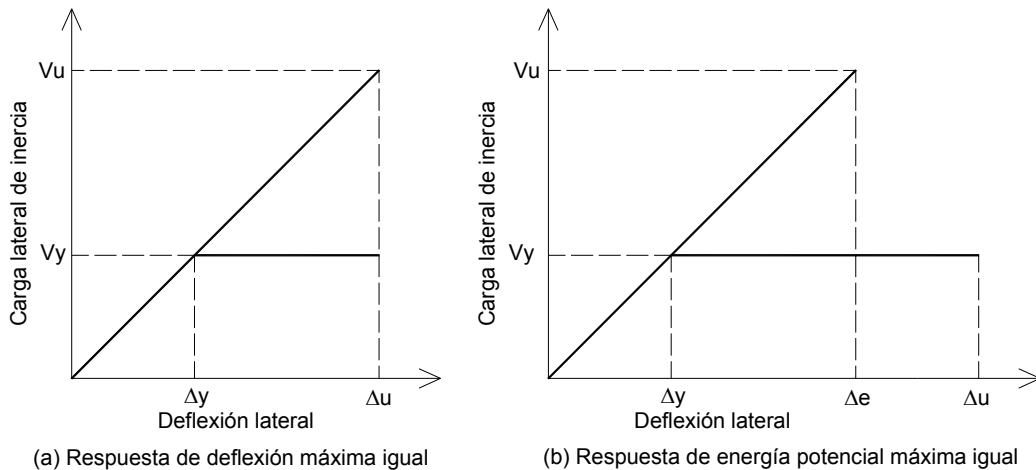


Figura 2.1 RELACION ENTRE LAS REPUESTAS ELASTICAS E INELASTICAS

La predicción mediante las ecuaciones 2.1 y 2.3 de una deflexión inelástica es debatible para estructuras de concreto armado cuando sus curvas de histéresis son del tipo degradante, no obstante estas ecuaciones por simplicidad frecuentemente se utilizan en la práctica del diseño.

El procedimiento anterior puede ser extensivo a los sistemas de múltiples grados de libertad. Si el factor de ductilidad aparente definido como se indica en 2.4:

$$\mu_{eq} = \frac{\Delta e}{\Delta y} \quad (2.4)$$

es constante para todos los niveles de entrepiso, la relación para los sistemas de un grado de libertad (ecuaciones 2.1 y 2.3) se pueden emplear para cada entrepiso en forma aproximada. Sin embargo, si μ_{eq} en un entrepiso es mucho mayor que el de los otros entrepisos, la deflexión plástica se concentra en ese entrepiso. Al procedimiento para representar cada entrepiso por un sistema de un grado de libertad se le llama *método de ductilidad* (16) y frecuentemente se adopta en los reglamentos de diseño.

De lo visto anteriormente, se puede decir que las estructuras que pueden sostener grandes deformaciones plásticas tienen una buena resistencia sísmica. Por consiguiente, las estructuras que tienen valores altos de μ se pueden diseñar con niveles más bajos de capacidad resistente a las fuerzas laterales. También se puede establecer que la parte de la estructura que vaya a sufrir grandes deformaciones plásticas debe poseer un factor de ductilidad que cubra sobradamente la esperada deformación plástica.

2.3 MODELOS DE ANALISIS INELASTICO

La respuesta dinámica de un pórtico plano de varios pisos y varias luces es bastante compleja. Existen un número elevado de grados de libertad y un alto porcentaje de comportamiento no lineal, por lo que se requiere de algunas idealizaciones y simplificaciones a fin de obtener un modelo matemático que pueda ser resuelto empleando las diferentes técnicas de computación numérica disponible. El grado de sofisticación del modelo es función del nivel de la respuesta que se desee obtener, lo cual será siempre relativo.

Se han propuesto diferentes aproximaciones con el fin de modelar las estructuras de concreto armado para llevar a cabo un análisis no lineal. Estos pueden clasificarse en los siguientes grandes grupos (14,23): modelos simples, modelos discretos, modelos de fibra y modelos de elementos finitos.

2.3.1 MODELOS SIMPLES

Muchos de los modelos desarrollados en esta categoría son conocidos como modelos tipo cortante. Inicialmente desarrollados para sistemas de un grado de libertad, su empleo ha sido extendido a sistemas de varios grados de libertad.

En el modelo tipo cortante, se sustituye el ensamblaje de los elementos (vigas, columnas y/o muros de corte) que constituyen el piso de un pórtico por un resorte no lineal único (figura 2.2).

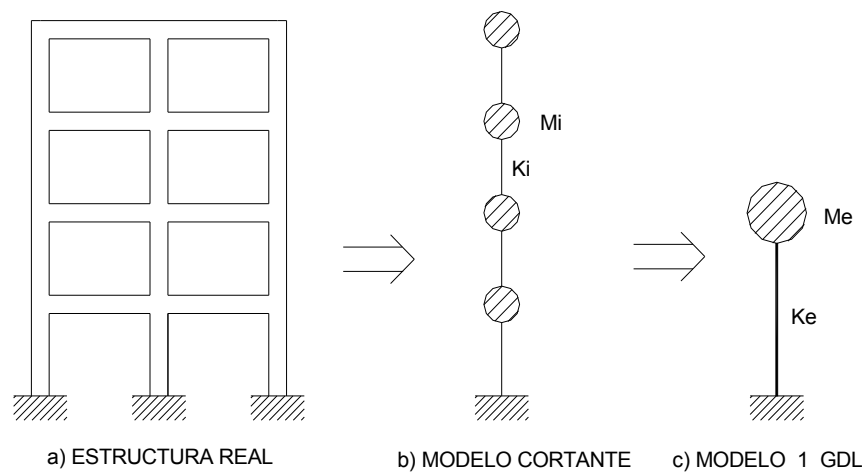


Figura 2.2 MODELOS SIMPLES

Para pórticos planos se considera un solo grado de libertad por piso llamado desplazamiento lateral de piso. En estructuras tridimensionales el sistema equivalente posee tres grados de libertad por piso (dos desplazamientos y una rotación). Se considera que la losa es infinitamente rígida, lo que permite concentrar las masas de la estructura en cada nivel de piso. El modelo cortante es también denominado de acoplamiento cercano ya que el comportamiento de un piso es influido sólo por los dos adyacentes, superior e inferior. Otros modelos corresponden al “resorte de flexión” usado para estructuras con muros de corte y el modelo de corte-flexión el cual acopla cinco niveles por cada piso, dos superiores y dos inferiores.

Una gran variedad de relaciones fuerza-desplazamiento han sido usadas para estos modelos, las cuales se determinan según el tipo de pórtico ó de los elementos que son parte de él. Los estudios realizados incluyen resortes tipo elastoplástico, bilineal, trilineal y

otros donde se considera alguna característica de degradación de rigidez, resistencia o ambas.

Otro modelo dentro de esta categoría viene dado por el sistema equivalente de un grado de libertad, en el cual se supone que la estructura se deforma de acuerdo a su primer modo o alguna otra forma de deflexión predeterminada. Takizawa (30) propone un modelo donde la estructura es sustituida por una superposición de colapsos mecánicos, que corresponden a diferentes estados de plastificación en el edificio. Para el caso de un mecanismo de un grado de libertad, al considerar la deformación estructural total, el sistema es reducido a un sistema inelástico equivalente de un grado de libertad. Otro procedimiento es el modelo llamado Q (28), que consiste en una barra rígida de peso despreciable con una rótula y un resorte rotacional no lineal en su base, y una masa concentrada y amortiguamiento viscoso en la parte superior tal como se muestra en la figura 2.3. Una aproximación similar usada por Piqué (23) superpone un juego de resortes en paralelo con diferentes modelos de fluencia. En este modelo, la rigidez combinada cambia continuamente, aunque la función de histéresis para cada resorte puede ser una relación simple.

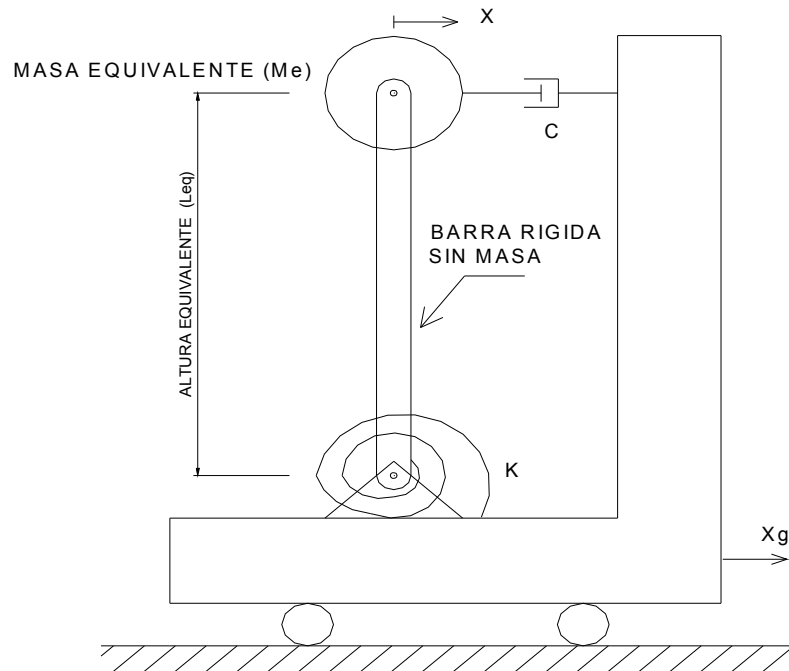


Figura 2.3 EL MODELO Q

El uso de estos modelos está limitado al diseño preliminar y/o para llevar a cabo estudios de parámetros analizando el comportamiento global de la estructura. La

información obtenida usando modelos simples es insuficiente para diseño final, evaluación de detalles y estudios de confiabilidad. Para estos propósitos al igual que para el análisis de estructuras generales que no pueden ser representadas adecuadamente por modelos simples, se necesitan técnicas de modelamiento más sofisticados. Sin embargo, cabe decir que el uso de estos modelos permite conocer el comportamiento global de la estructura en un menor tiempo y a un menor costo.

2.3.2 MODELOS DISCRETOS

Son también denominados modelos de rótula puntual. El análisis dinámico inelástico usando estos modelos es llevado a cabo a nivel del elemento integrante de la estructura. Esto es, la estructura (un edificio aporricado, usualmente) es discretizado en elementos prismáticos: vigas, columnas y placas (figura 2.4). En algunas formulaciones los nudos son tratados como elementos separados (30). Un gran número de variantes ha sido desarrollado, trabajando con pórticos planos y otras aproximaciones para resolver estructuras tridimensionales.

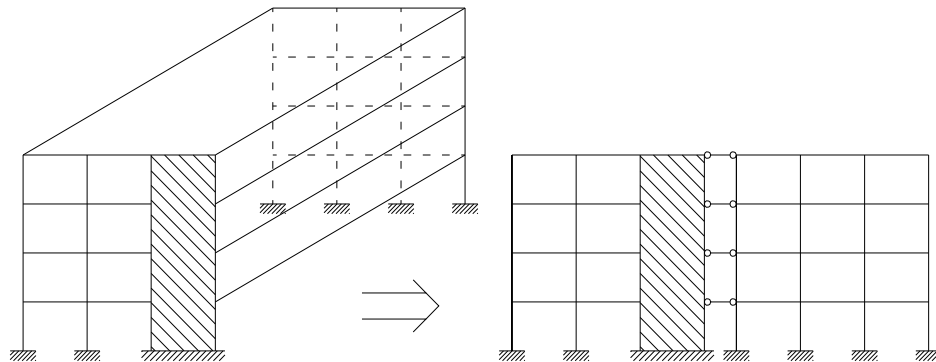


Figura 2.4 MODELO DEL PORTICO BIDIMENSIONAL

La denominación general de rótula plástica de este tipo de modelo deriva del efecto que produce la fluencia en los elementos, se supone que la rótula se forma en el punto donde la capacidad fue excedida y no sobre la longitud continua del elemento. Aziz (1) en su formulación considera una longitud plastificada que es tomada en función de la longitud original del elemento, esto da una medida de la incursión plástica de los elementos. Otras

mejoras han sido introducidas tales como, considerar miembros con zonas rígidas en los extremos, modelar extremos de vigas con muros de corte y también en elementos de barra del tipo armadura. En todos los casos, la fluencia ocurre en una sección dada o en un punto a lo largo del eje longitudinal del elemento.

El criterio de fluencia de este modelo es debido a la flexión o a una curva de interacción de fluencia. En el primer caso la fluencia ocurre cuando el elemento excede la capacidad de momento plástico M_p . Esto puede ocurrir para alguna dirección del momento (positivo o negativo). En algunas formulaciones este chequeo es hecho en el extremo de los elementos, es posible subdividiendo la viga en varios tramos considerar la formación de rótulas a lo largo del elemento, aunque se debería formar siempre en puntos preespecificados. El criterio de interacción de fluencia define una curva de fluencia (para miembros prismáticos planos) como una función de la capacidad última de fuerza axial y momento. La forma en que esto ocurre varía para cada miembro de acero y de concreto, pero en uno u otro caso la fluencia es alcanzada cuando una combinación de momento y carga axial definen un punto en o sobre la línea de capacidad de fluencia del elemento.

La idealización de los elementos puede realizarse de varias maneras:

El modelo de una componente, planteado por Giberson (10) considera que el elemento está compuesto por una componente elástica con dos resortes inelásticos en los extremos de éste. Estos resortes pueden tener cualquier característica fuerza deformación, habiéndose desarrollado y propuesto varias relaciones, desde la más simple correspondiente a un diagrama elastoplástico, bilineales y trilineales incluyendo degradación de rigidez y/o resistencia, y otras considerando el efecto “pinching” (endurecimiento) en la zona cercana al origen cuando hay cambio en la dirección de la rotación.

Los modelos de varias componentes en paralelo, cuya primera versión fue propuesta por Clough, corresponden al modelo de doble componente, donde el elemento se supone que está constituido por dos componentes, uno elástico y el otro elastoplástico que actúan en forma simultánea. Otras aproximaciones intentan modelar diagramas trilineales usando un elemento elástico y dos elementos elastoplásticos actuando en paralelo.

Los modelos de varios resortes en serie, consideran el efecto de grandes deformaciones como resultado de cargas transversales sobre la longitud del elemento y también toman en cuenta el hecho que la rigidez varía a lo largo del elemento incluso en el rango elástico. El elemento se divide en varios subelementos a lo largo del eje (figura 2.5) conectados por resortes no lineales.

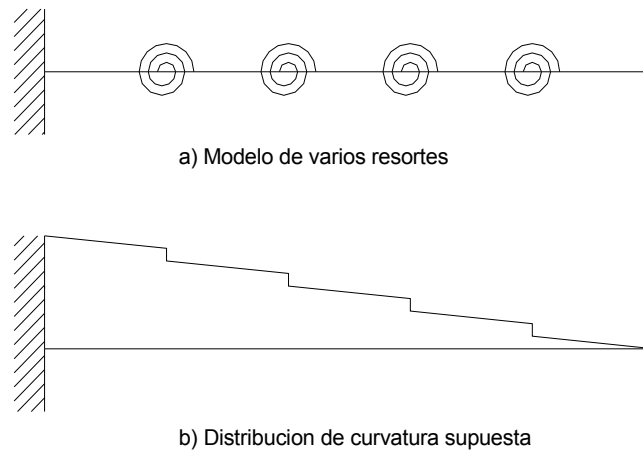


Figura 2.5 MODELO DE VARIOS RESORTES PARA MUROS DE CORTES

Otro camino para tomar en cuenta el efecto de rigidez variable a lo largo de la longitud del elemento es usando funciones de interpolación, por ejemplo Umemura (30) plantea una distribución parabólica de flexibilidades ($1/EI$) a lo largo del eje del elemento. Conocida ésta a través de la interpolación se obtiene la matriz de rigidez requerida para el análisis.

Los modelos discretos pueden dar detalles e información más precisa sobre el comportamiento de estructuras de concreto armado que los modelos simples. Sin embargo, modelos discretos basados en estas simplificaciones pueden ser incapaces de simular el comportamiento complejo de elementos de concreto armado bajo condiciones arbitrarias de carga. El efecto de que el comportamiento histerético es predefinido reduce significativamente el potencial del modelo para adaptarse a condiciones generales de carga. Las propiedades de los resortes son función de la carga particular desarrollada en el elemento, lo cual no es conocido generalmente a priori. Hay que agregar el efecto que las deformaciones axiales inelásticas por flexión y las deformaciones por corte pueden no estar concentradas en el extremo, y puede ser difícil la definición de un juego apropiado de resortes que gobiernen la interacción de deformación axial y por corte.

2.3.3 MODELOS POR ELEMENTOS FINITOS

Los modelos por elementos finitos idealizan cada elemento estructural como un ensamblaje de un alto número de elementos finitos. Estos pueden ser de varios tipos tales como bielas, elementos tipo viga, elementos para esfuerzo plano y/o deformación plana o incluso elementos tridimensionales.

Los análisis llevados a cabo (14) fueron particularmente para muros de corte. La correlación con resultados experimentales es buena, pero el costo computacional es elevado debido a la gran cantidad de elementos y al comportamiento no lineal, especialmente cuando las cargas alcanzan niveles significantes. También hay que considerar que la no-linealidad del material monitoreando la propagación de grietas y el deterioro de la unión en los elementos complica el análisis. El costo y tiempo son muy altos para el caso de estructuras grandes y particularmente al llevar a cabo análisis dinámico. Sin embargo, existen ciertas dudas sobre el comportamiento del material y en la formulación de rigideces de los elementos finitos que conlleva a resultados aproximados a pesar del refinamiento aparente de estos modelos.

2.3.4 MODELOS DE FIBRA

Estos modelos que fueron desarrollados inicialmente para estructuras de acero, también han sido extendidos a modelos estructurales de concreto armado.

La estructura es primeramente discretizada al nivel del elemento como en el modelo de rótula puntual, entonces cada componente, viga o columna, es dividida en varios tramos (segmentos), cada cual es compuesto por una serie de franjas (fibras) paralelas (figura 2.6).

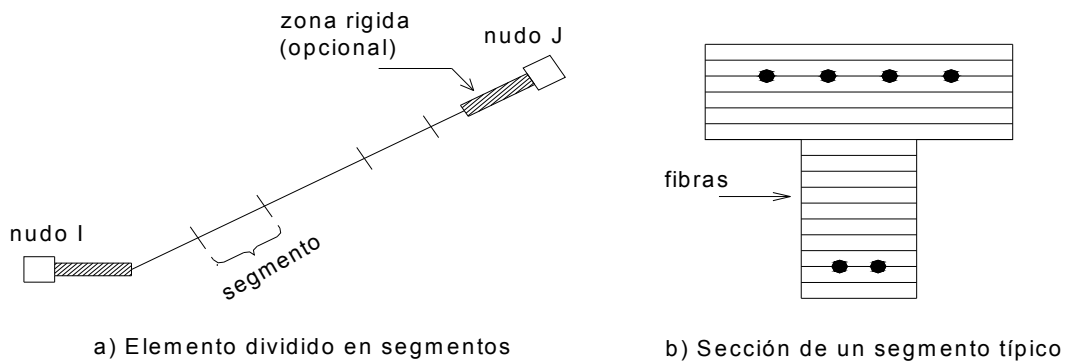


Figura 2.6 MODELO DE FIBRA

La rigidez de cada elemento se obtiene por integración a lo largo del elemento de los segmentos cuyas propiedades fueran calculadas al nivel de sección. Las características de la estructura total son entonces calculadas por el proceso tradicional, el cual se basa en las propiedades de cada elemento.

Se supone que se conocen las características fuerza-deformación para cada fibra (figura 2.7) y las deformaciones como los esfuerzos en la estructura, son calculadas a través de un análisis paso a paso. La fluencia de las fibras es aquí precisamente un fenómeno definido y permite mantener un valor de la tendencia de plasticidad a través de un segmento y a lo largo de la longitud del elemento.

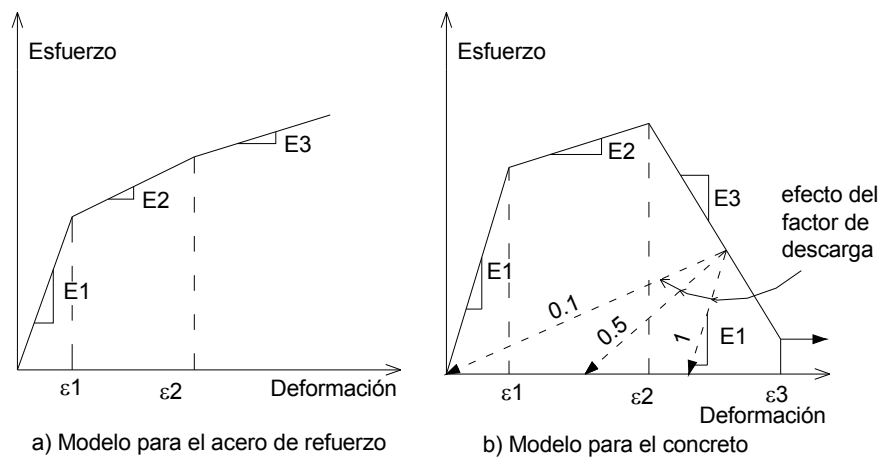


Figura 2.7 PROPIEDADES DEL MATERIAL DE CADA COMPONENTE

La suposición común que las secciones planas permanece plana puede no ser verdaderamente exacta, especialmente cuando hay un porcentaje significativo de la deformación por corte, grieta de corte o pérdida de adherencia entre el acero y el concreto.

Muchos modelos de fibra no consideran este efecto. Algunas simplificaciones se realizan para deducir la rigidez del elemento a partir de las propiedades de las secciones. Se integra sobre la longitud del elemento en un número de secciones escogidas usando una función de interpolación predeterminada. Esta función de interpolación puede no reflejar exactamente la variación de rigidez a lo largo del elemento ya que esta variación cambia como las condiciones de carga evolucionan.

2.4 MODELOS HISTERETICOS

Para estudiar la respuesta inelástica de un sistema discreto de masas, se debe establecer un modelo matemático de las características de la fuerza de restitución y de aquí definir la relación entre la fuerza cortante en el entrepiso y la deflexión del mismo.

Para una secuencia progresiva de cargas y descargas, la línea que une a los puntos pico en la curva carga-deflexión de cada secuencia de carga se llama *curva esquelética*. En muchos casos, la curva esquelética coincide con la curva de carga monótona. La curva que se obtuvo bajo las inversiones de signos de la fuerza se llama *curva de histéresis*. La curva de histéresis se afecta significativamente por los materiales y el tipo estructural. La mayoría de los modelos matemáticos se simplifica de acuerdo con el nivel requerido de análisis.

Estos modelos deben proporcionar la rigidez y resistencia del miembro, los cuales varían en cada instante de tiempo con la historia de cargas y deformaciones producidas por el movimiento sísmico.

A continuación, se describen algunos de los modelos histeréticos (4, 20) que se han desarrollado para representar el comportamiento dominante por flexión de elementos de concreto armado durante cargas cíclicas.

2.4.1 MODELO BILINEAL

Debido a su simplicidad, el sistema histerético bilineal ha sido usado extensamente para estructuras de acero y de concreto armado. El modelo puede ser descrito mediante sólo tres reglas, y solamente se consideran dos rigideces en el modelo: la rigidez elástica y la de fluencia. Las pendientes de descarga y de la carga en reversa, es la misma de la etapa elástica.

La observación general en este modelo es que: la disipación de energía es grande para deformaciones de amplitudes altas, y para amplitudes bajas no se considera disipación de energía histerética. En la figura 2.8, se muestra este tipo de modelo.

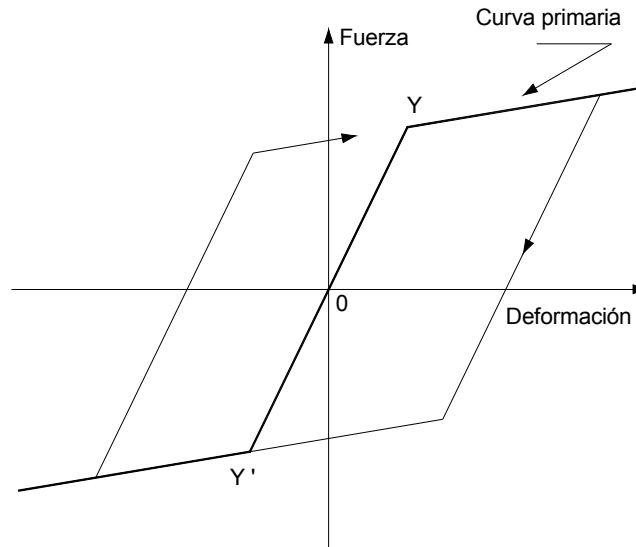


Figura 2.8 MODELO HISTERETICO BILINEAL SIMPLE

2.4.2 MODELO DE TAKEDA

Takeda, Sozen y Nielsen, propusieron un modelo más complicado basado en la observación experimental. Este modelo usa una curva primaria trilineal, simétrica con relación al origen. La curva de carga (figura 2.9) básicamente está dirigida hacia el máximo punto alcanzado anteriormente en esa misma dirección. La pendiente de la curva de descarga se degrada dependiendo de la deflexión máxima alcanzada anteriormente en cualquier dirección, según una función experimental. La rigidez degradada de descarga se expresa como:

$$K_r = \frac{F_C + F_Y}{D_C + D_Y} \left| \frac{D_m}{D_Y} \right|^{-\alpha} \quad (2.5)$$

Donde C, Y indican los niveles de agrietamiento y fluencia respectivamente, α es el parámetro de degradación de rigidez a la descarga. El modelo de Takeda, se aplica a elementos donde la falla es predominantemente por flexión. Este modelo ha sido usado en varias investigaciones con resultados satisfactorios, pero tiene el inconveniente de ser

bastante complejo en su forma original por lo que también se han desarrollado modelos simplificados de Takeda.

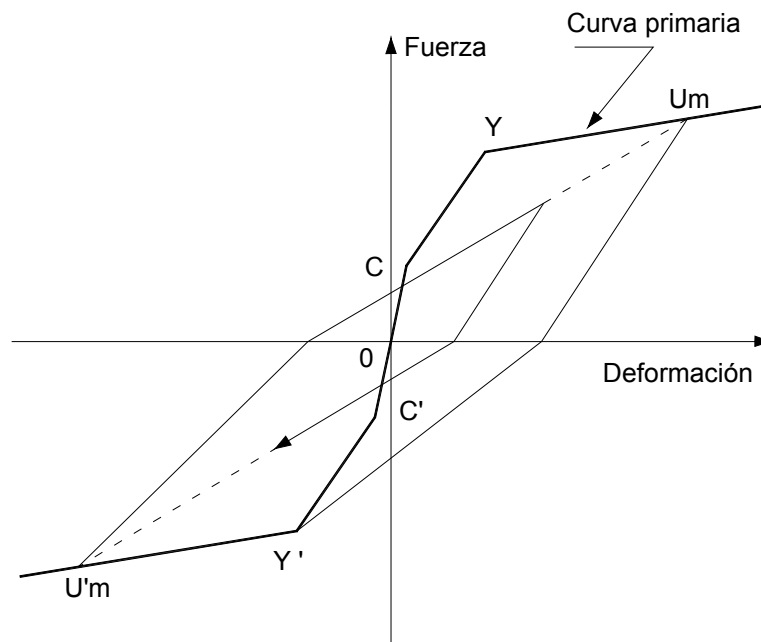


Figura 2.9 MODELO HISTERETICO DE TAKEDA

2.4.3 MODELO DE SINA

El modelo Sina (figura 2.10) es una versión del modelo de Takeda, al cual se ha añadido el efecto de “pinching” (tendencia a presentarse una rigidez incremental muy pequeña cerca al origen seguido por un aumento brusco de la rigidez, lo que se observa frecuentemente en experimentos). Esta consideración mejora la respuesta durante períodos de amplitud pequeña, y así mismo produce mayores desplazamientos en comparación con otros modelos.

La curva primaria consiste de tres partes similares a los usados por Takeda. La pendiente de descarga para la región pos fluencia se asume como:

$$S_1 = S_{C'Y} \left(\frac{D_Y}{D_m} \right)^\alpha \quad (2.6)$$

Donde $S_{C'Y}$ es la pendiente de una línea que conecta el punto de fluencia con el punto de agrietamiento en la dirección opuesta, D_Y es la deformación de fluencia, D_m es la

deformación máxima obtenida en la dirección de la carga, α es una constante que se asume igual a 0.5.

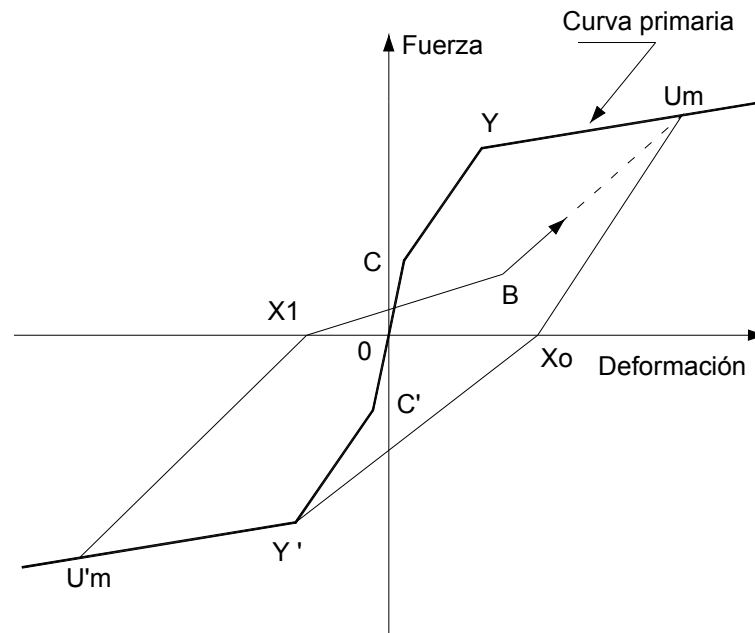


Figura 2.10 MODELO HISTERETICO DE SINA

2.4.4 MODELO DE OTANI

Este modelo es una versión modificada y simplificada del modelo de Takeda. Originalmente fue propuesto para representar la variación de la rigidez de un resorte de nudo (que considera el efecto de adherencia entre el concreto y el refuerzo) y la rigidez de un resorte flexionante. La curva primaria (figura 2.11) de este modelo es bilineal con el punto de quiebre en la zona de fluencia de la sección. También considera una degradación de la rigidez durante la etapa de descarga. El tratamiento de los ciclos de amplitud pequeña es similar al modelo de Takeda, por lo que puede considerarse que este modelo es todavía complicado.

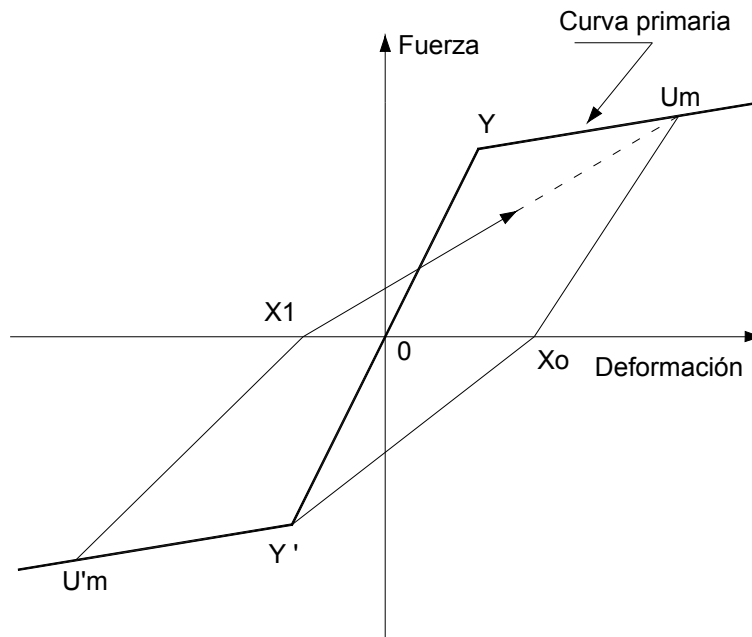


Figura 2.11 MODELO HISTERETICO DE OTANI

2.4.5 MODELO Q-HYST

El modelo Q-Hyst (figura 2.12), fue desarrollado por Saiidi y Sozen (28) y puede ser considerado como una modificación del sistema histerético bilineal. El propósito básico de la modificación fue darle ramificaciones suavizadas para las etapas de descarga y de carga en reversa.

La descarga desde un punto más allá del punto de fluencia y la recarga en la otra dirección siguen dos pendientes diferentes:

1. La pendiente de la porción de descarga ($U_m - X_0$) es determinada como una función del desplazamiento U_m y la pendiente de la porción inicial OY , de una manera similar al modelo de Takeda.
2. La porción de recarga tiene una pendiente determinada por las coordenadas de los puntos X_0 y U'_m , donde U'_m representa un punto sobre la curva primaria simétrico a U_m con respecto al origen.

Esta suposición es aceptable porque: ayuda a simplificar el modelo y para deformaciones de amplitudes bajas, provee algo de suavización comparable con el efecto "pinching" (endurecimiento cerca al origen).

Debe de enfatizarse que este modelo no provee alguna disipación de energía, a menos que el sistema fluya (esta deficiencia también existe en los modelos de Otani y el bilineal simple). Consecuentemente si la carga inicia con deformaciones de pequeñas amplitudes por debajo del punto de fluencia, el modelo considera la sección elástica. Esto no es cierto, en vista que en realidad el comportamiento no lineal en una sección de concreto armado se inicia inmediatamente después del agrietamiento de la sección.

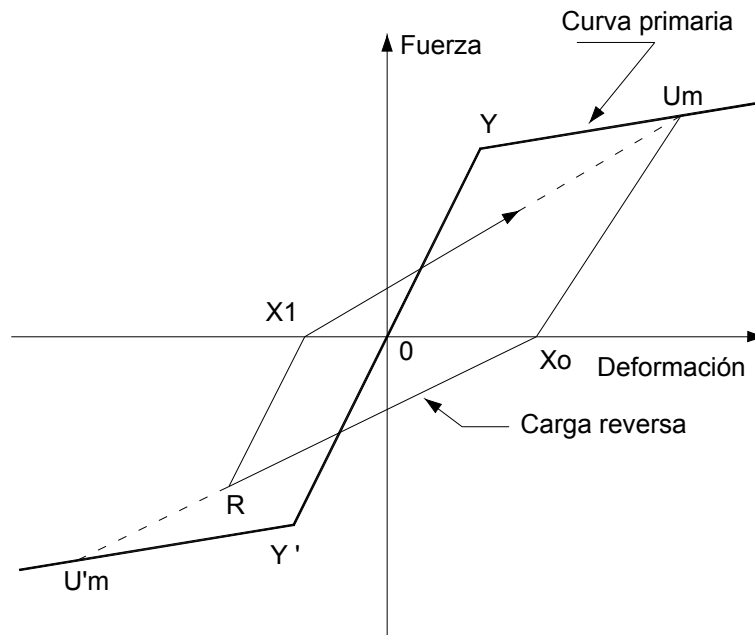


Figura 2.12 MODELO Q-HYST

2.5 MODELOS DE ELEMENTOS INELASTICOS

2.5.1 MODELO DE DOBLE COMPONENTE

El modelo de doble componente o de Clough supone que cada elemento consiste de dos componentes, uno elastoplástico y otro completamente elástico actuando en paralelo. La suma de las dos da como resultado una relación bilineal momento-curvatura para el elemento (figura 2.13)

Este tipo de modelo es muy conveniente para su cómputo por dos razones principales (29): primero, la rigidez de un elemento cambia súbitamente antes que progresivamente (y es muy simple su cálculo) y permanece constante hasta la formación de una nueva rótula o la descarga de una antigua. Segundo, es simple calcular las rotaciones de la rótula plástica y de esa manera obtener una medida de la demanda de la ductilidad sobre el miembro.

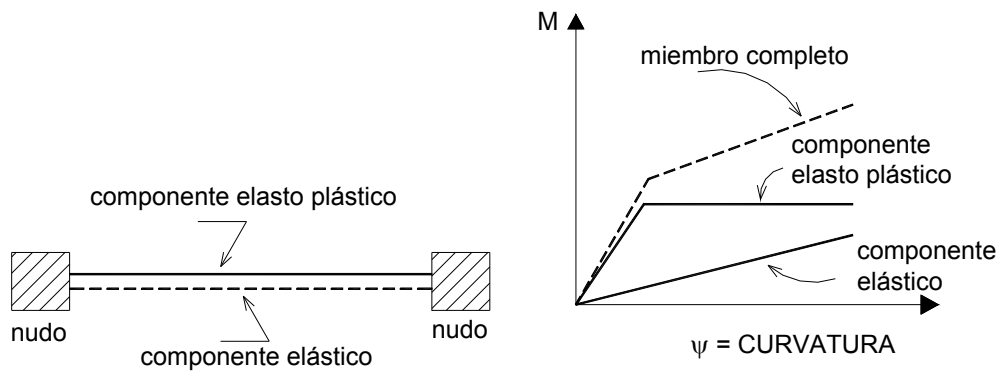


Figura 2.13 MODELO DE DOBLE COMPONENTE

En la sección 3.5.1, se describe con amplio detalle el elemento *viga-columna*, que pertenece a este tipo de modelo, el cual se utilizará en el presente estudio.

2.5.2 MODELO DE UNA COMPONENTE

El modelo de una componente está basado en la suposición que el resorte inelástico está fijo a los extremos de todos los elementos con flexibilidad rotacional " f_i ", (figura 2.14). Dadas estas flexibilidades en los extremos, los coeficientes de rigidez originales para los elementos se pueden transformar con el objeto de incluir los efectos de los resortes inelásticos.

El modelo permite seleccionar alguna relación momento rotación deseada para estos resortes, como el rígido plástico, bilineal, trilineal o una variedad de modelos de degradación de rigidez y/o resistencia, o modelos curvilíneos.

En la sección 3.5.2, se describe en detalle el elemento *viga con rigidez degradante*, que pertenece a este tipo de modelo.

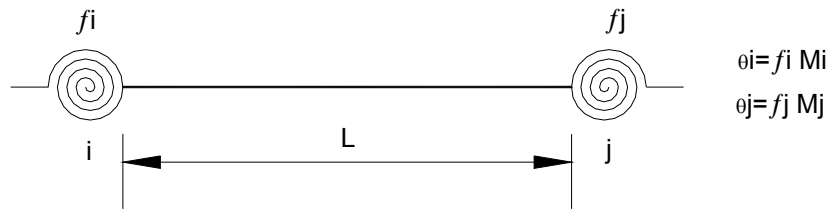


Figura 2.14 MODELO DE UNA COMPONENTE

2.5.3 MODELO PARABOLICO

Este modelo planteado por Takizawa supone una distribución parabólica de la flexibilidad a lo largo del eje del elemento. Los puntos de inflexión se encuentran dentro de la longitud del elemento. Dos distribuciones son posibles dependiendo de los signos relativos ($M+$ tracción abajo) de los momentos extremos M_A y M_B (ver figura 2.15). Este modelo puede ser aplicado especialmente para elementos tipo muros de corte.

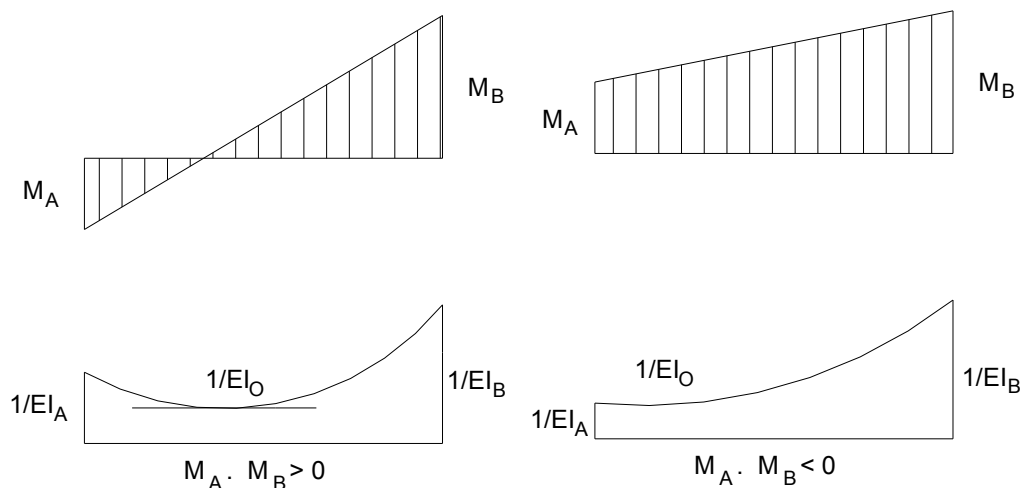


Figura 2.15 MODELO DE FLEXIBILIDAD DISTRIBUIDA

2.5.4 MODELO DEL ELEMENTO DISCRETO

Este modelo propuesto por Takayanagi y Schnobrich (ver figura 2.16), considera a un elemento dividido en segmentos pequeños, cada segmento con una rigidez a la flexión uniforme que varía con la historia de esfuerzos del segmento. La concentración local de la acción inelástica puede tomarse en cuenta considerando segmentos más pequeños en las

zonas de mayor concentración de deformación inelástica. Este modelo se usa para analizar muros de corte especialmente.

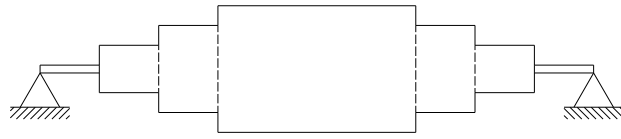


Figura 2.16 MODELO DEL ELEMENTO DISCRETO



CAPITULO III

MODELO ANALITICO

3.1 INTRODUCCION

El método analítico más popular para sistemas inelásticos es el de integración directa paso a paso, en el cual el dominio del tiempo se discretiza en muchos intervalos pequeños Δt , y para cada lapso las ecuaciones del movimiento se resuelven con los desplazamientos y velocidades del paso anterior como datos iniciales, las características de rigidez en el principio de los periodos considerados se toman constantes en todo este paso; los cálculos se producen en forma de paso a paso.

Para modelar las estructuras aporricadas se usará el modelo de rótula puntual (modelo discreto), en este modelo se puede tener la respuesta sísmica a nivel de cada elemento y por ende a nivel de cada piso.

A continuación, se describirán algunos procedimientos y suposiciones, para el tratamiento de los parámetros involucrados en el análisis dinámico inelástico de estructuras

aportadas, así como una descripción de los elementos estructurales que se utilizarán en la presente investigación.

3.2 SUPOSICIONES RESPECTO A LA ESTRUCTURA Y MOVIMIENTO EN LA BASE

En un análisis dinámico inelástico se asumen diversas simplificaciones para evitar complicadas y costosas soluciones, siempre que se asegure una relativa representación realista del problema. Las siguientes suposiciones se realizaron para el análisis:

1. La estructura es idealizada como un ensamblaje plano de elementos discretos
2. El análisis es mediante el método de rigidez directa
3. Cada nudo posee hasta tres grados de libertad de desplazamiento, como en un análisis típico de pórtico plano.
4. Se asume que la masa de la estructura está concentrada en los nudos, así que la matriz de masa es diagonal.
5. El movimiento sísmico está definido mediante la historia en el tiempo de la aceleración del terreno.
6. Se asume que todos los puntos de apoyo se mueven en fase.
7. Se aplicaron cargas estáticas (cargas de gravedad) antes de las cargas dinámicas
8. Se utilizó los siguientes elementos estructurales: el elemento viga-columna y el elemento viga con rigidez degradante, los cuales se explicarán con más detalle en las siguientes secciones.
9. La respuesta dinámica es determinada mediante la integración paso a paso, suponiendo una aceleración constante promedio durante cualquier paso.
10. Se utiliza para cada paso la rigidez tangente de la estructura y se asume un comportamiento lineal de la estructura durante el paso.

3.3 METODO DE RIGIDEZ DIRECTA

3.3.1 GRADOS DE LIBERTAD DE LA ESTRUCTURA

Con respecto al análisis, una estructura se puede idealizar como un número finito de nudos de cuerpo rígido, o uniones, conectadas por un número finito de elementos deformables o miembros. Los nudos pueden tener dimensiones finitas, pero se consideran,

por lo general, sólo como puntos. Los elementos pueden, en general ser unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales. Las cargas se pueden aplicar a los nudos o a los elementos.

El Método de Rigidez Directa es un caso especial del Método de Desplazamientos. La base de este método es que el estado de deformación de la estructura se puede definir completamente en función de un número finito de parámetros de desplazamiento asociados con los nudos. Estos parámetros de desplazamiento son los “grados de libertad” de la estructura. Uno de los pasos más importantes en la idealización de una estructura para el análisis, es la selección de grados de libertad adecuados de tal forma que se permita todos los modos de deformación importantes de la estructura. Al mismo tiempo, el número total de grados de libertad debería mantenerse a un mínimo para reducir el tiempo de cómputo.

El programa de cómputo que se usará en este estudio se limita a las estructuras planas y para el análisis de cada nudo se permite tener hasta tres grados de libertad (traslaciones paralelas a los ejes X e Y, y rotación alrededor del eje Z). En muchas estructuras, no es necesario que todos los nudos tengan tres desplazamientos, por tanto, en el programa se han realizado provisiones para imponer dos tipos de restricciones: desplazamientos ceros o idénticos.

La relación entre los desplazamientos potenciales de los nudos (tres en cada nudo, en este caso) y los grados de libertad de la estructura actual se definen a través de la construcción de un arreglo de identificación (ID). En todos los casos, el tamaño del arreglo será el (número de nudos) x (3). Para cada desplazamiento potencial, se introduce el número del grado de libertad de la estructura correspondiente. Si no hay grado de libertad correspondiente (es decir, el desplazamiento se restringe a cero), la entrada es cero. Si dos o más desplazamientos se restringen a ser idénticos, se les asigna el mismo número de grado de libertad. El uso de un arreglo ID de este tipo, tuvo su origen en el programa SAP (33), el procedimiento utilizado para generar el arreglo es similar al que utilizan en éste.

