

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DOCTORADO EN CIENCIAS APLICADAS

Modelo simplificado para el comportamiento
dinámico de pórticos de concreto armado con
vigas planas considerando el deslizamiento
entre el refuerzo y el concreto en las juntas

bdigitalula.ve

Tesis presentada en cumplimiento parcial de los requisitos para la obtención
del título de Doctor en Ciencias Aplicadas

Candidato: Ing. Ricardo A. Picón R.

Tutor: Prof. Julio Flórez López

Co-tutor: Prof. Carlos Quintero Fabrés

Mérida, Venezuela

Abril 2004

RESUMEN

Las estructuras de concreto armado a veces son sometidas a fuerzas mayores que las fuerzas de diseño. Cuando esto ocurre, la rigidez y los esfuerzos resistentes disminuyen por el agrietamiento del concreto, aparecen deflexiones permanentes por la fluencia del acero y las curvas histeréticas Fuerza-Desplazamiento presentan en algunos casos un estrangulamiento debido principalmente al deslizamiento del refuerzo longitudinal en las juntas viga-columna. En este trabajo se presenta un modelo de daño simplificado que describe el comportamiento histerético de las juntas viga plana-columna de concreto armado dentro del rango inelástico y que incluye el deslizamiento del refuerzo. El modelo se basa en la teoría del daño concentrado, la mecánica de los medios continuos y la mecánica de la fractura. El deslizamiento entre el refuerzo y el concreto en las juntas viga plana-columna origina un incremento de las deformaciones permanentes de los elementos y es modelado con la teoría de fricción de Coulomb, la cual describe el comportamiento del deslizamiento de un cuerpo rígido sobre una superficie rugosa. En este trabajo se presenta la formulación para la ampliación del modelo histerético de daño a fin de poder simular el deslizamiento del refuerzo. El estrangulamiento en las curvas histeréticas Fuerza-Desplazamiento es especialmente notorio en uniones interiores viga plana-columna [1]. En estas uniones gran parte del refuerzo longitudinal de la viga pasa por fuera del núcleo de la columna y no se encuentra tan bien confinada como el refuerzo que pasa por el núcleo. Además, el efecto de confinamiento que puede añadir la carga axial de la columna al refuerzo longitudinal de las vigas planas no está presente en el refuerzo que rodea a la columna.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I. Modelos histeréticos no lineales de pórticos de concreto armado. Antecedentes	4
1.1.- Análisis Estructural de Pórticos de Concreto Armado. Programa DRAIN-2D	7
1.2.- Análisis Estructural de Pórticos de Concreto Armado. Programa IDARC	11
1.3.- Modelo simplificado de daño bajo de cargas monotónicas	15
CAPITULO II: Modelo de daño concentrado con estrangulamiento en uniones vigas planas-columnas	22
2.1.- Modelo de daño concentrado bajo acciones histeréticas sin considerar el estrangulamiento	24
2.2.- Fuerzas internas generalizadas	27
2.3.- Fuerzas externas	27
2.4.- Ecuación cinemática, equilibrio y ley de comportamiento bajo acciones histeréticas sin considerar el estrangulamiento	28
2.5.- Ecuaciones de Equilibrio	29
2.6.- Ley de estado	31
2.7.- Leyes de evolución de las variables internas	34

2.7.1.- Ley de evolución de las variables de daños	35
2.7.2.- Ley de evolución de las deformaciones plásticas	41
2.8.- Modelo histerético con estrangulamiento	43
2.8.1.- Teoría de plasticidad por fricción	44
2.8.2.- Función de deslizamiento de las rótulas inelásticas con daño bajo acciones histeréticas	45
2.8.3.- Comportamiento de una rótula inelástica por deslizamiento o por fluencia bajo acciones histeréticas	51
CAPITULO III. Determinación de los nuevos parámetros usados en el modelo de daño concentrado con estrangulamiento	53
3.1.- Determinación del parámetro "mo". Momento Deslizante	55
3.2.- Esfuerzo de adherencia en la superficie de contacto entre el acero de refuerzo y el concreto	63
3.2.1. - Esfuerzos de adherencia en las barras de refuerzo según Nilsen	70
3.2.2.- Longitud de anclaje " l " por deslizamiento	74
3.2.2.1.- Longitud de anclaje por deslizamiento en la junta interior	74
3.2.2.2.- Longitud de anclaje por deslizamiento en la junta exterior	77
3.3.- Cálculo del parámetro " λ ", bajo acciones histeréticas	80
CAPITULO IV. Implementación numérica' del modelo histerético de daño con deslizamiento en un programa comercial de análisis no lineal	83
4.1.- Resolución numérica de pórtico con el modelo histerético de daño con deslizamiento	84
4.1.1.- Problema Global	87
4.1.2.- Problema Local	89
4.1.2.1.- Cálculo de las Fuerzas Internas en cada miembro de la estructura	89
4.1.2.1.1.- Cálculo de las deformaciones generalizadas	89
4.1.2.1.2.- Determinación de los parámetros del modelo	90