3.3.2 MATRIZ DE RIGIDEZ

a) Rigidez del Elemento

En el método de rigidez directa, la matriz de rigidez de la estructura es ensamblada a partir de las matrices de rigidez de cada elemento individualmente, mediante un proceso simple de adición directa. Cada elemento tiene un número posible de grados de libertad, que consta de deformaciones nodales y de movimientos de cuerpo rígido. Estos grados de libertad del elemento se deben relacionar con los desplazamientos de los nudos a los cuales el elemento está conectado, por último a los grados de libertad de la estructura.

La relación entre los grados de libertad del elemento y de la estructura se define por una "matriz de localización" denominado arreglo "LM", en donde el término K-ésimo del arreglo "LM" es el grado de libertad de la estructura que corresponde al grado de libertad K-ésimo del elemento. Este arreglo se debe construir y almacenar para cada elemento de la estructura, ya que se utiliza para ensamblar la matriz de rigidez de la estructura, el vector de carga y en la conversión de los desplazamientos de la estructura a las deformaciones del elemento.

b) Ensamblaje de la Rigidez de la Estructura

Una vez que la rigidez del elemento $[k]$ y el arreglo "LM" $\{l\}$, se ha establecido para cualquier elemento, resulta una tarea simple el ensamblaje de los coeficientes de rigidez del elemento dentro de la matriz de rigidez de la estructura $[K]$. En general, el término (i, j) de $[k]$ será adicionado a la ubicación (li, lj) de $[K]$.

Si uno de los términos li o lj es cero, esto indica que no hay grado de libertad de la estructura correspondiente (es decir, el desplazamiento nodal es cero). Por tanto, se ignora, el coeficiente de rigidez del elemento correspondiente. Si dos o más grados de libertad del elemento se limitan a tener valores idénticos, sencillamente, los coeficientes de rigidez correspondientes se adicionan simultáneamente en la rigidez de la estructura durante el ensamblaje.

3.3.3 VECTOR DE CARGA

Las cargas estáticas serán aplicadas a la estructura antes de que comience el sismo. Estas cargas se pueden aplicar directamente en los nudos o pueden originarse dentro de los elementos.

Cuando las cargas se aplican directamente en los nudos, el vector de carga de la estructura $\{R\}$, se ensambla mediante la utilización del arreglo ID. Si las cargas se originan dentro de los elementos, se deben convertir éstas, a cargas nodales equivalentes. Las cargas nodales equivalentes para cualquier elemento, son iguales y opuestas a las fuerzas de fijación nodal, las que se deben aplicar al elemento para prevenir el desplazamiento de sus nudos. Las cargas nodales equivalentes se adicionan en el vector de carga de la estructura, casi de la misma manera como las cargas que se aplican directamente en los nudos, excepto que se utiliza el arreglo "LM" para cada elemento, antes que el arreglo ID. En uno u otro caso, si un desplazamiento nodal en particular no tiene grado de libertad de la estructura correspondiente (es decir, la entrada en el arreglo LM e ID es cero), se ignorarán cualquiera de las cargas correspondientes. Si dos o más desplazamientos nodales son asignados al mismo grado de libertad de la estructura, cualquier carga correspondiente será adicionada juntamente.

Durante el análisis de la respuesta dinámica, se desarrollan cargas efectivas que representan la inercia y los efectos de amortiguamiento. Estos vectores de carga, se ensamblan mediante procedimientos similares a los utilizados para las cargas estáticas.

3.3.4 ECUACIONES DE EQUILIBRIO Y SOLUCION

Las ecuaciones de equilibrio que deben ser resueltas en cualquier etapa del análisis se pueden escribir así:

$$[K] \{r\} = \{R\}$$

En donde $[K]$ es la matriz de rigidez de la estructura; $\{R\}$ es el vector de carga y $\{r\}$ el vector de valores desconocidos de los grados de libertad de la estructura.

En el programa de cómputo que se utiliza, estas ecuaciones se resuelven mediante un algoritmo eficiente basado en la eliminación de Gauss (17). Se almacena la matriz de rigidez de la estructura en forma compacta para optimizar la utilización de la memoria, y durante la operación de eliminación se evitan todas las operaciones aritméticas innecesarias.

Cuando los desplazamientos nodales se han determinado, el cálculo continúa con las deformaciones del elemento, y en consecuencia, se pueden encontrar las acciones del

elemento. Para los elementos inelásticos, es necesario tomar en cuenta la historia de la deformación del elemento. El procedimiento se trata con más detalle en las siguientes secciones.

3.4 ANALISIS PASO A PASO

3.4.1 EQUILIBRIO DINAMICO

En cualquier instante, la ecuación de equilibrio dinámico se puede escribir como

$$[M]\{\ddot{d}\mathbf{r}\} + [C_T]\{\dot{d}\mathbf{r}\} + [K_T]\{d\mathbf{r}\} = \{dP\} \quad (3.1)$$

En donde $\{\ddot{d}\mathbf{r}\}$, $\{\dot{d}\mathbf{r}\}$ y $\{d\mathbf{r}\}$ son incrementos de aceleración, velocidad y de desplazamientos, respectivamente, en los nudos; $\{dP\}$ es el incremento de la carga aplicada; $[M]$ es la matriz de masa; así como $[K_T]$ y $[C_T]$ son valores tangenciales de las matrices de rigidez y de amortiguamiento para la estructura en su estado actual. Para un intervalo de tiempo finito, Δt , la ecuación (3.2) lo satisface aproximadamente.

$$[M]\{\Delta\ddot{\mathbf{r}}\} + [C_T]\{\Delta\dot{\mathbf{r}}\} + [K_T]\{\Delta\mathbf{r}\} = \{\Delta P\} \quad (3.2)$$

En donde $\{\Delta\ddot{\mathbf{r}}\}$, $\{\Delta\dot{\mathbf{r}}\}$, $\{\Delta\mathbf{r}\}$ y $\{\Delta P\}$ son incrementos finitos de aceleración, velocidad, desplazamiento y de carga, respectivamente, y las matrices de rigidez y de amortiguamiento tangencial corresponden al estado de la estructura al inicio del intervalo de tiempo.

Ya que pueden ocurrir cambios en el estado de la estructura durante el intervalo de tiempo, el nuevo estado al final del intervalo, obtenido mediante la solución de la ecuación 3.2 no puede satisfacer exactamente el equilibrio. El procedimiento generalmente utilizado, es resolver la ecuación 3.2, determinar cualquier error que se pueda introducir, y compensar estos errores mediante la aplicación de cargas correctivas durante el siguiente intervalo de tiempo. Los procedimientos utilizados se describen en las siguientes secciones.

3.4.2 MATRIZ Y COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO

Se asume que el amortiguamiento viscoso, resulta de una combinación de efectos dependientes de la rigidez y de la masa, de modo que se cumple la ecuación (3.3):

$$[C_T] = \alpha [M] + \beta [K_T] \quad (3.3)$$

En donde los coeficientes α y β son constantes. El siguiente procedimiento (28) se puede utilizar para seleccionar dichos coeficientes.

Si el sistema fuera desacoplado en modos normales, la relación entre el amortiguamiento, masa y rigidez generalizada para el modo n-ésimo sería:

$$C_n^* = \alpha M_n^* + \beta K_n^* \quad (3.4)$$

Luego, de las relaciones (3.5) y (3.6):

$$C_n^* = 2\xi_n \omega_n M_n^* \quad (3.5)$$

$$K_n^* = \omega_n^2 M_n^* \quad (3.6)$$

En donde ξ_n es la fracción de amortiguamiento crítico en el modo n-ésimo, y ω_n es la frecuencia circular del modo n-ésimo, se sigue esto para cualquiera de los valores específicos de α y β , el cual implica un amortiguamiento en el modo n-ésimo indicado en (3.7) o (3.8):

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \quad (3.7)$$

$$\xi_n = \frac{\alpha T_n}{4\pi} + \frac{\beta\pi}{T_n} \quad (3.8)$$

En donde T_n es el periodo del modo n-ésimo.

La Figura 3.1 muestra la influencia sobre ξ de los dos términos de la ecuación 3.8. El amortiguamiento dependiente de la rigidez, parece implicar amortiguamiento más alto con el período decreciente, y lo contrario con el amortiguamiento dependiente de la masa.

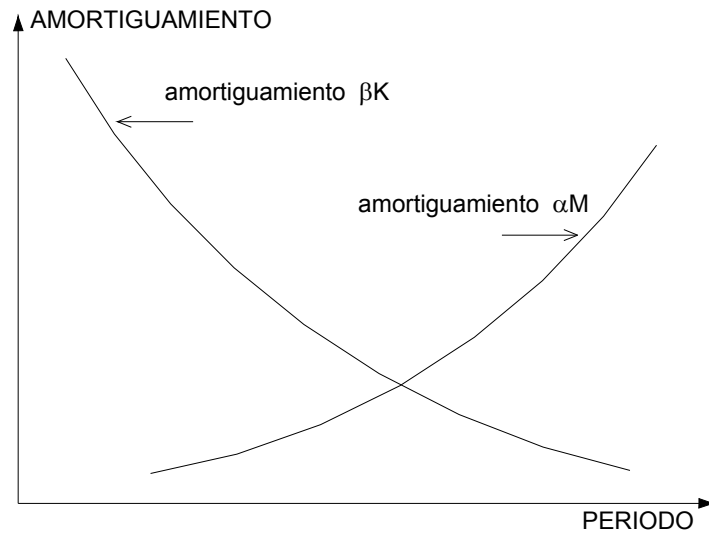


Figura 3.1 EFECTOS DEL AMORTIGUAMIENTO DEPENDIENTE DE LA MASA Y DE LA RIGIDEZ

Si sólo se asume el amortiguamiento dependiente de la masa, el amortiguamiento ξ_i en un modo con periodo T_i se puede obtener mediante (3.9).

$$\alpha = \frac{4\pi\xi_i}{T_i} \tag{3.9}$$

Similarmente si sólo se asume el amortiguamiento dependiente de la rigidez

$$\beta = \frac{\xi_i T_i}{\pi} \tag{3.10}$$

En ambos casos, el amortiguamiento para todos los valores de T se determinan una vez que α y β han sido especificados.

Si tanto α como β se desean fijas, entonces se puede definir la cantidad del amortiguamiento crítico en dos períodos diferentes. Es decir,

$$\xi_i = \frac{\alpha T_i}{4\pi} + \frac{\beta\pi}{T_i} \tag{3.11}$$

$$\xi_j = \frac{\alpha T_j}{4\pi} + \frac{\beta\pi}{T_j} \tag{3.12}$$

En consecuencia,

$$\alpha = \frac{4\pi(T_j\xi_j - T_i\xi_i)}{T_j^2 - T_i^2} \tag{3.13a}$$

$$\beta = \frac{T_i T_j (T_j \xi_i - T_i \xi_j)}{\pi (T_j^2 - T_i^2)} \quad (3.13b)$$

Para el análisis práctico, se deberían seleccionar los valores correspondientes de T y ξ luego determinar los valores de α y β utilizando las ecuaciones 3.9, 3.10 o 3.13. El amortiguamiento dependiente de la rigidez parece ser lo más razonable, ya que implica progresivamente el amortiguamiento más alto en los modos más altos.

3.4.3 INTEGRACION PASO A PASO

Una serie de métodos de integración, basados en variaciones supuestas de aceleraciones nodales durante el intervalo de tiempo, ha sido extensamente utilizado (5, 19). El método basado en una variación lineal de aceleración con respecto al tiempo, es conocido por ser inestable en la presencia de modos de vibración, con periodos que exceden aproximadamente en un tercio al intervalo de tiempo (19), en consecuencia, es inadecuado para su uso. El programa de computo que se utilizará en este estudio, ha adoptado el método basado en una aceleración constante promedio dentro del intervalo de tiempo (que es el caso particular del método β de Newmark, cuando $\beta=0.25$). Este método tiene la ventaja de ser incondicionalmente estable para todos los períodos y pasos del tiempo, así como, de no introducir amortiguamiento en el sistema.

En cualquier análisis, se puede esperar mayor exactitud según se reduzca el intervalo de tiempo de integración. Sin embargo, para reducir al mínimo los esfuerzos de cómputo, es importante seleccionar en tanto que sea posible un intervalo de tiempo mayor. Serán necesarios la experiencia y el experimento para determinar el intervalo de tiempo más apropiado. En la referencia (22), se establece el valor límite del intervalo de integración para satisfacer los requisitos de estabilidad como:

$$\Delta t \leq \frac{T}{\pi\sqrt{1-4\beta}} \quad (3.14)$$

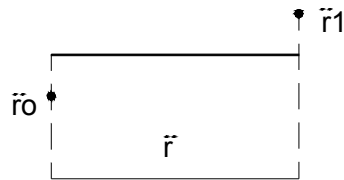
En donde T es el período fundamental de la estructura

Las ecuaciones básicas para el método de aceleración constante promedio, se muestran en el cuadro 3.1.

CUADRO 3.1

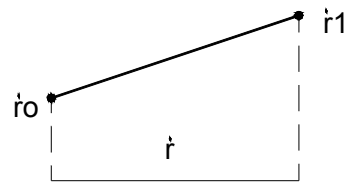
METODO DE ACELERACION CONSTANTE PROMEDIO

a) Aceleración, r1 como incógnita



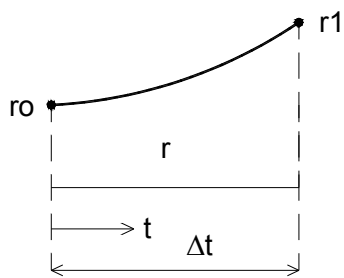
$$\ddot{r} = \frac{1}{2}(\ddot{r}_0 + \ddot{r}_1) \quad (3.1.a)$$

$$\dot{r} = \dot{r}_0 + \int_0^t \ddot{r} dt \quad (3.1.b)$$



$$\dot{r}_1 = \dot{r}_0 + \ddot{r}_0 \frac{\Delta t}{2} + \ddot{r}_1 \frac{\Delta t}{2} \quad (3.1.c)$$

$$r = r_0 + \int_0^t \dot{r} dt \quad (3.1.d)$$



$$r_1 = r_0 + \dot{r}_0 \Delta t + \ddot{r}_0 \frac{\Delta t^2}{4} + \ddot{r}_1 \frac{\Delta t^2}{4} \quad (3.1.e)$$

b) Reordenando, en términos de Δr

$$\Delta \dot{r} = -2\dot{r}_0 + \Delta r \frac{2}{\Delta t} \quad (3.1.f)$$

$$\Delta \ddot{r} = -2\ddot{r}_0 - \dot{r}_0 \frac{4}{\Delta t} + \Delta r \frac{4}{\Delta t^2} \quad (3.1.g)$$

c) Ecuación de equilibrio dinámico

$$[M]\{\Delta \ddot{r}\} + [C]\{\Delta \dot{r}\} + [K]\{\Delta r\} = \{\Delta P\} \quad (3.1.h)$$

Reemplazando:

$$\left[\frac{4}{\Delta t^2} [M] + \frac{2}{\Delta t} [C] + [K] \right] \{\Delta r\} = \{\Delta P\} + [M] \left\{ 2\ddot{r}_0 + \dot{r}_0 \frac{4}{\Delta t} \right\} + [C] \{2\dot{r}_0\} \quad (3.1.i)$$

Reemplazando la ecuación 3.3, en la ecuación 3.1.i proveniente del cuadro 3.1, se puede escribir como:

$$\left[\left(\frac{4}{\Delta t^2} + \frac{2\alpha}{\Delta t} \right) M + \left(\frac{2\beta}{\Delta t} + 1 \right) K_T \right] \{\Delta r\} = \{\Delta P\} + [M] \left\{ 2\ddot{r}_o + \frac{4}{\Delta t} \dot{r}_o + 2\alpha \dot{r}_o \right\} + \beta [K_T] \{2\dot{r}_o\} \quad (3.15)$$

Para evitar la necesidad de evaluar el término $\beta [K_T] \{2\dot{r}_o\}$ la siguiente transformación propuesta por Wilson (32) es introducida

$$\{\Delta x\} = \{\Delta r\} + \beta \{\Delta \dot{r}\} = \left(\frac{2\beta}{\Delta t} + 1 \right) \{\Delta r\} - 2\beta \{\dot{r}_o\} \quad (3.16)$$

Por lo tanto, la ecuación 3.15 se puede escribir así

$$[\gamma M + K_T] \{\Delta x\} = \{\Delta P\} + [M] \left\{ 2\ddot{r}_o + \frac{4}{\Delta t} \dot{r}_o + 2\alpha \dot{r}_o + 2\beta \gamma \dot{r}_o \right\} \quad (3.17)$$

En donde:

$$\gamma = \frac{\frac{4}{\Delta t^2} + \frac{2\alpha}{\Delta t}}{\frac{2\beta}{\Delta t} + 1}$$

Cuando se ha determinado $\{\Delta x\}$ luego se calcula el incremento del desplazamiento nodal

$$\{\Delta r\} = \frac{1}{\frac{2\beta}{\Delta t} + 1} \{\Delta x + 2\beta \dot{r}_o\} \quad (3.18)$$

Y, en consecuencia el incremento de la velocidad se calcula de la ecuación 3.1.f del cuadro 3.1.

3.4.4 CORRECCION DEL EQUILIBRIO DEBIDO AL AMORTIGUAMIENTO DEPENDIENTE DE LA RIGIDEZ

A causa de los cambios en el estado de fluencia de los elementos estructurales, la matriz de rigidez tangencial puede cambiar de un paso a otro. En consecuencia, el amortiguamiento dependiente de la rigidez y la matriz de amortiguamiento, pueden cambiar,

repentinamente entre los pasos de tiempo. Esto introduce un desbalance en el equilibrio al inicio del nuevo intervalo de tiempo, el cual puede llevar, a la acumulación de errores significativos si no se corrige.

Hagamos que el equilibrio, al final de un intervalo de tiempo (tiempo t^-) se represente por

$$\{F_M\} + \{F_C\} + \{F_K\} = \{P\} \quad (3.19)$$

En donde los términos $\{F_M\}$, $\{F_C\}$ y $\{F_K\}$ son las fuerzas totales en los nudos debido a las fuerzas de inercia, amortiguamiento y de miembro respectivamente, y $\{P\}$ es la carga externa total. La fuerza de amortiguamiento en este tiempo se da por

$$\{F_C\} = [\alpha M + \beta K_T] \{\dot{r}\} \quad (3.20)$$

En donde $\{\dot{r}\}$ es el vector de velocidad. Al inicio del próximo intervalo (tiempo t^+) las cantidades de $\{F_M\}$, $\{F_K\}$, $\{P\}$ y $\{\dot{r}\}$ no serán cambiadas, pero $\{F_C\}$ puede cambiar a

$$\{F_C\} + \{\Delta F_C\} = [\alpha M + \beta K_T + \beta \Delta K] \{\dot{r}\} \quad (3.21)$$

En donde $[\Delta K]$ es el cambio en la rigidez tangencial y $\{\Delta F_C\}$ es el cambio correspondiente en la fuerza de amortiguamiento.

Ya que el equilibrio se debe satisfacer, es necesario que una carga adicional $\{\Delta F_C\}$ sea aplicada externamente, de modo que la nueva ecuación de equilibrio en el tiempo t^+ es

$$\{F_M\} + \{F_C\} + \{\Delta F_C\} + \{F_K\} = \{P\} + \{\Delta F_C\} \quad (3.22)$$

Sin embargo, no se puede permitir que esta carga externa adicional continúe actuando, porque puede modificar significativamente el resultado de la respuesta de la estructura. Por lo tanto, es necesario eliminar esta carga mediante la aplicación de una carga opuesta e igual de magnitud

$$-\{\Delta F_C\} = -\beta[\Delta K] \{\dot{r}\} \quad (3.23)$$

En el programa DRAIN-2D, esta carga es aplicada como una carga correctiva durante el próximo paso de integración. De esta manera se permite que la carga $\{\Delta F_C\}$ actúe en un pequeño tiempo, pero se cree que el error por esto es despreciable. Debe notarse que la carga $\{F_C\}$ es en sí misma aproximada ya que se basa en una forma supuesta para la matriz de amortiguamiento.

3.4.5 RIGIDEZ TANGENCIAL

a) Rigidez Elástica

La rigidez elástica tangencial para cualquier elemento estructural se puede determinar mediante procedimientos bien establecidos. Los detalles de los modelos inelásticos para los elementos estructurales que se usarán en el presente estudio, se explicarán en las siguientes secciones. La rigidez cambiará conforme fluye el elemento, ya sea súbitamente o progresivamente, para los elementos que se emplearán los cambios son esencialmente súbitos. En consecuencia, se modificará la matriz de rigidez de la estructura, al final de cualquier intervalo de tiempo en que uno o más elementos cambian su estado de fluencia. La modificación se lleva a cabo mediante la adición de los cambios en la rigidez del elemento, dentro de la rigidez actual de la estructura, y no reensamblando completamente una nueva matriz de rigidez.

b) Rigidez Geométrica

El efecto " $P\Delta$ " es importante en los edificios altos, el cual incrementa significativamente la fuerza cortante efectiva en cada piso. Esto es un efecto de "segundo orden", asociado a pequeños, pero no menos significativos, cambios en la forma de la estructura. Se ha demostrado (8) que el efecto $P\Delta$ puede ser considerado con bastante exactitud para un edificio alto, mediante la adición a la rigidez elástica de las columnas, de una rigidez geométrica basada sobre la fuerza axial en las columnas, bajo cargas de gravedad únicamente. Esencialmente, la adición de una rigidez geométrica constante, permite realizar una aproximación lineal, de los efectos no lineales que resultan de los grandes desplazamientos de una estructura.

3.4.6 DETERMINACION DEL ESTADO

a) Incremento de Fuerza en el Elemento

Dentro de cualquier intervalo de tiempo, se calculan los incrementos en los desplazamientos de los nudos y, por tanto, los incrementos en las deformaciones del miembro. Es necesario calcular los incrementos en las fuerzas del elemento que

corresponden a estos incrementos de deformación, teniendo en cuenta la fluencia del elemento (y si se desea, los efectos de los grandes desplazamientos). A todo este proceso puede llamarse, la fase de los cálculos de la “determinación del estado”, ya que se determina el nuevo estado de fuerza y de deformación en cada elemento.

Para los elementos que se usarán en el presente estudio, se asume que la fluencia ocurre súbitamente antes que progresivamente. Por tanto, la relación entre la fuerza del elemento y la deformación se puede representar mediante una curva lineal por partes, como se ilustra en la figura 3.2.

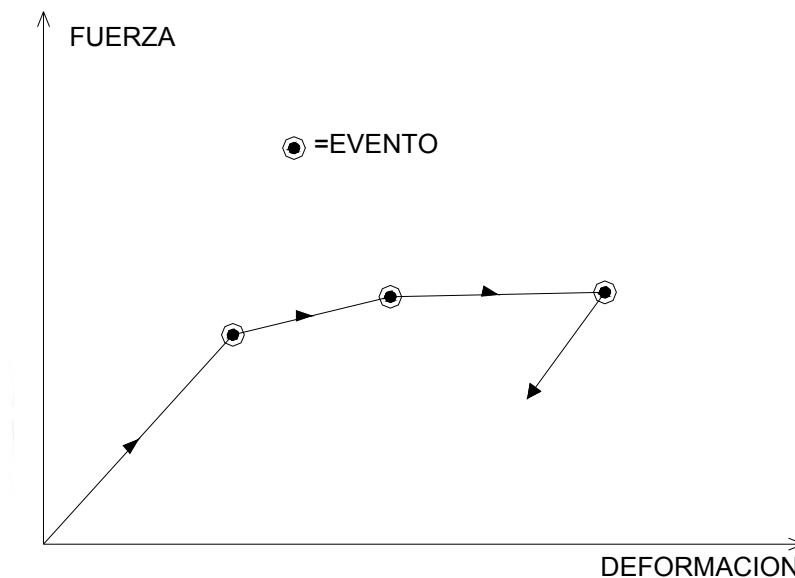


Figura 3.2 TIPO DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL

Cada cambio de pendiente corresponde a la fluencia en un nuevo punto o a la descarga en un punto que fluyó previamente, y se le denominará un “evento”. En general para cualquier elemento, pueden ocurrir varios eventos en un solo intervalo de tiempo, tal como se muestra en la figura 3.3.

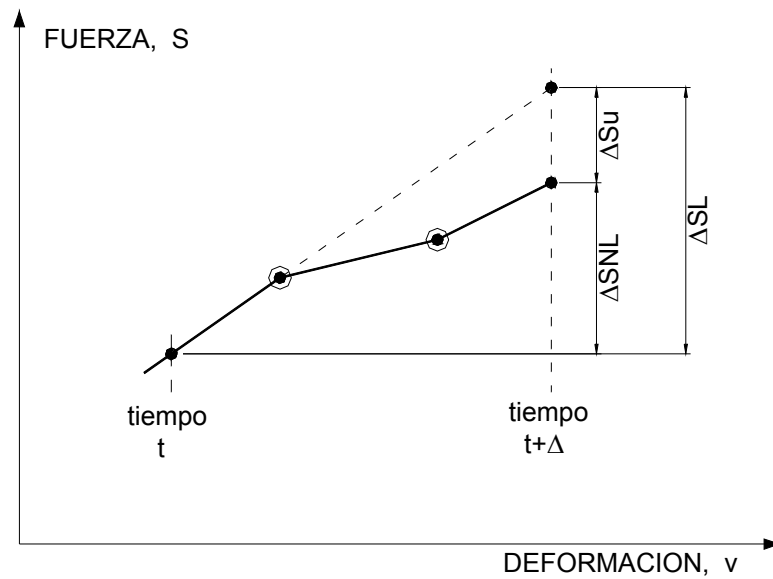


Figura 3.3 INCREMENTO DE FUERZA LINEAL Y NO LINEAL

La linealización para el intervalo de tiempo, está basada en el estado del elemento al inicio del intervalo. Por lo tanto, el comportamiento calculado sería correcto, si no ocurrieran eventos dentro del intervalo de tiempo y el comportamiento seguiría la línea discontinua en la figura 3.3. El incremento de fuerza en el elemento, que corresponde a este comportamiento, será llamado el incremento de fuerza “lineal”, $\{\Delta S_L\}$. En efecto, el comportamiento no será lineal, por lo general, y seguirá una línea, tal como la línea sólida en la figura 3.3. En este caso, los incrementos calculados en los desplazamientos de los nudos y la deformación del miembro no serán correctos, ya que ellos serán calculados asumiendo un comportamiento lineal. Sin embargo, es razonable, asumir que las mismas deformaciones serían obtenidas durante el intervalo de tiempo si fuera considerada la no-linealidad, debido a que el intervalo de tiempo es corto, así mismo porque la respuesta de la estructura será afectada sustancialmente por los efectos del amortiguamiento y de la inercia. En consecuencia, un incremento “no lineal” en la fuerza del elemento, $\{\Delta S_{NL}\}$, puede ser calculado como se indica en la figura 3.3. Un procedimiento general para calcular este incremento de fuerza no lineal es la siguiente:

1. Sea $\{\Delta v\}$ el incremento de deformación del elemento calculado para el intervalo de tiempo, sea $\{\Delta S\}$ el incremento de la fuerza no lineal que tiene que ser calculado. El incremento $\{\Delta S\}$ será calculado de la suma de uno o más subincrementos, $\mu_1\{\Delta S_1\}$,

$\mu_2\{\Delta S_2\}$, etc. como se indica en la figura 3.4. Inicializar el factor de escala acumulado, $\Sigma\mu$, a cero. Establecer un contador de ciclo, i , a 1.

2. Colocar $\{\Delta V_i\} = (1-\Sigma\mu) \{\Delta V_t\}$. Para el estado actual del elemento, determine el incremento de la fuerza del elemento, $\{\Delta S_i\}$, que corresponde a $\{\Delta V_i\}$.
3. Determine la proporción, μ_i , de este incremento de fuerza del elemento, el que se requiere para producir el próximo “evento”. Por lo general, dos tipos de eventos serán posibles, esto es descarga y fluencia. Una primera prueba se debería hacer para descarga y si esto ocurre, el valor de μ será cero. Si no ocurre la descarga, el valor de μ para producir la nueva fluencia se puede calcular a partir de la siguiente ecuación

$$\mu_i = \frac{S_y - S_i}{\Delta S_i}$$

En donde S_y es la fuerza del elemento en la fluencia; S_i es la fuerza del elemento al inicio de este ciclo; y ΔS_i es el incremento de la fuerza del elemento calculado para este ciclo. Se debe encontrar el valor más pequeño de μ_i , considerando todos los componentes de fuerza del elemento. Si este valor es menor que 1, ocurre un evento en este ciclo. Si μ_i excede de 1, no ocurrirá eventos adicionales en el intervalo de tiempo, y el valor $\mu_i=1$ es utilizado.

4. Adicionar $\mu_i \{\Delta S_i\}$ a $\{\Delta S\}$. Realizar cambios apropiados en los datos utilizados, para almacenar la información sobre el estado de fluencia del elemento.
5. Si μ_i es menor que 1, reducir $\{\Delta V\}$ a $(1-\mu_i)\{\Delta V\}$, incrementar el contador de ciclo, i , en uno y repetir desde el paso 2. Si μ_i es igual a 1, se completa el cálculo del incremento de la fuerza no lineal.

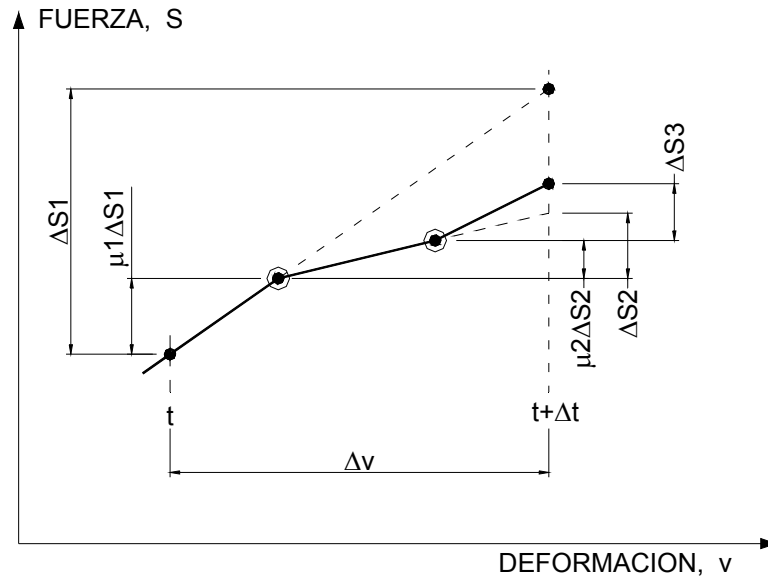


Figura 3.4 CALCULO DEL INCREMENTO DE FUERZA

b) Incrementos de Deformación del Elemento

Para las estructuras inelásticas, las deformaciones del elemento serán usualmente de mayor importancia que las fuerzas del elemento, ya que las deformaciones dan una indicación directa de la demanda de ductilidad sobre la estructura. Durante la determinación de los incrementos de la fuerza del elemento según el procedimiento ya descrito, se debería calcular, también, los incrementos de deformación inelástica apropiados en cada ciclo y acumulados, a fin de dar los incrementos para el intervalo de tiempo. Las magnitudes de las deformaciones inelásticas, para los elementos seleccionados que se utilizarán en la presente investigación se describen en los siguientes capítulos.

c) Desbalance en el Equilibrio

Si no ocurren eventos durante un intervalo de tiempo y si se ignoraran las no linealidades debido a los grandes desplazamientos, entonces la suposición de un comportamiento lineal durante el intervalo es correcta, y el estado al final del intervalo satisface el equilibrio dinámico. Es decir, el equilibrio será satisfecho para los incrementos de la fuerza del elemento igual a los incrementos lineales $\{\Delta S_L\}$, pero no

para los incrementos no lineales $\{\Delta S_{NL}\}$. En el nivel del elemento, el desbalance del equilibrio es:

$$\{\Delta S_U\} = \{\Delta S_L\} - \{\Delta S_{NL}\} \quad (3.24)$$

Mediante transformaciones apropiadas, y después de sumar todos los elementos, este desbalance se puede expresar en términos de fuerzas nodales desbalanceadas, $\{\Delta F_U\}$. Para evitar errores que puedan surgir de desbalances en el equilibrio acumulados sobre muchos intervalos de tiempo, una carga correctiva se aplica en el próximo intervalo de tiempo para restablecer el equilibrio. Desde la ecuación 3.19, se satisface el equilibrio al final de cualquier intervalo de tiempo si:

$$\{F_M\} + \{F_C\} + \{F_{KL}\} = \{P\} \quad (3.25)$$

En donde $\{F_{KL}\}$ son las fuerzas en los nudos debido a las fuerzas del elemento $\{S\} + \{\Delta S_L\}$, asumiendo un comportamiento lineal. A causa de la fluencia, sin embargo, el efecto de la fuerza del elemento será realmente $\{F_{KL}\} - \{\Delta F_U\}$. En consecuencia, la ecuación del equilibrio debe ser

$$\{F_M\} + \{F_C\} + \{F_{KL}\} - \{\Delta F_U\} = \{P\} - \{\Delta F_U\} \quad (3.26)$$

En donde una carga externa ficticia, $-\{\Delta F_U\}$, se debe aplicar. Para eliminar esta carga temporal, una carga $+\{\Delta F_U\}$ se debe adicionar a las cargas para el próximo intervalo de tiempo. Así, se permite que la carga externa ficticia actúe durante un periodo corto, su efecto no será sustancial para propósitos prácticos. Luego, estas fuerzas se incluyen en la estructura del vector de carga para el próximo intervalo. Debe observarse, que esta corrección del equilibrio se hace además de cualquier otra corrección asociada con el amortiguamiento dependiente de la rigidez.

La necesidad de corregir el equilibrio se podría evitar mediante la subdivisión de los pasos de integración cada vez que ocurra un evento. Este procedimiento ha sido utilizado, por ejemplo, por Saiidi y Sozen (28). Sin embargo, el procedimiento es complejo y dificultoso, y es también probable que el procedimiento dure más tiempo; en un estudio preliminar de Higginbotham (13) no parece ser más exacto que los procedimientos basados en intervalos de tiempo uniformes y correcciones del equilibrio.

3.4.7 MOVIMIENTO SISMICO

El procedimiento paso a paso es aplicable para cualquier tipo de excitación dinámica. Al considerar movimiento de terreno tipo sismo, se asume que todos los puntos de apoyo se mueven idénticamente y en fase. Para movimientos sísmicos, la ecuación 3.2 se convierte en:

$$[M]\{\Delta\ddot{r}_a\} + [C_T]\{\Delta\dot{r}_r\} + [K_T]\{\Delta r_r\} = \{0\} \quad (3.27)$$

En donde $\{\Delta\ddot{r}_a\}$ es el incremento de la aceleración absoluta; y $\{\Delta\dot{r}_r\}, \{\Delta r_r\}$ son incrementos de velocidad y desplazamiento, respectivamente, relativos al terreno. Observe que se asume que la amortiguación viscosa depende de las velocidades relativas. La ecuación 3.27, también se puede escribir de la siguiente manera:

$$[M]\{\Delta\ddot{r}_r\} + [C_T]\{\Delta\dot{r}_r\} + [K_T]\{\Delta r_r\} = -[M]\{\Delta\ddot{r}_g\} \quad (3.28)$$

En donde $\{\Delta\ddot{r}_r\}$ es el incremento de la aceleración relativa al terreno y $\{\Delta\ddot{r}_g\}$ es el incremento de la aceleración del terreno. En consecuencia, para movimientos sísmicos, el incremento de la carga, $\{\Delta P\}$, en las ecuaciones de éste capítulo se reemplaza por $-[M]\{\Delta\ddot{r}_g\}$. Los términos que se presentan en $\{\Delta\ddot{r}_g\}$ sólo corresponden a las componentes traslacionales de aceleración. Un solo valor se presentará para todas las aceleraciones X, y un solo valor diferente para todas las aceleraciones Y. Los resultados de los desplazamientos, velocidades y las aceleraciones calculadas mediante la solución de la ecuación 3.1.i (Cuadro 3.1) serán cantidades relativas al terreno.

3.5 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El grado de complejidad del comportamiento del elemento inelástico, depende del objetivo para el cual se propone el elemento. A continuación se detallan dos elementos estructurales, una de doble componente y la otra de una componente, ambos pertenecen al programa de cómputo DRAIN-2D (15, 24) el *ELEMENTO VIGA-COLUMNA* y el *ELEMENTO VIGA CON RIGIDEZ DEGRADANTE*, la primera de ellas se utilizará en la presente investigación:

3.5.1 ELEMENTO VIGA-COLUMNA

a) Características Generales

Los elementos viga-columna se pueden orientar arbitrariamente en el plano X-Y, y poseen rigidez axial y flexional, se pueden tomar en cuenta las deformaciones por cortante y los efectos de conexiones con extremo excéntrico (nudo rígido). La fluencia puede ocurrir solamente en rótulas plásticas concentradas en los extremos del elemento. El endurecimiento por deformación se aproxima por la suposición de que el elemento consta de dos componentes una elastoplástico y otro elástico en paralelo, las rótulas en la componente elastoplástico fluyen bajo momento constante, pero, el momento en el componente elástico puede continuar incrementándose.

Con este tipo de idealización del endurecimiento por deformación, si el momento flector en el elemento es constante y si el elemento es de resistencia uniforme entonces la relación momento-rotación para el elemento tendrá la misma forma como su relación momento-curvatura (Figura 3.5b). Esto se debe a que la curvatura y la rotación en este caso son directamente proporcionales. Sin embargo, si el momento flector o la resistencia varía entonces las curvaturas y las rotaciones no son tan proporcionales, y las variaciones de momento-curvatura y de momento-rotación pueden ser totalmente diferentes (Figura 3.5c). Con el procedimiento del componente paralelo, se está especificando en efecto, una relación de momento-rotación. Debe tenerse cuidado cuando intente relacionar ésta a la relación momento-curvatura.

Pueden especificarse diferentes momentos de fluencia en los dos extremos del elemento tanto para la flexión negativa y positiva. La interacción entre la fuerza axial y el momento en la fluencia producida se pueden considerar aproximadamente.

Las cargas estáticas aplicadas a lo largo de la longitud de un elemento se pueden considerar mediante la especificación de valores de fuerzas de fijación.

Los efectos de desplazamientos largos se pueden aproximar en el análisis dinámico mediante la inclusión de una rigidez geométrica simple, basado en las fuerzas axiales del elemento bajo la carga estática.

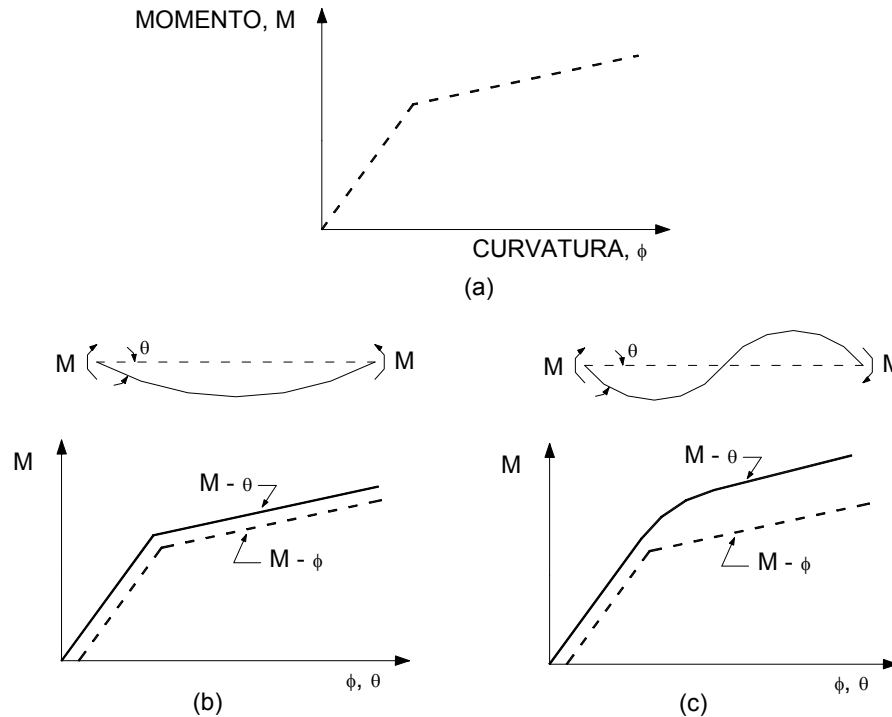


Figura 3.5 RELACIONES MOMENTO-CURVATURA Y MOMENTO-ROTACION

b) Deformaciones del Elemento

Un *ELEMENTO VIGA-COLUMNA* tiene tres modos de deformación, estos son: extensión axial, rotación por flexión en el extremo “i”, y en el extremo “j”. La matriz de transformación del desplazamiento que relaciona los incrementos de deformación y los desplazamientos (Figura 3.6) es:

$$\begin{Bmatrix} dv_1 \\ dv_2 \\ dv_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -X/L & -Y/L & 0 & X/L & Y/L & 0 \\ -Y/L^2 & X/L^2 & 1 & Y/L^2 & -X/L^2 & 0 \\ -Y/L^2 & X/L^2 & 0 & Y/L^2 & -X/L^2 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dr_1 \\ dr_2 \\ dr_3 \\ dr_4 \\ dr_5 \\ dr_6 \end{Bmatrix} \quad (3.29)$$

En forma abreviada:

$$\{dv\} = [a] \{dr\} \quad (3.30)$$

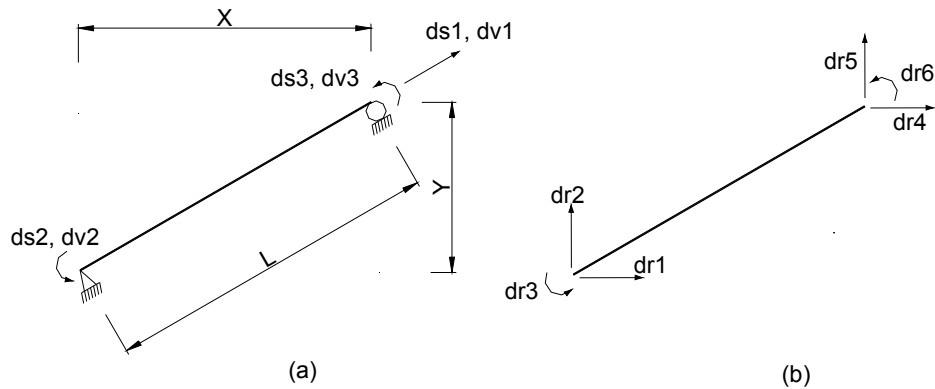


Figura 3.6 DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS

Se asumen que X, Y y L permanecen constantes. Una rótula plástica se forma cuando el momento en la componente elastoplástica del elemento alcanza su momento de fluencia, luego, una rótula se introduce dentro de ésta componente, permaneciendo inalterado el componente elástico. La medida de la deformación plástica por flexión es la rotación de la rótula plástica, a veces se utilizan otras medidas de demanda de ductilidad, con frecuencia, en la forma de relaciones de ductilidad. Sin embargo, en éste caso, se cree que la rotación de la rótula plástica es tanto más racional, como más consistente y no muy difícil interpretarla en la práctica, que una relación de ductilidad.

Para un incremento de la rotación por flexión total dv_2 y dv_3 , los incrementos correspondientes de la rotación de la rótula plástica dvp_2 y dvp_3 , están dados por:

$$\begin{Bmatrix} dv_{p2} \\ dv_{p3} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B \\ C & D \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dv_2 \\ dv_3 \end{Bmatrix} \quad (3.31)$$

En donde A, B, C y D se dan tal como en el cuadro 3.2. Una descarga ocurre en la rótula cuando el incremento de la rotación en la rótula es de signo contrario al momento flector.

CUADRO 3.2

COEFICIENTES PARA ROTACIONES EN LA ROTULA PLASTICA

Condición de fluencia	A	B	C	D
Extremos elásticos	0	0	0	0
Rótula plástica sólo en el Extremo i	1	kij/kii	0	0
Rótula plástica sólo en el Extremo j	0	0	Kij/kjj	1
Rótulas plásticas en ambos Extremos i y j	1	0	0	1

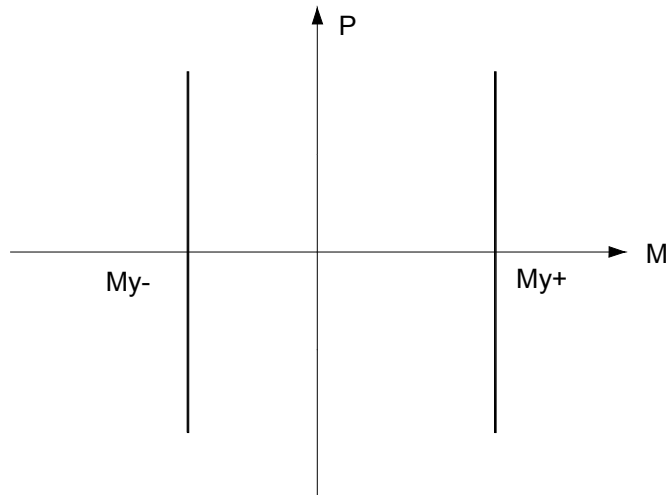
Los coeficientes kii, kij, y kjj son definidos mediante la ecuación 3.33

Se asume que no ocurren deformaciones axiales inelásticas en los *ELEMENTOS VIGA-COLUMNA* a causa de la dificultad de considerar la interacción entre las deformaciones por flexión y las axiales después de la fluencia. Por esto, se incluye solamente un procedimiento aproximado para considerar los efectos de interacción tal como se explica en la siguiente sección. Este procedimiento no es estrictamente consistente, pero, se cree que es razonable para muchas aplicaciones prácticas.

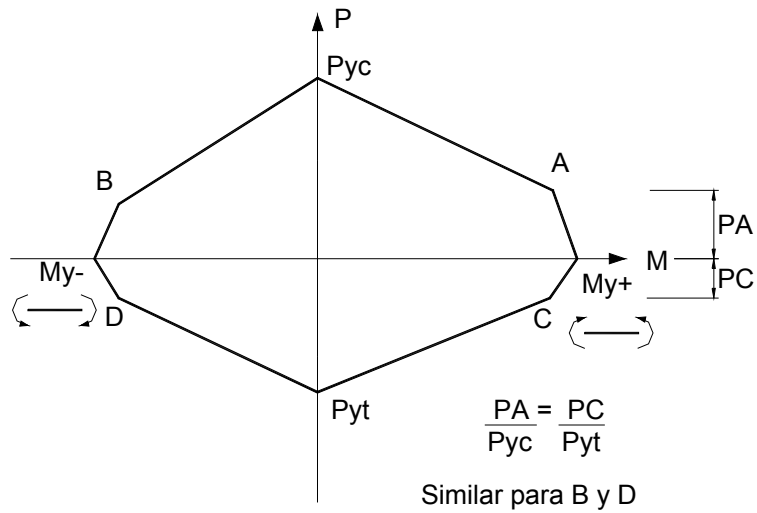
c) Superficies de Interacción

Se pueden especificar tres tipos de superficies de interacción de fluencia, tales como:

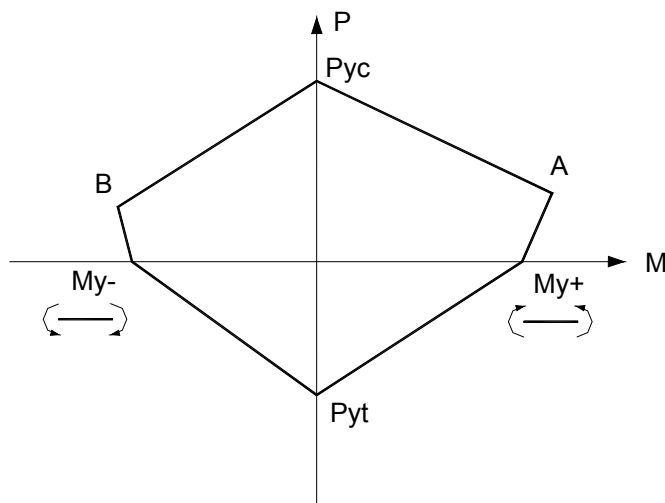
- 1) Tipo viga (código =1, Figura 3.7a). Este tipo de superficie debería ser especificado cuando las fuerzas axiales son pequeñas o son ignoradas. La fluencia es afectada sólo por el momento flector.
- 2) Tipo columna de acero (código =2, Figura 3.7b). Este tipo de superficie es para usarla con columnas de acero.
- 3) Tipo columna de concreto (código =3, Figura 3.7c). Este tipo de superficie es para usarla con columnas de concreto.



(a) CODIGO DE FORMA = 1



(b) CODIGO DE FORMA = 2



(c) CODIGO DE FORMA = 3

Figura 3.7 SUPERFICIES DE INTERACCION DE FLUENCIA

Se asume que la sección transversal es elástica, para cualquier combinación de fuerza axial y momento flector dentro de una superficie de fluencia. Si la combinación fuerza-momento se sitúa sobre o fuera de la superficie, se introduce una rótula plástica. Sólo temporalmente se permiten combinaciones fuera de las superficies de fluencia, siendo compensadas mediante la aplicación de cargas correctivas en el siguiente paso de integración.

Este procedimiento no es estrictamente correcto, debido a que las deformaciones por flexión y las axiales, interactúan después de la fluencia y, por lo tanto, es incorrecto asumir que sólo la rigidez por flexión cambia mientras que la rigidez axial permanece invariable. Sin embargo, se cree que este procedimiento es razonable para análisis prácticos de edificios.

Si una combinación fuerza-momento va del rango elástico a más allá de la superficie de fluencia en cualquier paso de integración, se realiza una corrección del equilibrio tal como se muestra en la Figura 3.8a. Asimismo, debido a que se asume que la rigidez axial permanece invariable, la combinación fuerza-momento en una rótula plástica generalmente se alejará de la superficie de fluencia dentro de cualquier paso de integración, tal como se muestra en la Figura 3.8b, por lo tanto, se realiza una corrección del equilibrio, tal como se muestra, en el siguiente paso de integración.

En realidad, la fuerza axial de un elemento con una superficie de interacción tipo columna nunca excederá el valor de fluencia para un momento cero. Sin embargo, debido al procedimiento computacional usado, se pueden calcular fuerzas axiales que exceden a la fluencia. Para las fuerzas axiales que exceden a la fluencia, se asume que los momentos de fluencia son ceros. Los resultados impresos del programa deberían ser examinados cuidadosamente e interpretados con precaución. Si las fuerzas axiales que se calculan para una columna se aproximan o exceden a la fluencia, probablemente éste implica un daño severo en la columna.

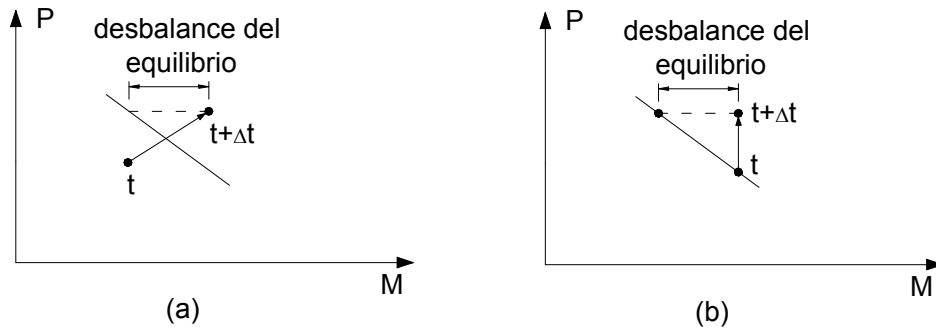


Figura 3.8 CORRECCION DEL EQUILIBRIO PARA SOBRECARGAS EN LA SUPERFICIE DE FLUENCIA

d) Rigidez del Elemento.

El elemento es considerado como la suma de una componente elástico y otra componente inelástico. Las acciones y deformaciones del elemento se muestran en la Figura 3.6a. La rigidez axial es constante y está dada por:

$$dS_1 = \frac{EA}{L} dv_1 \tag{3.32}$$

En la que E = Módulo de elasticidad y A = Area de la sección transversal. La rigidez elástica por flexión está dada por:

$$\begin{Bmatrix} dS_2 \\ dS_3 \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ij} \\ k_{ij} & k_{jj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dv_2 \\ dv_3 \end{Bmatrix} \tag{3.33}$$

En la que I = Momento de inercia y k_{ii}, k_{ij}, k_{jj} son coeficientes que dependen de la variación de la sección transversal. Para un elemento uniforme, con un momento de inercia real, $k_{ii} = k_{jj} = 4$ y $k_{ij} = 2$. Los coeficientes deben ser especificados por el usuario del programa y puede, si lo desea, considerar los efectos de deformaciones por cortante y conexiones de extremos no rígidas, así como, variaciones de la sección transversal.

Después de que se formen una o más rótulas, los coeficientes para la componente elastoplástico cambian a $k'_{ii}, k'_{ij}, k'_{jj}$ tal como sigue:

$$k'_{ii} = k_{ii}(1 - A) - k_{ij}C \tag{3.34}$$

$$k'_{ij} = k_{ij}(1 - D) - k_{ii}B \tag{3.35}$$

$$k'_{jj} = k_{jj}(1 - D) - k_{ij}B \quad (3.36)$$

En las que A, B, C y D se definen en el cuadro 3.2

La rigidez en términos de desplazamientos nodales se obtiene como:

$$[K_T] = [a]^T [k_T] [a] \quad (3.37)$$

La rigidez geométrica en las coordenadas del elemento dw1 y dw2 de la Figura 3.9 es:

$$[k_G] = \frac{S}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.38)$$

Luego en términos de desplazamientos nodales:

$$[K_G] = [a_1]^T [k_G] [a_1] \quad (3.39)$$

$$\begin{Bmatrix} dw_1 \\ dw_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{Y}{L} & \frac{X}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{Y}{L} & \frac{X}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dr_1 \\ dr_2 \\ dr_3 \\ dr_4 \end{Bmatrix} \quad (3.40)$$

$$\{dw\} = [a_1] \{dr\} \quad (3.41)$$

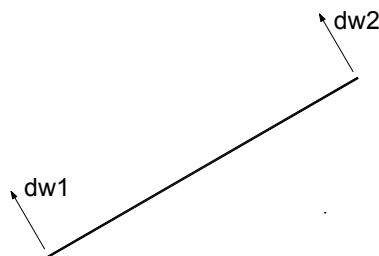


Figura 3.9 DESPLAZAMIENTOS PARA LA RIGIDEZ GEOMETRICA

Esta rigidez geométrica, no es exacta para un *ELEMENTO VIGA-COLUMNA*, pero es lo suficientemente preciso para tomar en cuenta el efecto $P - \Delta$ en pórticos de edificios.

e) Fuerzas de Fijación en los Extremos e Iniciales

Las cargas estáticas aplicadas a lo largo de las longitudes de los *ELEMENTOS VIGA-COLUMNA* pueden tomarse en cuenta mediante la especificación de fuerzas de fijación, tal

como se muestra en la Figura 3.10. Estas fuerzas son aquellas que deben actuar sobre los extremos del elemento a fin de prevenir cualquier desplazamiento en ellos.

Para aquellas estructuras en las que se ha realizado el análisis estático en forma separada, pueden especificarse estos resultados como fuerzas iniciales del elemento. La convección de signos para estas fuerzas se muestra en la Figura 3.10a. Estas fuerzas no se convierten en cargas en los nudos de la estructura, sino que se emplean simplemente para inicializar las acciones en los extremos del elemento. Cualquier fuerza en los extremos debido a otras cargas se añade luego, a las fuerzas iniciales.

Se pueden especificar fuerzas iniciales del elemento, además de las fuerzas nodales estáticas y de las fuerzas de fijación en el elemento, en cuyo caso las fuerzas del elemento debido a la carga estática son adicionadas a las fuerzas iniciales. Si se emplea la rigidez geométrica, ésta se basa en la fuerza axial inicial más la fuerza axial debida a la carga estática, y se incluye sólo para la carga dinámica, mas no para la carga estática.

Las fuerzas iniciales y de fijación se definen como patrones estándares y cada elemento puede ser identificado con un patrón estándar de fuerzas de fijación por carga muerta, fuerzas de fijación por carga viva y fuerza inicial. Además, pueden especificarse factores de multiplicación para escalar los patrones estándares.

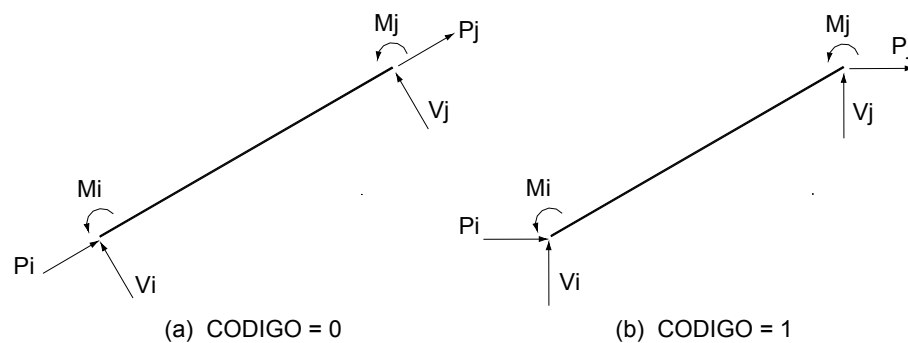


Figura 3.10 FUERZAS DE FIJACION EN LOS EXTREMOS E INICIALES

f) Reducción de la Carga Viva

En los edificios, las reducciones de carga viva basadas sobre un área tributaria pueden tener efectos importantes y deberían tomarse en cuenta. Las fuerzas de fijación especificadas para cualquier elemento, después escalado mediante los factores

especificados para dicho elemento, consideran cualquier reducción de la carga viva permitida para ese elemento.

Las fuerzas de fijación para cualquier elemento constituirán, cuando cambien de signo, cargas estáticas sobre los nudos a los cuales se conecta el elemento y el programa tomará en cuenta estas cargas. Sin embargo, con frecuencia, el factor de reducción de carga viva permitida para una columna de un edificio excederá al de las vigas que soporta, debido a que las columnas soportan cargas tributarias de los distintos pisos. De allí que, si las cortantes de fijación de la carga viva completa para cada viga se aplican a los nudos de la estructura, las cargas acumuladas en las columnas pueden ser innecesariamente grandes. Esto podría ser compensado con la reducción de las cortantes de fijación para proporcionar las cargas correctas en la columna, pero las fuerzas cortantes calculadas para las vigas serían demasiado pequeñas. Un enfoque preferible, es aprovechar los factores de reducción de las cargas vivas, los que pueden ser especificados con los patrones de fuerzas de fijación y, los que se emplean como sigue:

Las fuerzas completas de fijación en los extremos especificados, son usadas para la inicialización de las fuerzas axiales y cortantes del elemento. Sin embargo, para el cálculo de las cargas estáticas en los nudos conectados al elemento, las fuerzas cortantes y axiales de fijación (pero no los momentos) debido a la carga viva son primero multiplicadas por el factor de reducción especificado. Las fuerzas que producen las cargas axiales en las columnas pueden, en consecuencia, ser reducidas para considerar la diferencia en las reducciones de carga viva permisible entre las columnas y las vigas; sin embargo, las fuerzas cortantes calculadas para las vigas serán, aún, correctas. Para las cargas muertas, se ignora el factor de reducción.

g) Deformaciones por Cortante

Si se desea pueden especificarse áreas efectivas de corte por flexión. Luego, el programa modifica la rigidez por flexión para considerar las deformaciones por cortante adicionales. Sin embargo, las fuerzas de fijación en los extremos no cambian, de manera que si las deformaciones por cortante pueden ser importantes, los patrones de fuerzas de fijación especificados deberían tomar en cuenta estas deformaciones.

h) Excentricidad en los Extremos (Nudo Rígido)

En las estructuras aporticadas y pórticos acoplados a muros de corte, las rótulas plásticas se formarán cerca a las caras de la conexión antes que en la línea central teórica de la unión. Este efecto puede ser aproximado mediante conexiones infinitamente resistentes y rígidas, uniendo entre los nudos (ubicados en las líneas centrales de las uniones) y los extremos del elemento, tal como se muestra en la Figura 3.11. La transformación del desplazamiento que relacionan los desplazamientos nodales $\{dr_n\}$, con aquéllos en los extremos del elemento es:

$$\begin{Bmatrix} dr_1 \\ dr_2 \\ dr_3 \\ dr_4 \\ dr_5 \\ dr_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -Y_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & X_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -Y_j \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & X_j \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dr_{1n} \\ dr_{2n} \\ dr_{3n} \\ dr_{4n} \\ dr_{5n} \\ dr_{6n} \end{Bmatrix} \quad (3.42)$$

Esta transformación ha sido incorporada en el cálculo de las deformaciones y rigideces del elemento. Las excentricidades en los extremos se especifican como patrones estándares con cada elemento, asignándosele un patrón apropiado.

Donde se especifican excentricidades en los extremos, los coeficientes de rigidez deben aplicarse a la parte del elemento entre los extremos del mismo, ignorando la región de la unión. En forma similar, las fuerzas de fijación en los extremos son aquéllas que se aplican a los extremos del elemento, que corresponden a las cargas aplicadas dentro de la longitud del elemento. Los efectos de excentricidad en los extremos se toman en cuenta en la transferencia de las fuerzas de fijación a los nudos (es decir, las cargas del momento se aumentan mediante acoplamientos creados por las fuerzas axiales y cortantes de fijación). Sin embargo, se debería observar que cualquiera de los factores de reducción de carga viva especificados, se aplica a las fuerzas axiales y cortantes de fijación antes de que ellos se transfieran de los extremos del elemento a los nudos.

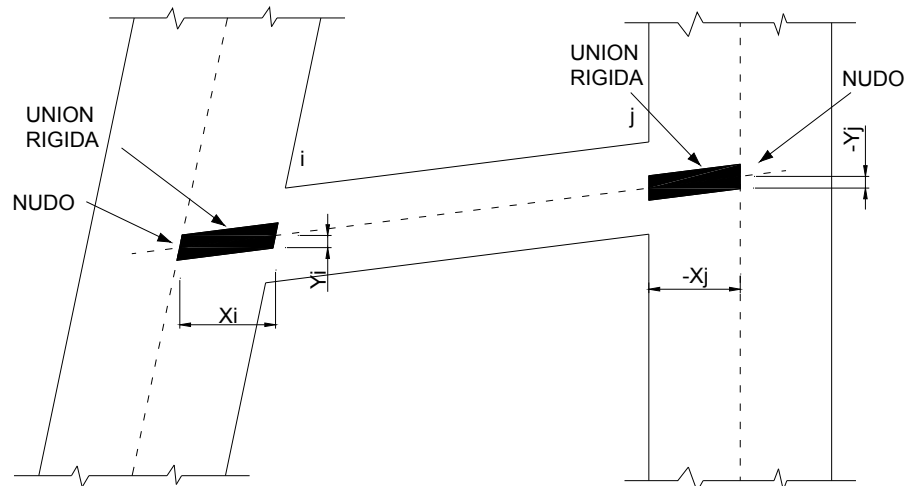


Figura 3.11 EXCENTRICIDADES EN LOS EXTREMOS

i) Salida de Resultados

Los siguientes resultados se imprimen en el archivo de salida para la condición de carga estática (todos los elementos) y en cada tiempo de salida (sólo para elementos especificados) si se solicitan resultados tiempo-historia:

1. Código de fluencia en cada extremo del elemento: cero indica que el extremo del elemento es elástico y 1, que se ha formado una rótula plástica.
2. Fuerza axial, momento flector y fuerza cortante actuante en cada extremo con la convención de signo mostrada en la Figura 3.10a.
3. Rotaciones actuales de la rótula plástica en cada extremo.
4. Rotaciones de la rótula plástica positiva y negativa acumuladas hasta el tiempo actual.

Estos valores se acumulan tal como se muestra en la Figura 3.12.

Los valores positivos y negativos máximos de la fuerza axial, momento flector, fuerza cortante y rotación de la rótula plástica con sus tiempos de ocurrencia son impresos en los intervalos de tiempo solicitados para los envolventes. Así mismo se imprimen las rotaciones acumuladas negativas y positivas de la rótula plástica.

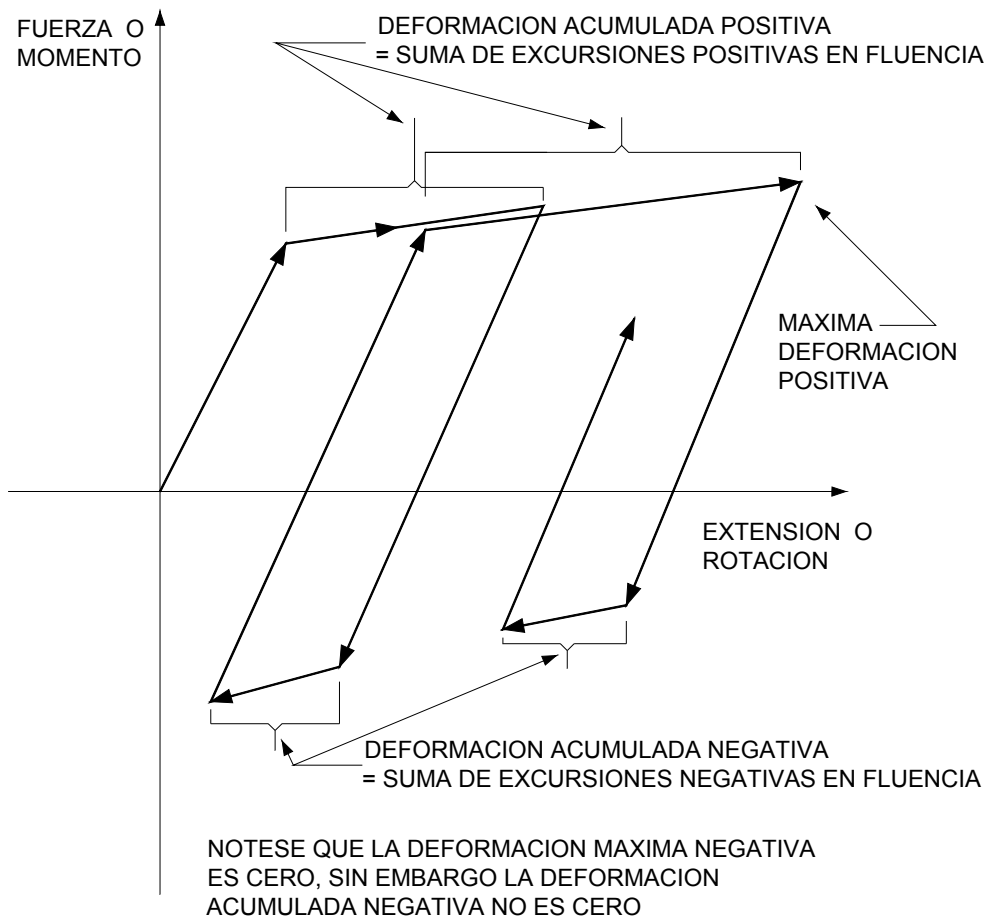


Figura 3.12 PROCEDIMIENTO PARA EL CALCULO DE DEFORMACIONES PLASTICAS ACUMULADAS

3.5.2 ELEMENTO VIGA CON RIGIDEZ DEGRADANTE

a) Características Generales

Este elemento fue formulado, para modelar vigas de concreto armado que represente característicamente, propiedades de rigidez de flexión degradante cuando se someta a cargas cíclicas. Como en el caso del *ELEMENTO VIGA-COLUMNA*, el *ELEMENTO VIGA CON RIGIDEZ DEGRADANTE* se puede orientar arbitrariamente en el plano X-Y. El elemento tiene rigidez axial y de flexión, así mismo, se pueden considerar elementos de sección transversal variable mediante la especificación apropiada de los coeficientes de rigidez por flexión. Se pueden considerar las deformaciones por cortantes de flexión y los efectos de conexiones rígidas en los extremos.

La fluencia puede tener lugar solamente en rótulas plásticas, ubicadas en los extremos del elemento. El endurecimiento por deformación y la rigidez de flexión degradante, se

aproximan mediante la suposición de que el elemento consta, de un elemento de viga linealmente elástica con resortes de rotación no-lineal en cada extremo, tal como se muestra en la Figura 3.13. Todos los efectos de deformación plástica incluyendo los efectos de rigidez degradante se introducen por medio de las relaciones del momento-rotación para el resorte de la rótula.

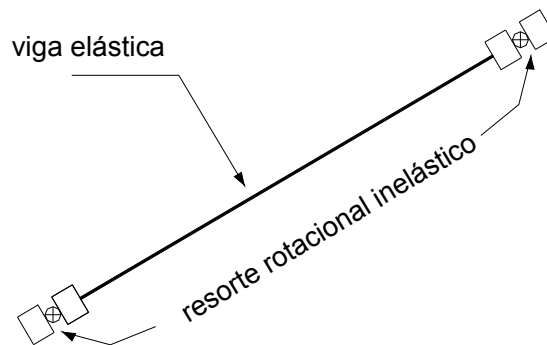


Figura 3.13 IDEALIZACION DEL ELEMENTO

La relación del momento-rotación para cada rótula es una versión extendida del modelo de Takeda, el cual tiene el comportamiento mostrado en la Figura 3.14. La relación básica se encuentra en la forma de una curva bilineal, con una rigidez inicial y una rigidez de endurecimiento por deformación posteriormente, las que son características de condiciones de cargas monotónicas. La rigidez degradante de las rótulas se introducen cuando se aplica la carga inversa. También, la Figura 3.14 indica las reglas que son seguidas para oscilaciones de amplitudes cortas. Los números en los tramos de la relación, son códigos de fluencia los que son impresos en los resultados, por el programa de cómputo.

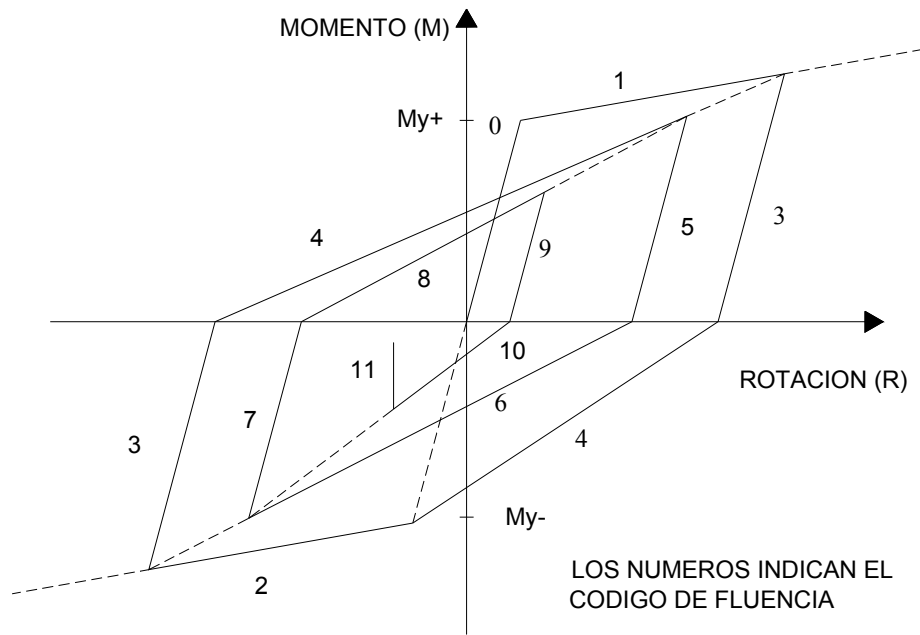


Figura 3.14 RELACION MOMENTO-ROTACION DE LA ROTULA PARA EL MODELO DE TAKEDA

Las modificaciones que se han realizado para el modelo de Takeda se muestran en la Figura 3.15. Estas incluyen:

1. Una reducción de la rigidez de descarga por una cantidad que depende de la máxima rotación previa de la rótula y
2. Una incorporación de una rigidez de recarga variable, que es más amplia que la del modelo original de Takeda y también, depende de la historia de la rotación anterior.

Para un mayor alcance, estas extensiones reflejan el comportamiento observado en la práctica. Sin embargo, algunas de las características asumidas para el modelo extendido, particularmente, aquellas asociadas con las oscilaciones de amplitudes cortas han sido seleccionadas sobre la base del criterio técnico y la necesidad de evitar patrones inconsistentes o ilógicos del comportamiento de la rótula. Tales características asumidas son necesarias ya que los datos de pruebas no parecen estar disponibles para el caso de ciclos de carga de amplitud corta, que siguen a los ciclos de amplitud larga.

La rigidez de descarga, K_U , depende de la máxima rotación de la rótula y es controlada por el parámetro de entrada α . Este parámetro controla la rigidez de descarga

mediante la posición del “punto de recuperación”, R_{rec} , tal como se muestra en la Figura 3.15 (a). No debe ser negativo y puede comúnmente estar situado entre cero y 0.4. Sin considerar el valor de α , el ángulo de la descarga nunca se permite que sea menor que el ángulo de la recarga, de lo contrario podría producirse un ciclo histerético con una área negativa.

La rigidez de recarga, K_L , también depende de la máxima rotación de la rótula y es controlada por el parámetro de entrada β tal como se muestra en la Figura 3.15(b). El parámetro β no debe ser negativo y puede comúnmente estar entre cero y 0.6.

Las relaciones de corta amplitud que se han asumido son muy similares a las del modelo de Takeda. Sin embargo, han sido necesario formular reglas adicionales para calcular la rigidez de recarga. En la situación descrita en la Figura 3.15(c), el “punto de inversión” R_{rev} , se encuentra dentro del punto de recuperación positivo R_{rec}^+ , ya que la incursión inelástica no alcanzó el punto B^+ máximo anterior. En esta situación, no es probable que el ángulo de recarga negativa se dirigiera hacia el punto A^- , que sería el punto de recarga definida en términos del parámetro β y el punto B^- máximo anterior. Si se asumiera que la recarga se dirija hacia el punto A^- , el ángulo de recarga tendería a ser excesivamente alta y podría ser incluso negativa si el punto R_{rev} fuera a situarse a la izquierda del punto A^- . En consecuencia, para este tipo de situación la recarga a un punto X es asumido, donde X se encuentra entre los puntos A y B en una posición que depende de la ubicación de R_{rev} entre los puntos de recuperación límites R_{rec}^- y R_{rec}^+ . La relación específica que se asume para la recarga negativa es:

$$\frac{AX}{AB} = \left(\frac{R_{rec}^+ - R_{rev}}{R_{rec}^+ - R_{rec}^-} \right)^N \quad (3.43)$$

Con una relación similar para la recarga positiva. Cuando $N=1$, el punto X se posicionará entre A y B en la misma proporción que R_{rev} se sitúa entre R_{rec}^+ y R_{rec}^- . Cuando $N>1$, el punto X se cargará más pesadamente hacia el punto A, y cuando $N<1$, más pesadamente hacia el punto B. Se espera utilizar un valor $N=1$, pero, se incluye la

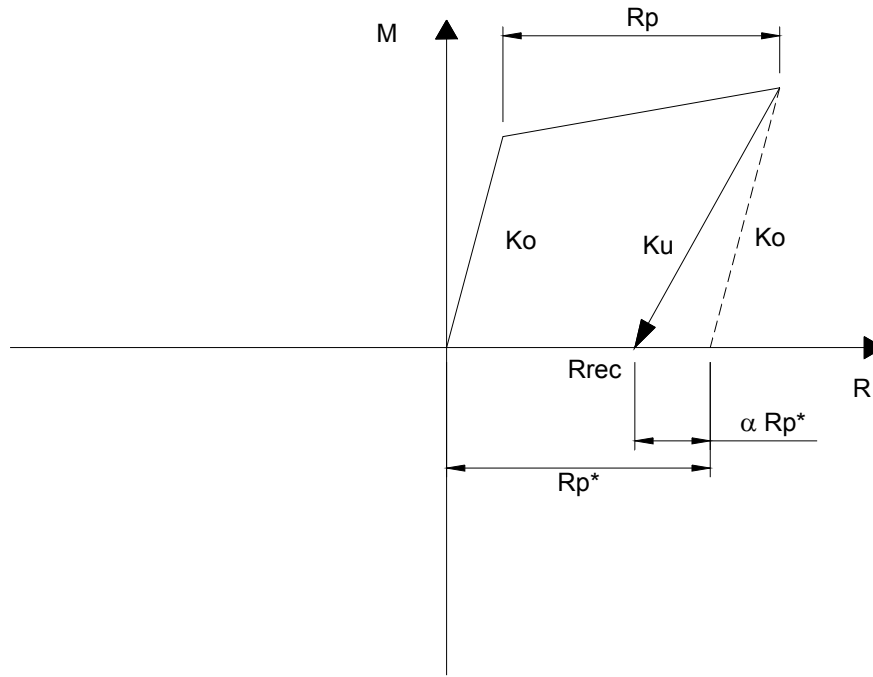
posibilidad de especificar algún otro valor para una mayor flexibilidad. Si el factor β es igual a cero, la recarga siempre tendrá lugar hacia el punto B, como en el modelo de Takeda, sin considerar el valor de N .

Tal como se ilustra en la Figura 3.15 (d), para una serie de ciclos de corta amplitud, el comportamiento asumido es idéntico al del modelo de Takeda, excepto que la rigidez de recarga desde el punto C a la línea AB se basa en la posición del punto de inversión más reciente.

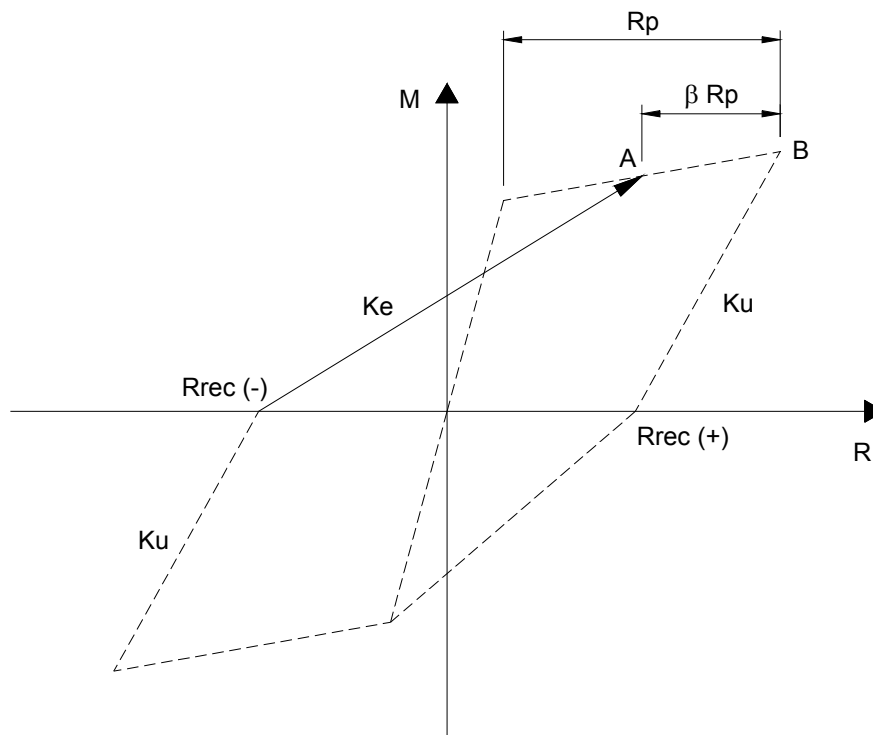
Se pueden especificar momentos diferentes de fluencia en los dos extremos del elemento tanto para la flexión negativa y positiva. No existe interacción entre la fuerza axial y el momento flector al producirse la fluencia.

Las cargas estáticas aplicadas dentro de la longitud de cualquier elemento se pueden considerar mediante la especificación de valores de fuerzas de fijación en los extremos. Se pueden incorporar los resultados de análisis de carga estática por separado, mediante la especificación de valores de fuerzas iniciales.

Los efectos por desplazamientos largos, se pueden aproximar en el análisis dinámico, mediante la inclusión de la rigidez geométrica simple, basadas en las fuerzas axiales del elemento bajo la carga estática.

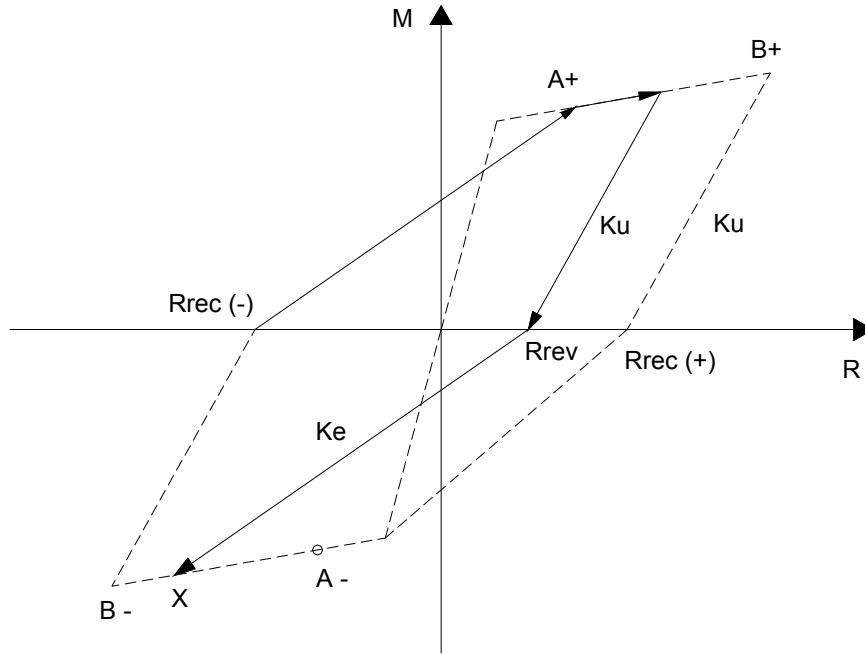


(a) Rigidez de Descarga

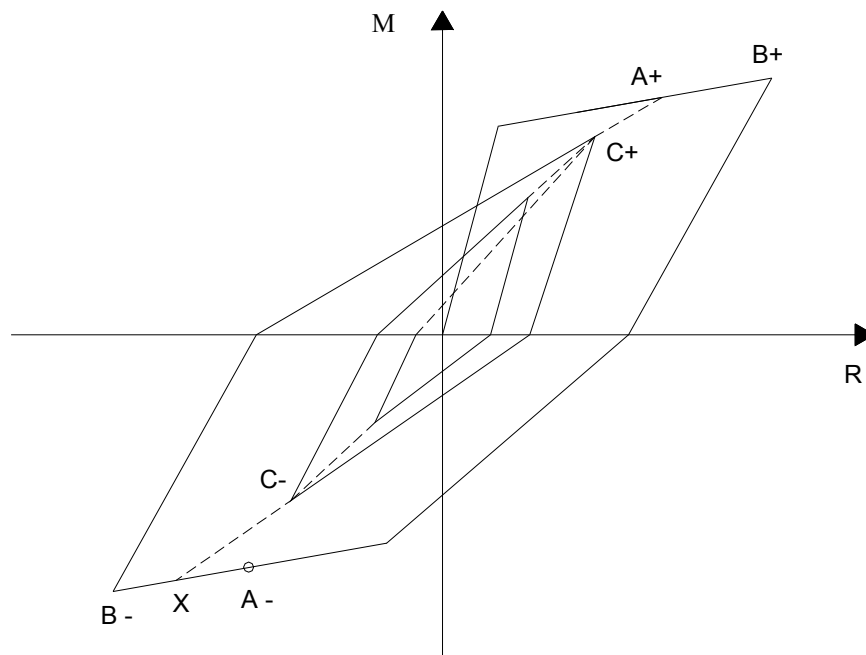


(b) Rigidez de Recarga

Figura 3.15 RELACION MOMENTO-ROTACION DE LA ROTULA PARA EL MODELO DE TAKEDA EXTENDIDO



(c) Recarga Luego de una Pequeña Excursión en la Fluencia



(d) Comportamiento de Pequeñas Amplitudes

Figura 3.15 (continuación)

b) Deformaciones del Elemento

A diferencia del elemento viga-columna, el elemento de rigidez degradante tiene adicionalmente dos modos de deformación, una deformación de rotación adicional asociada con cada uno de los dos resortes de rotación, tal como se muestra en la Figura 3.16. Estos grados de libertad adicionales se condensan por fuera en el nivel del elemento, y no se presentan como grados de libertad de la estructura. Los modos de deformación resultantes del elemento son iguales a los del elemento viga-columna y para la transformación del desplazamiento, la Ec. 3.29 es aplicable. Dentro del elemento, las deformaciones se dividen en rotaciones de la rótula y deformaciones del miembro flexional elástico.

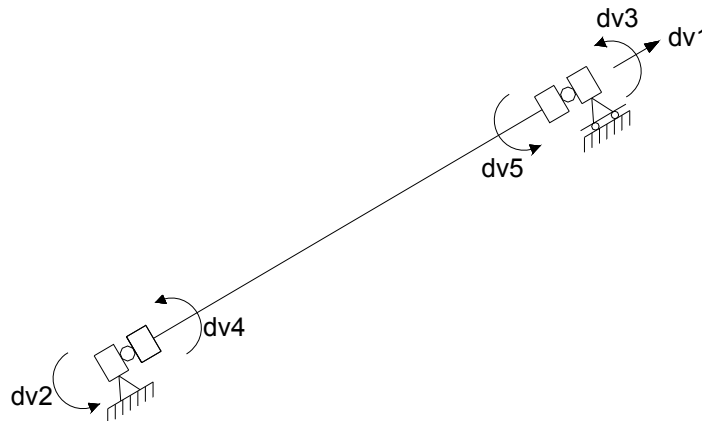


Figura 3.16 DEFORMACIONES DEL ELEMENTO

c) Propiedades del Elemento

En los análisis de estructuras con pórticos de concreto armado, las dificultades surgen inevitablemente en la asignación de la sección transversal y en las propiedades del material.

El comportamiento no lineal del material de concreto, la composición no homogénea de la sección transversal y la presencia de una sección transversal variable debido al agrietamiento y a los cambios del área de acero, se combinan todos, para dificultar la asignación de valores de rigidez exactos. Serán necesarios considerables pruebas y experiencias antes que se pueda especificar con seguridad las propiedades del elemento.

Se debe especificar para el elemento linealmente elástico una rigidez de flexión efectiva (EI) que podría ser típicamente el valor EI para la sección transversal agrietada. También se debe especificar una rigidez axial (EA) y una rigidez de cortante efectiva (GA').

Están disponibles dos opciones para la asignación de propiedades de rigidez a los resortes. La primera es una opción por defecto que se encarga de la generación automática de las propiedades del resorte de la siguiente manera. Si los valores para la rigidez del resorte se ingresan en blanco o cero, el programa asigna automáticamente una rigidez elástica inicial grande al resorte ($10^8 * EI$), de modo que cada rótula es esencialmente rígida hasta la fluencia. Luego, el programa asigna una relación de endurecimiento por deformación al resorte, del mismo modo que para una relación $P - \delta$ de una viga en voladizo tal como se muestra en la Figura 3.17, igual al valor que se ingresó de la relación de endurecimiento por deformación.

La segunda opción es más general, pero, no siempre estará disponible. Si están disponibles las relaciones entre la carga, el desplazamiento y la rotación para una viga voladiza, se pueden utilizar las siguientes ecuaciones para obtener el EI efectivo, la rigidez inicial del resorte y la relación de endurecimiento por deformación del resorte (Figura 3.17)

$$EI = \frac{M_Y L}{3 \left(2\theta_Y - \frac{2\delta_Y}{L} \right)} \quad (3.44)$$

$$K_{SP} = \frac{M_Y L}{\left(\delta_Y - \frac{M_Y L^2}{3EI} \right)} \quad (3.45)$$

$$p = \frac{(P_u L - M_Y)L}{K_{SP} \left(\delta_u - \delta_Y - \frac{(P_u L - M_Y)L^2}{3EI} \right)} \quad (3.46)$$

En donde K_{SP} = rigidez inicial del resorte; p = relación de endurecimiento por deformación del resorte; M_Y = momento de fluencia, δ_Y = desplazamiento de la viga voladiza en la fluencia; θ_Y = rotación de la viga voladiza en la fluencia; P_u , δ_u = cualquier carga y deflexión correspondiente a lo largo de la parte del endurecimiento por deformación

de la relación $P - \delta$ y $L =$ longitud de la viga voladiza. Una viga en cantilever idealizada con estas propiedades seguirá una relación $P - \delta$ tal como se muestra en la Figura 3.17(d), y una relación $P - \theta$ tal como se muestra en la Figura 3.17(e). La relación del endurecimiento por deformación de la relación $P - \theta$ no será necesariamente igual a la que se observa en una prueba. Si se utiliza esta segunda opción, la EI calculada y las propiedades del resorte, se deberían examinar para asegurar que sean físicamente razonables.

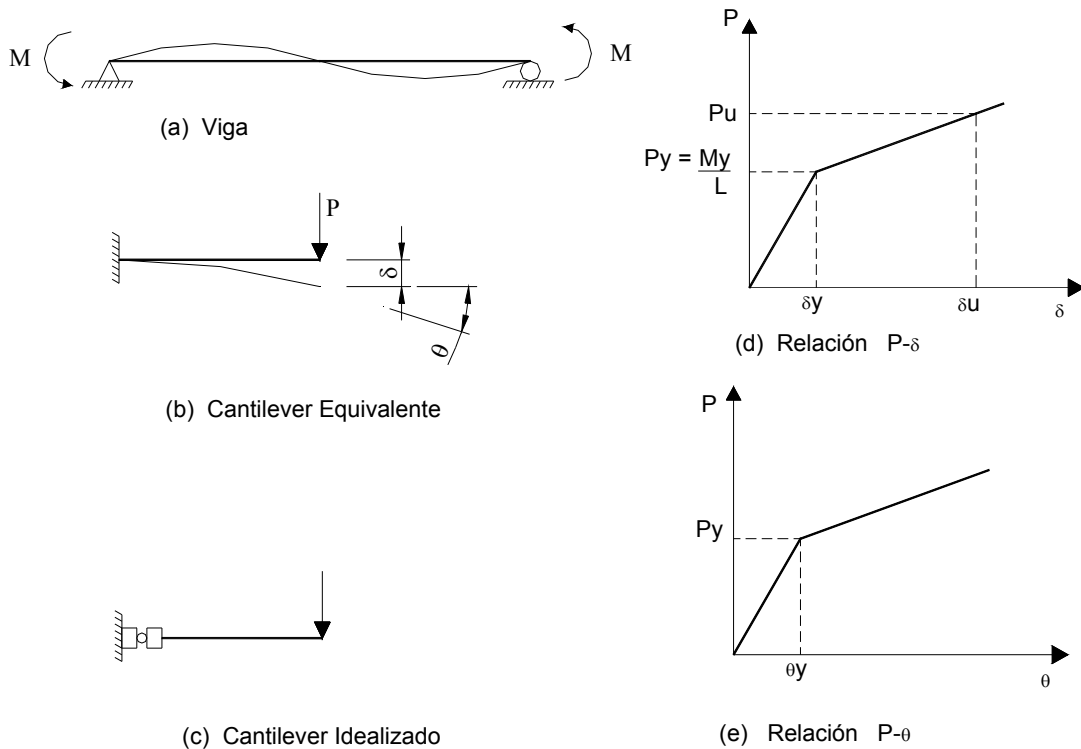


Figura 3.17 REPRESENTACION DEL COMPORTAMIENTO EN CANTILEVER

Las propiedades del resorte basadas en una relación $P - \delta$ de una viga en cantilever, reproducirá también una relación $P - \theta$ específica para una viga en doble curvatura inversa tal como se indica en la Figura 3.17. Para otras variaciones de momento flector, el modelo idealizado no tendrá necesariamente la misma relación de momento-rotación que la viga real y los resultados de cualquier análisis se deberán interpretar con precaución. Si es compleja la variación del momento flector y si es particularmente importante que se obtengan resultados exactos, se puede utilizar el siguiente procedimiento de idealización. Este procedimiento utiliza la segunda opción para especificar las propiedades del resorte de

la rótula, su desventaja es que este procedimiento necesita que cada viga de la estructura real sea subdividida en varios elementos de viga para el análisis, esto ocasionará un incremento en el tiempo del cómputo. Sin embargo, el procedimiento tiene la ventaja de que se pueda considerar directamente la relación de momento-curvatura para la viga, en vez de alguna relación de momento-rotación menos directa.