4.1.2.1.3.- Cálculo de los esfuerzos generalizados y de las variables internas	90
4.1.2.2.- Cálculo del Jacobiano Local en Coordenadas Globales	95
4.1.2.3.- Determinación del Jacobiano Inercial en Coordenadas Globales	97
4.2.- Implementación del modelo en un programa comercial de elementos finitos	99
4.2.1.- Solución del Problema Global	99
4.2.2.- Solución del Problema Local	102
4.2.2.1.- Cálculo de las deformaciones totales	104
4.2.2.2.- Cálculo de las propiedades de los miembros	104
4.2.2.3.- Cálculo de los esfuerzos y de las variables internas	105
4.2.2.4.- Reducción de paso	110
4.2.2.5.- Cálculo de las Fuerzas Internas y de las Fuerzas Residuales	111
4.2.2.6.- Cálculo del Jacobiano Local e Inercial en Coordenadas Globales	112
 CAPITULO V. Validación del modelo de daño con deslizamiento en uniones viga plana-columna. Simulaciones numéricas y aplicación del modelo	114
 5.1.- Caso de la junta interna viga plana-columna bajo acciones histerética	116
5.1.1.- Simulación del ensayo experimental realizado por Quintero y Wight	116
5.1.2.- Simulaciones de los ensayos experimentales realizados por Hatamoto, Bessho y Matsuzaki	120
5.1.3.- Simulación del ensayo experimental realizado por Durrani y Wight	128
5.2.- Caso de la junta externa viga plana-columna bajo acciones histeréticas	131

5.3.- Aplicación del modelo de daño concentrado con deslizamiento	134
5.3.1. - Análisis dinámico del pórtico con vigas planas	135
5.3.2.- Análisis dinámico del pórtico con vigas normales	140
CAPITULO VI. Consideraciones sobre el comportamiento a flexión de elementos cortos de concreto armado, mediante ensayos experimentales	145
6.1.- Simulación del ensayo experimental realizado por Bertero-Popov Shao	146
6.2.- Simulación del ensayo experimental de Fang, Wang y Hong	148
6.3.- Ensayos experimentales realizados en Laboratorio de Materiales y Ensayos de la Universidad de Los Andes (LMEULA)	152
6.4.- Comparación de los ensayos experimentales realizados en LMEULA	164
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	169
BIBLIOGRAFIA	172
ANEXOS	177

bdigitalula.ve

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Modelos numéricos: a) Elasto-Plástico Perfecto, b) Bilineal c) Clough, d) Q-Hyst	6
Figura 1.2. Modelo Histerético de Takeda	7
Figura 1.3. Curvas de comportamiento real e idealizada del modelo DRAIN- 2D para los materiales de a) acero y b) concreto	8
Figura 1.4. Curva de comportamiento Momento-Curvatura para el caso monotónico en el modelo de DRAIN -2D	8
Figura 1.5. Curva de comportamiento histerético de Takeda-modificada (Momento-Curvatura). Adoptado por el DRAIN-2D	9
Figura 1.6. a) Simulación del estrangulamiento. b) Modelo viga-columna adoptado por el modelo de DRAIN-2D	11
Figura 1.7. Resorte inelástico a flexión	12
Figura 1.8. Curva patrón de comportamiento trilineal	13
Figura 1.9. Curvas de comportamiento del a) concreto y b) acero	13
Figura 1.10. Parámetros del modelo y sus influencias en la curva de comportamiento histerético	14
Figura 1.11 Modelo de Disipación Concentrada de un miembro	16
Figura 1.12. Esfuerzos Generalizados	17
Figura 1.13. Deformaciones Generalizadas	17