Tal como se indica en la Figura 3.5, las relaciones del momento-curvatura y momento-rotación para una viga, serán proporcionadas de la misma forma a la viga que se somete a un momento flector constante. Si cualquier viga completa se subdivide en elementos pequeños, tal como se indica en la Figura 3.18(a), de modo que sea pequeña la variación en el momento flector en la longitud de cualquier elemento en fluencia, entonces, cada elemento en fluencia se somete aproximadamente a un momento constante, y resulta razonable asumir formas similares para las relaciones de momento-rotación y de momento-curvatura. La relación momento-rotación que corresponde a una curvatura de momento bilineal es mostrada en la Figura 3.18(b). Las propiedades del elemento viga correspondiente se pueden obtener de las siguientes ecuaciones:

$$EI = \frac{M_Y}{\theta_Y} \quad (3.47)$$

$$K_{SP} = 10^8 EI \quad (3.48)$$

$$p = \frac{2 (M_u - M_Y)}{K_{SP} (\theta_u - M_u/EI)} \quad (3.49)$$

En donde M_u, θ_u son cualquiera de los puntos correspondientes sobre la parte del endurecimiento por deformación de la relación $M - \theta$.

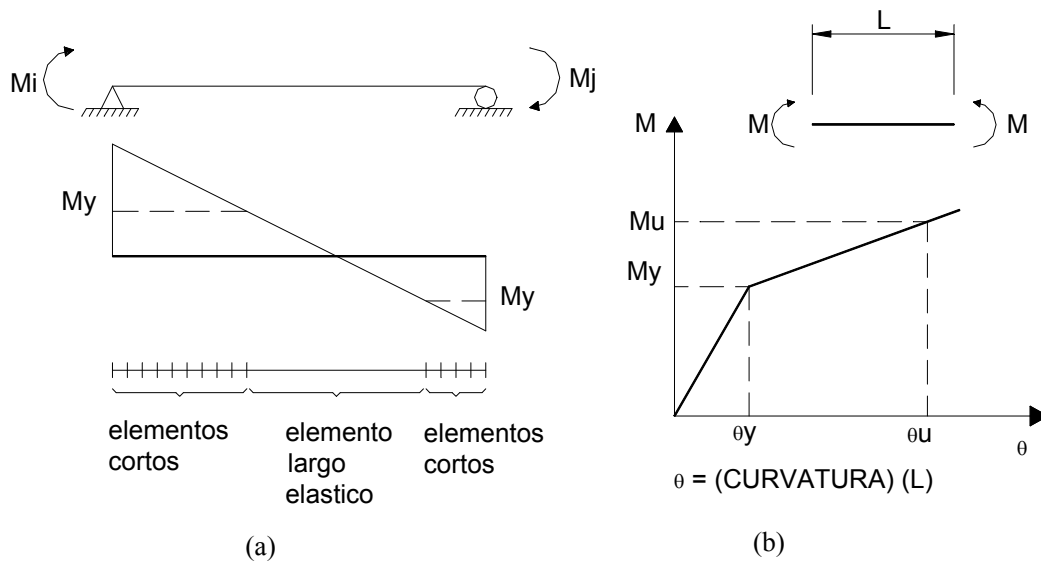


Figura 3.18 SUBDIVISION DE LA VIGA EN ELEMENTOS CORTOS

d) Rigidez del Elemento

El elemento se considera como un elemento viga linealmente elástica con resortes de rotación no lineal en cada extremo. Las deformaciones y acciones del elemento se muestran en la Figura 3.16. La rigidez axial es constante y está dada por:

$$dS_1 = \frac{EA}{L} dv_1 \tag{3.50}$$

Donde EA es la rigidez axial efectiva de la sección transversal. La rigidez elástica de flexión del elemento viga elástica está dada por:

$$\begin{Bmatrix} dS_4 \\ dS_5 \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ij} \\ k_{ij} & k_{jj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dv_4 \\ dv_5 \end{Bmatrix} \tag{3.51}$$

En donde EI es la rigidez efectiva de flexión de la sección transversal, y Kii, Kjj, Kij son coeficientes que se ingresan y dependen de la variación de la sección transversal. Para un elemento uniforme, Kii= Kjj= 4.0 y Kij=2.0. Estos coeficientes deben ser especificados por el usuario del programa y pueden modificarse para considerar efectos de deformaciones por cortantes y conexiones con extremos no rígidas, así como, las variaciones de la sección transversal.

Para formar la rigidez del elemento completo, la rigidez del elemento lineal se invierte a su forma de flexibilidad y se modifica a fin de considerar las deformaciones de cortantes por flexión. Luego, los valores de flexibilidad de la rótula actual se adicionan para dar la matriz de flexibilidad del elemento de la siguiente manera:

$$F_e = \begin{bmatrix} f_{ii} + \frac{1}{K_{SPi}} & f_{ij} \\ f_{ij} & f_{jj} + \frac{1}{K_{SPj}} \end{bmatrix} \quad (3.52)$$

Luego ésta matriz de flexibilidad se invierte para formar la matriz de rigidez $[K_e]$ deseada.

Del mismo modo que para el *ELEMENTO VIGA-COLUMNA* la rigidez en términos de desplazamientos nodales global se obtienen de:

$$[K_T] = [a]^T [K_e] [a] \quad (3.53)$$

La rigidez geométrica que se utiliza es exactamente la misma que para el *ELEMENTO VIGA-COLUMNA*.

e) Salida de Resultados

Los siguientes resultados se imprimen para la condición de carga estática (todos los elementos) y en cada tiempo de salida (solamente los elementos especificados) si se solicita una historia en el tiempo:

1. Código de fluencia en cada extremo del elemento, tal como se muestra en la Figura 3.14.
2. El momento flector, la fuerza cortante y la fuerza axial que actúa en cada extremo con la convención de signos mostrada en la Figura 3.10(a).
3. Las rotaciones acumuladas primaria y secundaria, como positiva y negativa de la rótula plástica en cada tiempo. Estos valores se acumulan tal como se muestra en la Figura 3.19. Las rotaciones primarias de la rótula plástica se acumulan durante las excursiones de la carga en la zona del endurecimiento por deformación de la curva bilineal básica. Las rotaciones secundarias de la rótula plástica se definen como deformaciones incurridas durante la carga sobre las curvas de carga degradadas 4, 6, 8, ó 10.

Los valores máximos negativos y positivos de la fuerza axial, del momento flector, de la fuerza cortante y de la rotación de rótula plástica con sus tiempos de ocurrencia, se imprimen en los intervalos de tiempo solicitados para las envolventes. También, se imprimen las rotaciones acumuladas negativas y positivas de la rótula plástica.

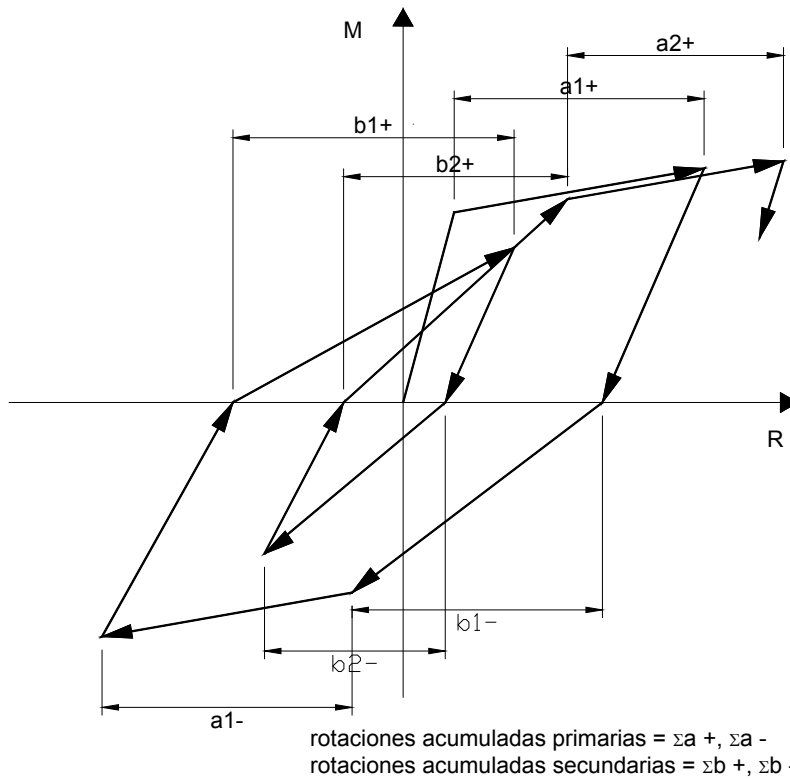


Figura 3.19 DEFINICION DE ROTACIONES ACUMULADAS

CAPITULO IV

ESTUDIO ANALITICO USANDO DRAIN-2D

4.1 INTRODUCCION

En este capítulo se describen las estructuras consideradas en el presente estudio, así mismo se explican las consideraciones de los diferentes parámetros involucrados en el análisis dinámico inelástico que se efectuará a dichas estructuras. El análisis se basa en el procedimiento descrito en el Capítulo III y para ello se utilizará el programa de cómputo DRAIN-2D (15, 24), algunas informaciones técnicas acerca de este programa de cómputo se presentan en el Anexo A.

4.2 ESTRUCTURAS EN ESTUDIO

Con la finalidad de llevar a cabo la investigación tratando de reproducir las condiciones más realistas se diseñaron pórticos cuyas características se estimaron como las más usuales en nuestro medio. De esta forma se han considerado 19 pórticos como modelos en un rango de 2 hasta 20 pisos con cuatro crujías, cubriendo la gama más común de número

de pisos en edificios de concreto armado en nuestro medio, y escogiendo las luces de los vanos y las alturas tratando de reflejar las dimensiones más usuales. La altura del primer nivel es mayor que la del piso típico y las dimensiones de los elementos obedecieron a un análisis y diseño preliminar considerando sobrecargas de oficinas y losas aligeradas como entrepisos. En las figuras 4.1 se presentan los esquemas de las estructuras analizadas.

Los pórticos del P-2 al P-4 podrían considerarse bajos, los pórticos del P-5 al P-10 se considerarían como medianos bajos, los pórticos del P-11 al P-15 como medianos altos, y los pórticos del P-16 al P-20 como relativamente altos; los pórticos en su conjunto dan un rango de períodos de los edificios de Lima. Los pórticos sólo constan de columnas y vigas y consta de una losa aligerada en una dirección con un espesor de 25 cm.

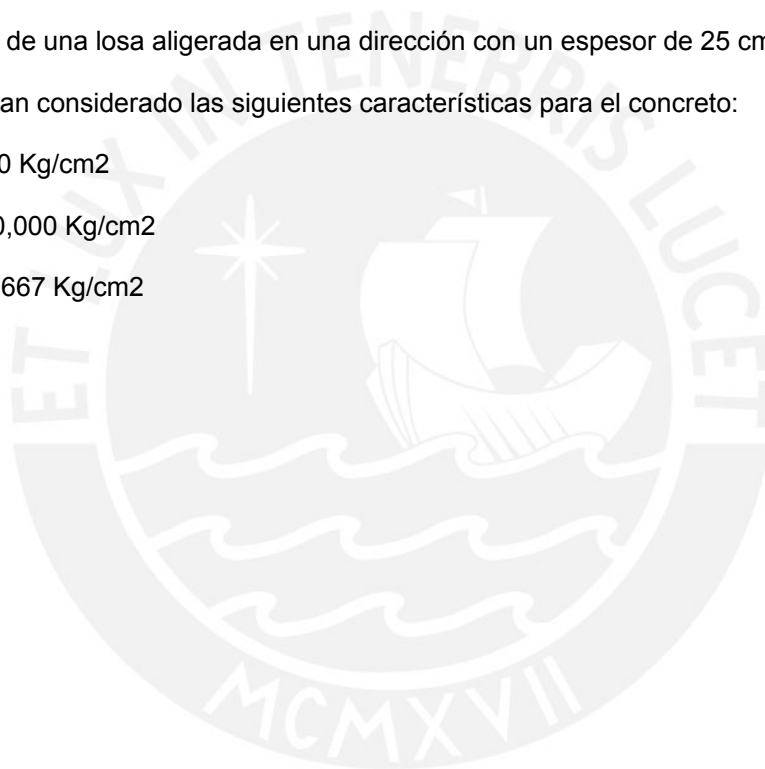
Se han considerado las siguientes características para el concreto:

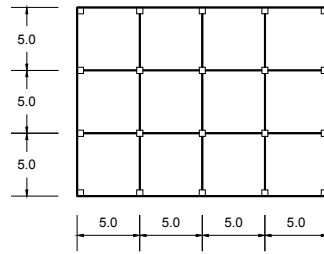
$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Ec = 220,000 \text{ Kg/cm}^2$$

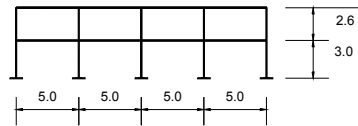
$$Gc = 91,667 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.20$$

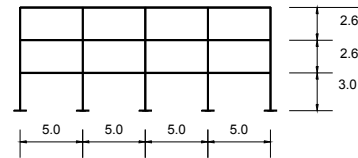




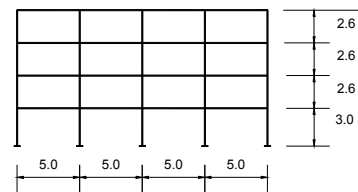
PLANTA



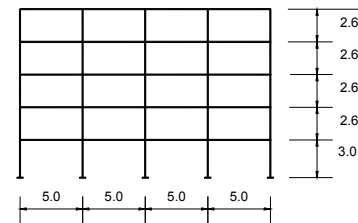
Pórtico de 2 pisos (P-2)



Pórtico de 3 pisos (P-3)

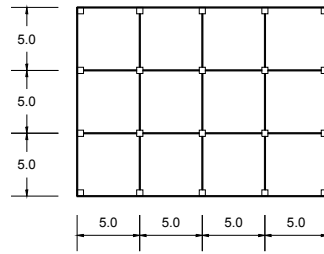


Pórtico de 4 pisos (P-4)



Pórtico de 5 pisos (P-5)

Figura 4.1(a) GEOMETRIA DE LOS PORTICOS CONSIDERADOS



PLANTA

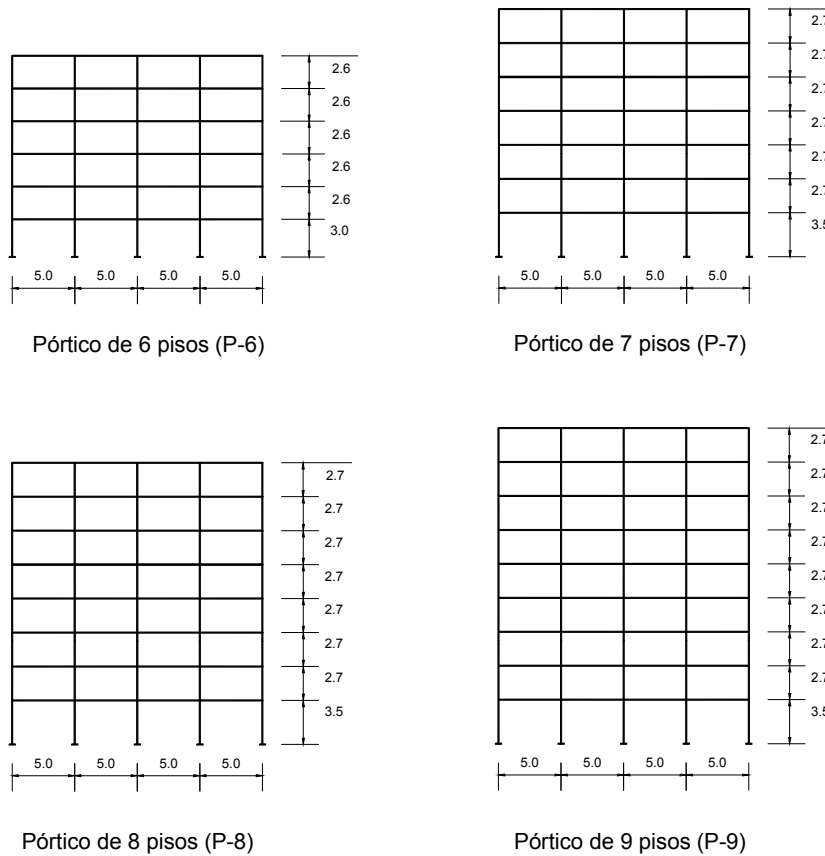
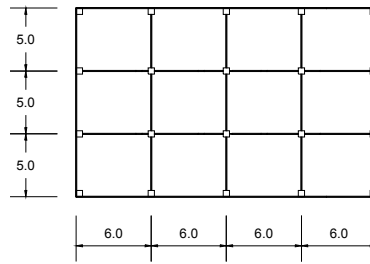
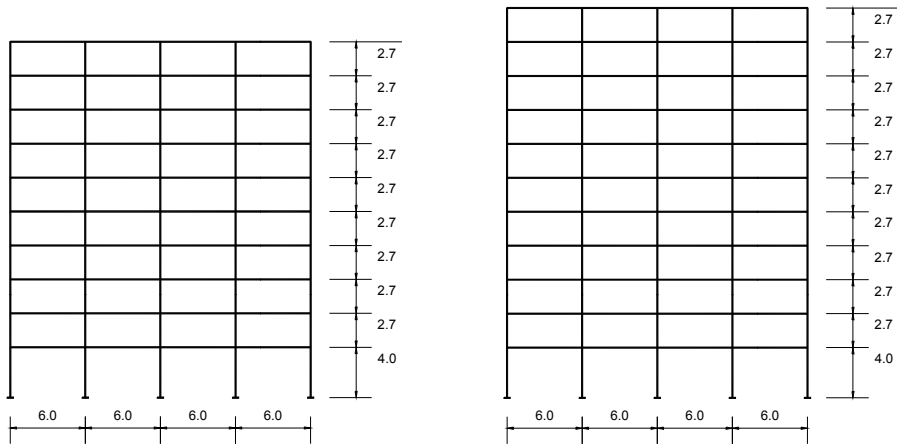


Figura 4.1(b) GEOMETRIA DE LOS PORTICOS CONSIDERADOS

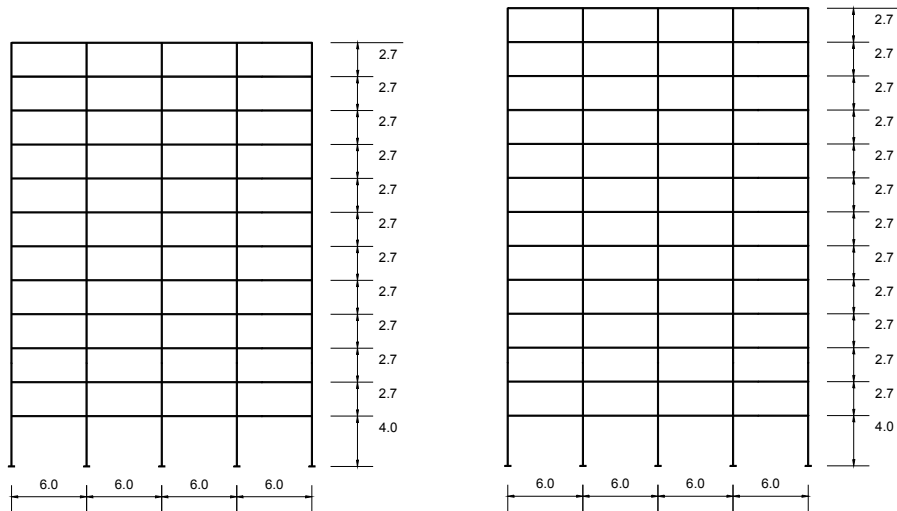


PLANTA



Pórtico de 10 pisos (P-10)

Pórtico de 11 pisos (P-11)



Pórtico de 12 pisos (P-12)

Pórtico de 13 pisos (P-13)

Figura 4.1(c) GEOMETRIA DE LOS PORTICOS CONSIDERADOS

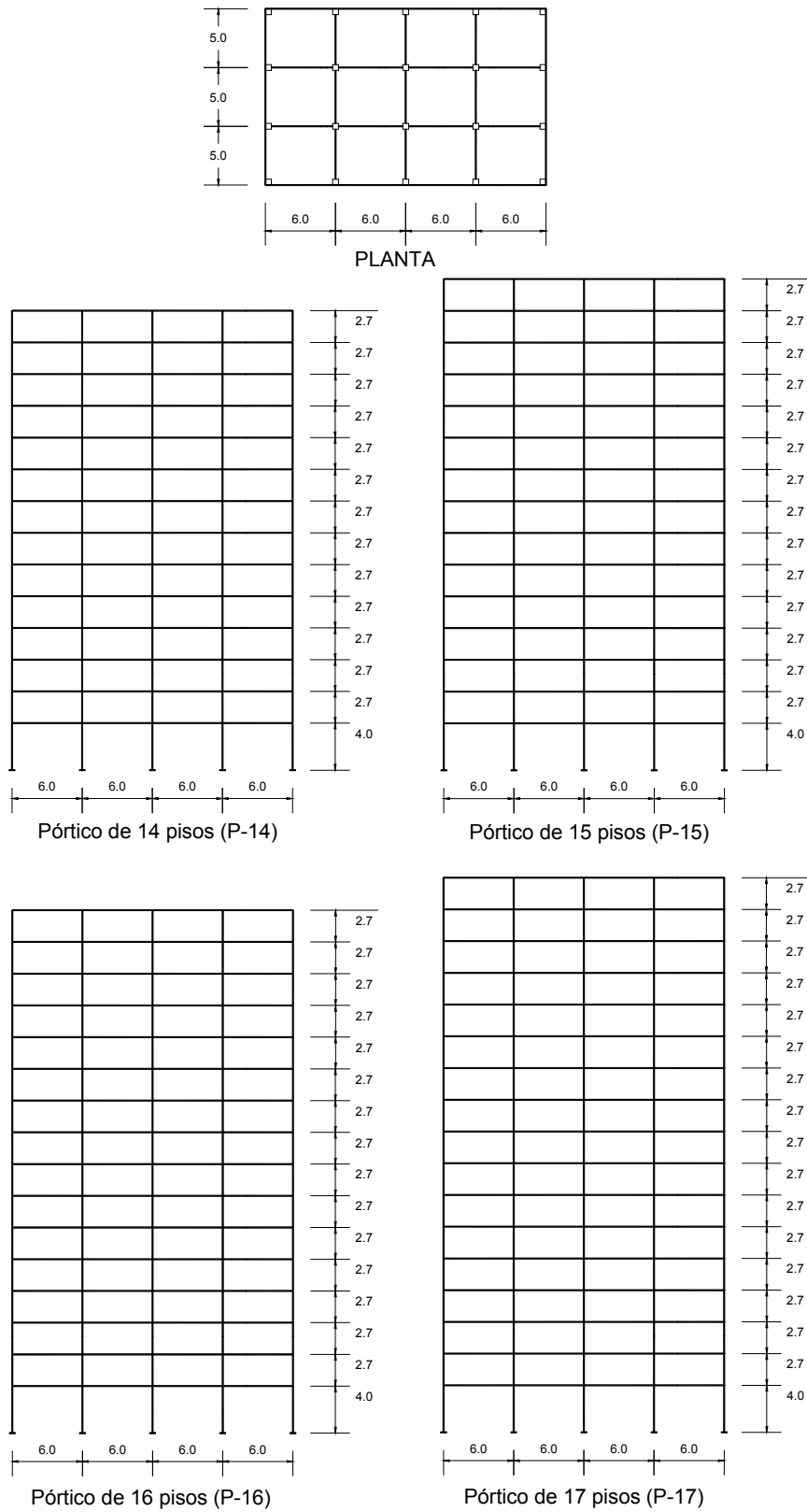
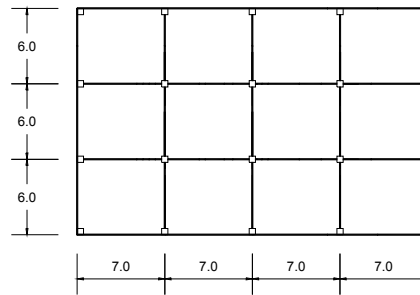
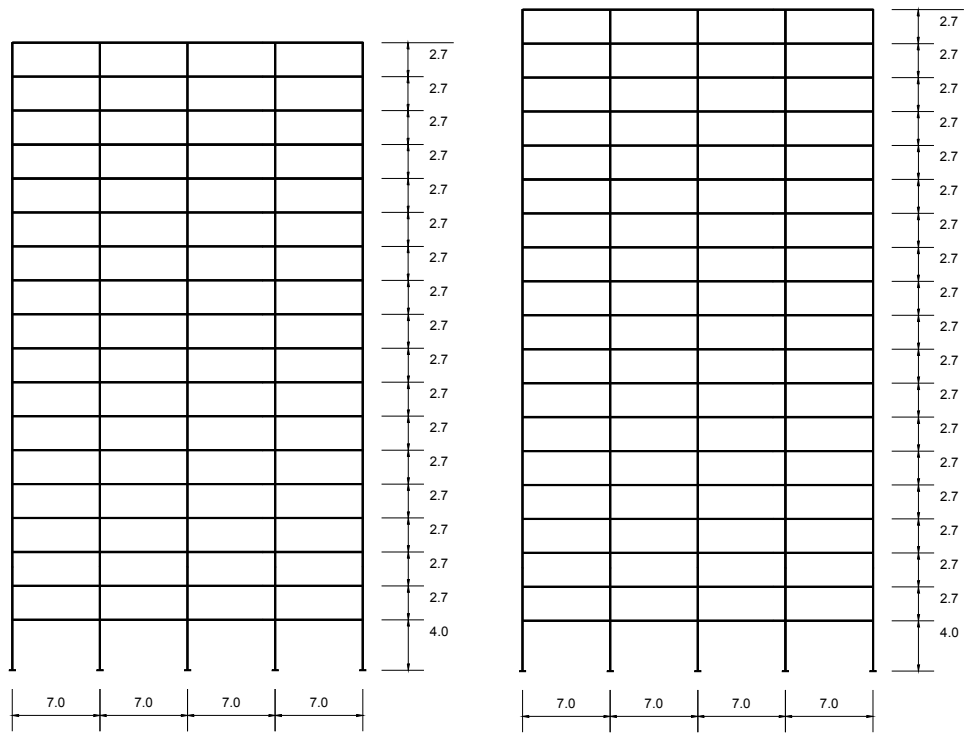


Figura 4.1(d) GEOMETRIA DE LOS PORTICOS CONSIDERADOS



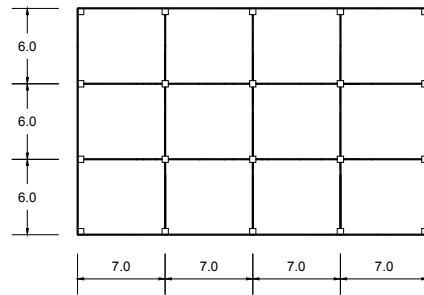
PLANTA



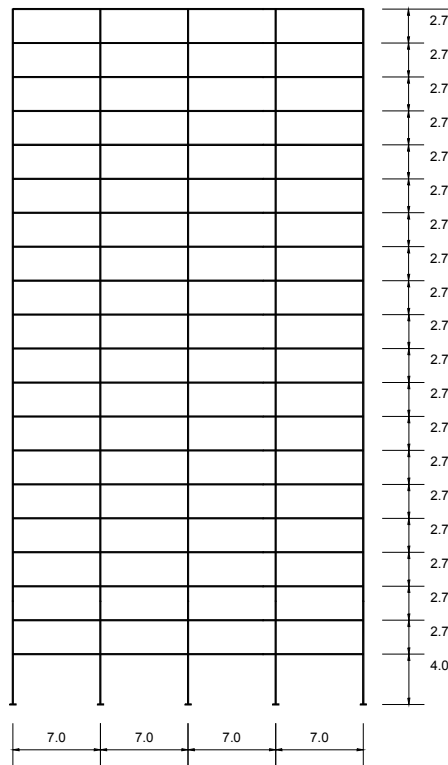
Pórtico de 18 pisos (P-18)

Pórtico de 19 pisos (P-19)

Figura 4.1(e) GEOMETRIA DE LOS PORTICOS CONSIDERADOS



PLANTA



Pórtico de 20 pisos (P-20)

Figura 4.1(f) GEOMETRIA DE LOS PORTICOS CONSIDERADOS

4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS PORTICOS EN ESTUDIO

Para el predimensionamiento de las estructuras se ha considerado que los pórticos corresponden al pórtico central de las edificaciones cuyas plantas típicas se muestran en las figuras 4.1; el ancho tributario para los pórticos del P-2 al P-17 es de 5 m y 6 m para los pórticos del P-18 al P-20. Así mismo, se indica que se han considerado tabiques en todos los ejes en ambas direcciones, con una altura de 2.40 m y 0.15 m de espesor.

Para el predimensionamiento de los elementos estructurales se han seguido las recomendaciones del ACI 318-99 (3) para zonas de alto riesgo sísmico.

Se han considerado las siguientes cargas de acuerdo a la Norma de Cargas E-020:

CARGAS MUERTAS

Peso techo aligerado = 350 kg/m²

Piso terminado = 100 kg/m²

Tabiquería móvil = 150 kg/m²

CARGAS VIVAS

Pisos típicos = 250 kg/m² (oficinas)

Azotea = 100 kg/m²

PESOS

Tabiques = 1350 kg/m³

Concreto armado = 2400 kg/m³

En el cuadro 4.1, se presenta el predimensionamiento de los elementos para los distintos pórticos.

CUADRO 4.1

PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS

PORTICO	NIVEL	VIGAS Cm2	COLUM Cm2	PORTICO	NIVEL	VIGAS Cm2	COLUM Cm2
P - 2	1 - 2	25 x 40	40 x 40	P-13	1 - 4	30 x 70	70 x 80
P - 3	1 - 3	30 x 45	40 x 40		5 - 8	30 x 60	65 x 70
					9 - 13	30 x 60	60 x 60
P - 4	1 - 1	30 x 50	40 x 50	P-14	1 - 5	30 x 70	75 x 85
	2 - 4	30 x 45	40 x 40		6 - 10	30 x 60	70 x 75
P - 5	1 - 2	30 x 50	40 x 60		11-14	30 x 60	65 x 70
	3 - 5	30 x 45	40 x 50	P-15	1 - 5	30 x 70	80 x 90
P - 6	1 - 2	30 x 50	45 x 60		6 - 10	30 x 65	75 x 80
	3 - 6	30 x 45	40 x 55		11-15	30 x 60	70 x 75
P - 7	1 - 3	30 x 55	50 x 60	P-16	1 - 5	30 x 70	85 x 95
	4 - 7	30 x 50	45 x 55		6 - 10	30 x 65	80 x 85
P - 8	1 - 4	30 x 60	55 x 60		11-16	30 x 60	70 x 80
	5 - 8	30 x 55	45 x 55	P-17	1 - 6	30 x 70	90 x 100
P - 9	1 - 4	30 x 60	60 x 65		7 - 12	30 x 65	85 x 90
	5 - 9	30 x 55	55 x 60		13-17	30 x 60	75 x 85
P - 10	1 - 4	30 x 65	60 x 70	P-18	1 - 6	30 x 75	110x125
	5 - 7	30 x 60	55 x 65		7 - 12	30 x 70	90 x 100
	8 - 10	30 x 60	50 x 60		13-18	30 x 65	80 x 90
P - 11	1 - 4	30 x 65	65 x 70	P-19	1 - 7	30 x 65	115x130
	5 - 8	30 x 60	60 x 65		8 - 14	30 x 60	95 x 105
	9 - 11	30 x 60	55 x 60		15-19	30 x 60	85 x 95
P - 12	1 - 4	30 x 65	70 x 70	P-20	1 - 7	30 x 65	120x135
	5 - 8	30 x 60	65 x 65		8 - 14	30 x 60	100x110
	9 - 12	30 x 60	60 x 60		15-20	30 x 60	90 x 100

4.4 ANALISIS ELASTICO DE LOS PORTICOS EN ESTUDIO

Se efectuó el análisis estático para determinar los efectos, debido a las cargas de gravedad, tanto para la carga viva como para carga muerta.

Para el análisis sísmico, se realizó un análisis estático mediante fuerzas laterales estáticas equivalentes, recomendadas por la NTE E-030 de 1,997 (26). Se consideraron los siguientes parámetros sísmicos:

Factor de zona : Z = 0.40 (zona 3)

Factor de uso	:	$U = 1.00$ (edificación tipo C)
Factor del suelo	:	$S = 1.00$ (S1 suelo rígido)
Período de corte del espectro para el suelo tipo S1	:	$T_p = 0.40$ seg.
Coefficiente de reducción	:	$R = 10.00$ (para pórticos de concreto armado)

El análisis estructural se ha realizado mediante el programa de cómputo denominado SAP2000 (Structural Analysis Programs) (31), basado en el método de las rigideces por procedimientos matriciales. Para el análisis estructural se ha modelado la losa de cada piso como diafragma rígido, se consideran zonas rígidas para las vigas, equivalente al 100% de la distancia del eje a la cara de la columna para cada extremo de la viga.

Se han calculado los períodos de vibración de los pórticos mediante un análisis dinámico, para lo cual se han considerado que las masas están concentradas a nivel de cada piso (hipótesis de losa rígida), dichas masas corresponden a la carga muerta más el 25% de la carga viva. En el Cuadro 4.2 se presentan los períodos de vibración para todos los pórticos, y la Razón de la Masa Participante en forma porcentual, para los tres primeros modos de vibración de cada pórtico. Este último valor nos provee la información de cuán importante es un determinado modo, en la respuesta estructural; como se puede apreciar conforme el período aumenta, el segundo y tercer modo de vibración son cada vez más importantes en la respuesta estructural, esto influirá en el Factor de Distribución de Momentos en los nudos de la estructura originando distribuciones inesperadas de momentos flexionantes en las columnas, el cual se estudiará detalladamente en el Capítulo V.

CUADRO 4.2

PERIODOS DE VIBRACION Y RAZON DE LA MASA PARTICIPANTE

PORTIC O	PERIODO (seg.)			RAZON DE LA MASA PARTICIPANTE (%)		
	T1	T2	T3	MODO 1	MODO 2	MODO 3
P-2	0.37	0.10		92.44	7.56	
P-3	0.49	0.15	0.08	91.23	7.56	1.21
P-4	0.57	0.18	0.10	84.18	11.29	3.46
P-5	0.61	0.20	0.10	82.08	12.14	3.62
P-6	0.74	0.24	0.13	81.03	12.12	3.95
P-7	0.83	0.28	0.15	83.89	10.86	3.01
P-8	0.86	0.29	0.16	84.08	10.47	3.03
P-9	0.93	0.31	0.17	82.48	11.08	3.29
P-10	1.12	0.38	0.21	83.29	10.97	2.98
P-11	1.24	0.42	0.23	82.40	11.32	3.14
P-12	1.35	0.46	0.25	81.49	11.65	3.35
P-13	1.37	0.47	0.27	77.97	13.50	4.11
P-14	1.41	0.49	0.27	77.42	13.75	3.89
P-15	1.44	0.49	0.28	78.21	12.41	4.14
P-16	1.53	0.52	0.29	77.25	12.61	4.41
P-17	1.57	0.54	0.30	77.03	12.62	4.21
P-18	1.82	0.62	0.34	74.35	12.82	4.79
P-19	1.86	0.63	0.35	74.20	12.89	4.64
P-20	1.95	0.66	0.36	73.32	13.17	4.85

4.5 DISEÑO DE LOS PORTICOS EN ESTUDIO

Con los efectos sísmicos obtenidos del análisis por fuerzas laterales equivalentes y los efectos de carga de gravedad, se determinan las envolventes para los elementos del pórtico de acuerdo a las combinaciones propuestas por la Norma Peruana de Concreto Armado (27). Para este estudio, empleando el método de la rotura se determinó las áreas de acero en los extremos de vigas y columnas que son consideradas las zonas críticas, es decir, donde puede desarrollarse las rótulas plásticas, hay que agregar que se trató de uniformizar el refuerzo en cada nivel.

Con el fin de conseguir un comportamiento dúctil de los elementos y por ende en la estructura, se diseñaron los pórticos teniendo en cuenta disposiciones especiales para el diseño sísmico, en concordancia con el ACI 318-99 (3) con los requerimientos para un

pórtico especial resistente a momento. El objetivo principal de estos requerimientos es dar capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de respuesta.

En la figura 4.2 se presentan como ejemplo las áreas de acero obtenidas en los extremos de vigas y columnas (zonas críticas) para el pórtico P-3. Las áreas de acero indicadas, corresponden al refuerzo longitudinal por flexión y son suficientes para definir las propiedades plásticas de la sección, sin embargo, para el diseño final es necesario definir otras características tal como refuerzo por corte (refuerzo transversal), refuerzo a lo largo del elemento, unión viga columna, etc., de manera que se garantice un comportamiento dúctil en los elementos del pórtico.

4.6 PROPIEDADES DE FLEXION DE LOS ELEMENTOS

Es posible deducir curvas teóricas momento-curvatura para secciones de concreto armado con flexión y carga axial (21), aproximándose mediante una curva trilineal (ver figura 4.3a), en que se definen, una primera etapa de agrietamiento (se alcanza el esfuerzo máximo de tracción en el concreto), la segunda etapa de fluencia (el acero de refuerzo alcanza su esfuerzo de fluencia en tracción) y la tercera al límite de la deformación útil del concreto. Sin embargo para llevar a cabo el análisis inelástico con el modelo de rótula puntual, las hipótesis de viga inelástica consideran el diagrama momento-rotación de la sección crítica, por lo que se deben plantear ciertas consideraciones para la definición de las relaciones momento-rotación en las secciones críticas. Estas relaciones dependen de las cargas de gravedad (15) como se mostró en la figura 3.5.

Cuando se representa el comportamiento de la sección de concreto armado con un diagrama bilineal (ver figura 4.3b), la relación momento-rotación es bastante similar a la relación momento-curvatura, donde el momento último es una buena aproximación del momento de fluencia; además una vez que se desarrollan las grietas, como sucede en la mayoría de las vigas bajo cargas de servicio, la relación $M-\Phi$ es casi lineal desde la carga cero hasta el inicio de la fluencia, en consecuencia la curva bilineal de la figura 4.3b es una buena aproximación para vigas inicialmente agrietadas (21).

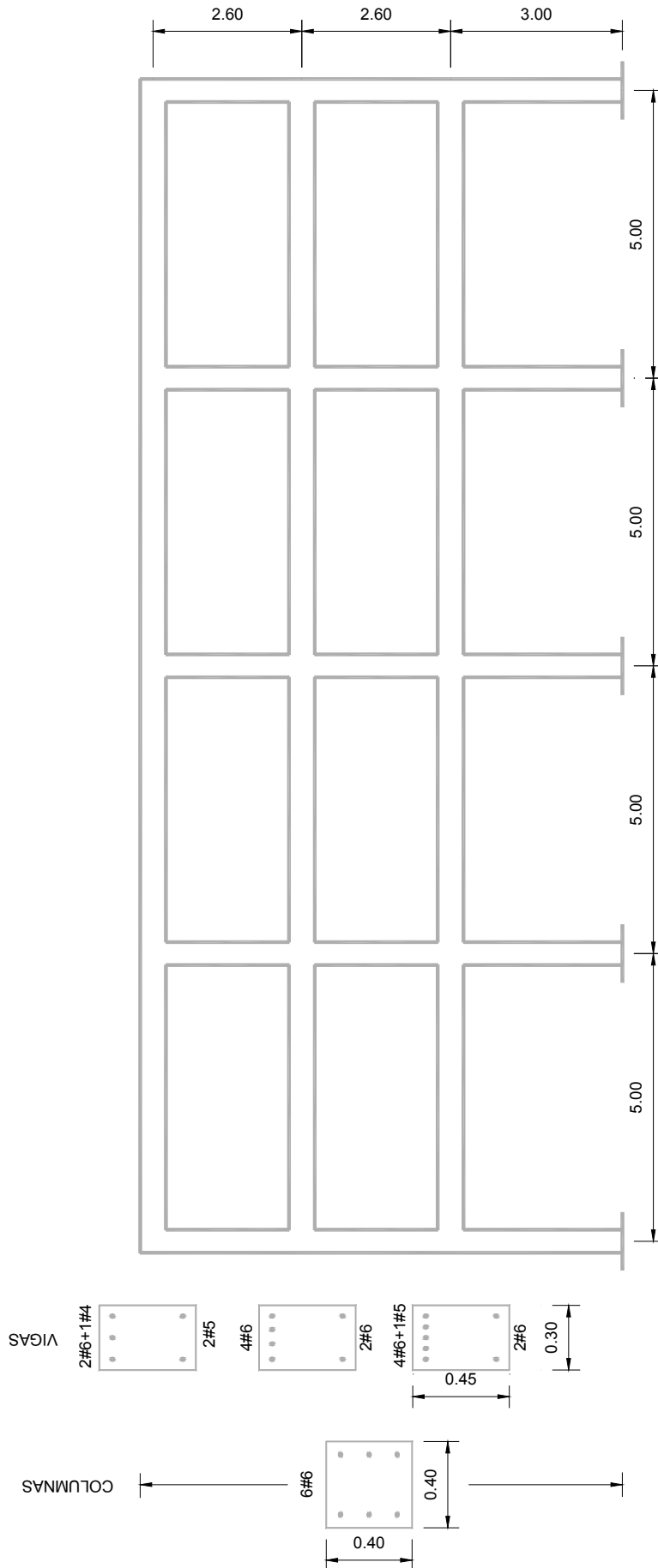


Figura 4.2 DISTRIBUCION DEL REFUERZO LONGITUDINAL PARA EL PORTICO P-3

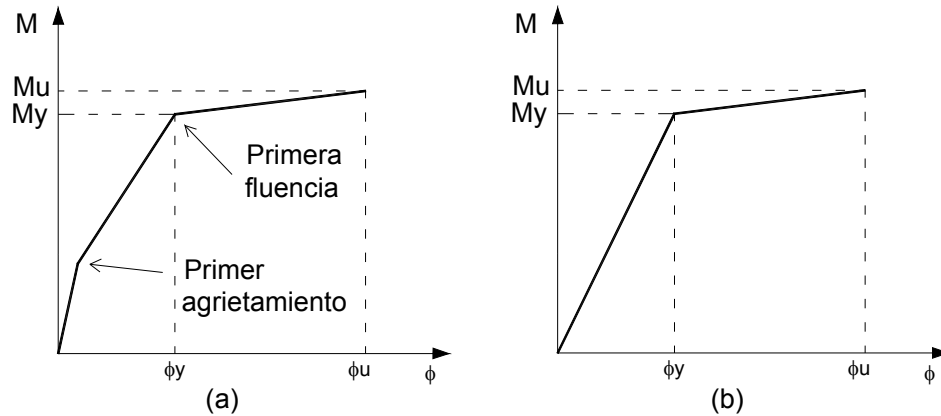


Figura 4.3 RELACIONES IDEALIZADAS MOMENTO-CURVATURA PARA UNA SECCION DE CONCRETO ARMADO

Se ha procedido a calcular las relaciones momento-curvatura para todas las secciones críticas (en los extremos) de todos los elementos de los pórticos antes descritos, basados en las propiedades de los materiales que se indican en el cuadro 4.3 y algunas relaciones idealizadas para el concreto y el acero que se describen en la siguiente sección.

CUADRO 4.3

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ASUMIDOS PARA LOS PORTICOS

CONCRETO		
f_c	resistencia a compresión	210.00 kg/cm ²
ϵ_0	deformación en el esfuerzo máximo alcanzado	0.0020
ϵ_U	deformación última	0.0040
E_c	módulo de elasticidad	220,000 kg/cm ²
ACERO		
f_y	esfuerzo de fluencia	4,200.00 kg/cm ²
ϵ_{s_y}	deformación en el punto de fluencia	0.0021
E_s	módulo de elasticidad	2'000,000 kg/cm ²

4.6.1 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION PARA EL CONCRETO Y EL ACERO DE REFUERZO

Se adoptó una función que consiste de una parábola y un segmento lineal, propuesta por Hognestad (21), para idealizar la variación esfuerzo-deformación del concreto (ver figura 4.4). La formulación matemática de la curva es la siguiente:

$$f_c = f''_c \left[2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_o$$

$$f_c = f''_c [1 - 100(\varepsilon_c - \varepsilon_o)] \quad \varepsilon_o < \varepsilon_c$$

$$f''_c = k3 f'_c$$

$$k3 = \frac{3900 + 5 f'_c}{3000 + 11.714 f'_c - \frac{f'^2_c}{127.4}}$$

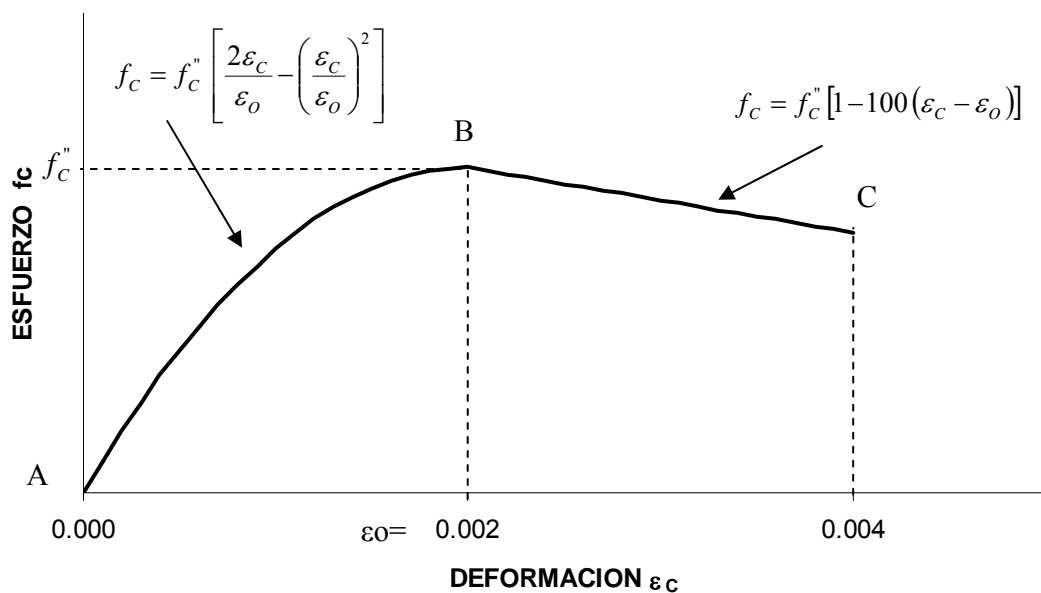


Figura 4.4 CURVA ESFUERZO-DEFORMACION PARA EL CONCRETO PROPUESTA POR HOGNESTAD

La curva esfuerzo-deformación idealizada para el acero de refuerzo se presenta en la figura 4.5. La curva consiste de dos segmentos, para la zona lineal y plástica; el

endurecimiento por deformación se aproxima por la suposición de que el elemento consta de dos componentes, tal como se explicó en el capítulo III, para el elemento viga-columna.

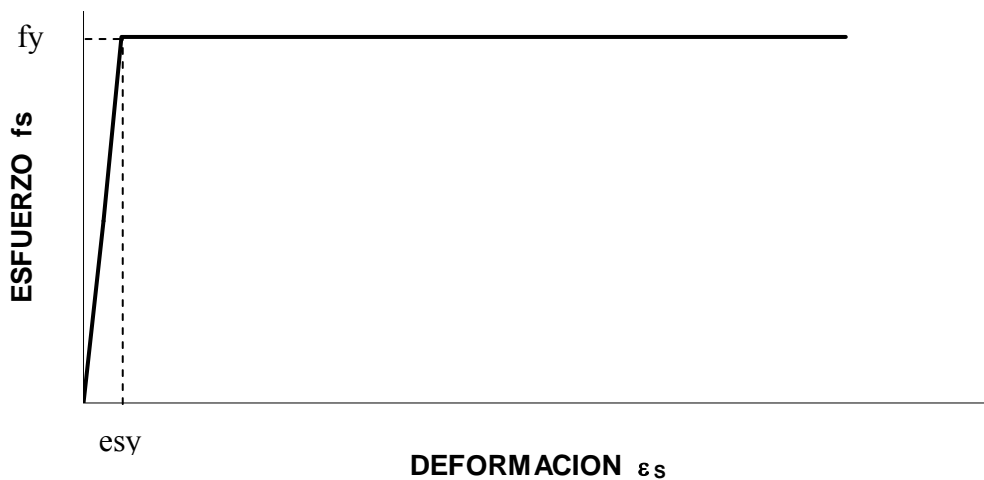
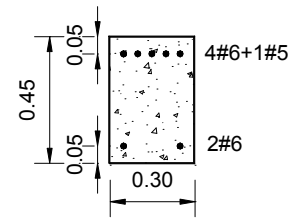
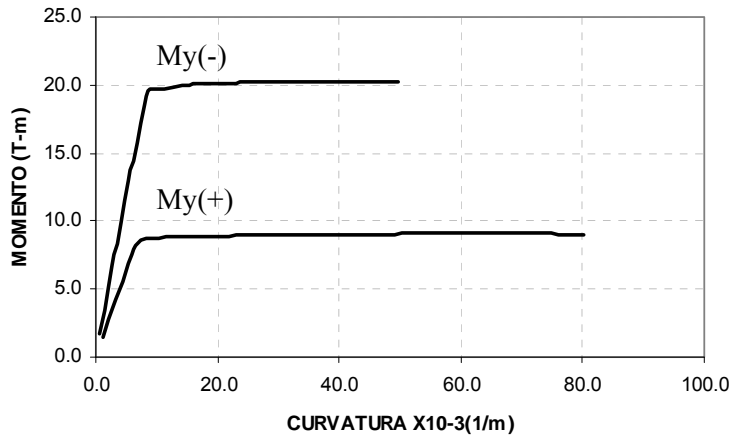


Figura 4.5 CURVA ESFUERZO-DEFORMACION PARA EL ACERO

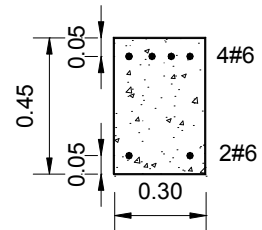
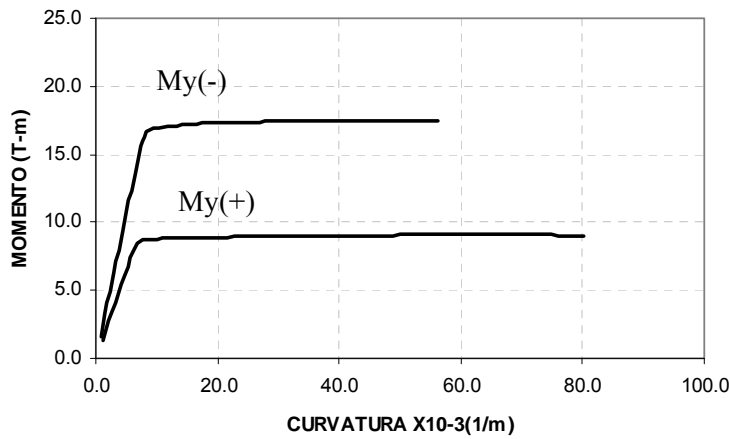
En la figura 4.6 se presentan las relaciones teóricas momento-curvatura que se obtuvieron para las secciones rectangulares de las vigas de concreto del pórtico P-3, a partir de los requerimientos de compatibilidad de deformación y equilibrio de las fuerzas utilizando las curvas supuestas de esfuerzo-deformación para el concreto y para el acero antes descritas, para más detalle del cálculo de estos diagramas remitirse a la referencia (21).

Tal como se explicó en la sección 3.5.1 al describir el *ELEMENTO VIGA-COLUMNA* del programa DRAIN-2D, dicho elemento considera en forma aproximada la interacción entre la flexión y la carga axial mediante el diagrama de interacción de la sección al cual denomina superficie de fluencia, en ese sentido será necesaria la construcción de los diagramas de interacción de todas las secciones de las columnas del modelo. En la figura 4.7 se presenta el diagrama de interacción para la sección de las columnas del pórtico P-3; así mismo se aclara que el programa DRAIN-2D aproxima la superficie de fluencia mediante curvas lineales que unen las coordenadas de los puntos de la carga axial (0, P_0), punto de falla balanceada (M_b , P_b), flexión pura (M_y , 0) y tracción pura (0, T_0).

SECCION VIGA 1er PISO



SECCION VIGA 2do PISO



SECCION VIGA 3er PISO

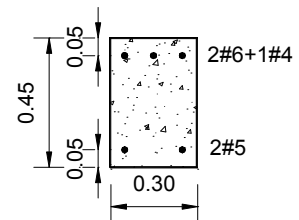
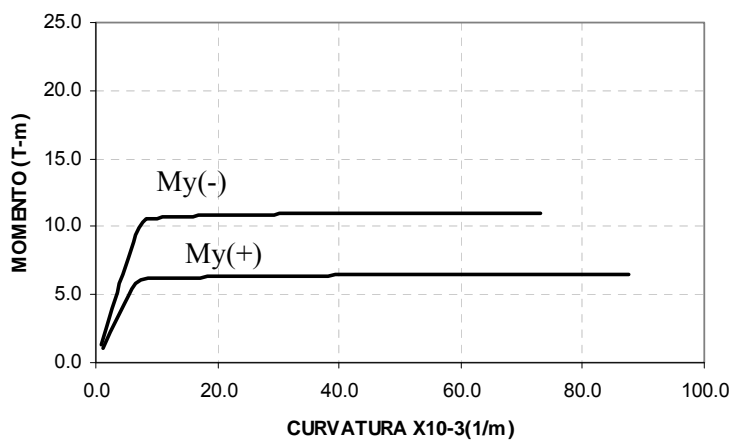


Figura 4.6 DIAGRAMAS DE MOMENTO-CURVATURA VIGAS DEL PORTICO P-3

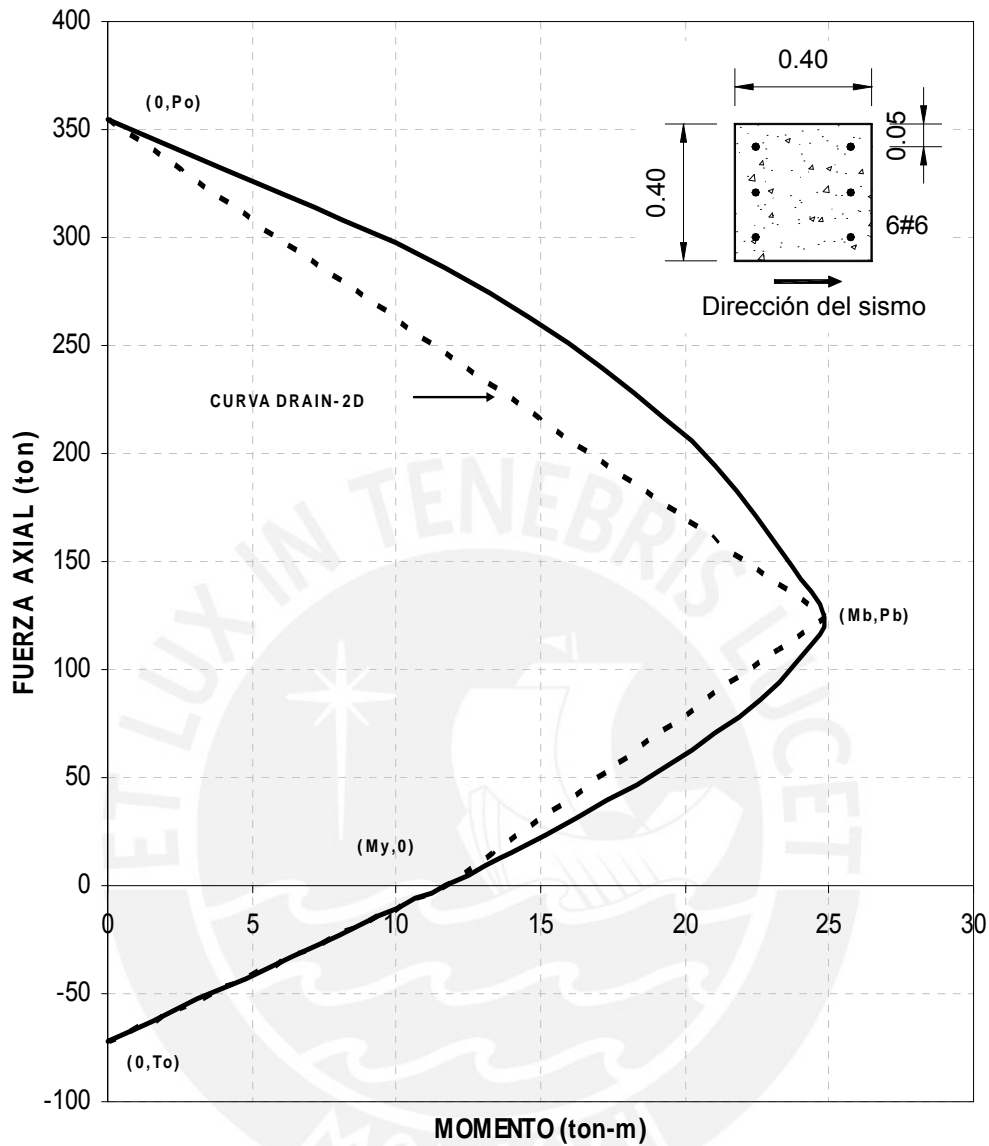


Figura 4.7 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA LA COLUMNA DEL PORTICO P-3

En los cuadros 4.4 y 4.5 se presentan los aceros requeridos en las secciones críticas (extremos), así mismo los momentos de fluencia positivo y negativo de los diagramas momento-curvatura para las vigas, los puntos de los diagramas de interacción para las secciones de las columnas de los 19 pórticos considerados en el presente estudio.

CUADRO 4.4

AREAS DE ACERO EN EXTREMOS DE VIGAS

PORT	PISO	ACERO SUPERIOR			ACERO INFERIOR		
		ARMADURA	As Cm2	My(-) Ton-m	ARMADURA	As Cm2	My(+) Ton-m
P-2	1	4#6	11.40	14.44	2#5+1#4	5.23	6.90
	2	2#6+1#5	7.68	9.90	2#5	3.96	5.57
P-3	1	4#6+1#5	13.38	19.52	2#6	5.70	8.71
	2	4#6	11.40	16.85	2#6	5.70	8.70
	3	2#6+1#4	6.97	10.59	2#5	3.96	6.12
P-4	1	4#6+1#5	13.38	22.33	2#6+1#4	6.97	12.07
	2	4#6+1#5	13.38	19.68	2#6+1#4	6.97	10.78
	3	4#6	11.40	16.90	2#6	5.70	8.70
	4	2#6+1#4	6.97	10.59	2#5	3.96	6.12
P-5	1-2	5#6	14.25	23.81	2#6+1#4	6.97	12.09
	3	5#6	14.25	20.96	2#6+1#4	6.97	10.60
	4	4#6	11.40	16.90	2#6	5.70	8.70
	5	3#5+1#4	7.21	10.90	2#5	3.96	6.12
P-6	1-2	3#8+1#6	18.06	29.51	3#6	8.55	14.69
	3	3#8+1#6	18.06	26.09	3#6	8.55	12.89
	4	2#8+2#6	15.84	22.93	2#6+1#5	7.68	11.63
	5	3#6+2#5	12.51	18.43	3#5	5.94	9.05
	6	3#5+1#4	7.21	10.88	2#5	3.96	6.12
P-7	1-3	3#8+2#6	20.91	38.33	3#6+1#4	9.82	19.24
	4	2#8+2#6+1#5	17.82	29.35	2#6+1#5	7.68	13.29
	5	5#6	14.25	23.72	2#6+1#4	6.97	12.00
	6	4#6	11.40	19.08	2#5+1#4	5.23	9.06
	7	2#5+2#4	6.50	10.72	3#4+1#3	4.52	7.87
P-8	1-3	3#8+2#6	20.91	42.42	3#6+1#4	9.82	20.93
	4	2#8+2#6	15.84	32.50	2#6+1#5	7.68	16.39
	5	5#6	14.25	26.52	1#6+2#5	6.81	13.17
	6	3#6+2#5	12.51	23.36	2#6	5.70	11.03
	7	2#6+2#5	9.66	18.21	2#5+1#4	5.23	10.15
	8	3#5	5.94	11.47	2#5+1#4	5.23	10.11
P-9	1-4	3#8+2#6	20.91	42.59	3#6+1#5	10.53	22.19
	5-6	2#8+2#6+1#5	17.82	32.89	2#6+1#5	7.68	15.06
	7	3#6+2#5	12.51	23.45	1#6+2#5	6.81	13.15
	8	2#6+2#5	9.66	18.21	2#5+1#4	5.23	10.15
	9	2#5+2#4	6.50	12.47	2#5+1#4	5.23	10.12

CUADRO 4.4 (continua)

AREAS DE ACERO EN EXTREMOS DE VIGAS

PORT	PISO	ACERO SUPERIOR			ACERO INFERIOR		
		ARMADURA	As cm ²	My(-) Ton-m	ARMADURA	As Cm ²	My(+) Ton-m
P-10	1-2	3#8+2#6+1#5	22.89	49.61	4#6	11.40	25.74
	3-4	3#8+2#6	20.91	45.54	3#6+1#5	10.53	23.84
	5-6	2#8+3#6	18.69	37.13	2#6+2#5	9.66	19.91
	7	1#8+4#6	16.47	33.03	2#6+1#5	7.68	15.91
	8	5#6	14.25	28.64	1#6+2#5	6.81	14.19
	9	3#6+2#5	12.51	25.22	3#5	5.94	12.37
	10	1#6+3#5	8.79	18.14	2#5	3.96	8.35
P-11	1-4	3#8+2#6+1#5	22.89	49.61	4#6	11.40	25.74
	5-6	3#8+2#6	20.91	41.12	2#6+2#5	9.66	19.84
	7-8	2#8+3#6	18.69	36.97	2#6+1#5+1#4	8.95	18.44
	9-10	5#6	14.25	28.60	2#6+1#5	7.68	15.91
	11	4#5	7.92	16.34	2#5+1#4	5.23	10.95
P-12	1-4	3#8+3#6	23.76	51.11	4#6	11.40	25.79
	5-6	3#8+2#6+1#5	22.89	49.35	3#6+1#5	10.53	23.76
	7-8	2#8+4#6	21.54	42.47	2#6+2#5	9.66	19.85
	9-10	2#8+2#6+1#5	17.82	35.32	2#6+1#5	7.68	15.94
	11	4#6+1#5	13.38	26.99	1#6+2#5	6.81	14.19
	12	1#6+3#5	8.79	18.00	3#5	5.94	12.35
P-13	1-4	3#8+2#6+1#5	22.89	53.75	3#6+1#5	10.53	25.97
	5-8	3#8+2#6+1#5	22.89	44.88	3#6+1#5	10.53	21.69
	9-10	2#8+3#6	18.69	36.92	3#6	8.55	17.66
	11-12	4#6+2#5	15.36	30.80	2#6+1#5	7.68	15.92
	13	1#6+3#5	8.79	18.00	3#5	5.94	12.35
P-14	1-5	3#8+2#6+1#5	22.89	53.92	4#6	11.40	28.00
	6-9	3#8+2#6+1#5	22.89	44.88	3#6+1#5	10.53	21.69
	10-11	1#8+5#6	19.32	38.14	2#6+2#5	9.66	19.95
	12-13	5#6	14.25	28.60	2#6+1#5	7.68	15.91
	14	2#6+2#5	9.66	19.78	3#5	5.94	12.36
P-15	1-5	3#8+2#6	20.91	49.57	2#6+2#5	9.66	23.90
	6-10	3#8+2#6	20.91	45.18	2#6+2#5	9.66	21.87
	11-12	6#6	17.70	34.07	2#6+1#5	7.68	15.94
	13-14	5#6	14.25	28.53	1#6+2#5	6.81	14.20
	15	2#6+2#5	9.66	19.78	3#5	5.94	12.36

CUADRO 4.4 (continua)

AREAS DE ACERO EN EXTREMOS DE VIGAS

PORT	PISO	ACERO SUPERIOR			ACERO INFERIOR		
		ARMADURA	As Cm ²	My(-) Ton-m	ARMADURA	As Cm ²	My(+) Ton-m
P-16	1-5	3#8+2#6+1#5	22.89	53.92	4#6	11.40	28.00
	6-10	3#8+2#6	20.91	45.18	2#6+2#5	9.66	21.87
	11-12	2#8+3#6	18.69	36.92	3#6	8.55	17.66
	13-15	5#6+1#5	16.23	32.32	2#6+1#5	7.68	15.93
	16	2#6+2#5	9.66	19.78	3#5	5.94	12.36
P-17	1-6	3#8+2#6+1#5	22.89	53.92	4#6	11.40	28.00
	7-12	3#8+2#6+1#5	22.89	49.35	3#6+1#5	10.53	23.76
	13-14	6#6	17.10	34.17	3#6	8.55	17.64
	15-16	4#6+2#5	15.36	30.80	2#6+1#5	7.68	15.92
	17	2#6+2#5	9.66	19.78	3#5	5.94	12.36
P-18	1-6	5#8+2#6	31.05	78.69	5#6+1#5	16.23	42.98
	7-12	5#8+2#6	31.05	72.15	5#6	14.25	35.01
	13-14	4#8+2#6	25.98	55.77	3#6+2#5	12.51	28.21
	15-17	3#8+2#6	20.91	45.18	2#6+2#5	9.66	21.87
	18	5#6	14.25	31.60	2#6+1#5	7.68	17.52
P-19	1-7	5#8+3#6	33.90	85.61	6#6	17.10	45.26
	8-14	5#8+2#6	31.05	72.47	4#6+2#5	15.36	37.58
	15-16	2#8+5#6	24.39	52.64	4#6	11.40	25.64
	17-18	7#6	19.95	43.39	2#6+2#5	9.66	21.86
	19	5#6	14.25	31.60	2#6+1#5	7.68	17.52
P-20	1-7	5#8+3#6	33.90	85.61	6#6	17.10	45.26
	8-14	5#8+2#6	31.05	72.47	4#6+2#5	15.36	37.58
	15-17	3#8+4#6	26.61	56.91	3#6+2#5	12.51	28.22
	18-19	2#8+4#6	21.54	46.84	3#6+1#5	10.53	23.74
	20	4#6+2#5	15.36	33.77	2#6+1#5	7.68	17.53

CUADRO 4.5

AREAS DE ACERO EN EXTREMOS DE COLUMNAS

PORT	NIVEL	ARMADURA	As Cm ²	My Ton-m	Mb Ton-m	Pb Ton	Po Ton	To Ton
P-2	1-2	6#6	17.10	11.28	24.83	124.95	354.37	71.82
P-3	1-3	6#6	17.10	11.28	24.83	124.95	354.37	71.82
P-4	1	6#6+2#5	21.06	15.95	36.45	161.97	441.69	88.45
	2-4	6#6	17.10	11.28	24.83	124.95	354.37	71.82
P-5	1-2	4#8+2#6	25.98	27.27	59.19	196.35	532.88	109.1
	3-5	4#8	20.28	17.34	39.12	160.65	438.56	85.18
P-6	1-2	8#6+2#5	26.76	25.90	59.84	222.62	589.57	112.3
	3-6	6#6+2#5	21.06	19.35	45.75	199.91	477.39	88.45
P-7	1-3	6#8	30.42	32.06	71.82	245.44	657.83	127.7
	4-7	4#8+2#6	25.98	24.74	54.67	200.81	546.27	109.1
P-8	1-4	6#8+2#6	36.12	34.23	75.81	272.47	734.31	151.7
	5-8	4#8+2#6	25.98	21.52	49.29	203.04	546.27	109.1
P-9	1-4	8#8	40.56	39.83	91.36	326.12	859.26	170.3
	5-9	6#8+2#5	34.38	33.74	75.81	271.71	727.31	144.4
P-10	1-4	6#8+4#6	41.82	47.36	109.1	345.12	917.88	175.6
	5-7	6#8+2#6	36.12	36.99	85.26	291.79	783.39	151.7
	8-10	6#8	30.42	31.21	70.42	240.98	657.83	127.7
P-11	1-4	8#8+2#6	46.26	49.48	114.5	375.56	998.21	194.2
	5-8	8#8	40.56	38.85	89.94	319.81	859.26	170.3
	9-11	6#8+2#6	36.12	34.15	74.40	266.97	734.31	151.7
P-12	1-4	10#8	50.70	54.76	125.3	404.12	1078.54	212.9
	5-8	8#8	40.56	38.85	89.94	319.81	859.26	170.3
	9-12	6#8+2#6	36.12	34.15	74.40	266.97	734.31	151.7
P-13	1-4	10#8+2#6	56.40	75.80	171.8	465.09	1226.41	236.8
	5-8	8#8+2#6	46.26	52.66	119.9	373.68	998.21	194.2
	9-13	6#8+2#6	36.12	33.75	78.38	291.07	787.86	151.7
P-14	1-5	10#8+4#6	62.10	90.17	206.7	531.73	1387.67	260.8
	6-10	8#8+4#6	51.96	64.73	148.5	433.68	1196.08	218.2
	11-14	8#8+2#6	46.26	52.66	119.9	373.68	998.21	194.2
P-15	1-5	14#8	70.98	106.3	243.6	605.19	1570.65	298.1
	6-10	12#8	60.84	78.40	178.9	500.27	1315.67	255.5
	11-15	10#8	50.70	59.93	140.9	435.71	1141.02	212.9
P-16	1-5	16#8	81.12	130.1	294.2	680.82	1767.61	340.7
	6-10	14#8	70.98	99.00	221.5	569.26	1499.25	298.1
	11-16	10#8+2#6	56.40	75.80	171.8	465.09	1226.41	236.8

CUADRO 4.5 (continua)

AREAS DE ACERO EN EXTREMOS DE COLUMNAS

PORT	NIVEL	ARMADURA	As Cm ²	My Ton-m	Mb Ton-m	Pb Ton	Po Ton	To Ton
P-17	1-6	18#8	91.26	156.1	350.0	760.88	1973.50	383.2
	7-12	14#8+2#6	76.68	119.5	269.2	640.30	1673.89	322.0
	13-17	12#8+2#6	66.54	96.23	213.5	531.73	1405.53	279.4
P-18	1-6	28#8	141.9	302.8	671.3	1181.32	3025.27	596.2
	7-12	18#8	91.26	156.1	350.0	760.88	1973.50	383.2
	13-18	14#8	70.98	106.3	243.6	605.19	1570.65	298.1
P-19	1-7	30#8	152.1	326.6	734.2	1292.58	3280.25	638.8
	8-14	20#8	101.4	172.7	391.3	851.38	2188.32	425.8
	15-19	16#8	81.12	119.8	276.5	686.46	1767.61	340.7
P-20	1-7	32#8	162.2	366.8	827.5	1401.75	3544.15	681.4
	8-14	22#8	111.5	202.4	456.9	940.49	2412.06	468.4
	15-20	18#8	91.26	145.2	331.2	766.71	1973.50	383.2

4.7 REGISTROS DE ACELERACION CONSIDERADOS

En un análisis tiempo historia no lineal, uno de los principales problemas consiste en la selección del tipo y el número de los registros de aceleración a usar, además en la selección debemos tener en cuenta las magnitudes que deben presentar, el contenido de energía, la duración, cómo tomar en cuenta la atenuación con la distancia, etc. De acuerdo a la guía de diseño FEMA 273 (9), se requieren tres registros de aceleración para tomar la respuesta estimada como la envolvente de las respuestas; otro caso es cuando se tienen más de seis registros y en esta situación se acepta como la demanda estimada al promedio de las demandas registradas. La NTE E-030 (26), especifica que se requieren cinco registros, escalados al máximo valor esperado de la aceleración en el sitio, sin embargo no indica qué respuesta tomar.

En la presente investigación haremos uso de seis registros de aceleración horizontal, que corresponden a tres sismos que se han producido en nuestro país entre 1966 y 1974. Estos registros han servido de base para la NTE E-030, y sus características se presentan en el cuadro 4.6 (2):

CUADRO 4.6

REGISTROS DE SISMOS

COD	FECHA	DENOMINACION	PGA g	PGV cm/seg	PGD cm	M
A	17/10/66	Comp. N82W	0.184	13.23	7.35	7.5
B	17/10/66	Comp. N08E	0.275	-21.60	-16.60	7.5
C	31/05/70	Comp. L	0.107	4.71	1.55	7.7
D	31/05/70	Comp. T	0.100	6.98	2.64	7.7
E	03/10/74	1421 GCT Comp. N08E	0.182	10.30	-5.34	7.5
F	03/10/74	1421 GCT Comp. N82W	0.196	14.48	6.41	7.5

Según la moderna definición de objetivos del diseño sismorresistente de edificios, se ha convenido en establecer cuatro niveles de severidad en las sollicitaciones sísmicas, cada uno de los cuales se define por un “sismo de diseño”. Dado que los terremotos son tratados como sucesos aleatorios propios de cada región, los sismos de diseño se definen en función de los periodos medios de retorno de estos eventos o en función de la probabilidad de excedencia durante un determinado tiempo de exposición. En nuestro país se han estimado las aceleraciones asociadas a los cuatro sismos de diseño para la costa del Perú. El cuadro 4.7 muestra los periodos de retorno para estos sismos, junto a la aceleración máxima esperada en la costa del Perú (18).

CUADRO 4.7

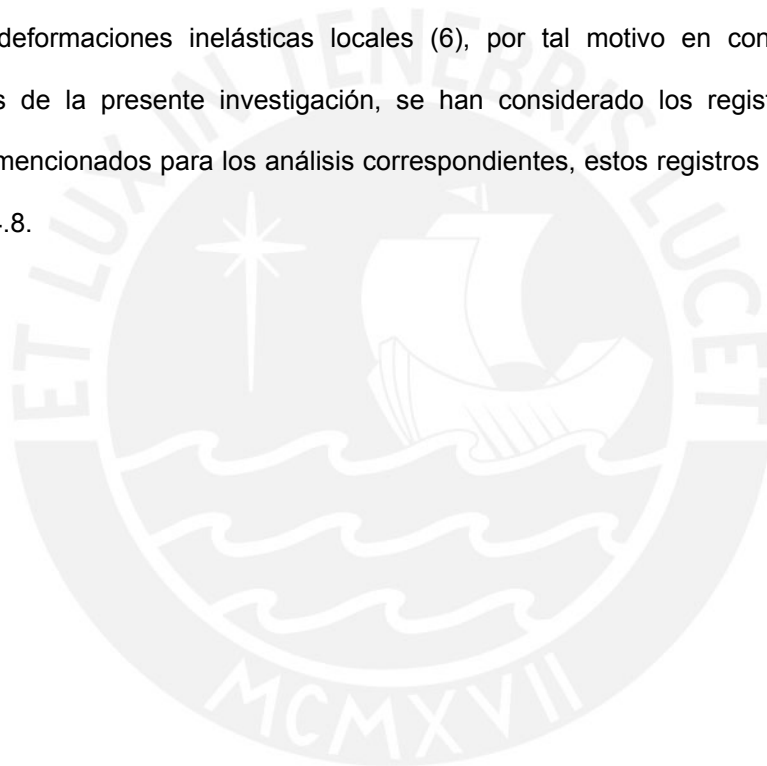
SISMOS DE DISEÑO, PERIODOS DE RETORNO Y ACELERACIONES

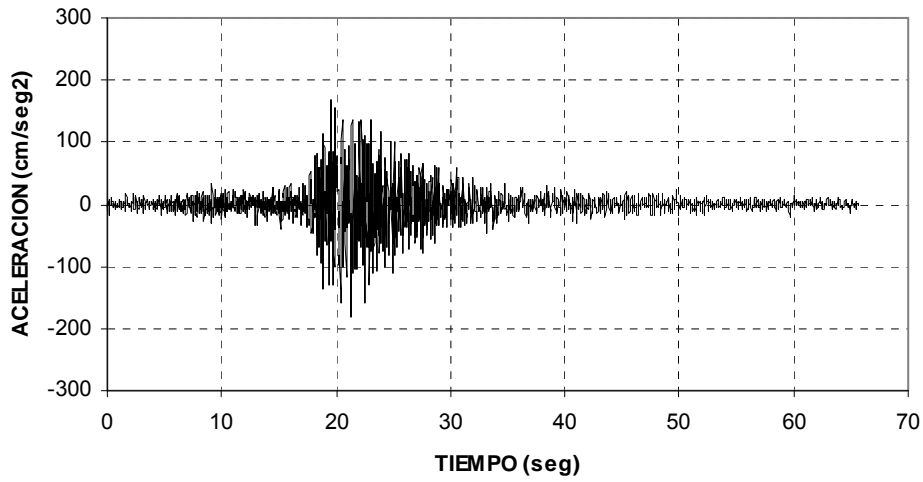
	Sismos Frecuentes	Sismos Ocasionales	Sismos Raros	Sismos Muy raros
Periodo de retorno	45	75	≈ 500	≈ 1000
Aceleración en la roca para la costa del país (g)	0.2	0.25	0.4	0.5

La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente de 1997 (26), tiene como sismo máximo de diseño, un evento de 500 años de periodo de retorno, por tal motivo exige que los registros usados en un análisis tiempo historia no lineal, reflejen valores de aceleración

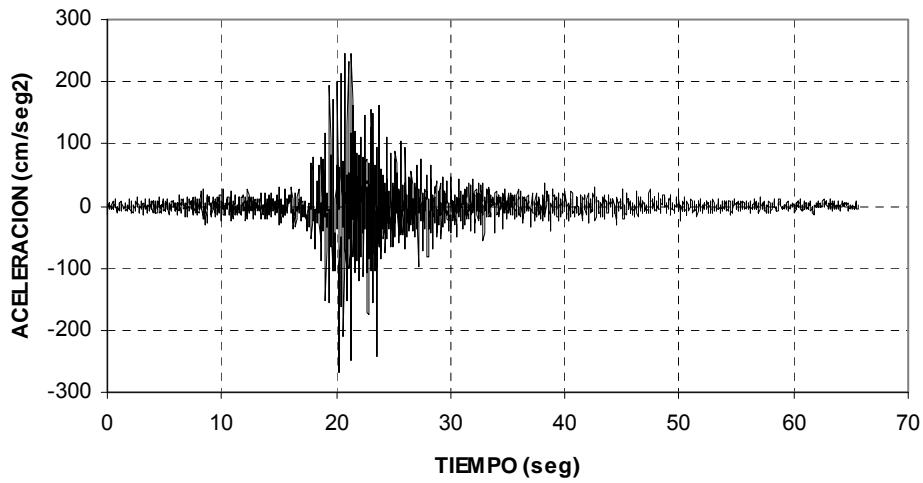
compatibles con la zonificación dispuesta en ella. Esto significa que los acelerogramas deben tener valores picos de 0.40g de PGA (Peak Ground Acceleration, máxima aceleración del suelo o factor Z) para la costa del Perú. Sin embargo, los registros disponibles de sismos Peruanos no cumplen con este requisito, por lo que la norma nos indica que deben ser escalados, es decir sus ordenadas deben multiplicarse por un valor dado de tal modo que el pico de la aceleración tenga el valor estipulado. En la presente investigación todos los sismos fueron normalizados a una aceleración máxima igual a 0.4g de aceleración máxima.

En cuanto a la duración, ésta no influye mayormente en las respuestas globales, pero sí en las deformaciones inelásticas locales (6), por tal motivo en concordancia con los objetivos de la presente investigación, se han considerado los registros totales de los sismos mencionados para los análisis correspondientes, estos registros se muestran en las figuras 4.8.

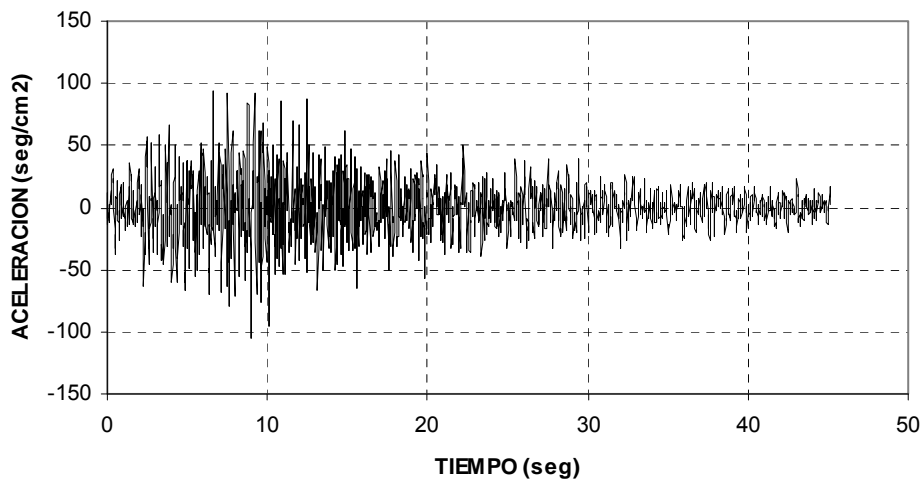




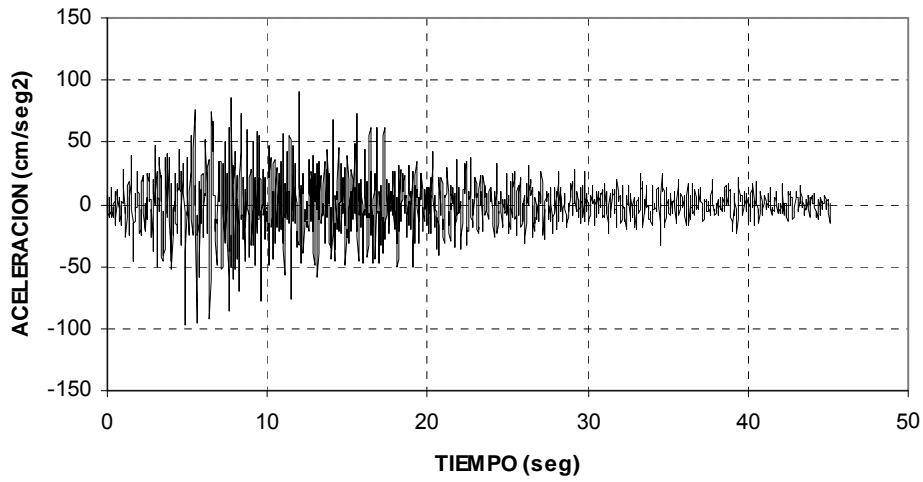
a) Sismo del 13-Oct.-66, componente N82W



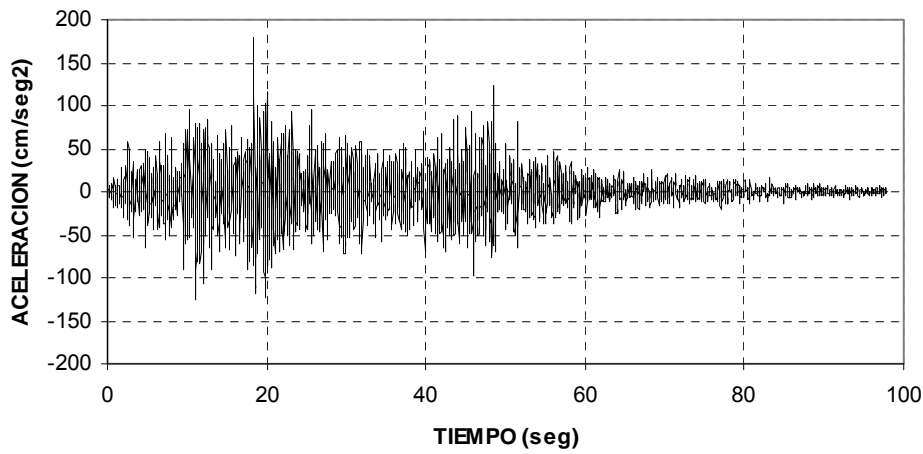
b) Sismo del 13-Oct.-66, componente N08E



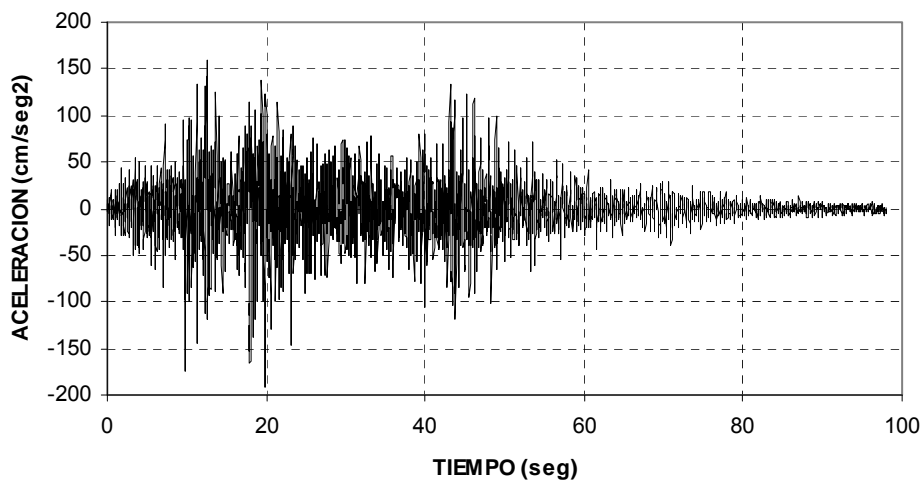
c) Sismo del 31-May.-70, componente L



d) Sismo del 31-May.-70, componente T



e) Sismo del 3-Oct.-74, 1421 GCT componente N08E



f) Sismo del 3-Oct.-74, 1421 GCT componente N82W

Figura 4.8 GRAFICOS DE REGISTROS DE SISMOS

4.8 AMORTIGUAMIENTO

En la mayoría de los análisis de respuesta dinámica de estructuras de edificios, todas las diversas fuentes de amortiguamiento se representan por un amortiguamiento viscoso, cuando se van a analizar estructuras de edificios de gran altura para determinar su respuesta sísmica, se utilizan valores del factor de amortiguamiento entre 0.03 y 0.05 según la práctica Japonesa para estructuras de concreto reforzado. Se supone que los factores de amortiguamiento correspondientes para los modos más altos se incrementan en proporción a las frecuencias naturales (16), en tal sentido se ha adoptado 0.05 para el primer modo, y 0.10 para el segundo modo, para calcular los coeficientes para determinar la matriz de amortiguamiento mediante una combinación lineal con la matriz de masa y la matriz de rigidez tangencial instantánea de la estructura; tal como se explicó en la sección 3.4.2. En el cuadro 4.8, se presentan los valores de los coeficientes dependientes de la masa y de la rigidez calculada con las expresiones 3.13a y 3.13b para ensamblar la matriz de amortiguamiento, para los distintos pórticos considerados en el presente estudio.

Se puede especificar otro tipo de amortiguamiento denominado amortiguamiento “estructural”, llamado así debido a que el amortiguamiento es proporcional a las deformaciones de la estructura, pero opuesto a las tasas de deformación, este tipo de amortiguamiento puede proporcionar esencialmente relaciones constantes de amortiguamiento modal para todos los modos de vibración de una estructura elástica, en la presente investigación no se utilizará este tipo de amortiguamiento. El procedimiento para aplicar los efectos del amortiguamiento “estructural” es el siguiente, no se realiza ninguna modificación en la rigidez de la estructura, en cambio, se calculan un conjunto de fuerzas de amortiguamiento al final de cada paso de integración y se agregan a las cargas en el siguiente paso. Las fuerzas de amortiguamiento se calculan en el nivel de elemento y se oponen a las deformaciones del mismo; debido a que las fuerzas de amortiguamiento que actúan durante el paso $n+1$ se basan en las condiciones al final del paso n , puede existir una tendencia de oscilaciones numéricas desarrolladas en el proceso de integración para ser amplificadas con un error numérico subsiguiente (24). Esta es la razón principal del por qué este tipo de amortiguamiento debería ser especificado con precaución.

CUADRO 4.8

COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO

PORTICO	PERIODO		AMORTIGUAMIENTO		COEFICIENTES	
	MODO1	MODO2	ξ_1	ξ_2	α	β
P-2	0.37	0.10	0.05	0.10	0.8417	0.0030
P-3	0.49	0.15	0.05	0.10	0.5486	0.0045
P-4	0.57	0.18	0.05	0.10	0.4511	0.0054
P-5	0.61	0.20	0.05	0.10	0.3973	0.0060
P-6	0.74	0.24	0.05	0.10	0.3334	0.0072
P-7	0.83	0.28	0.05	0.10	0.2779	0.0084
P-8	0.86	0.29	0.05	0.10	0.2684	0.0087
P-9	0.93	0.31	0.05	0.10	0.2534	0.0093
P-10	1.12	0.38	0.05	0.10	0.2038	0.0114
P-11	1.24	0.42	0.05	0.10	0.1846	0.0125
P-12	1.35	0.46	0.05	0.10	0.1677	0.0137
P-13	1.37	0.47	0.05	0.10	0.1632	0.0140
P-14	1.41	0.49	0.05	0.10	0.1546	0.0147
P-15	1.44	0.49	0.05	0.10	0.1576	0.0146
P-16	1.53	0.52	0.05	0.10	0.1487	0.0155
P-17	1.57	0.54	0.05	0.10	0.1417	0.0161
P-18	1.82	0.62	0.05	0.10	0.1245	0.0185
P-19	1.86	0.63	0.05	0.10	0.1231	0.0188
P-20	1.95	0.66	0.05	0.10	0.1176	0.0197

4.9 ANALISIS INELASTICO DE LOS PORTICOS

Para el análisis inelástico de las edificaciones aporticadas, se usará el modelo de rótula puntual (modelo discreto), dentro del cual podemos considerar el modelo del pórtico bidimensional, el cual se usa para idealizar edificios regulares que tienen pequeñas excentricidades.

En éste modelo, todos los pórticos en una dirección, son tratados como elementos planos unidos por vigas rígidas que representan la condición de rigidez infinita de la losa de piso. En este modelo se puede tener la respuesta sísmica a nivel de cada elemento y por ende a nivel de cada piso.

Se efectuaron los análisis inelásticos de los pórticos, usando el programa de cómputo DRAIN-2D (15,24), que es un programa general de análisis dinámico inelástico de

estructuras, se aplicaron a los modelos cargas verticales de gravedad, el programa sólo permite cargas nodales y éstas fueron aplicadas en los nudos de todos los niveles para representar las cargas verticales en las columnas. Se usó el *ELEMENTO VIGA-COLUMNA* para modelar las columnas y vigas de los pórticos en estudio. Sus propiedades geométricas son las de sus secciones no fisuradas y el módulo de elasticidad el del concreto. Se consideró endurecimiento por deformación de 5% para todos los elementos.

Las propiedades del concreto, del acero, registros de aceleración y amortiguamiento fueron definidas en las secciones previas.