Figura 1.14 Ensayo Experimental del Modelo Simplificado de Daño bajo cargas reversibles	21
Figura 2.1. Modelo de daño concentrado	23
Figura 2.2. a) Pórtico Plano b) Desplazamientos Generalizados c) Deformaciones Generalizadas d) Esfuerzos Generalizados	25
Figura 2.3. Modelo de disipación concentrada	26
Figura 2.4. Interpretación de las variables de daños en cada rótula	26
Figura 2.5 Fuerzas internas de un miembro	27
Figura 2.6 Fuerzas Externas.....	28
Figura 2.7. Simulaciones con diferentes valores de “z” constantes durante el análisis	39
Figura 2.8 Variabilidad de “z” en función del daño.....	40
Figura 2.9. Comportamiento de una rótula plástica con y sin dalla bajo acciones positivas	43
Figura 2.10. a) Superficie de contacto entre dos cuerpos b) Dominio Elástico de la zona anti-deslizante	45
Figura 2.11. a) Junta viga plana-columna. b) Simulación de la junta con rótulas deslizantes	46
Figura 2.12. Patrón de grietas internas en una junta de viga plana-columna	47
Figura 2.13. Distribución de esfuerzo y deformación en la sección transversal de una viga plana con deslizamiento del refuerzo en la junta	48
Figura 2.14. Comportamiento histerético con daño constante de una rótula deslizante.....	50
Figura 2.15. Comportamiento histerético de una rótula inelástica con deslizamiento o fluencia y daño constante.....	52
Figura 3.1. a) Junta interior viga plana-columna. b) Modelo de análisis. c) Distribución de esfuerzos y deformación en la sección transversal de la viga	58

Figura 3.2. (a) Distribución de esfuerzos. (b) Diagrama de deformaciones de la sección.....	59
Figura 3.3 Representación del Diagrama de Hognestad para el esfuerzo del concreto	61
Figura 3.4 Diagrama de fuerzas internas en la sección transversal para un elemento de concreto armado	62
Figura 3.5. Equilibrio de una barra por esfuerzos de adherencia	64
Figura 3.6. a) Ensayo a tensión sin grietas y grietas cónicas b) Espécimen agrietado	65
Figura 3.7 Mecanismo de resistencia de adherencia. (Bertero, Popov y Shao).....	67
Figura 3.8 Relación esfuerzo de adherencia-deslizamiento de los ensayos de Morita y Kaku.....	68
Figura 3.9. Relación Esfuerzo de adherencia-deslizamiento histerética en el ensayo de Morita y Kaku.....	69
Figura 3.10. Mecanismo de falla local de una barra de refuerzo con estrías	70
Figura 3.11. Mecanismos de fallas y desplazamientos del concreto en a) una barra anclada y b) dos barras ancladas en concreto	72
Figura 3.12. Incremento del esfuerzo promedio de adherencia en falla a) por flexión y b) de esquina.....	73
Figura 3.13. Junta interior viga plana-columna sujeta a carga lateral	75
Figura 3.14 Fuerzas en una junta interna sometida a carga lateral	75
Figura 3.15 Momento máximo de adherencia y fuerzas internas en junta interior viga plana-columna	76
Figura 3.16. Fuerzas actuantes en la barra anclada con gancho de 90° ...	78
Figura 3.17. Barras con gancho en juntas exteriores confinadas a) esfuerzos generados por la fuerza a tensión b) resistencia del gancho contra la rotación permanente en el extremo	79
Figura 3.18. Longitud de anclaje adoptada en el modelo de daño concentrado con deslizamiento en juntas viga plana-columna ...	80