Se consideraron algunas simplificaciones en el análisis para evitar soluciones complicadas y costosas, estas suposiciones fueron las siguientes:

- Las vigas y columnas son elementos lineales sin masas, en el caso del *ELEMENTO VIGA-COLUMNA* consta de dos componentes una elastoplástico y otro elástico en paralelo, y en caso del *ELEMENTO VIGA CON RIGIDEZ DEGRADANTE* consta de una parte elástica con dos resortes de rotación no lineales en sus extremos, ambos elementos fueron descritos detalladamente en el capítulo III.
- Se permite la deformación axial en las columnas. Sin embargo se despreciaron las deformaciones axiales en todas las vigas, para considerar la hipótesis de losa rígida.
- Se considera la interacción fuerza axial–momento para todas las columnas, asumiendo superficies de interacción para secciones de concreto armado.
- La estructura es un pórtico plano el cual se desplaza horizontalmente en su plano, y rota alrededor de un eje perpendicular al plano de la estructura.
- Se consideran que las deformaciones son suficientemente pequeñas, para permitir que la configuración inicial de la estructura prevalezca durante todo el análisis.
- Los centros de los nudos en una conexión viga-columna, son infinitamente rígidas.
- Las características de rigidez de la estructura, permanecen constantes durante cada incremento de tiempo corto.
- Las masas son concentradas y localizadas, donde se definen los grados de libertad horizontal, y corresponden a la carga muerta más un 25% de la carga viva.
- Se considera la cimentación de la estructura infinitamente rígida. Las columnas en el primer piso son rigidamente conectadas a su cimentación.

- Se considera el efecto “P- Δ ”, mediante la adición de una rigidez geométrica a la rigidez de la columna, usando la fuerza axial producida por las cargas estáticas.
- Los movimientos sísmicos en la base ocurren en el plano de la estructura, en la dirección horizontal.
- Se consideran las cargas de gravedad, están incluidas como fuerzas de empotramiento en las vigas y están basadas en las cargas muertas y vivas. Adicionalmente se aplican cargas nodales para representar las cargas de los muros y el peso muerto de las columnas. No se han considerado los efectos por reducción de carga viva.
- Por razones de capacidad del programa de cómputo, se han tomado distintas longitudes para el intervalo de integración para los análisis de los pórticos, para los pórticos del P-2 hasta el P-10 se ha usado un cuarto del intervalo de digitación (0.02 seg.) del registro sísmico, es decir, 0.005 seg., para los pórticos del P-11 hasta el P-17 se ha tomado como intervalo de integración 0.010 seg., y para los pórticos del P-18 hasta el P-20 se tomado como intervalo 0.020 seg.; sin embargo el tamaño de los intervalos de integración en especial para estos últimos pórticos, están dentro del rango que se recomienda, generalmente $\Delta t \leq T/10$ (5), para satisfacer las condiciones de estabilidad en los cálculos.

4.10 RESULTADOS DE LOS ANALISIS INELASTICOS

De acuerdo a los objetivos de la presente investigación, los resultados analíticos que se requerirán, son la historia de los momentos flexionantes en el tiempo de los elementos, especialmente en aquellos instantes donde ocurren eventos inelásticos en la estructura; un evento significa la formación o cierre de una rótula plástica en uno de los extremos del elemento, enfatizando en el estudio de las distribuciones inesperadas de momentos flexionantes en las columnas. Las respuestas inelásticas tiempo-historia de los 19 pórticos, se presentarán en el capítulo V, conjuntamente para desarrollar el factor de distribución de momentos (FDM) en un determinado nudo.

CAPITULO V

DESARROLLO DEL FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS

5.1 INTRODUCCION

Los análisis tiempo-historia no lineales, indican que en las columnas de los pórticos de varios pisos, pueden ocurrir distribuciones inesperadas de momento flexionante, en comparación con la distribución obtenida de la carga lateral estática del código. El análisis de la carga lateral estática indica que generalmente existen puntos de inflexión próximos a la mitad de la altura de las columnas, a menos que las vigas sean mucho más flexibles que las columnas, excepto en los pisos próximos a la parte superior e inferior del pórtico (ver figura 5.1, momentos estáticos). Sin embargo los análisis tiempo-historia no lineal, sugiere que en determinados momentos durante la respuesta de la estructura a los movimientos sísmicos, el punto de inflexión en una columna puede estar próximo a la unión viga-columna, y ocasionalmente incluso la columna puede estar en curvatura simple.

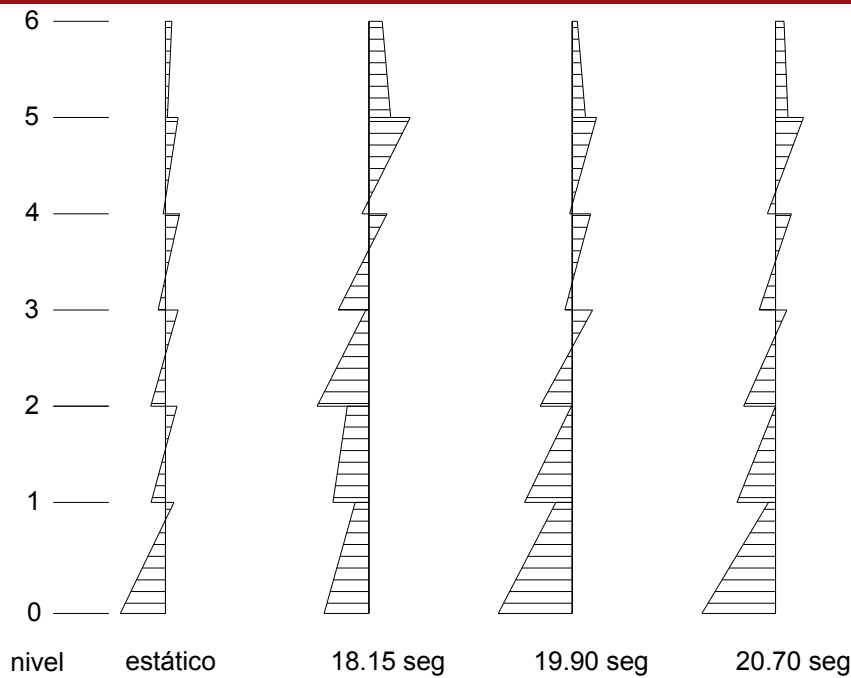


Figura 5.1 MOMENTOS FLEXIONANTES EN LAS COLUMNAS EXTERIORES DEL PORTICO P-6, QUE RESPONDE NO LINEALMENTE AL SISMO 10/03/74 COMP N82W

En la figura 5.1, se muestran algunos diagramas de momento flexionante para algunos instantes, de una columna para un pórtico de 6 pisos (P-6), diseñado de acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones (26) y respondiendo al sismo del 10/03/74 en Lima componente N82W. La causa de la distribución inesperada de los momentos flexionantes en la columna en algunos instantes es la fuerte influencia de los modos superiores de vibración, especialmente el segundo y tercero (21).

La carga lateral estática del código normalmente tiene una distribución triangular que corresponde a las cargas laterales que varían linealmente desde cero en la base de la columna a un máximo en la parte superior de la estructura, a veces con una carga concentrada adicional en la parte superior. Esta distribución de cargas corresponde aproximadamente al modo fundamental (primero) de vibración. Si son significativos los otros modos de vibración, es evidente que la distribución de las fuerzas laterales en la estructura en determinados instantes podría diferir apreciablemente de la supuesta, y producir por ejemplo la distribución de momentos flexionantes mostrada en la figura 5.1. El corrimiento del punto de inflexión en las columnas a un punto bien distante de la posición a mitad de la altura, en algunos casos significa que los momentos inducidos en la columna

pueden ser mucho mayores que el momento obtenido de un análisis de carga lateral estática y puede conducir a que se formen rótulas plásticas en las columnas.

5.2 CONTROL DE ROTULAS PLASTICAS

Diferentes códigos (3, 25, 27), tratan de hacer que las rótulas plásticas se formen en las vigas antes que en las columnas, requiriendo que la suma de las resistencias de momentos de las columnas sea mayor que la suma de las resistencias de las vigas en cada plano principal de una conexión. Desafortunadamente, éste requerimiento no impide la formación de rótulas plásticas en las columnas por las siguientes razones, como se verá a continuación.

Se ha encontrado como se indicó anteriormente, en análisis tiempo-historia no lineal de pórticos de varios niveles, que en distintas etapas durante un sismo pueden ocurrir puntos de inflexión bastante alejados de las alturas medias de las columnas. Las columnas pueden incluso estar en curvatura simple en ciertos instantes. En consecuencia son posibles las distribuciones de momentos flexionantes tales como se indican en la Figura 5.2

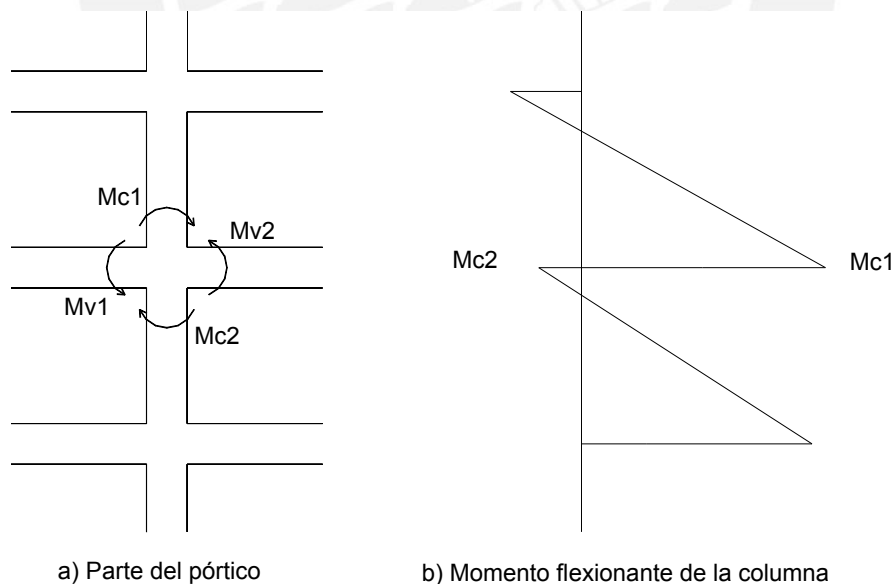


Figura 5.2 MOMENTOS EN UNION VIGA-COLUMNNA

En una unión típica, la suma de momentos de la columna resiste los momentos totales de las vigas, por lo tanto se tiene:

$$\sum M_v = M_{v1} + M_{v2} = M_{c1} + M_{c2} \quad (5.1)$$

El mayor momento de la columna está dado por:

$$M_{c1} = \sum M_v - M_{c2} \quad (5.2)$$

Si:

$\sum M_{uv}$ = Es el momento total cuando las vigas están en la capacidad del momento máximo y

M_{uc1} = Es la capacidad del momento máximo de la columna 1

Si se desea impedir la formación de una rótula plástica en la columna 1, el requerimiento es:

$$M_{uc1} > \sum M_{uv} - M_{c2} \quad (5.3)$$

Si la columna permanece en doble curvatura, el caso límite ocurre cuando $M_{c2} \rightarrow 0$, y la ecuación anterior requiere que:

$$M_{uc1} > \sum M_{uv} \quad (5.4)$$

Si las columnas están en curvatura simple (el punto de inflexión está fuera del entrepiso), la ecuación 5.3, requiere que:

$$M_{uc1} > \sum M_{uv} + M_{c2} \quad (5.5)$$

En consecuencia, el requerimiento 12.4.3 de la Norma E-060 de Concreto Armado (27), de que la suma de las resistencias de columna exceda la suma de las resistencias de la viga en una unión, no impide la formación de rótulas plásticas en las columnas. Para asegurar que no se formen rótulas plásticas en las columnas, se tendría que exigir:

- Que la resistencia a flexión de cada sección de columna fuera al menos igual a la suma de las resistencias a flexión de las secciones de la viga en el plano de flexión, si el punto de inflexión está en cualquier parte dentro de la altura del entrepiso.
- Si el punto de inflexión está fuera de la altura del entrepiso, se requeriría una capacidad todavía mayor de la columna.

El objetivo de la presente investigación es determinar un procedimiento que contemple estos casos.

5.3 REVISION DE REGLAMENTOS RESPECTO AL CONTROL DE ROTULAS PLASTICAS

Se describen algunos reglamentos, que contienen algunos requerimientos sobre el control de rótulas plásticas en nudos.

5.3.1 NORMA NTE-060 CONCRETO ARMADO

En la Norma Técnica de Edificación E-060 Concreto Armado (27), dentro de sus disposiciones especiales para columnas sujetas a flexocompresión que resistan fuerzas de sismo, se especifica en el artículo 12.4.3 lo siguiente:

“La resistencia a la flexión de las columnas deberán satisfacer la ecuación:

$$\sum M_{nc} > 1.4 \sum M_{nv} \quad (5.6)$$

Donde:

$\sum M_{nc}$ es la suma de momentos, al centro del nudo, correspondiente a la resistencia nominal en flexión de las columnas que forman dicho nudo; esta resistencia en flexión se calculará para la fuerza axial actuante en la hipótesis que considera las fuerzas de gravedad y de sismo en la dirección considerada, verificando la condición que dé como resultado la resistencia a flexión más baja.

$\sum M_{nv}$ es la suma de momentos, al centro del nudo, correspondiente a las resistencias nominales en flexión de las vigas que forman el nudo. Las resistencias a la flexión deberán sumarse de manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de las vigas. Deberá satisfacerse la ecuación anterior para momentos de viga que actúan en ambas direcciones del plano vertical del pórtico que se considera.”

5.3.2 NORMA ACI 318 – 99

La norma ACI (3), dentro de sus disposiciones especiales para el diseño sísmico, para elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento, establece en su artículo 21.4.2.2 lo siguiente:

“Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (21-1).

$$\sum M_c > \frac{6}{5} \sum M_g \quad (21-1)$$

ΣM_c = suma de los momentos, en las caras del nudo, correspondiente a la resistencia nominal a flexión de las columnas que confluyen en dicho nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la carga axial factorizada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que dé la más baja resistencia a la flexión.

ΣM_g = suma de los momentos en las caras del nudo correspondiente a la resistencia nominal a flexión de las vigas que llegan a dicho nudo. Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal forma que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe satisfacerse la ecuación (2-1) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del marco que se considera.”

5.3.3 REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL-MEXICO

La norma para el Distrito Federal de México (25), dentro de sus disposiciones especiales para pórticos dúctiles, establece en su artículo 7.3.2.1 lo siguiente:

“Las resistencias a la flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la Ec. 7.2

$$\Sigma M_e > 1.5 \Sigma M_g \quad (7.2)$$

Donde:

ΣM_e suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con un factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo; y

ΣM_{nv} suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con un factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo. No será necesario cumplir con la Ec. 7.2 en los nudos de azotea”

5.4 FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS (FDM)

Debido a la distribución desproporcionada de los momentos alrededor de las uniones de viga-columna en la respuesta sísmica de un pórtico de varios pisos, podrían aparecer momentos flexionantes en las secciones críticas, apreciablemente mayores que los deducidos del análisis estático. Para reducir la probabilidad de fluencia de columnas, se

debe hacer que la resistencia nominal de la columna en una sección crítica (por ejemplo, sobre el nivel del piso en la Figura 5.2) sea mayor que la suma total de momentos máximos por las vigas adjuntas cuando se forman rótulas plásticas. Es decir que se requiere:

$$M_{uc1} \geq (FDM)_{C1} \sum M_{uv} \quad (5.7)$$

Donde:

M_{uc1} = Es la capacidad del momento máximo de la columna 1

$\sum M_{uv}$ = Suma de las capacidades máximas a flexión de las vigas adyacentes a la columna 1 cuando se forman rótulas plásticas en las vigas

$(FDM)_{C1}$ = Factor de distribución de momentos, dependiente de la respuesta dinámica inelástica del pórtico cuando se sujeta a movimientos sísmicos.

De la ecuación 5.7 se tiene:

$$FDM_{C1} = \frac{M_{uc1}}{\sum M_{uv}} \quad (5.8)$$

El procedimiento para calcular el FDM en una determinada sección, de una conexión viga-columna, de un pórtico en particular, sometido a un determinado sismo, involucra los siguientes pasos:

- Generar mediante un análisis dinámico inelástico, los resultados tiempo-historia de los momentos flexionantes en los extremos de las vigas y columnas que forman un nudo, de todos los nudos del pórtico, sometidos a los sismos seleccionados y de acuerdo a las suposiciones y parámetros indicados en el capítulo IV.
- Para cada intervalo de integración, verificar en todos los nudos del pórtico, si se ha producido una rótula plástica en los extremos del elemento que forman un determinado nudo. De ocurrir esto, calcular los FDM arriba y abajo del nivel del piso en dichos nudos para ese instante.
- Criterio de selección del FDM que se producirán en el pórtico, para un determinado instante y durante todo el sismo.

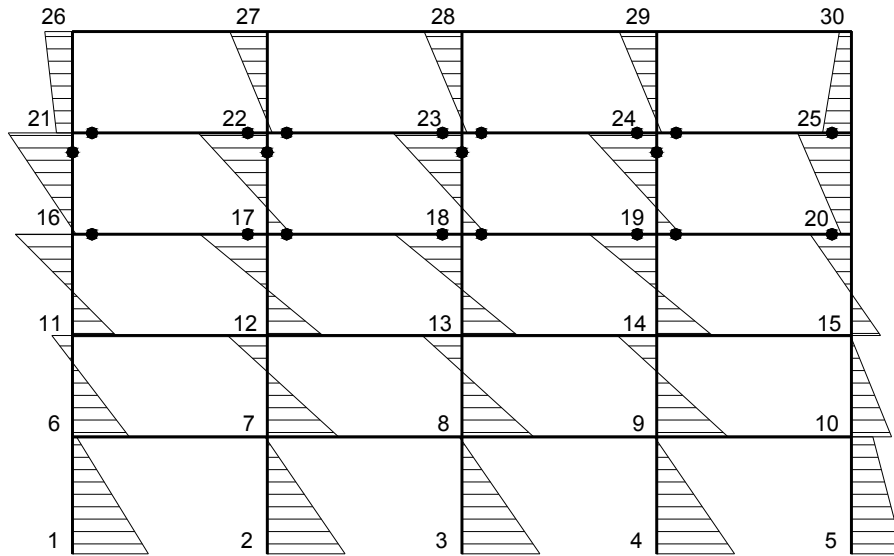
La siguientes tres secciones describen en detalle los procedimientos asociados con los pasos antes indicados.

5.4.1 RESULTADOS TIEMPO-HISTORIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

Se han generado la historia en el tiempo durante todo el sismo, de los momentos flexionantes en los extremos de todos los elementos para los 19 pórticos, cada pórtico ha sido sometido a 6 sismos seleccionados, escalados y descritos, conjuntamente con los parámetros asumidos para el análisis dinámico inelástico, en el capítulo IV. En la figura 5.3 se muestra un diagrama de momentos flexionantes típico en un determinado instante, para el pórtico P-5, que responde no linealmente a un determinado sismo; nuevamente se pueden apreciar distribuciones de momentos inesperados en los ejes de las columnas interiores y exteriores.

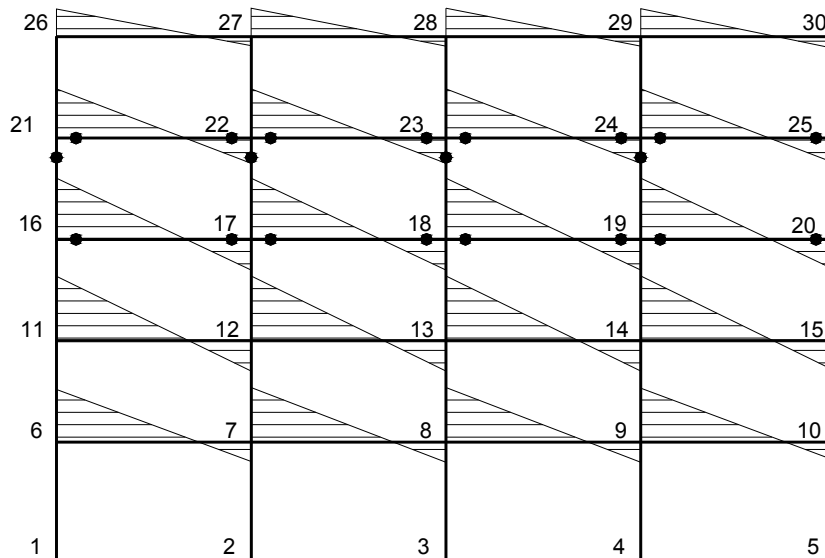
En los 114 análisis que se efectuaron (19 pórticos, sometidos a 6 sismos cada uno), todos los pórticos incursionaron en el rango inelástico, para los niveles de aceleración seleccionados previamente (0.4g).

Los análisis tiempo-historia y el manejo de la base de datos de respuesta para su posterior procesamiento, para todo el conjunto de pórticos, requirieron un gran esfuerzo en tiempo de cómputo y almacenamiento. Para el manejo de los resultados, se elaboró un programa de cómputo el cual leía los datos de respuesta de los archivos binarios emitidos por el programa DRAIN-2D, y calculaba el FDM en todos los nudos del pórtico, de acuerdo al algoritmo que se describirá en la siguiente sección.



a) columnas

- rótula plástica
- 1 número del nudo



b) vigas

t=17.90 seg

Figura 5.3 MOMENTOS FLEXIONANTES EN EL PORTICO P-5
QUE RESPONDE NO LINEALMENTE AL SISMO
10/03/74 COMP N82W

5.4.2 CALCULO DEL FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS

De los resultados tiempo-historia de los momentos flexionantes de un determinado pórtico, se calcula el FDM de acuerdo a la ecuación 5.8, en cada nudo del pórtico, para cada instante de la respuesta sísmica, de acuerdo al siguiente algoritmo:

- Para un determinado instante correspondiente a un sismo en particular, se obtiene los momentos en todos los nudos del pórtico para ese instante, se calculan los FDM para la sección superior e inferior de la columna, en aquellos nudos donde las vigas entraron en fluencia, se selecciona el mayor FDM sea superior o inferior y es el valor que representará a ese nudo. Debe observarse, si el FDM es menor que 1, el punto de inflexión se encuentra dentro del entrepiso y la columna estará en curvatura doble; si es mayor que 1, el punto de inflexión estará fuera del entrepiso y la columna estará en curvatura simple.
- De acuerdo al paso anterior, se obtienen todos los FDM para todos los nudos del pórtico, donde se incursionó en el rango inelástico. Se selecciona el mayor de todos los FDM de estos nudos, y es el valor que representará al pórtico, para ese instante.
- De acuerdo a los dos pasos anteriores, se obtienen los FDM para cada instante durante todo el sismo. De todo el conjunto de estos valores, se selecciona el promedio y es el valor que representará al pórtico, para un sismo en particular. En el cuadro 5.1 se muestra la historia de los cálculos que se efectuaron para el pórtico P-5, sometido a los seis sismos seleccionados previamente.
- Para un pórtico en particular, se ejecuta el mismo procedimiento, someténdole a los 6 sismos seleccionados, consiguiendo 6 valores de FDM que representan al pórtico en estudio.
- Se repitió el procedimiento antes descrito para los 19 pórticos.

CUADRO 5.1
FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS (FDM) EN EL PORTICO P-5, NUDOS INTERIORES, 0.4G

FACTORES DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS MAXIMOS EN CADA INSTANTE																	
SISMO 10/17/66 COMP N82W			SISMO 10/17/66 COMP NO8E			SISMO 05/31/70 COMP L			SISMO 05/31/70 COMP T			SISMO 10/03/74 COMP NO8E			SISMO 10/03/74 COMP N82W		
TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO
20.20	0.65	14	19.65	0.53	17	3.40	0.79	24	1.80	0.72	22	7.40	0.77	23	9.85	0.80	24
20.25	0.86	24	20.00	0.83	24	3.70	0.63	17	3.95	0.71	8	7.65	0.67	14	9.90	0.83	22
20.30	0.80	23	20.05	0.85	24	3.95	0.50	13	4.00	0.88	22	8.00	0.63	13	9.95	0.82	22
20.45	0.85	22	20.10	0.78	8	4.00	0.69	8	4.25	0.58	13	11.30	0.67	19	10.30	0.76	13
20.50	0.87	7	22.45	0.51	13	4.25	0.77	23	4.30	0.67	18	11.35	0.87	22	10.35	0.72	13
20.55	0.81	22	22.50	0.65	12	4.75	0.59	7	4.35	0.61	7	11.65	0.69	12	10.40	0.78	23
20.90	0.54	17	22.90	0.76	8	4.95	0.60	7	4.60	0.67	8	11.70	0.74	19	12.25	0.62	9
22.30	0.67	12	22.95	0.76	7	5.00	0.83	23	4.65	0.85	9	16.60	0.62	19	12.30	0.67	8
22.65	0.72	8	23.30	0.56	14	5.05	0.83	7	4.70	0.89	22	23.60	0.65	8	12.55	0.82	23
22.70	0.53	13	23.65	0.79	22	5.35	0.64	13	4.75	0.75	7	23.65	0.56	13	12.60	0.89	24
23.45	0.73	7	23.70	0.64	19	5.40	0.80	23	5.00	0.73	22	24.00	0.61	14	12.65	0.96	23
23.75	0.56	13	23.95	0.57	14	5.45	0.83	23	5.05	0.90	22	24.05	0.56	13	12.70	0.92	24
23.80	0.58	9	24.00	0.56	9	5.70	0.56	13	5.10	0.86	9	24.40	0.56	12	12.90	0.54	12
23.85	0.60	13	24.40	0.50	13	5.75	0.71	7	5.15	0.81	9	30.00	0.56	14	12.95	0.60	9
24.25	0.57	13				5.80	0.73	7	5.40	0.69	23	34.75	0.59	18	13.00	0.74	9
24.60	0.64	18				6.05	0.65	8	5.45	0.59	13	41.20	0.60	19	13.05	0.66	17
						6.10	0.73	8	5.50	0.81	13	45.85	0.76	9	17.20	0.59	8
						6.15	0.78	8	5.55	0.78	13	45.90	0.71	18	17.25	0.64	8
						6.45	0.65	8	5.60	0.72	17	46.15	0.67	7	17.55	0.64	13
						6.50	0.80	7	5.75	0.76	12	46.20	0.77	8	17.80	0.53	8
						6.55	0.89	22	5.80	0.79	9	47.95	0.60	13	17.85	0.77	18
						6.85	0.62	13	5.85	0.85	9	48.00	0.55	14	17.90	0.93	24
						7.30	0.80	22	5.90	0.66	7	48.30	0.76	8	18.05	0.68	9
						7.60	0.67	13	6.20	0.70	13	48.35	0.69	19	18.10	0.92	9
						8.35	0.57	9	6.25	0.66	8	48.65	0.53	13	18.15	0.89	9
						8.70	0.60	8	6.30	0.64	8	49.40	0.61	13	19.20	0.65	19
						8.75	0.58	13	6.35	0.59	13	50.45	0.53	12	19.25	0.75	19
						17.70	0.70	8	6.55	0.61	18	50.80	0.59	8	19.85	0.71	8
						17.75	0.64	18	6.60	0.89	22	50.85	0.62	8	20.10	0.73	23
						18.10	0.60	13	9.90	0.64	7				20.15	0.51	12
						18.85	0.62	14	10.35	0.76	24				20.20	0.60	7

continúa

CUADRO 5.1 (continúa)

FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS (FDM) EN EL PORTICO P-5, NUDOS INTERIORES, 0.4G

FACTORES DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS MAXIMOS EN CADA INSTANTE																	
SISMO 10/17/66 COMP N82W			SISMO 10/17/66 COMP NO8E			SISMO 05/31/70 COMP L			SISMO 05/31/70 COMP T			SISMO 10/03/74 COMP NO8E			SISMO 10/03/74 COMP N82W		
TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO
						19.50	0.53	14	27.20	0.63	14				20.55	0.69	8
						19.55	0.56	18							20.60	0.85	9
						19.90	0.53	14							20.90	0.61	13
						19.95	0.83	8							20.95	0.68	19
						23.05	0.60	13							21.30	0.55	12
						23.10	0.60	13							30.55	0.65	12
						29.00	0.55	14							30.60	0.61	12
						29.30	0.52	14							30.90	0.78	9
						29.35	0.86	8							31.30	0.69	12
						29.65	0.53	14							31.35	0.60	13
						31.10	0.60	13							31.95	0.61	19
						31.15	0.63	14							33.45	0.54	12
						31.45	0.53	14							33.75	0.53	12
						31.85	0.59	14							33.80	0.76	9
						32.20	0.78	8							33.85	0.79	9
						32.50	0.53	14							36.50	0.59	13
						32.55	0.53	14							36.55	0.63	8
															36.90	0.55	12
															39.95	0.65	13
															40.00	0.74	19
															40.25	0.53	13
															40.30	0.53	12
															40.35	0.65	9
															43.15	0.70	13
															43.20	0.72	8
															43.50	0.64	13
															43.55	0.73	8
															43.60	0.80	9
															45.05	0.75	9
															45.10	0.77	9
															45.40	0.60	12

continúa

CUADRO 5.1 (continúa)
FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS (FDM) EN EL PORTICO P-5, NUDOS INTERIORES, 0.4G

FACTORES DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS MAXIMOS EN CADA INSTANTE																	
SISMO 10/17/66 COMP N82W			SISMO 10/17/66 COMP NO8E			SISMO 05/31/70 COMP L			SISMO 05/31/70 COMP T			SISMO 10/03/74 COMP NO8E			SISMO 10/03/74 COMP N82W		
TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO	TIEMPO	FDM	NUDO
															45.45	0.76	24
															45.50	0.64	7
															45.55	0.56	7
															45.80	0.80	9
															45.85	0.89	9
															45.90	0.78	9
															46.15	0.72	13
															46.20	0.75	8
															46.25	0.69	19
															46.60	0.56	13
															46.65	0.55	13
															47.00	0.53	13
															47.05	0.74	8
															47.35	0.54	14
															47.40	0.67	8
															47.75	0.53	12
															57.05	0.62	9
															57.10	0.63	9
															57.40	0.56	13
															57.45	0.73	8
															57.80	0.57	13
															61.65	0.52	13
															71.10	0.65	9
															71.45	0.60	13
PROME.	0.69		PROME.	0.66		PROME.	0.66		PROME.	0.73		PROME.	0.65		PROME.	0.68	
MAXIMO	0.87		MAXIMO	0.85		MAXIMO	0.89		MAXIMO	0.90		MAXIMO	0.87		MAXIMO	0.96	

NOTA : La numeración de los nudos se muestra en la figura 5.3

5.4.3 SELECCION DEL FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS

Una mayor limitante de los análisis tiempo-historia no lineal es la dispersión de sus resultados debido a su gran sensibilidad a los registros de movimientos sísmicos que se usan y a los parámetros que modelan la estructura. Tal como se explicó en la sección 4.7, algunas normas (9) indican qué respuesta estimada tomar de acuerdo al número de registros de sismos utilizados en el análisis, pudiendo ser la envolvente o el promedio de las demandas registradas.

En la presente investigación se han combinado los dos criterios:

- Como se mencionó anteriormente para cada instante se elige el mayor valor del FDM de todos los nudos del pórtico que entraron en fluencia y es el valor que representa a ese instante (ver el cuadro 5.1), debe notarse que si en un intervalo de integración ningún nudo entró en fluencia, entonces, no se calculan los FDM para ese instante; la cantidad de valores de FDM dependerá qué tanto incursiona en el rango inelástico el pórtico para ese sismo.
- Una vez obtenida la historia de los FDM durante todo el sismo, se calcula el promedio, que vendría ser el promedio de los máximos, y es el valor que representa al pórtico para un sismo en particular.

Se estudiaron los FDM de los nudos exteriores, en forma independiente de los nudos interiores, los resultados del cuadro 5.1 se refieren a los FDM de los nudos interiores.

5.5 ANALISIS E INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

Vistos los resultados de los 19 pórticos, se pudo observar que los FDM de los nudos exteriores eran marcadamente mayores que el de los nudos interiores, por lo que se optó analizarlos en forma separada. Dicha diferencia se debe a que las cargas axiales inducidas por el sismo, son especialmente críticas en el caso de columnas exteriores.

En los cuadros 5.2 y 5.3, podemos ver los resultados de los promedios de los valores máximos de los FDM que se encontraron en los 19 pórticos en nudos interiores y exteriores sometidos a 6 registros de sismos, escalados a 0.4g.

CUADRO 5.2
FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS (FDM)
PROMEDIO DE VALORES MAXIMOS DURANTE EL SISMO
NUDOS INTERIORES

PORTICO	SISMOS						PROM.	ENVOL.
	10/17/66		05/31/70		10/03/74			
	N82W	N08E	L	T	N08E	N82W		
P-2	0.72	0.68	0.68	0.64	0.61	0.71	0.67	0.72
P-3	0.69	0.63	0.67	0.66	0.66	0.66	0.66	0.69
P-4	0.68	0.66	0.64	0.66	0.65	0.65	0.66	0.68
P-5	0.69	0.66	0.66	0.73	0.65	0.68	0.68	0.73
P-6	0.74	0.67	0.67	0.66	0.74	0.68	0.69	0.74
P-7	0.70	0.74	0.67	0.67	0.74	0.72	0.71	0.74
P-8	0.67	0.69	0.68	0.66	0.63	0.68	0.67	0.69
P-9	0.78	0.86	0.68	0.66	0.76	0.70	0.74	0.86
P-10	0.80	0.64	0.67	0.64	0.78	0.71	0.71	0.80
P-11	0.64	0.66	0.65	0.70	0.70	0.65	0.67	0.70
P-12	0.79	0.70	0.68	0.84	0.66	0.66	0.72	0.84
P-13	0.76	0.65	0.66	0.67	0.61	0.67	0.67	0.76
P-14	0.93	0.72	0.73	0.70	0.71	0.75	0.76	0.93
P-15	0.72	0.69	0.71	0.77	0.73	0.80	0.74	0.80
P-16	0.68	0.67	0.70	0.72	0.69	0.87	0.72	0.87
P-17	0.70	0.70	0.72	0.79	0.74	0.87	0.75	0.87
P-18	0.69	0.93	0.83	0.92	0.85	0.84	0.84	0.93
P-19	0.91	0.91	0.93	1.03	1.01	0.87	0.94	1.03
P-20	0.98	0.86	0.63	1.02	1.02	0.88	0.90	1.02

CUADRO 5.3
FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS (FDM)
PROMEDIO DE VALORES MAXIMOS DURANTE EL SISMO
NUDOS EXTERIORES

PORTICO	SISMOS						PROM.	ENVOL.
	10/17/66		05/31/70		10/03/74			
	N82W	N08E	L	T	N08E	N82W		
P-2	1.04	1.01	0.99	0.94	0.88	1.22	1.01	1.22
P-3	0.94	0.81	0.81	0.83	0.86	0.86	0.85	0.94
P-4	0.92	0.73	0.81	0.82	0.79	0.87	0.82	0.92
P-5	0.84	0.80	0.83	1.00	0.74	0.94	0.86	1.00
P-6	0.96	0.81	0.80	0.84	0.80	0.90	0.85	0.96
P-7	0.83	0.91	0.91	0.85	1.04	1.00	0.93	1.04
P-8	0.82	0.83	0.82	0.80	0.75	0.88	0.81	0.88
P-9	0.88	0.97	0.83	0.81	0.90	0.93	0.89	0.97
P-10	0.87	0.80	0.79	0.72	0.84	0.94	0.83	0.94
P-11	0.72	0.79	0.74	0.77	0.77	0.87	0.78	0.87
P-12	0.87	0.86	0.72	0.77	0.80	0.90	0.82	0.90
P-13	0.85	0.92	0.78	0.84	0.77	0.96	0.85	0.96
P-14	0.94	0.84	0.81	0.86	0.83	1.09	0.89	1.09
P-15	0.89	0.94	0.75	1.00	0.82	1.30	0.95	1.30
P-16	0.86	0.93	0.83	0.94	0.78	1.48	0.97	1.48
P-17	0.86	0.92	0.82	1.03	0.90	1.46	1.00	1.46
P-18	0.88	1.17	0.98	0.98	0.87	1.19	1.01	1.19
P-19	0.92	1.34	0.95	1.09	1.01	1.28	1.10	1.34
P-20	1.02	1.49	1.00	1.09	1.02	1.29	1.15	1.49

Se puede observar para nudos interiores, que los valores del FDM varían entre 0.68 y 1.03, donde el valor mayor corresponde para un pórtico relativamente flexible, y el valor más pequeño es representativo de un pórtico relativamente rígido que respondiera predominante en su primer modo de vibración.

Para nudos exteriores los valores del FDM varían entre 0.72 y 1.49 de igual manera el mayor valor corresponde para un pórtico relativamente flexible y el menor valor para un pórtico relativamente rígido. Como se dijo anteriormente la diferencia de los valores entre los nudos interiores y exteriores, se debe a que en éstos últimos las cargas axiales son más críticos en las columnas exteriores.

Como se puede apreciar, el intervalo probable de los valores de los FDM depende de los patrones de momentos a lo largo de las columnas, en los instantes de la respuesta dinámica de un pórtico; y la distribución inesperada de los momentos en algunos instantes, como se indicó anteriormente, es causado por la fuerte influencia de los modos superiores de vibración. Por esta razón se graficó los valores del cuadro 5.2 y 5.3, en función de los períodos de vibración de cada pórtico, estos gráficos se presentan en las figuras 5.4 y 5.5. Es evidente conforme aumenta el período de vibración, se presentan mayores valores de FDM en los nudos de los pórticos analizados, presentándose valores más altos para el caso de nudos exteriores (ver figura 5.5).

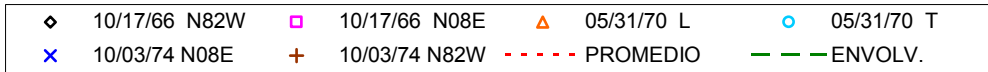
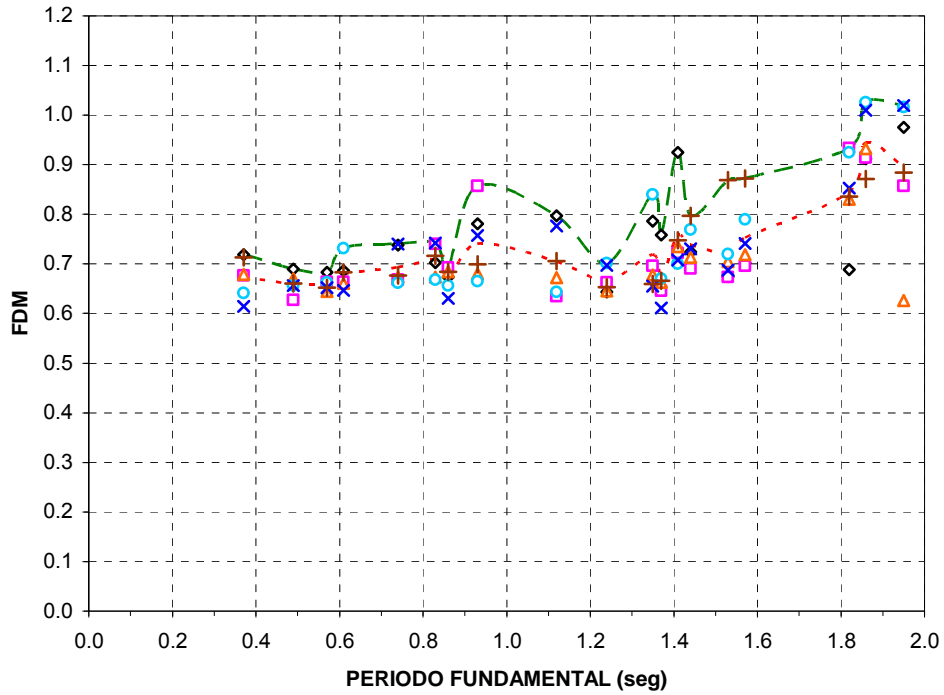


Figura 5.4 FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS EN NUDOS INTERIORES DE 19 PORTICOS, 6 REGISTROS, 0.4g

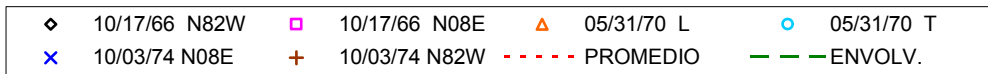
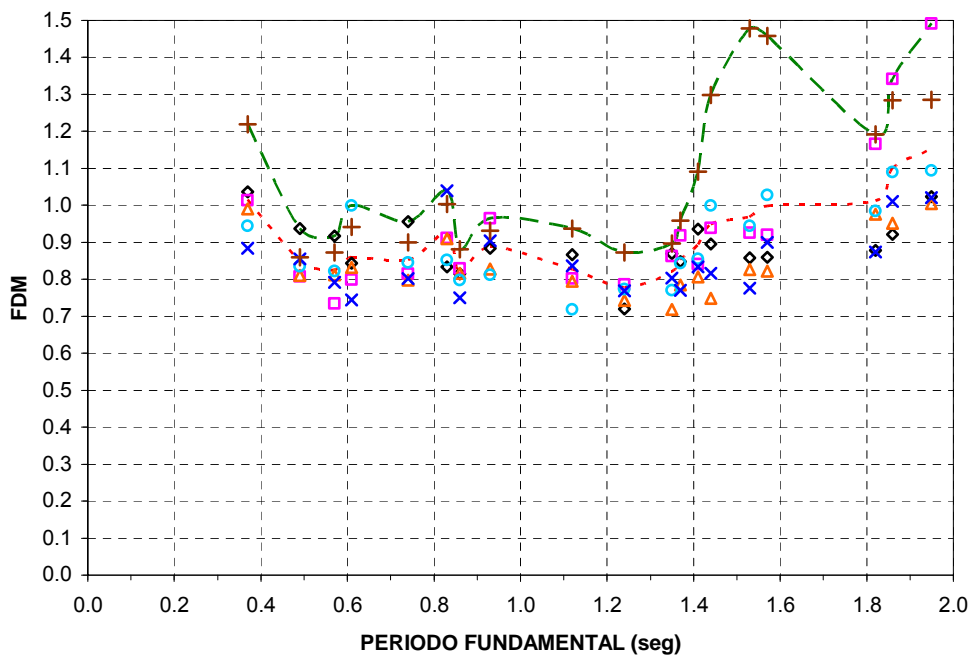


Figura 5.5 FACTOR DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS EN NUDOS EXTERIORES DE 19 PORTICOS, 6 REGISTROS, 0.4g

Para ilustrar las implicaciones de estos valores se compara con los requerimientos actuales de las siguientes normas: Peruana E-060 (27), Americana ACI (3) y Mexicana (25). De acuerdo con estos códigos se encuentra que:

$$Mucl \geq 0.5(1.4) \sum Muv = 0.70 \sum Muv \quad \text{E-060} \quad (5.9)$$

$$Mucl \geq 0.5(1.2) \sum Muv = 0.60 \sum Muv \quad \text{ACI} \quad (5.10)$$

$$Mucl \geq 0.5(1.5) \sum Muv = 0.75 \sum Muv \quad \text{MEXICO} \quad (5.11)$$

El factor de 0.5 en las ecuaciones 5.9, 5.10 y 5.11, se debe a la suposición de que la descarga total $\sum Mv$, del momento de viga está distribuida en proporciones iguales entre las secciones de columnas arriba y debajo de la planta.

En las figuras 5.6 y 5.7, se comparan los requerimientos de las normas E-060, ACI y México con los resultados obtenidos de los análisis dinámicos de los 19 pórticos.

Para el caso de nudos interiores, se observa que los valores promedio tienen cierta concordancia con el valor requerido por la norma E-060 de 0.7 hasta cierto rango de períodos, sin embargo a partir de 1.35 seg., tiende a incrementarse. Por medio de un análisis estadístico se está ajustando una línea a los valores encontrados, y se está proponiendo una relación lineal de dos tramos (ver figura 5.6).

$$FDM = 0.52 T \quad 0.70 \leq FDM \leq 1.05 \quad (5.12)$$

Donde T, es el período fundamental de la estructura.

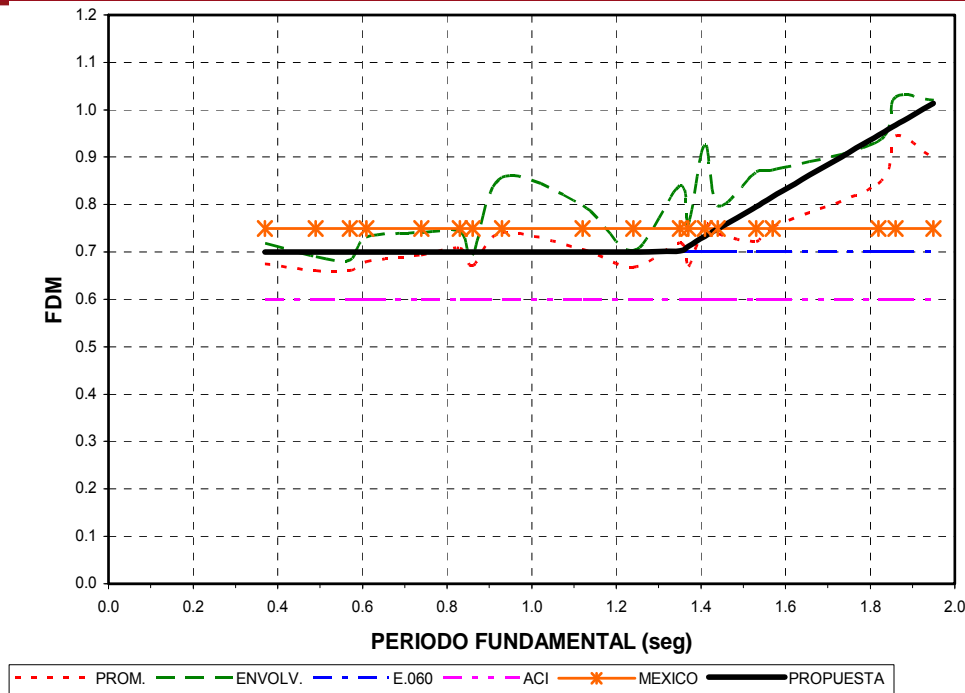


Figura 5.6 RESULTADOS ANALITICOS EN NUDOS INTERIORES

Para el caso de nudos exteriores, se observa que los valores promedio son mayores que los requeridos por las normas en comparación, con una tendencia constante hasta cierto rango de períodos, sin embargo a partir de 1.35 seg., tiende a incrementarse. De igual modo por medio de un análisis estadístico se está ajustando una línea a los valores encontrados, y se está proponiendo una relación lineal de dos tramos (ver figura 5.7).

$$FDM = 0.67 T \quad 0.90 \leq FDM \leq 1.50 \quad (5.13)$$

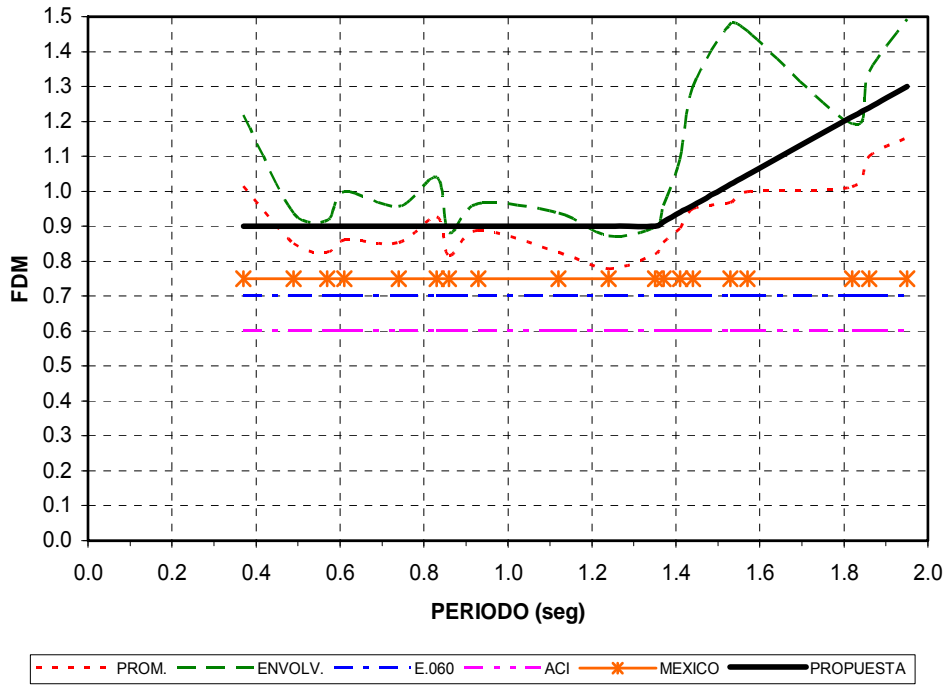


Figura 5.7 RESULTADOS ANALITICOS EN NUDOS EXTERIORES



CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Las respuestas inelásticas son muy sensibles a los registros sísmicos, se ha visto para un determinado pórtico, sometidos a sismos escalados a un nivel de aceleración iguales, las incursiones en el rango inelástico son totalmente distintas.
- Los valores de los FDM de los nudos exteriores son mayores que el de los nudos interiores, debido a que las cargas axiales inducidas por el sismo, son especialmente críticas en el caso de columnas exteriores.
- La contribución de los modos altos a la respuesta total en general aumenta al aumentar el período fundamental de vibración de la estructura. Observando las respuestas locales, la contribución de los modos más altos es más importante en los momentos de las columnas que en los momentos de las vigas, motivo por el que se presentan distribuciones inesperadas de momentos flexionantes en las columnas. En tal sentido, los valores de los FDM en los nudos de la estructura tienden a ser mayores, conforme

aumenta el período de la estructura, especialmente debido a la fuerte influencia de los modos superiores de vibración segundo y tercero.

- Con el propósito de reducir la posibilidad de fluencia en las columnas que se consideren como parte del sistema resistente a fuerzas laterales, se presenta como propuesta, los siguientes valores de Factores de Distribución de Momentos (FDM), para ser incorporados en la Norma Técnica de Edificación E-060 Concreto Armado del Reglamento Nacional de Construcciones, como una disposición especial para columnas sujetas a flexocompresión que resistan fuerzas de sismo:

“Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la siguiente ecuación

$$M_{nc} > FDM \sum M_{nv}$$

Donde:

$$FDM = 0.52 T \quad 0.70 \leq FDM \leq 1.05 \quad \text{para nudos interiores}$$

$$FDM = 0.67 T \quad 0.90 \leq FDM \leq 1.50 \quad \text{para nudos exteriores}$$

$T =$ *Periodo fundamental de la estructura*

$M_{nc} =$ *Momento, en la cara del nudo, correspondiente a la resistencia nominal a flexión de la sección superior o inferior (debe verificarse en ambas secciones) de las columnas que concurren a dicho nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial factorizada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que dé la más baja resistencia a la flexión.*

$\sum M_{nv} =$ *Es la suma de momentos en las caras de nudo, correspondiente a la resistencia nominal a flexión de las vigas que llegan a dicho nudo. Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal forma que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Deberá satisfacerse la ecuación anterior para momentos de viga que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.”*

6.2 RECOMENDACIONES

- Debido a que las cargas sísmicas laterales actúan en una dirección general, éstas amplifican los momentos flexionantes en las columnas. Se recomienda completar el estudio, considerando el efecto de carga biaxial.
- La sobrerresistencia por flexión en las rótulas plásticas de las vigas, darán como resultado momentos flexionantes altos que serán aplicados a las columnas. Se recomienda investigar la sobrerresistencia, de los esfuerzos de fluencia especificados para el acero de refuerzo producido en el país y su influencia en la sobrerresistencia para aquellos elementos con responsabilidad sísmica.
- Analizar otros tipos de suelos. En este estudio se ha empleado suelos tipo S1.
- Analizar configuraciones con muros de corte en especial para pórticos medianamente altos y altos.



ANEXO A

MANUAL DE USO DEL PROGRAMA DRAIN-2D

VERSION PARA COMPUTADORAS PERSONALES

UNIVERSITY OF CALIFORNIA
Berkeley

Division of Structural Engineering
and Structural Mechanics

DRAIN - 2D: Programa de cómputo de propósito general para el análisis de la respuesta dinámica de estructuras planas inelásticas bajo movimientos sísmicos.

Programado: G. H. Powell and A. E. Kanaan,
University of California, Berkeley 1973.

Adaptado para Computadoras Personales por:

Manuel Flores Barreto,
PUCP, Lima 1991

ADAPTACION DEL PROGRAMA DRAIN-2D PARA COMPUTADORAS PERSONALES

El programa original del DRAIN-2D, fue desarrollado en lenguaje FORTRAN estándar completo, orientado para usuarios de computadoras grandes (mainframe) como el CDC 6400/6600/7600 (Control Data Cyber) y similares que presentan una alta precisión, adecuada para resolver problemas de análisis estructurales en forma “exacta”, utilizando la aritmética de simple precisión. Con la finalidad de adaptar este programa para ser usado en computadoras personales y compatibles, se tuvo que realizar algunos cambios en el *programa fuente* para ser compatible con el estándar Subset FORTRAN 77, y para conseguir el *programa ejecutable* se utilizó un compilador de Lahey Computer Systems Inc. A continuación se explican algunos detalles de las correcciones necesarias para dicho fin:

- La primera dificultad que se encontró fue la conversión de las variables a doble precisión, ya que el programa utiliza la técnica de asignación dinámica de memoria (dynamic storage allocation) en el tiempo de ejecución, y que los bloques de información que vienen siendo almacenados y transferidos contienen mezclas de variables enteras y reales. En primera instancia se pensó la conversión a la aritmética de doble precisión sólo para la matriz de rigidez y el vector de carga, a fin de asegurar la precisión en la solución de las ecuaciones de equilibrio, sin embargo resultó más simple la conversión declarando en forma implícita todas las variables reales a doble precisión. Posteriormente se compatibilizó las funciones intrínsecas para manejar la aritmética relacionada con los tipos de datos de doble precisión. En general, el nombre específico es el mismo que se empleó para variables reales, pero con una D como prefijo para las funciones de doble precisión (7). Por ejemplo, la función real SQRT es DSQRT en los tipos de dato de doble precisión.
- Se cambió las proposiciones básicas de entrada y salida, designando en ellas el número de unidad a emplear, ya que la versión original tenía esto en forma de descripción de nombre (o sea, no utilizaba la designación de unidad). Se usaron las siguientes designaciones de unidad: los números 6 y 7 para los archivos de entrada de datos y salida de resultados ambos en tipo texto, los números 1, 2, 3, 4, 8 y 9 para archivos temporales binarios, finalmente el número 10 para un archivo donde se almacenarán

todos los resultados del análisis en forma binaria; este último archivo que aparecerá con extensión PLT puede ser utilizado para aplicaciones de post procesamiento, como graficar resultados tiempo-historia, etc.

PREPARACION DEL ARCHIVO DE DATOS

El archivo de datos debe ser preparado con un editor de textos, todos los datos tienen un formato preestablecido y deben estar de acuerdo con el presente manual, los nombres de los archivos de datos no deben tener extensiones y deben estar en el mismo directorio donde se encuentra el ejecutable. Al momento de ejecutarse el programa, emitirá una serie de mensajes en la pantalla para identificar el progreso de los distintos pasos de ingreso de datos y solución, y creará un archivo de salida con el nombre del archivo de datos más una extensión OUT. Este archivo tipo texto, contendrá un eco de los datos ingresados y los resultados de los análisis indicados.

Con el propósito de facilitar la elaboración del archivo de datos, se ha introducido al programa principal una subrutina para que reconozca líneas de datos para comentarios. Para tal fin cualquier línea que tenga una letra C en la primera columna del archivo de datos será tratada como una línea de comentarios y será ignorada por el programa. En el Anexo B, se presentan algunos ejemplos de archivos de datos.

Durante la ejecución del programa DRAIN, se crean una serie de archivos secundarios, estos archivos no son necesarios a menos que exista una aplicación para su post procesamiento, para borrar esta serie de archivos, se adjunta un comando tipo batch llamado D. Para ejecutarlo desde donde se encuentran los archivos residentes, entrar el comando D seguido del nombre del archivo de datos y borrará todos los archivos secundarios con excepción de los archivos de datos y de salida de resultados.

La presente versión cuenta con la siguiente biblioteca de elementos:

1. Elemento armadura
2. Elemento viga-columna

3. Elemento muro tabique
4. Elemento de conexión semi-rígido
5. Elemento viga
6. Elemento viga con rigidez degradante

OBJETIVO DEL PROGRAMA

El programa determina la respuesta dinámica de estructuras bidimensionales inelásticas de configuración arbitraria que resultan de los movimientos de la base debido a sismos. Pueden especificarse sismos independientes tanto vertical y horizontal, pero los movimientos de apoyo fuera de fase no pueden ser considerados. Pueden aplicarse cargas estáticas a la estructura antes de la aplicación de la carga dinámica, pero, el comportamiento bajo las cargas estáticas se asume elástico.

La estructura puede estar compuesta de una variedad de tipos de elementos, cada uno de éstos presenta un patrón de comportamiento y características de fluencia distinto. El programa está diseñado para permitir que se añadan nuevos elementos con una cantidad relativamente pequeña de esfuerzo de codificación.

IDEALIZACION

La estructura es idealizada como un conjunto de nudos (uniones) conectados por elementos (miembros). Los nudos deben ser numerados secuencialmente empezando con uno.

Cada nudo tiene tres grados de libertad, llámense desplazamiento horizontal, vertical y rotacional. Sin embargo, algunos desplazamientos pueden ser especificados como cero, y desplazamientos en diferentes nudos pueden ser especificados como idénticos. El uso de estas opciones puede reducir en forma sustancial el número de ecuaciones que se deben resolver y, en consecuencia, reducir el tiempo de solución.

Para minimizar los requisitos del almacenamiento y el tiempo de cómputo, los nudos deberán ser numerados de manera que la diferencia máxima entre los números de los grados de libertad de la estructura conectados para cualquier miembro sea tan pequeño como sea posible (es decir, se reduce el ancho de banda de la matriz de rigidez).

Para la entrada y salida, los elementos deben ser divididos en “grupos”. Todos los elementos de cualquier grupo deben ser del mismo tipo (por ejemplo, *ARMADURA*, *VIGACOLUMNA*, etc.) y, comúnmente todos los elementos de un solo tipo se incluirán en un solo grupo. Sin embargo, elementos de un mismo tipo pueden ser subdivididos en grupos separados si se desea. Dentro de cualquier grupo, los elementos deben ser numerados secuencialmente, empezando por uno.

El comportamiento de cualquier elemento es determinado por el programador que desarrolla las subrutinas para el elemento. Este comportamiento puede ser implícitamente de cualquier grado de complejidad dependiendo del propósito para el cual se propone el elemento. Las características de los elementos disponibles para ésta versión se describen en los apéndices B de la referencia 23.

Los desplazamientos y las coordenadas nodales se definen con respecto a un sistema de coordenadas global de mano derecha, con los ejes X e Y en el plano de la estructura y el eje Z encima, fuera de éste plano. Comúnmente, el eje X será horizontal hacia lado derecho y el eje Y estará verticalmente hacia arriba.

LIMITACIONES DE LA CAPACIDAD

Algunas limitaciones de la capacidad que resultan del uso de dimensiones fijas, se asocian con el ingreso de la información del elemento, tal como se explica en la Sección E de ésta guía. Estas limitaciones podrían ser superadas por el cambio de un número de declaraciones de dimensión. Sin embargo, la mayor parte de la información es almacenada en arreglos con dimensiones variables, el mayor almacenamiento de memoria interna requerido se establece en la proposición COMMON blanco y se asigna dinámicamente en el tiempo de ejecución del programa.

La longitud mínima requerida del COMMON blanco depende de la cantidad de nudos en la estructura, la forma de la matriz de rigidez de la estructura, el número de masas concentradas, el número de pasos de integración y la cantidad de nudos para los que se requieren las historias de los desplazamientos en el tiempo. Ya que la rigidez de la estructura se almacena en una forma compacta y que ésta rigidez comúnmente ocupa la mayor parte del almacenamiento mínimo requerido, es difícil calcular éste almacenamiento

manualmente. Por lo tanto, se calcula el almacenamiento mediante el programa y se imprime con el archivo de salida. Se presume que una o más ejecuciones de verificación de la información se requerirán antes que se lleve a cabo cualquier cómputo extensivo. Para una ejecución inicial, un cálculo estimado del almacenamiento mínimo requerido puede ser realizado como sigue:

NJTS = número de nudos en la estructura

NEQ = número de grados de libertad de la estructura (conservadoramente NJTS x 3)

MBAND = máximo ancho de la semi banda de la matriz de rigidez de la estructura.

NMASS = número de nudos con masas concentradas.

NSTEPS = número de pasos de integración

NELTOT = número total de elementos en la estructura

NHOUT, NVOUT, NROUT = número de nudos para los que se requieren las impresiones de la historia en el tiempo de los desplazamientos horizontales, verticales y rotacionales, respectivamente.

KDUP = 2 si la matriz de rigidez de estructura debe ser retenida en la memoria y es = 1 si esta matriz debe ser retenida en archivos secundarios, (Ver sección B1 de esta guía para mayor explicación).

Entonces el almacenamiento requerido no es mayor de:

$$2 \times NSTEPS + NHOUT + NVOUT + NROUT + 12 \times NEQ + NEQ \times KDUP \times MBAND + NELTOT$$

Además de este almacenamiento mínimo, se debe proporcionar un espacio adicional en el COMMON blanco para almacenar la información de los elementos. La cantidad de posiciones de almacenamiento requerido para cada tipo diferente de elemento se observa en la sección E de esta guía. La información de los elementos se compacta en la memoria interna disponible y si se proporciona una longitud suficiente del COMMON blanco, la información de todos los elementos se retendrá permanentemente en la memoria interna, en consecuencia el tiempo de cómputo de ingreso y salida de la ejecución del programa será reducido. Si se proporciona una longitud insuficiente, la información del elemento se dividirá automáticamente en bloques, con tantos elementos como sea posible en cada

bloque. Los bloques serán grabados en archivos de almacenamiento exterior (archivos binarios secundarios) y, se incrementará una cantidad considerable del tiempo de cómputo del programa.

En la salida se imprime el número de bloques de información del elemento y la longitud COMMON blanco requerida para todos los elementos que será almacenada en un bloque único.

El almacenamiento asignado puede ser modificado por el cambio de las dos proposiciones siguientes en el programa principal:

$$\text{COMMON} = A(\text{NT})$$

$$\text{NTST} = \text{NT}$$

En la que $\text{NT} =$ longitud total del COMMON blanco.

La presente versión que se describe en esta guía, ha sido compilada con $\text{NT}=40000$ (la máxima que aceptaba el compilador Lahey que se utilizó) de longitud total de la proposición COMMON.

INGRESO DE DATOS

Las siguientes instrucciones definen el problema que se va a resolver. Las unidades a emplear, deben ser consistentes.

A. INICIO Y TITULO DEL PROBLEMA (A5, 3X, 18A4)**UNA LINEA DE DATOS**

Columnas

- 01-05: Escribir la palabra START
 06-08: Blanco
 09-80: Título del problema para ser impreso con la salida.

B. INFORMACION GEOMETRICA DE LA ESTRUCTURA**B.1 INFORMACION DE CONTROL (9I5, I10) – UNA LINEA DE DATOS**

Columnas

- 01-05: Número de nudos en la estructura
 06-10: Número de “nudos control” para los cuales se especifican las coordenadas directamente. Ver sección B2.
 11-15: Número de comandos para la generación de coordenadas de nudos. Ver sección B3.
 16-20: Número de comandos para especificar los nudos con desplazamientos cero. Ver sección B4.
 21-25: Número de comandos para especificar los nudos con desplazamientos idénticos. Ver sección B5.
 26-30: Número de comandos para especificar las masas concentradas en los nudos. Ver sección B6.
 31-35: Número de grupos diferentes de elementos en la estructura. Ver sección E. Máximo 10.
 36-40: Código para verificación de datos. Poner 1 si sólo se requiere correr el verificador de datos. Dejar en blanco o poner cero si el problema

debe ser ejecutado. Poner -1 y el problema será ejecutado siempre y cuando el número de bloques de información del elemento no exceda a 1. Esta última opción previene la ejecución con tiempo de cómputo excesivo de entrada y salida, en casos donde se pensó realizar la operación en la memoria interna, pero surgen errores al especificar el almacenamiento requerido.

- 41-45: Código de almacenamiento de rigidez de la estructura. La matriz de rigidez de la estructura duplicada debe ser retenida y periódicamente actualizada. Deje un espacio en blanco o colocar cero si esta matriz debe ser retenida en la memoria interna, de manera que se reduzca el tiempo de cómputo. Poner 1 si la matriz debe ser grabada en archivos temporales de almacenamiento externo.
- 46-55: Longitud del COMMON blanco, a ser considerado, si es cero o está en blanco, se utilizará el valor compilado en el programa. Ver la discusión de las limitaciones de la capacidad.

B2. COORDENADAS DE LOS NUDOS DE CONTROL (I5, 2F10.0)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA NUDO DE CONTROL

Ver OBSERVACION 1 para mayor explicación

Columnas

- 01-05: Número del nudo, en cualquier secuencia.
- 06-15: Coordenada X del nudo
- 16-25: Coordenada Y del nudo

B3. COMANDOS PARA LA GENERACION LINEAL DE COORDENADAS DE NUDOS (4I5, F10.0)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA COMANDO DE GENERACION

Omitir si no existen comandos de generación. Ver la OBSERVACION 1 para mayor explicación.

Columnas

- 01-05: Número del nudo al inicio de la línea de generación.
- 06-10: Número del nudo al final de la línea de generación
- 11-15: Número de nudos que serán generados a lo largo de la línea.
- 16-20: Diferencia del número del nudo (constante) entre dos nudos sucesivos en la línea. Si está en blanco o cero, se presume que es igual a 1.
- 21-30: Espacio entre los nudos sucesivos generados. Si es mayor o igual a 1.0, se presume que es el espaciado actual. Si es menor de 1.0, se presume que es el espaciado actual dividido por la longitud de la línea de generación. Si es cero o está en blanco, los nudos son automáticamente espaciados en forma uniforme a lo largo de la línea de generación.

B4. COMANDOS PARA NUDOS CON DESPLAZAMIENTOS CERO (615)**UNA LINEA DE DATOS PARA CADA COMANDO**

Omitir, si ningún nudo se limita a tener desplazamientos cero. Ver la OBSERVACION 2 para mayor explicación.

Columnas

- 01-05: Número del nudo o número del primer nudo en una serie de nudos comprendidos por este comando.
- 06-10: Código para el desplazamiento X. Poner 1 si el desplazamiento es nulo, de otra forma deje en blanco o cero.
- 11-15: Código para el desplazamiento Y (uno o cero).
- 16-20: Código de rotación (uno o cero).
- 21-25: Número del último nudo en la serie. Deje en blanco para un único nudo.
- 26-30: Diferencia del número del nudo (constante) entre nudos sucesivos en la serie. Si es blanco o cero se presume que es igual a 1.

B5. COMANDOS PARA NUDOS CON DESPLAZAMIENTOS IGUALES (16I5)**UNA LINEA DE DATOS PARA CADA COMANDO**

Omitir si ninguno de los nudos se limita a tener desplazamientos iguales. Ver OBSERVACION 3 para mayor explicación.

Columnas

01-05: Código de desplazamiento, como sigue:

Poner 1 para el desplazamiento X

Poner 2 para el desplazamiento Y

Poner 3 para la rotación

06-10: Número de nudos comprendidos por este comando (máx. 14- ver OBSERVACION 3 para el procedimiento, cuando más de 14 nudos tienen desplazamientos idénticos).

11-80: Lista de nudos, en un orden numérico creciente, hasta 14 nudos en campos de 5 columnas.

B6. COMANDOS PARA MASAS CONCENTRADAS EN LOS NUDOS (I5, 3F10.0, 2I5, F10.0)**UNA LINEA DE DATOS PARA CADA COMANDO**

Ver OBSERVACION 4 para mayor explicación

Columnas

01-05: Número del nudo, o número del primer nudo en una serie de nudos comprendidos por este comando.

06-15: Masa asociada con el desplazamiento X. Puede ser cero.

16-25: Masa asociada con el desplazamiento Y. Puede ser cero.

26-35: Inercia rotacional. Puede ser cero.

36-40: Número del último nudo en la serie. Dejar en blanco para un solo nudo.

41-45: Diferencia del número del nudo entre nudos sucesivos de la serie. Si está en blanco o cero se presume que es igual a 1.

46-55: Factor de modificación mediante el cual las masas son divididas. Si está en blanco o cero, se presume el factor del comando precedente, de manera que si se aplica el mismo factor a todos los comandos, éste debe ser especificado sólo en el primer comando. Este factor es comúnmente igual a g (aceleración de la gravedad) en tales casos los valores de masa estarán dados como pesos.

C. INFORMACION DE CARGA

C 1. INFORMACION DEL CONTROL DE CARGA (3I5, 6F10.0)

UNA LINEA DE DATOS

Columnas

- 01-05: Código de carga estática. Poner 1 si las cargas estáticas deben aplicarse antes de las cargas dinámicas. Deje en blanco o cero si no existen cargas estáticas.
- 06-10: Número de comandos para especificar cargas estáticas, aplicadas directamente en los nudos. Ver la sección C2. Deje en blanco o cero si no existen cargas estáticas aplicadas directamente en los nudos.
- 11-15: Número de pasos de integración que deben ser considerados en el análisis dinámico.
- 16-25: Tamaño del paso de integración ΔT .
- 26-35: Factor de amplificación que debe aplicarse a las aceleraciones del suelo especificadas para la dirección X. Ver la OBSERVACION 5 para mayor explicación.
- 36-45: Factor de amplificación que debe aplicarse a la escala de tiempo del registro de aceleración especificado para la dirección X. Ver OBSERVACION 5. Si está en blanco o cero se presume que es igual a 1.
- 46-55: Factor de amplificación para las aceleraciones del suelo en la dirección Y.

- 56-65: Factor de amplificación para la escala de tiempo en la dirección Y. Si está en blanco o cero se presume que es igual a 1.
- 66-75: Valor absoluto del máximo desplazamiento permitido antes que se pueda presumir que la estructura colapse. La ejecución finaliza si éste valor es excedido en cualquier paso. Si es cero o está en blanco, tomará el valor por defecto (100,000).

C2. COMANDOS PARA CARGAS ESTATICAS APLICADAS DIRECTAMENTE EN LOS NUDOS (I5, 3F10.0, 2I5)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA COMANDO.

Omitir, si no existen cargas estáticas aplicadas directamente en los nudos. Si el código de la carga estática se encuentra en cero o en blanco (línea C1), las cargas serán leídas e impresas, pero, se ignorarán en el análisis de la estructura.

Columnas

- 01-05: Número del nudo, o el número del primer nudo en una serie de nudos comprendidos por este comando.
- 06-15: Carga en la dirección X, la misma en todos los nudos de la serie.
- 16-25: Carga en la dirección Y, la misma en todos los nudos de la serie. Nótese que la dirección Y será por lo general hacia arriba positiva.
- 26-35: Momento (regla del tornillo de la mano derecha respecto al eje Z considerando positivo el sentido antihorario).
- 36-40: Número del último nudo en la serie. Deje en blanco para un sólo nudo.
- 41-45: Diferencia del número del nudo (constante) entre nudos sucesivos en la serie. Si está en blanco o en cero, se asume que es igual a 1.

NOTA: Un nudo puede aparecer en dos o más comandos si se desea. En tal caso, las cargas totales aplicadas en el nudo serán la suma de las cargas de los comandos separados.

C3. REGISTROS DE ACELERACION.**C3(a) INFORMACION DEL CONTROL (4I5, 10A6)****UNA LINEA DE DATOS**

Columnas

- 01-05: Número de pares de tiempo-aceleración que definen el movimiento del terreno en la dirección X (NPTH). Poner cero o dejar en blanco cuando no haya movimiento en esta dirección.
- 06-10: Número de pares de tiempo-aceleración que definen el movimiento del terreno en la dirección Y (NPTV). Poner cero o dejar en blanco cuando no haya movimiento en esta dirección.
- 11-15: Código para imprimir en el archivo de salida las aceleraciones de entrada. Dejar en blanco o poner cero para no imprimir. Poner 1 a fin de obtener la lista de registro de aceleración.
- 16-20: Código para la impresión en el archivo de salida de la aceleración interpolada en intervalos ΔT . Dejar en blanco o poner cero para no imprimir. Poner 1 para obtener la lista de registro de aceleración.
- 21-80: Título para identificar el registro del sismo, serán impresos en la salida.

C3(b) HISTORIA EN EL TIEMPO DE LA ACELERACION DEL TERRENO EN LA DIRECCION X (10F8.0)

Tantas líneas de datos como se necesite para especificar los NPTH pares de tiempo-aceleración, 5 pares por línea, debe estar en unidades de aceleración (no para datos múltiplos de la aceleración debido a la gravedad). Omitir si NPTH es igual a cero. Nótese que tanto la aceleración, como las escalas del tiempo, pueden ampliarse si se desea (ver sección C1). Si el registro entra en términos de la aceleración debido a la gravedad, un factor de amplificación de aceleración igual a g puede utilizarse para convertirlo a unidades de aceleración.

El primer par tiempo-aceleración debe ser cero, tanto para el tiempo como para la aceleración.

C3(c) HISTORIA EN EL TIEMPO DE LA ACELERACION DEL TERRENO EN LA DIRECCION Y (10F8.0)

Tantas líneas de datos como se necesiten para especificar los NPTV pares de tiempo-aceleración. Omitir si NPTV es igual cero.

C4. INFORMACION DEL AMORTIGUAMIENTO (4F10.0)

UNA LINEA DE DATOS.

Ver OBSERVACION 6 para mayor explicación.

Columnas

- | | |
|--------|---|
| 01-10: | Factor de amortiguamiento proporcional a la masa, α |
| 11-20: | Factor de amortiguamiento proporcional a la rigidez, β , para la rigidez tangente en un determinado instante. |
| 21-30: | Factor de amortiguamiento proporcional a la rigidez, β_0 , para la rigidez elástica original. |
| 31-40: | Factor de amortiguamiento "Estructural", δ . |

D. ESPECIFICACION DE SALIDAS TIEMPO-HISTORIA

Si se desea pueden obtenerse las historias en el tiempo impresas de los desplazamientos nodales seleccionados y los resultados de los elementos en intervalos de tiempo seleccionados. Los valores envolventes de todos los desplazamientos nodales y los resultados de los elementos se imprimen automáticamente al final del cómputo, como también, si el desplazamiento máximo especificado ha sido excedido. Las envolventes de los resultados intermedios pueden imprimirse en intervalos de tiempo seleccionados.

Los valores de historias en el tiempo pueden imprimirse: Progresivamente con el cómputo, solamente al final del cómputo, o en ambas formas. La impresión al final del cómputo es ordenada elemento por elemento y nudo por nudo, antes que a paso por paso, y en consecuencia, son más compactos y más convenientes para la utilización de trazados de gráficos de historias en el tiempo. Estos resultados reordenados pueden grabarse también, en archivos temporales sin formato para su posterior procesamiento.

D1. INFORMACION DE CONTROL (1315) - UNA LINEA DE DATOS

Columnas

- 01-05: Intervalo de tiempo para la salida tiempo-historia del desplazamiento nodal, expresado como un múltiplo del paso de integración ΔT . Dejar en blanco cuando no se requiera la salida. Los nudos para las cuales se necesitan historias en el tiempo, se especifican en las secciones D2 al D6.
- 06-10: Intervalo de tiempo para la salida tiempo-historia de los resultados del elemento, expresado como un múltiplo del paso de integración ΔT . Dejar en blanco cuando no se requiera la salida. Los elementos para las cuales se necesitan las historias en el tiempo, se especifican en la sección E.
- 11-15: Intervalos de tiempo para la salida de valores envolventes intermedios, expresada como un múltiplo del paso de integración ΔT . Dejar en blanco cuando no se requiera salidas intermedias. Los valores envolventes se imprimen automáticamente al final del periodo de respuesta.
- 16-20: Número de nudos (NHOUT) para las cuales se necesitan las historias en el tiempo del desplazamiento, en la dirección X.
- 21-25: Número de nudos (NVOOUT) para las cuales se necesitan las historias en el tiempo del desplazamiento, en la dirección Y.
- 26-30: Número de nudos (NROUT) para las cuales se necesitan las historias en el tiempo de la rotación.
- 31-35: Número de pares de nudos (NHR) para las cuales se necesitan las historias en el tiempo del desplazamiento relativo, en la dirección X.
- 36-40: Número de pares de nudos (NVR) para las cuales se necesitan las historias en el tiempo del desplazamiento relativo, en la dirección Y.
- 41-45: Código de salida para historias en el tiempo del desplazamiento nodal, como sigue:

- a) Cero o blanco: salida tiempo-historia en forma progresiva durante el cómputo.
 - b) 1: En ambas formas, salida en forma progresiva y una salida reordenada al final del cómputo.
 - c) 2: Solamente una salida reordenada al final del cómputo.
- 46-50: Código de salidas para historias en el tiempo del desplazamiento nodal relativo. Cero, 1 o 2 como para el código anterior.
- 51-55: Código de salida para historias en el tiempo de resultados de los elementos. Cero, 1 o 2 como para el código anterior.
- 56-60: Código de almacenamiento en un archivo secundario temporal para grabar los resultados tiempo-historia reordenadas, de los desplazamientos nodales y desplazamientos relativos, como sigue:
- a) Cero o blanco: Los resultados tiempo-historia reordenadas se imprimen en el archivo de salida, pero no se graban en un archivo secundario binario.
 - b) Distinto de cero: Los resultados tiempo-historia reordenadas se imprimen en el archivo de salida y también, se graban en un archivo secundario binario. Ver la siguiente NOTA para mayor explicación.
- 61-65: Código de almacenamiento en un archivo secundario temporal para grabar los resultados tiempo-historia reordenadas de los elementos. Cero o distinto de cero como el código anterior.

NOTA: Si el código de almacenamiento es distinto de cero, cada línea impresa de datos tiempo-historia reordenada se grabarán, en un archivo secundario NO FORMATEADO como un registro por línea (es decir, cualquier encabezado se excluye de la salida); en la presente adaptación dicho archivo tendrá una extensión PLT. Por consiguiente los resultados tiempo-historia estarán directamente reproducidas en este archivo binario.

Se utilizará esta opción si se van a desarrollar subrutinas para post procesamiento de los resultados, como por ejemplo graficar los datos tiempo-historia. El programa no escribe ningún dato de identificación del problema en el archivo binario, tampoco ubica explícitamente el dispositivo de fin de archivo después del último registro.

D2. LISTA DE NUDOS PARA HISTORIAS EN EL TIEMPO DEL DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCION X (1015)

Especificar tantas líneas de datos como se necesiten para los NHOUT números de nudos, colocar diez por cada línea, en columnas de 5 espacios. Omitir si el NHOUT es igual a cero.

D3. LISTA DE NUDOS PARA HISTORIA EN EL TIEMPO DEL DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCION Y (1015)

Especificar tantas líneas de datos como se necesiten para los NVOU números de nudos, colocar diez por cada línea, en columnas de 5 espacios. Omitir si el NVOU es igual a cero.

D4. LISTA DE NUDOS PARA HISTORIA EN EL TIEMPO DE LA ROTACION (1015)

Especificar tantas líneas de datos como se necesiten para los NROUT números de nudos, colocar diez por cada línea, en columnas de 5 espacios. Omitir si el NROUT es igual a cero.

D5. LISTA DE NUDOS PARA HISTORIA EN EL TIEMPO DEL DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN LA DIRECCION X (1015).

Especificar tantas líneas de datos como se necesiten para los NHR pares de números de nudos, colocar cinco pares por cada línea, en columnas de 5 espacios. Omitir si el NHR es igual a cero. El desplazamiento impreso, es el desplazamiento del primer nudo menos el desplazamiento del segundo nudo de cualquier par.

D6. LISTA DE NUDOS PARA HISTORIA EN EL TIEMPO DEL DESPLAZAMIENTO RELATIVO EN LA DIRECCION Y (1015).

Especificar tantas líneas de datos como se necesiten para los NVR pares de números de nudos, colocar cinco pares por cada línea, en columnas de 5 espacios. Omitir si el NVR es igual a cero.

E. ESPECIFICACION DEL ELEMENTO

Para la entrada y salida, los elementos deben dividirse en grupos. Todos los elementos de cualquier grupo deben ser del mismo tipo, y generalmente todos los elementos de un determinado tipo serán incluidos en un sólo grupo. Sin embargo, los elementos de un mismo tipo pueden subdividirse en grupos separados si se desea.

Los grupos de elementos pueden ser ingresados en cualquier secuencia conveniente. Dentro de cualquier grupo, los elementos deben ser enumerados en secuencia comenzando con uno.

El número total de grupos de elementos no pueden exceder de diez.

E1. ELEMENTO DE ARMADURA

Ver el apéndice B1 de la referencia 24, para la descripción del elemento. Número de posiciones de información por elemento = 35.

E1(a) INFORMACION DE CONTROL PARA EL GRUPO (4I5) - UNA LINEA DE DATOS

Columnas

- 01-05: Poner 1 (para indicar que este grupo consta de *ELEMENTOS ARMADURA*).
- 06-10: Número de elementos en el grupo.
- 11-15: Número de diferentes tipos de rigidez del elemento (máximo 40). Ver Sección E1 (b).
- 16-20: Número de diferentes patrones de fuerzas de fijación en los extremos (máximo 40). Ver Sección E1 (c).

E1(b) TIPOS DE RIGIDEZ (I5,5F10.0,I5)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA TIPO DE RIGIDEZ.

Columnas

- 01-05: Número del tipo de rigidez, en secuencia comenzando con 1.
- 06-15: Módulo de Young de elasticidad.
- 16-25: Módulo de endurecimiento por deformación, como una proporción del módulo de Young.
- 26-35: Area de la sección transversal.
- 36-45: Esfuerzo de fluencia en tensión.
- 46-55: Esfuerzo de fluencia o esfuerzo de pandeo elástico en compresión.
- 56-60: Código de pandeo. Poner 1, si el elemento se padea elásticamente en compresión. Poner cero o dejar en blanco, si el elemento fluye en compresión sin pandeo.

E1(C) PATRONES DE FUERZAS DE FIJACION EN LOS EXTREMOS (2I5, 4F10.0)**UNA LINEA DE DATOS PARA CADA PATRON.**

Omitir si no hay fuerzas de fijación. Ver figura B1.5.

Columnas

01-05: Número del patrón, en secuencia comenzando con 1.

06-10: Código del sistema de ejes, como sigue:

Código = 0: Las fuerzas están en el sistema de coordenadas del elemento, como en la figura B1.5a.

Código = 1: Las fuerzas están en el sistema de coordenadas global, como en la figura B1.5b.

11-20: Fuerza de fijación F_i .

21-30: Fuerza de fijación V_i .

31-40: Fuerza de fijación F_j .

41-50: Fuerza de fijación V_j .

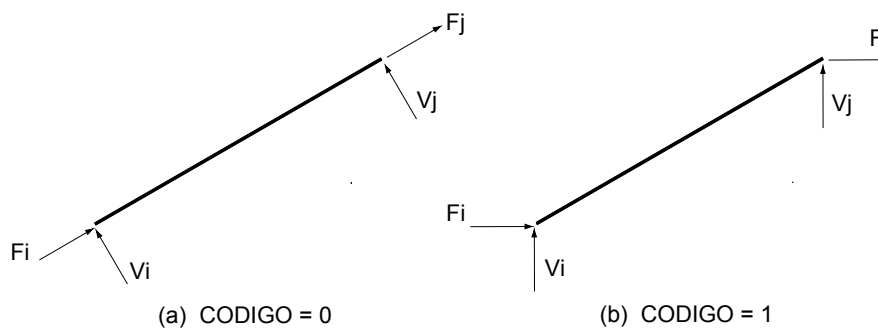


Figura B1.5 FUERZAS DE FIJACION EN LOS EXTREMOS E INICIALES

E1(d) COMANDOS PARA GENERACION DEL ELEMENTO (9I5, 2F5.0, F10.0)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA COMANDO DE GENERACION.

Los elementos deben especificarse en un orden numérico creciente. Deben incluirse obligatoriamente los datos del primer y último elemento. Ver la OBSERVACION 7 para mayor explicación del procedimiento de generación.

Columnas

- 01-05: Número del elemento o número del primer elemento en una serie numerada secuencialmente de elementos para ser generados por éste comando.
- 06-10: Número del nudo del elemento en el extremo i.
- 11-15: Número del nudo del elemento en el extremo j.
- 16-20: Incremento del número de nudo para la generación del elemento. Si es cero o está en blanco, se asume igual a 1.
- 21-25: Número de tipo de rigidez.
- 26-30: Código para incluir rigidez geométrica. Poner 1 si la rigidez geométrica debe incluirse. Dejar en blanco o poner cero, si la rigidez geométrica debe ignorarse.
- 31-35: Código de salida de la historia en el tiempo. Si no se requiere los resultados tiempo-historia del elemento para los elementos comprendidos por este comando, poner cero o dejar en blanco. Si se requiere una salida de la historia en el tiempo en los intervalos especificados en la línea de datos D1, poner 1.
- 36-40: Número del patrón de fuerzas de fijación para cargas muertas estáticas en el elemento. Dejar en blanco si no existen cargas muertas. Ver la NOTA a continuación.
- 41-45: Número del patrón de fuerzas de fijación para cargas vivas estáticas en el elemento. Dejar en blanco si no hay cargas vivas.
- 46-50: Factor de escala que debe ser aplicado a las fuerzas de fijación debido a cargas muertas estáticas. Dejar en blanco si no hubiera cargas muertas.

- 51-55: Factor de escala que debe ser aplicado a las fuerzas de fijación debido a cargas vivas estáticas. Dejar en blanco si no hubiera cargas vivas.
- 56-65: Fuerza axial inicial en el elemento, en tensión se considera positiva.

NOTA: Si el código de carga estática, línea de dato C1, es cero, pero fuerzas de fijación están especificadas aún para algunos elementos, entonces origina una incongruencia. En efecto, cualquiera de estas fuerzas de fijación será tratada como fuerzas iniciales en el elemento.



E2. ELEMENTO VIGA-COLUMNA

Ver el Apéndice B2 de la referencia 24, para la descripción de elemento. Número de posiciones de información por elemento = 141.

E2(a) INFORMACION DE CONTROL PARA EL GRUPO (715) - UNA LINEA DE DATOS.

Columnas

- 01-05: Poner 2 (para indicar que el grupo consta de *ELEMENTOS VIGA-COLUMNA*).
- 06-10: Número de elementos en el grupo.
- 11-15: Número de diferentes tipos de rigidez del elemento (máximo 40). Ver sección E2 (b).
- 16-20: Número de diferentes tipos de excentricidades en los extremos (máximo 15). Ver sección E2(c).
- 21-25: Número de diferentes superficies de interacción de fluencia para las secciones transversales (máximo 40). Ver sección E2(d).
- 26-30: Número de diferentes patrones de fuerzas de fijación en los extremos (máximo 35). Ver sección E2 (e).
- 31-35: Número de diferentes patrones de fuerzas iniciales en el elemento (máximo 30). Ver sección E2 (f).

E2(b) TIPOS DE RIGIDEZ (I5, 4F10.0, 3F5.0, 2F10.0)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA TIPO DE RIGIDEZ.

Columnas

- 01-05: Número de tipo de rigidez, en secuencia comenzando con 1.
- 06-15: Módulo de Young de elasticidad.
- 16-25: Módulo de endurecimiento por deformación, como una proporción del módulo de Young.
- 26-35: Area de la sección transversal.
- 36-45: Momento de inercia.
- 46-50: Factor de rigidez flexional k_{ii} .

- 51-55: Factor de rigidez flexional k_{ij} .
- 56-60: Factor de rigidez flexional k_{ij} .
- 61-70: Area de corte efectivo. Dejar en blanco o poner cero si las deformaciones por corte deben ignorarse, o si éstas ya han sido consideradas en el cálculo de los factores de rigidez flexional.
- 71-80: Módulo de Poisson (utilizado para calcular el módulo de corte, y requerido sólo si las deformaciones por corte deben considerarse).

E2(c) EXCENRICIDAD EN LOS EXTREMOS (I5, 4F10.0)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA TIPO DE EXCENRICIDAD.

Omitir si no hay excentricidades en los extremos. Ver la figura 3.11 para mayor explicación. Todas las excentricidades se miden desde el nudo hasta el final del elemento.

Columnas

- 01-05: Número del tipo de excentricidad en los extremos, en secuencia comenzando con 1.
- 06-15: X_i = excentricidad X, en el extremo "i".
- 16-25: X_j = excentricidad X, en el extremo "j".
- 26-35: Y_i = excentricidad Y, en el extremo "i".
- 36-45: Y_j = excentricidad Y, en el extremo "j".

E2(d) SUPERFICIES DE INTERACCION DE FLUENCIA DE LA SECCION TRANSVERSAL (2I5,4F10.0,4F5.0)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA SUPERFICIE DE FLUENCIA.

Ver la figura 3.7 para mayor explicación.

Columnas

- 01-05: Número de superficie de fluencia, en secuencia comenzando con 1.
- 06-10: Código de forma de la superficie de fluencia, como sigue:
- Poner 1: Tipo viga, sin interacción P-M.
 - Poner 2: Tipo columna de acero
 - Poner 3: Tipo columna de concreto armado.

- 11-20: Momento de fluencia positivo (fibra inferior en tensión) $My+$.
- 21-30: Momento de fluencia negativo (fibra superior en tensión) $My-$.
- 31-40: Fuerza de fluencia de compresión, Pyc . Dejar en blanco si el código de forma = 1.
- 41-50: Fuerza de fluencia de tensión, Pyt . Dejar en blanco si el código de forma = 1.
- 51-55: Coordenada-M del punto de balance A, como una proporción de $My+$. Dejar en blanco si el código de forma = 1.
- 56-60: Coordenada-P del punto de balance A, como una proporción de Pyc . Dejar en blanco si el código de forma = 1.
- 61-65: Coordenada-M del punto de balance B, como una proporción de $My-$. Dejar en blanco si el código de forma = 1.
- 66-70: Coordenada-P del punto de balance B, como una proporción de Pyc . Dejar en blanco si el código de forma = 1.

E2(e) PATRONES DE FUERZAS DE FIJACION EN LOS EXTREMOS(2I5, 7F10.0)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA PATRON.

Omitir si no hay fuerzas de fijación. Ver la figura 3.10.

Columns

- 01-05: Número del patrón, en secuencia comenzando con 1.
- 06-10: Código del sistema de ejes, como sigue:
- Código = 0: Las fuerzas están en el sistema de coordenadas del elemento, como en la figura 3.10a.
- Código = 1: Las fuerzas están en el sistema de coordenadas global, como en la figura 3.10b.
- 11-20: Fuerza de fijación, Fi .
- 21-30: Fuerza de fijación, Vi .
- 31-40: Momento de fijación, Mi .
- 41-50: Fuerza de fijación, Fj .
- 51-60: Fuerza de fijación, Vj .

- 61-70: Momento de fijación, Mj.
- 71-80: Factor de reducción de la carga viva (menor igual a 1) para el cálculo de las fuerzas de la carga viva para aplicarse a los nudos. Si se coloca 1, se considerara el 100% de la carga viva. Ver la sección 3.5.1 (f) para mayor explicación.

E2(f) PATRONES DE FUERZAS INICIALES EN EL ELEMENTO I5,6F10.0)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA PATRON DE FUERZAS INICIALES

Omitir si no hay fuerzas iniciales. Ver la figura 3.10.

Columnas

- 01-05: Número del patrón, en secuencia comenzando con 1.
- 06-15: Fuerza axial inicial, Fi.
- 16-25: Fuerza cortante inicial, Vi.
- 26-35: Momento inicial, Mi.
- 36-45: Fuerza axial inicial, Fj.
- 46-55: Fuerza cortante inicial, Vj.
- 56-65: Momento inicial, Mj.

E2(g) COMANDOS PARA GENERACION DE ELEMENTOS (12I5, 2F5.0, I5, F5.0)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA COMANDO DE GENERACION

Los elementos deben especificarse en un orden numérico creciente. Deben incluirse obligatoriamente los datos del primer y último elemento. Ver OBSERVACION 7 para mayor explicación del procedimiento de generación.

Columnas

- 01-05: Número del elemento, o número del primer elemento en una serie numerada secuencialmente de elementos para ser generados por éste comando.
- 06-10: Número del nudo en el extremo "i" del elemento.
- 11-15: Número del nudo en el extremo "j" del elemento.