Figura 3.19. Influencia del parámetro γ_i^+ en la rótula "i" bajo acciones positivas	82
Figura 4.1. Ilustración del Método de Newton	88
Figura 4.2 Flujograma General.....	100
Figura 4.3 Flujograma UEL.....	101
Figura 4.4 SUPERDEG.....	103
Figura 4.5. Deformaciones Totales	104
Figura 4.6. Cálculo de Propiedades	105
Figura 4.7 Subrutina DEG	108
Figura 4.8 Residual.....	109
Figura 4.9. Subrutina CAMBIO DE PASO	111
Figura 4.10 Fuerzas Residuales.....	112
Figura 4.11 Calculo del Jacobiano en coordenadas globales	113
Figura 5.1. Ensayo experimental y la historia de desplazamientos aplicada, realizado por Quintero y Wigth	117
Figura 5.2. a) Simulación del ensayo experimental realizado por Quintero et. al. b) Mapa de daño de la estructura simulada.....	117
Figura 5.3. a) Curvas histeréticas Carga-Deriva a) resultados experimentales y b) simulación numérica con los parámetros calculados	119
Figura 5.4. Curva histerética Carga-Deriva de la simulación numérica con el parámetro "mo" manipulado	120
Figura 5.5. Junta interior viga plana-columna ensayada por Hatamoto et. al.....	121
Figura 5.6. Simulaciones del comportamiento histerético de juntas interiores vigas planas-columnas de los ensayos experimentales WB-I y WB-2 de Hatamoto et. al.....	125

Figura 5.7. Simulaciones del comportamiento histerético de juntas interiores vigas planas-columnas de los ensayos experimentales WB-3 y WB-4 de Hatamoto et. al.....	126
Figura 5.8. Mapas de daños de los ensayos experimentales.....	127
Figura 5.9. Ensayo experimental de una junta interior viga-columna realizado por Durrani y Wigth.....	128
Figura 5.10 Comportamiento histerético de una junta interior viga-columna sin carga axial en la columna. a) Ensayo experimental. b) Simulación del comportamiento.....	129
Figura 5.11. Mapa de daño simulado con el modelo de daño concentrado.....	130
Figura 5.12. Ensayo experimental de una junta exterior sujeta a desplazamientos histeréticos en el nodo superior. Detalles de las secciones transversales de los miembros. Tomado de La Fabe y Wigth.....	132
Figura 5.13. Comportamiento histerético de la junta exterior del a) ensayo experimental y la b) simulación.....	133
Figura 5.14. Mapa de daño final de una junta exterior viga plana-columna	134
Figura 5.15. a) Geometría del pórtico y b) detalles de los miembros que conforman el pórtico.....	136
Figura 5.16. Registro sísmico "El Centro", 1940.....	137
Figura 5.17. Distribución del daño.....	137
Figura 5.18. Curvas de comportamiento histerético e historia de daños a) de la viga mas dañada y b) de la columna mas dañada.....	139
Figura 5.19. Historia de las deformaciones permanentes de a) la viga mas dañada y b) de la columna mas dañada.....	139
Figura 5.20. Historia de la a) deriva total del pórtico y b) la máxima deriva entre piso.....	140
Figura 5.21. Detalles de las secciones transversales de las vigas normales	141
Figura 5.22. Mapa de daño final del pórtico con vigas normales después del análisis dinámico.....	142

Figura 5.23. Curva de comportamiento histerético en el pórtico de vigas normales a) de la viga mas dañada y b) de la columna mas dañada.....	143
Figura 5.24. Hisoria de la a) deriva total del pórtico y b) la máxima deriva entre piso.....	144
Figura 6.1. Geometría de las estructuras, detalles de las secciones transversales e historia de desplazamientos en los especimenes a) R5 y b) R6 ensayados por Betero et. al.....	147
Figura 6.2. Curvas de comportamiento histerético de los ensayos experimentales R5 y R6.....	148
Figura 6.3. Esquema general de todos los ensayos realizados por Fang et. al.....	149
Figura 6.4. Geometría de la estructura y detalles de la sección transversal del elemento de viga del ensayo lb2-4 realizado por Fang et. al.....	150
Figura 6.5. Comportamiento histerético del ensayo experimental realizado por Fang et. al.....	150
Figura 6.6. Geometría de la estructura y detalles de la sección transversal del elemento de viga del ensayo lb2-6 realizado por Fang et. al.....	151
Figura 6.7. Comportamiento histerético del a) ensayo experimentallb2-6..	151
Figura 6.8. Geometría de las probetas y detalles de la sección transversal de los ensayos experimentales realizados en la ULA	153
Figura 6.9. Detalles del armado de la columna y de la viga rígida.....	156
Figura 6.10. Secuencia del ensayo experimental de la probeta CC.....	157
Figura 6.11. Curva de comportamiento del espécimen "CC".....	158
Figura 6.12. Secuencia del ensayo experimental de la Probeta CL.....	159
Figura 6.13. Comportamiento histerético del espécimen CL.....	160
Figura 6.14. Detalles de la sección transversal de la probeta "CCT'.....	161
Figura 6.15. Proceso constructivo de la probeta "CCT".....	162
Figura 6.16. Proceso del ensayo de la probeta "CCT".....	163

Figura 6.17. Comportamiento histerético del elemento en volado (columna) con tuercas en las barras logitudinales (CCT).....	164
Figura 6.18. Comparación del comportamiento histerético entre los ensayos "CC" y "CL".....	165
Figura 6.19. Comparación del comportamiento histerético de los ensayos "CC" y "CCT".....	166
Figura 6.20. Modelos de disipación a) concentrada por efectos a flexión, b) distribuida por efectos de corte y c) concentrada por efecto de corte.....	168

bdigitalula.ve

INDICE DE TABLAS

Tabla 5.1. Propiedades de los materiales usados para la probeta	117
Tabla 5.2 Propiedades de los elementos que conforman la probeta ensayada por Quintero y Wigth con nivel de fuerza axial nula	119
Tabla 5.3. Detalles del refuerzo de los especimenes.....	122
Tabla 5.4. Propiedades de un elemento viga o columna.....	124
Tabla A. Máximo esfuerzo promedio de adherencia según el mecanismo de falla en secciones de concreto armado.....	178

bdigitalula.ve

INTRODUCCION

Las estructuras de concreto armado a veces son sometidas a fuerzas mayores que las fuerzas de diseño. Cuando esto ocurre, la rigidez y los esfuerzos resistentes disminuyen por el agrietamiento del concreto, aparecen deflexiones permanentes por la fluencia del acero y las curvas histeréticas Fuerza-Desplazamiento presentan en algunos casos un estrangulamiento debido principalmente al deslizamiento del refuerzo longitudinal en las juntas viga-columna

En este trabajo se presenta un modelo de daño simplificado que describe el comportamiento histerético de las juntas viga plana-columna de concreto armado dentro del rango inelástico y que incluye el deslizamiento del refuerzo. El modelo se basa en la teoría del daño concentrado, la mecánica de los medios continuos y la mecánica de la fractura. El deslizamiento entre el refuerzo y el concreto en las juntas viga plana-columna origina un incremento de las deformaciones permanentes de los elementos y es modelado con la teoría de fricción de Coulomb, la cual describe el comportamiento del deslizamiento de un cuerpo rígido sobre una superficie rugosa. En este trabajo se presenta la formulación para la ampliación del modelo histerético de daño a fin de poder simular el deslizamiento del refuerzo. El estrangulamiento en las curvas histeréticas Fuerza-Desplazamiento es especialmente notorio en uniones interiores viga plana-columna [1]. En estas uniones gran parte del refuerzo longitudinal de la viga pasa por fuera del núcleo de la columna y no se encuentra tan bien confinada como el refuerzo que pasa por el núcleo. Además, el efecto de confinamiento que puede añadir la carga axial de la columna al refuerzo longitudinal de las vigas planas no está presente en el refuerzo que rodea a la columna.

Este tipo de uniones se consigue en sistemas aporticados con vigas planas, llamados también sistemas de vigas anchas o sistemas de piso en banda. Estos sistemas estructurales se caracterizan por tener vigas poco profundas, usualmente con igual profundidad que las losas, mas anchas que las columnas que las soportan. Estudios recientes [1, 2, 3] han mostrado que los sistemas porticados con vigas anchas poseen potencial como sistemas resistentes a fuerzas laterales.

El trabajo descrito en esta tesis se encuentra organizado de la siguiente manera:

En el primer capítulo, se presentan algunos modelos analíticos que simulan el comportamiento estático y dinámico de estructuras de concreto armado.