- 16-20: Incremento del número de nudo para la generación del elemento. Si es cero o está en blanco; se asume igual a 1.
- 21-25: Número del tipo de rigidez.
- 26-30: Número de tipo de excentricidad en los extremos. Dejar en blanco o poner cero si no hay excentricidad en los extremos.
- 31-35: Número de superficie de fluencia en el extremo “i” del elemento.
- 36-40: Número de superficie de fluencia en el extremo “j” del elemento.
- 41-45: Código para incluir la rigidez geométrica. Poner 1 si la rigidez geométrica debe incluirse. Dejar en blanco o poner cero si la rigidez geométrica debe ignorarse.
- 46-50: Código de salida de la historia en el tiempo. Si no se requiere los resultados tiempo-historia del elemento, para los elementos comprendidos por éste comando, poner cero o dejar en blanco. Si se requiere una salida de la historia en el tiempo, en los intervalos especificados en la línea de datos D1, poner 1.
- 51-55: Número del patrón de fuerzas de fijación para las cargas muertas estáticas en el elemento. Dejar en blanco o poner cero si no hubiera cargas muertas. Ver la siguiente NOTA a continuación.
- 56-60: Número del patrón de fuerzas de fijación para las cargas vivas estáticas en el elemento. Dejar en blanco o poner cero si no hubiera cargas vivas.
- 61-65: Factor de escala que debe ser aplicado a las fuerzas de fijación debida a cargas muerta estáticas. Dejar en blanco si no hubiera cargas muertas.
- 66-70: Factor de escala que debe ser aplicado a las fuerzas de fijación debido a cargas vivas estáticas. Dejar en blanco si no hubiera cargas vivas.
- 71-75: Número del patrón de fuerzas iniciales. Dejar en blanco o poner cero si no hubiera fuerzas iniciales.

76-80: Factor de escala que debe ser aplicado a las fuerzas iniciales del elemento.

NOTA: Si el código de carga estática, línea de dato C1 es cero, pero fuerzas de fijación están especificadas aún para algunos elementos, entonces se origina una incongruencia. En efecto, cualquiera de estas fuerzas de fijación será tratada como fuerzas iniciales en el elemento.



E3. ELEMENTO MURO DE TABIQUE.

Ver el apéndice B3 de la referencia 24 para la descripción del elemento. Número de posiciones de información por elemento = 42.

E3(a) INFORMACION DE CONTROL PARA EL GRUPO (3I5) - UNA LINEA DE DATOS

Columnas

- 01-05: Poner 3 (para indicar que el grupo consta de *ELEMENTOS MURO DE TABIQUE*).
- 06-10: Número de elementos en el grupo.
- 11-15: Número de diferentes tipos de rigidez del elemento. (Máximo 40).
Ver sección E3 (b).

E3(b) TIPOS DE RIGIDEZ (I5, 5F10.0,I5)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA TIPO DE RIGIDEZ.

Columnas:

- 01-05: Número del tipo de rigidez, en secuencia comenzando con 1.
- 06-15: Módulo de corte elástico.
- 16-25: Módulo de corte de endurecimiento por deformación, como una proporción del módulo de corte elástico.
- 26-35: Espesor promedio del panel.
- 36-45: Esfuerzo de fluencia en corte.
- 46-55: Deformación en la falla total, como una proporción de la deformación en la fluencia. Este no debe ser menor que 1.0.
- 56-60: Código de falla, que dirige el tipo de comportamiento después de la falla. Poner 1 si la resistencia y la rigidez deben reducirse a cero después de la falla. Poner cero o dejar en blanco si la resistencia y la rigidez del componente elástico (endurecimiento por deformación) debe retenerse después de la falla.

E3(c) COMANDOS PARA GENERACION DE ELEMENTOS (8I5, F10.0)

UNA LINEA DE DATOS PARA CADA COMANDO DE GENERACION.

Los elementos deben especificarse en un orden numérico creciente. Deben incluirse obligatoriamente los datos del primer y último elemento. Ver la OBSERVACION 7 para mayor explicación del procedimiento de generación.

Columnas

- 01-05: Número del elemento, o número del primer elemento en una serie numerada secuencialmente de elementos para ser generados por éste comando.
- 06-10: Número del nudo i. Ver la siguiente NOTA a continuación.
- 11-15: Número del nudo j.
- 16-20: Número del nudo k.
- 21-25: Número del nudo l.
- 26-30: Incremento del número del nudo para la generación del elemento. Si es cero o está en blanco, se asume igual a 1.
- 31-35: Número del tipo de rigidez.
- 35-40: Código de salida de historia en el tiempo. Si no se requiere los resultados tiempo-historia del elemento para los elementos comprendidos por éste comando, poner cero o dejar en blanco. Si se requiere una salida de la historia en el tiempo, en los intervalos especificados en la línea de datos D1, poner 1.
- 41-50: Esfuerzo de corte inicial en el elemento.

NOTA: Los números de los nudos i, j, k, y l; deben enumerarse secuencialmente en sentido antihorario alrededor de cada elemento con respecto al eje Z positiva.

E4. ELEMENTO DE CONEXION SEMI-RIGIDO.

Ver el apéndice B4 de la referencia 24 para descripción del elemento. Número de posiciones de información por elemento = 25.

E4(a) INFORMACION DE CONTROL PARA EL GRUPO (3I5) - UNA LINEA DE DATOS.

Columnas:

- 01-05: Poner 4 (para indicar que el grupo consta de *ELEMENTOS DE CONEXION SEMI-RIGIDO*).
- 06-10: Número de elementos en el grupo.
- 11-15: Número de diferentes tipos de rigidez del elemento (máximo 40). Ver sección E4(b).

E4(b) TIPOS DE RIGIDEZ (I5,4F10.0)**UNA LINEA DE DATOS PARA CADA TIPO DE RIGIDEZ.**

Columnas:

- 01-05: Número de tipo de rigidez, en secuencia comenzando con 1.
- 06-15: Rigidez rotacional inicial (momento por radian).
- 16-25: Rigidez de endurecimiento por deformación, como una proporción de la rigidez rotacional inicial.
- 26-35: Momento de fluencia positivo. Ver la siguiente NOTA a continuación.
- 36-45: Momento de fluencia negativo.

NOTA: Rotación positiva, es la rotación del nudo "i" en sentido antihorario con respecto al nudo "j" cuando se ve en la dirección z positiva. Un momento positivo en la conexión tiende a producir una rotación positiva.

E4(c) COMANDOS PARA GENERACION DE ELEMENTOS (6I5, F10.O)**UNA LINEA DE DATOS PARA CADA COMANDO DE GENERACION**

Los elementos deben especificarse en orden numérico creciente. Se deben incluir obligatoriamente los datos del primer y último elemento. Ver la OBSERVACION 7 para mayor explicación del procedimiento de generación.

Columnas:

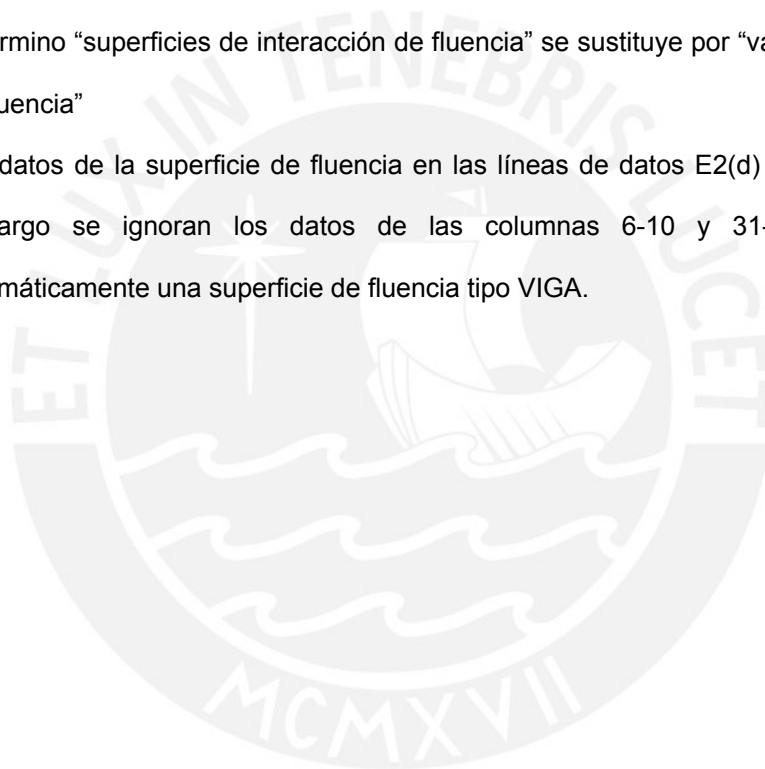
- 01-05: Número del elemento o número del primer elemento en una serie numerada secuencialmente de elementos para ser generados por éste comando.
- 06-10: Número de nudo i
- 11-15: Número del nudo j .
- 16-20: Incremento del número de nudo para la generación del elemento. Si es cero o está en blanco, se asume igual a 1.
- 21-25: Número del tipo de rigidez
- 26-30: Código de salida de la historia en el tiempo, si no se requiere los resultados tiempo-historia para los elementos comprendidos por éste comando, poner cero o dejar en blanco. Si se requiere una salida de la historia en el tiempo, en los intervalos especificados en la línea de datos D1, poner 1.
- 31-40: Momento inicial en la conexión.

E5. ELEMENTO VIGA

El *ELEMENTO VIGA* es idéntico al *ELEMENTO VIGA-COLUMNA* descrito en el Apéndice B2 de la referencia 24, excepto que solamente el código de fluencia tipo VIGA es permitido. Número de posiciones de información por elemento = 97

El ingreso de datos es idéntico al *ELEMENTO VIGA-COLUMNA* (sección E2), excepto las siguientes partes:

1. Poner 5 en la columna 1-5 de la línea de datos E2(a), para indicar que el grupo consta de *ELEMENTOS VIGA*.
2. El término “superficies de interacción de fluencia” se sustituye por “valores del momento de fluencia”
3. Los datos de la superficie de fluencia en las líneas de datos E2(d) son idénticos. Sin embargo se ignoran los datos de las columnas 6-10 y 31-70, y se asume automáticamente una superficie de fluencia tipo VIGA.



E6. ELEMENTO VIGA CON RIGIDEZ DEGRADANTE

Ver el suplemento de Agosto 1975 de la referencia 24, para la descripción del elemento.

Número de posiciones de información por elemento = 165.

NOTA SOBRE LA CONVENCION DE SIGNOS

La convención de signos utilizada en la salida de los momentos flectores para el elemento viga con rigidez degradante difiere de los otros elementos viga.

1) otros elementos:



Como se indico en el reporte

2) Elementos viga con rigidez degradante:

**E6(a) INFORMACION DE CONTROL PARA EL GRUPO (715) - UNA LINEA DE DATOS**

Columnas

- 01-05: Poner 6 (para indicar que el grupo consta de elementos *VIGA CON RIGIDEZ DEGRADANTE*).
- 06-10: Número de elementos en el grupo.
- 11-15: Número de tipos diferentes de rigidez del elemento (máx.=40). Ver sección E6 (b).
- 16-20: Número de tipos diferentes de excentricidad en los extremos (máx.=15). Ver sección E2 (c).
- 21-25: Número de valores diferentes de momento de fluencia para secciones transversales (máx.=40). Ver sección E2 (d).

- 26-30: Número de patrones diferentes de fuerzas de empotramiento en los extremos (máx.=34). Ver sección E2 (e)
- 31-35: Número de patrones diferentes de fuerzas iniciales en el elemento (máx.=30). Ver sección E2 (f).

E6(b) TIPOS DE RIGIDEZ - DOS LINEAS PARA CADA TIPO DE RIGIDEZ

LINEA 1: PROPIEDADES DE LA VIGA (I5, 3F10 .0, 3F5 .0, 2F10 .0).

Columnas

- 01-05 Número del tipo de rigidez, en secuencia comenzando por 1.
- 06-15: EI, rigidez de flexión referencial
- 16-25: EA, rigidez axial efectiva
- 26-35: GA, Rigidez de corte efectiva. Si esta en blanco o es cero, se desprecia las deformaciones por cortante.
- 36-40: Factor de rigidez de flexión Kii.
- 41-45: Factor de rigidez de flexión Kjj.
- 46-50: Factor de rigidez de flexión Kij.
- 51-60: Relación de endurecimiento por deformación para la flexión inelástica en el nudo i. Si se especifica una rigidez de la rótula distinta a cero para el nudo i en la LINEA 2, columnas 6-15, entonces esta relación de endurecimiento por deformación se aplicará directamente a la relación del momento-rotación de la rótula. En caso contrario, esta relación se aplicará a la relación de momento-rotación en el extremo de la viga total o la relación $P - \delta$ de la viga voladiza.
- 61-70: Relación de endurecimiento por deformación para la flexión inelástica en el nudo j. De la misma forma que en el nudo i, una rigidez de la rótula cero o distinta de cero para el nudo j en la LINEA 2, columnas 16-25, controlará si esta relación se aplica directamente sólo a la rótula o a toda la viga.

LÍNEA 2: PROPIEDADES DE LA ROTULA (I5, 7F10.0)

Dejar en blanco todas las columnas para obtener el modelo de Takeda en forma automática.

Columnas

- 01-05: El número del tipo de rigidez, en secuencia comenzando por 1 y que corresponde al número del tipo de rigidez en la LINEA DE PROPIEDADES DE VIGA de la sección anterior.
- 06-15: Rigidez de la rótula en el nudo i . Dejar en blanco o en cero si las propiedades de la rótula serán determinadas por el programa (estas propiedades se marcan con * en la salida). Si está en blanco o en cero, el siguiente campo para el nudo j debe, también, estar en blanco o cero. Si es distinto a cero, el siguiente campo, también, debe ser distinto a cero.
- 16-25: Rigidez de la rótula en el nudo j .
- 26-35: α_i , parámetro de rigidez de descarga para el extremo i . Dejar en blanco o en cero para descargar según el modelo de Takeda.
- 36-45: α_j , parámetro de rigidez de descarga para el extremo j . Dejar en blanco o en cero para descargar según el modelo de Takeda.
- 46-55: β_i , parámetro de carga para el extremo i . Dejar en blanco o en cero para recargar según el modelo de Takeda.
- 56-65: β_j , parámetro de carga para el extremo j . Dejar en blanco o en cero para recargar según el modelo de Takeda.
- 66-75: N , parámetro exponencial de carga.

Las secciones desde E6(c) hasta E6(g) son idénticas a las secciones E2(c) hasta E2(g). Sin embargo en la línea de datos E2(d) se ignoran los datos de las columnas 6-10 y 31-70.

F. SIGUIENTE PROBLEMA.

Los datos para un nuevo problema pueden seguir inmediatamente, empezando por la línea de datos de la sección A.

G. LINEA DE DATOS DE FINALIZACION (A-4)**UNA LINEA PARA FINALIZAR EL INGRESO DE DATOS.**

Columnas:

01-04: Poner la palabra STOP.



OBSERVACIONES

OBSERVACION 1: ESPECIFICACION DE LA COORDENADA NODAL

Las coordenadas del “nudo de control” se deben definir con respecto al sistema de coordenadas X-Y. Las coordenadas de los nudos restantes se generan utilizando los comandos de generación lineal (sección B3). El número de nudos generados por cada comando puede ser uno o cualquier número mayor. Previamente, se deben definir las coordenadas de los dos nudos al comienzo y final de la línea de generación ya sea por especificación directa o por previa generación lineal.

No es necesario proporcionar comandos de generación para nudos que:

- a) Son numerados secuencialmente entre los nudos inicial y final de cualquier serie lineal, y
- b) Tienen un mismo espacio a lo largo de esa línea.

Después que todos los comandos de generación han sido ejecutados, las coordenadas para cada grupo de nudos no especificados directamente son generadas automáticamente asumiendo una numeración secuencial y un espaciado igual a lo largo de las líneas que unen a los nudos especificados que preceden y el siguiente grupo. Es decir, resultaría superfluo cualquier comando de generación con espacio igual y con una diferencia del número de nudo igual a uno.

OBSERVACION 2: NUDOS CON DESPLAZAMIENTOS CERO

Cada nudo de la estructura puede tener hasta tres grados de libertad, es decir, desplazamiento X, desplazamiento Y, y rotación. Estos son desplazamientos relativos al terreno.

Inicialmente, el programa asume que los tres grados de libertad están presentes en todos los nudos (código = 0) y después inicializa los arreglos de los datos. Si este supuesto es correcto, las líneas de datos de la sección B4 deberían omitirse. Sin embargo, en algunos casos a) ciertos nudos pueden ser fijados relativamente al terreno en ciertas direcciones o b) en forma razonable se puede asumir el desplazamiento cero. Cualquier

grado de libertad que sea fijado debe de asignársele un código = 1, y líneas de datos se deben incluir en la sección B4 para especificar esos nudos y grados de libertad para los que el código sea igual a 1.

Si existiera cualquier duda, se debería asumir que todos los nudos pueden desplazarse con los tres grados de libertad (es decir para todos el código = 0). Sin embargo, si ciertos grados de libertad se eliminaran, el tiempo de cómputo se reduciría significativamente.

OBSERVACION 3: NUDOS CON DESPLAZAMIENTOS IDENTICOS

Con frecuencia, puede ser razonable asumir que ciertos nudos se desplazan en forma idéntica en ciertas direcciones. Con los comandos de la sección B5 se pueden especificar desplazamientos idénticos. El formato de entrada para esta sección restringe a 14 el número de nudos cubiertos por un solo comando. Si más de 14 nudos tienen que ser asignados a tener desplazamientos idénticos, se deberían utilizar dos o más comandos con los nudos en orden numérico creciente en cada comando y con el nudo de número menor común a todos los comandos.

Como con los desplazamientos que son restringidos a cero, mayor eficiencia de cómputo se puede ejecutar por la especificación de desplazamientos idénticos. Sin embargo, el ancho de la banda de la matriz de rigidez de la estructura siempre decrecerá o se mantendrá inalterada con la especificación de desplazamientos cero, pero con la especificación de los desplazamientos idénticos puede incrementarse el ancho de la banda. Este efecto incrementará el requerimiento de almacenamiento para la rigidez de la estructura y/o el esfuerzo de cómputo requerido para resolver las ecuaciones de equilibrio. Por lo tanto, se deberían especificar los desplazamientos idénticos con precaución y sus efectos sobre los requerimientos de almacenamiento y los tiempos de ejecución se deberían investigar. Debe mencionarse que la solución de las ecuaciones utilizado en el programa es mucho menos sensible a los incrementos locales en el ancho de banda de la matriz de rigidez, a aquella solución basado en un esquema de almacenamiento por bandas.

OBSERVACION 4: ESPECIFICACION DE MASAS CONCENTRADAS

Los comandos de especificación para masas concentradas permitirán, por lo general, al usuario ingresar las masas nodales con sólo unas cuantas líneas de datos. Si se desea cualquier nudo puede aparecer en más de un comando de especificación. En tales casos la masa asociada a un determinado grado de libertad será la suma de las masas especificadas en los comandos separados. Si ciertos nudos son forzados a tener un desplazamiento idéntico, la masa asociada con éste desplazamiento será la suma de las masas especificadas por los nudos individuales.

Observe que las masas tienen que ingresar en unidades de masa antes que en unidades de peso, pero pueden ingresarse valores de peso si se especifica el factor de modificación apropiado.

OBSERVACION 5: ESCALA DE REGISTROS DE SISMOS

Factores de escala de aceleración se pueden utilizar para incrementar o para disminuir las aceleraciones del terreno, o para convertir valores múltiples de la aceleración de la gravedad a unidades de aceleración, o ambos. La modificación de la intensidad sísmica mediante el escalamiento de los valores de aceleración es una práctica común en investigaciones, pero, se debería tomar cuidadosamente en aplicaciones prácticas. Cuando se escalan las aceleraciones, también, se escalan los desplazamientos y las velocidades del terreno en la misma proporción.

También, se pueden modificar la escala del tiempo. Si se especifica un factor de escala de tiempo por decir igual a "f", todos los tiempos de entrada se multiplican por "f" antes de calcular las aceleraciones interpoladas en intervalos iguales al paso de integración. Si permanecen inalteradas las aceleraciones del terreno, el efecto que tendrá será incrementar las velocidades del terreno por "f" y los desplazamientos por " f^2 " y alterará el contenido de la frecuencia del sismo. Las modificaciones de escala de tiempo no deberían hacerse sin considerar cuidadosamente su influencia en el movimiento del terreno.

OBSERVACION 6: AMORTIGUAMIENTO

Pueden especificarse 4 tipos diferentes de amortiguamiento, en forma simple o en cualquiera combinación. Estos tipos son los siguientes:

1. Amortiguamiento proporcional a la masa, en la que se asume una matriz de amortiguamiento viscoso, $C = \alpha M$, donde M = es la matriz de masa. El procedimiento para calcular α se revisa en la referencia 14.
2. Amortiguamiento proporcional a la rigidez, en la que se asume una matriz de amortiguamiento viscoso, $C = \beta K_T$, donde K_T = es la matriz de rigidez tangencial actual en un determinado instante que incluye también la rigidez geométrica.
3. Amortiguamiento proporcional a la rigidez, en la que se asume una matriz de amortiguamiento viscoso, $C = \beta_0 K_0$, donde K_0 = es la matriz de rigidez elástica original, ignorando la rigidez geométrica. Ver el capítulo 2 de la referencia 24 para mayor explicación.
4. Amortiguamiento “estructural”, en la que se asume fuerzas de amortiguamiento tal que:
 - Las magnitudes de las fuerzas de amortiguamiento que se originan en cualquier elemento son un múltiplo, δ , de los valores absolutos de las acciones del elemento (fuerzas axiales, momentos en los extremos, etc.) y
 - La dirección de cada acción de amortiguamiento es tal que ésta se opone al cambio de la deformación del elemento correspondiente.

Se asume una matriz de amortiguamiento no viscosa. Fuerzas de amortiguamiento instantáneas son aplicadas en cualquier paso de integración basadas en las acciones del miembro y en los valores de deformación que existen al final del paso anterior. Las acciones del miembro utilizadas para calcular las fuerzas de amortiguamiento son las acciones totales que incluyen tanto los efectos estáticos como los dinámicos. Las fuerzas de amortiguamiento empiezan aplicarse a partir del segundo paso de integración. Ver capítulo 2 de la referencia 24 para mayor explicación.

Se ha realizado poco uso del concepto de amortiguamiento “estructural” y por eso poca experiencia está disponible, especialmente para las estructuras inelásticas. Un problema posible de las fuerzas de amortiguamiento es que pueden contribuir a acentuar pequeñas oscilaciones en los cálculos numéricos, ya que las fuerzas de

amortiguamiento en cualquier paso se basan siempre en el estado final del paso anterior. Hasta que se alcance la necesaria experiencia, esta opción se deberá utilizar cuidadosamente. Principalmente por razones de investigación, esta opción se incluye en el programa.

OBSERVACION 7: GENERACION DE DATOS DEL ELEMENTO

En los comandos de generación del elemento, los elementos se deben especificar en orden numérico creciente. Se pueden proporcionar líneas de datos para elementos numerados secuencialmente, en cuyo caso cada línea de dato especifica un elemento y no se utiliza la opción de generación. Alternativamente, las líneas de datos para un grupo de elementos se pueden omitirse, en cuyo caso los datos para el grupo omitido se genera de la siguiente manera:

1. A todos los elementos del grupo se les asigna las mismas rigideces, resistencias, datos de carga, código de salida, etc., tal como el elemento anterior al grupo omitido.
2. Los números de los nudos para cada elemento omitido, se obtienen por adición del incremento del número de nudo especificado a los números de los nudos del elemento precedente. El incremento del número de nudo es la que se especificó para el elemento, anterior al grupo omitido.

En la salida de los datos del elemento, los datos generados son identificados por un asterisco al inicio de la línea impresa.

ANEXO B

EJEMPLOS DE ARCHIVOS DE DATOS

INTRODUCCION

En la tabla B.1, se presenta el archivo para el ingreso de datos para el programa DRAIN-2D, que corresponde al pórtico P-5, cuya geometría se presenta en la figura 4.1(a), en el cuadro 4.1 se presenta las dimensiones de los elementos del pórtico y en los cuadros 4.4 y 4.5 se presentan los aceros de refuerzos y las propiedades de fluencia de las secciones típicas del pórtico. El pórtico está sometido al sismo 10/03/74 Comp. N82W.

Los archivos de ingreso de datos, correspondientes a los 19 pórticos sometidos a 6 sismos cada uno, las cuales fueron utilizados en el presente estudio, se adjuntan en un CD, conjuntamente con el programa DRAIN-2D, versión para computadoras personales.

TABLA B.1: ARCHIVO DE INGRESO DE DATOS PARA EL PORTICO P-5

```

START   PORTICO P-5F DE 5 PISOS Y 4 CRUJIAS, ELEMENTO VIGA-COLUMNNA
C
C   MODELADO CON ELEMENTO VIGA-COLUMNNA
C   M.F.B JUNIO-2001, UNIDADES: M-TON-SEG
C
C   INFORMACION DE CONTROL                CHECK
30  12  6   1   5   5   1   0   0   0
C   COORDENADAS DE NUDOS DE CONTROL (12)
C   ND      X      Y
1     0      0
5     20.00   0
6     0      3.00
10    20.00   3.00
11    0      5.60
15    20.00   5.60
16    0      8.20
20    20.00   8.20
21    0      10.80
25    20.00   10.80
26    0      13.40
30    20.00   13.40
C   GENERACION DE NUDOS (6)
1     5     3     1
6     10    3     1
11    15    3     1
16    20    3     1
21    25    3     1
26    30    3     1
C   NUDOS CON DESPLAZAMIENTO CERO (1)
1     1     1     1     5     1
C   NUDOS CON DESPLAZAMIENTOS IGUALES (5)
1     5     6     7     8     9     10
1     5     11    12    13    14    15
1     5     16    17    18    19    20
1     5     21    22    23    24    25
1     5     26    27    28    29    30
C   MASAS CONCENTRADAS EN NUDOS (5)
C   Ndo     MX      MY      MR   Ndo   DIF   FACTOR
6     10.07   0.0    0.0   0     0     1.0
11    10.07   0.0    0.0   0     0     1.0
16    10.07   0.0    0.0   0     0     1.0
21    10.07   0.0    0.0   0     0     1.0
26    7.29    0.0    0.0   0     0     1.0
C   INFORMACION PARA CONTROL DE CARGAS
C   nt      t      escalaX   escalaT   escalaY   escalaT   DESmax
1  5  19591   0.005  0.000020   0.0     0.0     0.0     100.0
C   CARGAS ESTATICAS EN NUDOS
C   Ndo     Fx      FY      Mz   Ndo   DIF
6     0     -5.44   0    10   1
11    0     -5.44   0    15   1
16    0     -5.44   0    20   1
21    0     -5.44   0    25   1
26    0     -3.90   0    30   1
C   INFORMACION DEL SISMO
4899   0     0     0   LIMA PERU INSTITUTO GEOFISICO DEL PERU 10/03/74, N82WCOMP
C   REGISTRO DEL SISMO                Amax=-192.50 CM/SEG2   t=19.78 SEG
0.00   0.0   0.02   1717   0.04   -1710   0.06   -4183   0.08   -901
0.10   2650   0.12   5905   0.14   -618   0.16   -4281   0.18   -1217
0.20   1588   0.22   -559   0.24   11391  0.26   3414   0.28   -18184
0.30   -7851  0.32   5874   0.34   3672   0.36   5903   0.38   17912
0.40   19885  0.42   2783   0.44   -9430  0.46   -11768  0.48   -8086
0.50   2759   0.52   2504   0.54   -1767  0.56   5149   0.58   13143
0.60   8226   0.62   -5537  0.64   -12830 0.66   -4356   0.68   2933
0.70   -67    0.72   5936   0.74   9801   0.76   -5077   0.78   -8686
0.80   3633   0.82   9037   0.84   9159   0.86   8298   0.88   -7703
0.90   -27844 0.92   -8506  0.94   541    0.96   -19313 0.98   -19161
1.00   6378   1.02   21025  1.04   13381  1.06   4187   1.08   -1741
1.10   5019   1.12   9332   1.14   -8100  1.16   -12272 1.18   9711
1.20   19593  1.22   4562   1.24   -5563  1.26   6753   1.28   13197
1.30   -4839  1.32   -4626  1.34   3609   1.36   -10269 1.38   -7629
1.40   7900   1.42   5233   1.44   48     1.46   19806  1.48   27365
1.50   -432   1.52   -17239 1.54   -15677 1.56   -2208  1.58   7688
1.60   -138   1.62   -5770  1.64   -1205  1.66   -1623  1.68   -8187
1.70   -4012  1.72   11061  1.74   21156  1.76   30601  1.78   43087
1.80   32608  1.82   -9261  1.84   -29835 1.86   -17335 1.88   -6423
1.90   -3196  1.92   3587   1.94   11705  1.96   -9257  1.98   -27899
2.00   -10374 2.02   14964  2.04   26596  2.06   21524  2.08   -695
2.10   -11418 2.12   -17174 2.14   -28805 2.16   -20971 2.18   -900
    
```

2.20	4854	2.22	-2727	2.24	11445	2.26	34022	2.28	21504
2.30	7341	2.32	-192	2.34	-13062	2.36	-13890	2.38	10631
2.40	21488	2.42	5993	2.44	-6795	2.46	-9728	2.48	913
2.50	6338	2.52	-842	2.54	1306	2.56	4783	2.58	-3247
2.60	-10719	2.62	-24683	2.64	-26980	2.66	-7835	2.68	13242
2.70	32533	2.72	42545	2.74	39082	2.76	3081	2.78	-30280
2.80	-5748	2.82	25542	2.84	12510	2.86	526	2.88	11532
2.90	25634	2.92	19925	2.94	-4853	2.96	-13931	2.98	-4358
3.00	20859	3.02	13133	3.04	-5960	3.06	-7910	3.08	-21327
3.10	-18941	3.12	-1604	3.14	9275	3.16	31572	3.18	28476
3.20	-1747	3.22	-1792	3.24	13830	3.26	20318	3.28	10046
3.30	7753	3.32	-6779	3.34	-43096	3.36	-49703	3.38	-16692
3.40	43880	3.42	54275	3.44	15374	3.46	13129	3.48	8295
3.50	-30631	3.52	-39743	3.54	-8746	3.56	1680	3.58	-28634
3.60	-43024	3.62	-23649	3.64	3639	3.66	22868	3.68	28661
3.70	8844	3.72	9988	3.74	31050	3.76	17101	3.78	19467
3.80	28572	3.82	-17254	3.84	-40364	3.86	-11492	3.88	1844
3.90	-5217	3.92	6945	3.94	7867	3.96	-27725	3.98	-49185
4.00	-19490	4.02	43169	4.04	51280	4.06	12950	4.08	-17432
4.10	-42068	4.12	-35120	4.14	-971	4.16	13546	4.18	5630
4.20	10147	4.22	7570	4.24	-21506	4.26	-19301	4.28	13971
4.30	20159	4.32	-4042	4.34	-17301	4.36	4443	4.38	5374
4.40	-13965	4.42	-6659	4.44	28866	4.46	18586	4.48	-7982
4.50	-16223	4.52	-17371	4.54	3116	4.56	22795	4.58	3737
4.60	-36722	4.62	-44817	4.64	-33502	4.66	-23737	4.68	-8875
4.70	19357	4.72	32661	4.74	23997	4.76	12799	4.78	8825
4.80	8384	4.82	16348	4.84	34353	4.86	46652	4.88	18220
4.90	-17725	4.92	-27504	4.94	-29950	4.96	-25627	4.98	-2461

(continúa datos del sismo)

91.80	864	91.82	3658	91.84	3602	91.86	877	91.88	1575
91.90	2429	91.92	1186	91.94	-901	91.96	-3580	91.98	-5939
92.00	-5367	92.02	-2629	92.04	-168	92.06	388	92.08	742
92.10	2745	92.12	5453	92.14	4985	92.16	1548	92.18	570
92.20	1821	92.22	-219	92.24	-1742	92.26	994	92.28	3261
92.30	286	92.32	-2070	92.34	-4414	92.36	-7917	92.38	-6926
92.40	-3504	92.42	959	92.44	4246	92.46	5577	92.48	6292
92.50	3942	92.52	488	92.54	1495	92.56	4139	92.58	4558
92.60	4182	92.62	3214	92.64	1011	92.66	-4646	92.68	-8285
92.70	-5427	92.72	-2527	92.74	-4753	92.76	-6209	92.78	-3474
92.80	438	92.82	3433	92.84	2311	92.86	-771	92.88	-679
92.90	2386	92.92	3382	92.94	695	92.96	496	92.98	3036
93.00	3867	93.02	1572	93.04	-3525	93.06	-4630	93.08	-1839
93.10	1170	93.12	804	93.14	-717	93.16	2470	93.18	4354
93.20	2699	93.22	4292	93.24	4577	93.26	1476	93.28	2636
93.30	4451	93.32	1277	93.34	1979	93.36	2341	93.38	-428
93.40	1156	93.42	1946	93.44	574	93.46	-213	93.48	-2208
93.50	-2041	93.52	1342	93.54	-337	93.56	-3949	93.58	-2575
93.60	-461	93.62	-2134	93.64	-6064	93.66	-8056	93.68	-3525
93.70	2946	93.72	5315	93.74	3683	93.76	697	93.78	-1717
93.80	-3709	93.82	-5039	93.84	-3564	93.86	-1566	93.88	-2618
93.90	-2948	93.92	205	93.94	4723	93.96	5705	93.98	1915
94.00	937	94.02	3237	94.04	2067	94.06	-1019	94.08	-1318
94.10	984	94.12	4029	94.14	2539	94.16	-1693	94.18	-3101
94.20	-3506	94.22	-3330	94.24	-1194	94.26	1492	94.28	3337
94.30	4806	94.32	3481	94.34	1838	94.36	3725	94.38	3527
94.40	3221	94.42	3598	94.44	-569	94.46	-1015	94.48	1064
94.50	-923	94.52	102	94.54	3392	94.56	1694	94.58	-2931
94.60	-3331	94.62	-370	94.64	2542	94.66	3114	94.68	503
94.70	570	94.72	2492	94.74	361	94.76	-267	94.78	1820
94.80	-50	94.82	-2440	94.84	-1170	94.86	1492	94.88	-168
94.90	-1321	94.92	3815	94.94	4396	94.96	1672	94.98	4142
95.00	5345	95.02	825	95.04	-2652	95.06	-3379	95.08	-2232
95.10	-370	95.12	-1831	95.14	-5306	95.16	-8038	95.18	-7652
95.20	-4995	95.22	-2336	95.24	-2098	95.26	-2659	95.28	-1911
95.30	-302	95.32	2640	95.34	3519	95.36	-20	95.38	-4008
95.40	-3539	95.42	-173	95.44	2381	95.46	28	95.48	-392
95.50	2777	95.52	1204	95.54	-841	95.56	115	95.58	1581
95.60	3920	95.62	5784	95.64	3501	95.66	-724	95.68	-339
95.70	-896	95.72	-2473	95.74	-859	95.76	-1502	95.78	-939
95.80	-1247	95.82	-181	95.84	784	95.86	-1597	95.88	914
95.90	447	95.92	-2007	95.94	951	95.96	3953	95.98	3154
96.00	561	96.02	1678	96.04	4347	96.06	2906	96.08	-646
96.10	128	96.12	4584	96.14	7646	96.16	5339	96.18	-170
96.20	-3096	96.22	-1378	96.24	-1294	96.26	-5444	96.28	-5922

96.30	-3233	96.32	-4919	96.34	-6578	96.36	-2648	96.38	2589
96.40	3943	96.42	810	96.44	-1414	96.46	-448	96.48	219
96.50	343	96.52	1874	96.54	4755	96.56	4745	96.58	-105
96.60	-4704	96.62	-4432	96.64	-2087	96.66	-2513	96.68	-3003
96.70	-2660	96.72	-2929	96.74	-4328	96.76	-5162	96.78	-4030
96.80	-2160	96.82	-190	96.84	1809	96.86	2123	96.88	431
96.90	-1830	96.92	-1721	96.94	2085	96.96	3390	96.98	-1890
97.00	-3929	97.02	-220	97.04	2303	97.06	1091	97.08	-2929
97.10	-6250	97.12	-5481	97.14	-1604	97.16	2817	97.18	4101
97.20	1284	97.22	194	97.24	248	97.26	-1023	97.28	-2902
97.30	-3468	97.32	-559	97.34	3058	97.36	720	97.38	-2355
97.40	-943	97.42	1543	97.44	3538	97.46	3196	97.48	505
97.50	-2042	97.52	-1486	97.54	1560	97.56	4302	97.58	3823
97.60	801	97.62	-4181	97.64	-7809	97.66	-7027	97.68	-4921
97.70	-2049	97.72	914	97.74	-509	97.76	-843	97.78	1745
97.80	-245	97.82	-5111	97.84	-5610	97.86	-1161	97.88	-387
97.90	-3482	97.92	-4805	97.94	-2094	97.96	32		

C

C COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO

C	α	β	β_0	δ
C	0.3973	0.0060	0.0	0.0

C CONTROL PARA RESULTADOS TIEMPO-HISTORIA

C	J	E	ENV	NH	NV	NR	NHR	NVR	THN	THR	THE	ISJ	ISE
C	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3

C

C ELEMENTO VIGA-COLUMNA

C	2	45	4	6	6	4	0
---	---	----	---	---	---	---	---

C PROPIEDADES DE RIGIDEZ (4)

C	N	E	Eo	A	I	Kii	Kjj	Kij	AS	POISSON
C	COLUMNAS									
C	1	2200000	0.005	0.240	0.007200	4.0	4.0	2.0	0.2000	0.2
C	2	2200000	0.005	0.200	0.004167	4.0	4.0	2.0	0.1667	0.2
C	VIGAS									
C	3	2200000	0.005	0.150	0.003125	4.0	4.0	2.0	0.1250	0.2
C	4	2200000	0.005	0.135	0.002278	4.0	4.0	2.0	0.1125	0.2

C

C ZONAS RIGIDAS EN NUDOS (6)

C	N	Xi	Xj	Yi	Yj
C	COLUMNAS				
C	1	0.000	0.000	0.000	0.250
C	2	0.000	0.000	0.250	0.250
C	3	0.000	0.000	0.250	0.225
C	4	0.000	0.000	0.225	0.225
C	VIGAS				
C	5	0.300	0.300	0.000	0.000
C	6	0.250	0.250	0.000	0.000

C

C PROPIEDADES DE FLUENCIA DE SECCIONES (6)

C	NS	COD	My+	My-	Pyc	Pyt	A	A	B	B
C	COLUMNAS									
C	1	3	27.27	-27.27	532.88	-109.12	2.17	0.37	2.17	0.37
C	2	3	17.34	-17.34	438.56	-85.18	2.26	0.37	2.26	0.37
C	VIGAS									
C	3	1	12.09	-23.81	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
C	4	1	10.60	-20.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
C	5	1	8.70	-16.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
C	6	1	6.12	-10.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

C FUERZAS DE EMPOTRAMIENTO (4)

C	N\$	CD	Fi	Vi	Mi	Fj	Vj	Mj	RLI
C	CARGA MUERTA								
C	1	1	0.0	7.48	6.23	0.0	7.48	-6.23	0.0
C	2	1	0.0	6.78	5.65	0.0	6.78	-5.65	0.0
C	CARGA VIVA								
C	3	1	0.0	3.13	2.60	0.0	3.13	-2.60	1.0
C	4	1	0.0	1.25	1.04	0.0	1.25	-1.04	1.0

C GENERACION DE ELEMENTOS

C	ELEM	NODE	NODE	STIF	ECCY	YIELD	MOM	GEOM	TIME	FEF	FEF	SCALE	INITIAL	FORCE		
C	NO.	I	J	DIFF	TYPE	TYPE	ENDI	ENDJ	STIF	HIST	DL	LL	DL	LL	NO.	SCALE
C	COLUMNAS															
C	1	1	6	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
C	6	6	11	1	1	2	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
C	11	11	16	1	2	3	1	2	1	1	0	0	0	0	0	0
C	16	16	21	1	2	4	2	2	1	1	0	0	0	0	0	0
C	21	21	26	1	2	4	2	2	1	1	0	0	0	0	0	0
C	VIGAS															
C	26	6	7	1	3	5	3	3	1	1	1	3	1	1	0	0
C	30	11	12	1	3	5	3	3	1	1	1	3	1	1	0	0
C	34	16	17	1	4	6	4	4	1	1	1	3	1	1	0	0
C	38	21	22	1	4	6	5	5	1	1	1	3	1	1	0	0
C	42	26	27	1	4	6	6	6	1	1	2	4	1	1	0	0

45 29 30 0 4 6 6 6 1 1 2 4 1 1 0 0
STOP



BIBLIOGRAFIA

1. AZIS, T.; "Inelastic Dynamic Analysis of Building Frames"; Report R76-37, Departamento de Ingeniería Civil, MIT; Cambridge, Massachusetts; Agosto 1976.
2. BRADY A. G. y PEREZ, V., "Strong Motion Accelerograms-Digitization and Analysis-Records from Lima, Peru: 1951 to 1974", Open File Report No 77-587, USGS (1977).
3. "BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE" (ACI 318-99) American Concrete Institute, Detroit, 1999.
4. CHAVEZ, J.; "Estudio del comportamiento Inelástico de estructuras de concreto Armado durante Sismos Severos"; Ponencia E-26, IV Congreso Nacional de Ingeniería civil; Chiclayo, Perú; 1982.
5. CLOUGH, R.W., and PENZIEN, J., "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, New York, 1975.
6. CRUZ Z. ERNESTO, GUZMAN G. MARCELO, "Estudio del Efecto de la Razón de Rigidez viga-columna en la Respuesta Nolineal de Estructuras Tridimensionales", Publicación DIE 95-1, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Enero 1995.
7. DAVIS, G. B., AND HOFFMANN, T. R., "FORTRAN 77 un Estilo Estructurado y Disciplinado" Primera edición en Español, McGraw Hill, México, 1984.
8. EL HAFEZ, M. B. and POWELL, G. H., "Computer Aided Ultimate Load Design of Unbraced Multistory Steel Frames", Report No EERC 73-3, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, February 1973.
9. FEMA, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Developed by the Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 273), Washington D.C., 1997.
10. GIBERSON, M.; "Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility"; Revista ASCE, Structural Division, Vol 95, No ST2, pp. 137-157; Febrero 1969.
11. GOEL, R. and CHOPRA, A.K., "Inelastic Seismic Response of One-Story Asymmetric-Plan Systems", Report N° UCB/EERC-90/14, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, October 1990.

12. HEJAL, R. and CHOPRA, A.K., "Earthquake Response of Torsionally Coupled, Frame Buildings", Report N° UCB/EERC-87/20, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December 1987.
13. HIGGINBOTHAM, M., "Computational Procedures for Nonlinear Structural Dynamics", CE 299 Report, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, spring 1971.
14. KABA, S., MAHIN, S.; "Refined Modeling of Reinforced Concrete Columns for Seismic Analysis"; Report UCB/EERC/84/03, Universidad de California; Berkeley; April 1984.
15. KANAAN, A.E. and POWELL, G.H., "General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Report No. EERC 73-6, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, April 1973.
16. MINORU WAKABAYASHI, ENRIQUE MARTINEZ ROMERO, "Diseño de Estructuras Sismorresistentes" McGraw-Hill Interamericana de México S.A., 1988.
17. MONDKAR, D.P., and G.H. POWELL, "Towards Optimal In-Core Equation Solving", paper submitted for possible publication in the Journal of Computers and Structures, February 1973.
18. MUÑOZ PELAEZ ALEJANDRO, TINMAN BEHAR MARCOS, QUIUN WONG DANIEL, "Riesgo Sísmico de Edificios Peruanos", II Congreso Nacional de Estructuras y Construcción, Lima, diciembre 2000.
19. NEWMARK, N. M., "A method of Computation for Structural Dynamics", Proceedings, ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, July 1959.
20. OTANI, S.; "Hysteresis Models of Reinforced Concrete For Earthquake Analysis"; Revista de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Tokyo, Vol. XXXVI, No 2, 1981.
21. PARK y PAULAY, "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Limusa S.A., México, 1980.
22. PING-CHUN WANG, "Numerical and Matrix Methods in Structural Mechanics with Applications to Computers", John Wiley and Sons INC., 1966.
23. PIQUE, J.; "On the Use of Simple Models in Nonlinear Dynamic"; Report R76-43, Departamento de Ingeniería Civil, MIT; Setiembre 1976.

24. POWELL, G.H., "DRAIN-2D User's Guide", Report EERC No. 73-22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, September 1973.
25. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL, "Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", México, Abril 2001.
26. REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCION, "Norma Técnica de Edificaciones E-030 Diseño Sismorresistente", 2da. Edición, Noviembre, 1997.
27. REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCION, "Norma Técnica de Edificaciones E-060 Concreto Armado", ININVI, 3ra. Edición, Diciembre, 1990.
28. SAIDI, M., and SOZEN, M. A., "Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures," Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No. 465, University of Illinois, Urbana, August 1979.
29. SUDHAKAR, A., "Computer Program for Small Displacement Elasto Plastic Analysis of Plane Steel and Reinforced Concrete Frames", Graduate Student Report, University of California, Berkeley, 1972.
30. UMEMURA, H., TAKIZAWA, H.; "Dynamic Response of Reinforced Concrete Building"; Asociación Internacional de Puentes y Estructuras de Ingeniería, IABSE; Suiza; 1982.
31. WILSON E. – HABIBULLAH, "Structural Analysis Programs" (SAP2000 Nonlinear Version 6.11), Computers and Structures Inc., Berkeley – California, 1997.
32. WILSON, E. L., "A Method of Analysis for the Evaluation of Foundation-Structure Interaction", Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, January, 1969, pp. A-6, 87– 46, 99.
33. WILSON, E. L., "Solid SAP - A Static Analysis Program for Three Dimensional Solid Structures", Report No UC-SESM-71-19, Department of Civil Engineering, Univ. of California, Berkeley, Sept. 1971.