En el segundo capítulo, se describe la formulación del modelo de daño propuesto. Se introducen nuevos conceptos como el de "rótula deslizante" y "momento deslizante". También se propone una expresión matemática que describe en forma simplificada la variación de la resistencia al deslizamiento en los elementos (vigas planas) que concurren a un nodo interno o externo de concreto armado. Se presenta la formulación de una rótula inelástica general que permite concentrar fenómenos tan complejos de disipación de energía (agrietamiento, deslizamiento y fluencia) en zonas estratégicas (rótulas inelásticas) de la estructura.

El modelo presentado, utiliza varios parámetros y todos ellos dependen de las características geométricas y mecánicas del elemento y de las propiedades de los materiales. En el tercer capítulo, se describe como se determina el nuevo parámetro introducido en el modelo, para tomar en cuenta el deslizamiento del refuerzo en las juntas vigas planas-columnas. Este nuevo parámetro es llamado momento deslizante. Y al igual que los otros parámetros que se utilizan en el modelo, descritos en otros trabajos [4, 5, 6], el momento deslizante depende de las propiedades geométricas y mecánicas de la sección y de los materiales utilizados.

En el cuarto capítulo, se describe la implantación del modelo en un programa de elementos finitos comerciales (ABAQUS 6.3), como un elemento de usuario

El quinto capítulo muestra la validación del modelo propuesto mediante la simulación de varios ensayos experimentales tomados de la literatura. Se presentan simulaciones de ensayos experimentales de juntas interiores y exteriores de viga plana-columna. Finalmente, se ilustra la aplicación del modelo mediante el análisis dinámico de un pórtico con vigas planas de doce niveles y otro similar con vigas normales sujetos a un mismo registro sísmico en la base.

En el sexto capítulo, se hacen algunas observaciones en relación al comportamiento histerético de elementos cortos en volado, el cual puede también presentar estrangulamiento. Y se plantea la posibilidad de describir dicho comportamiento mediante el modelo de daño propuesto.

Por último se presentan conclusiones obtenidas de la formulación del modelo de dato con deslizamiento para simular el comportamiento histerético de las juntas internas y externas viga plana-columna, y se hacen algunas recomendaciones para estudios posteriores

CAPITULO I

MODELOS DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE PORTICOS DE CONCRETO ARMADO. ANTECEDENTES

En la búsqueda de conocer el comportamiento real de los pórticos de concreto armado ante eventos estáticos y/o dinámicos han surgido diferentes modelos de análisis estructural. Estos modelos han evolucionado desde la manera más simple a la más compleja para simular el comportamiento inelástico de los pórticos de concreto armado.

El primer modelo inelástico desarrollado e implementado, por su sencillez, fue el Modelo Elasto-Plástico Perfecto (Figura 1.1 a). Este modelo tiene limitaciones como el no poder representar el endurecimiento del material, la pérdida de rigidez del elemento y la máxima deformación límite que puede sufrir el material. Por otra parte, este modelo no provee alguna disipación de energía histerética durante deformaciones de amplitud pequeña. Sin embargo, el modelo es muy simple y puede ser definido mediante tres reglas, definiendo los regímenes de cambio de rigidez para la carga, descarga y cargas reversibles en diferentes estados. Este modelo no es adecuado para representar el comportamiento de los elementos o estructuras de concreto armado, considerando la poca correlación que existe entre el comportamiento histerético predicho por el modelo elasto-plástico perfecto y el comportamiento observado de los ensayos experimentales.

El modelo bilineal es un modelo similar al modelo elasto-plástico perfecto, excepto por el factor que toma en cuenta el efecto de endurecimiento por deformación del acero (Figura 1.1 b). Por lo tanto, el modelo bilineal se acerca mas a la realidad que el modelo elasto-plástico perfecto. Sin embargo, este modelo falla al no incluir la degradación de rigidez durante la descarga después de sobre pasar la cedencia del material y durante las cargas reversibles. Por otro lado, el modelo Bilineal es fácil de formular y puede ser descrito mediante tres reglas, al igual que el modelo Elasto-Plástico Perfecto.

Luego, se desarrolla el modelo de Clough (Figura 1.1 c), el cual introduce el efecto de degradación de rigidez durante las cargas reversibles. El modelo de Clough se basa en el modelo Bilineal. Una vez que el elemento ha cedido, la descarga está asociada con la rigidez inicial agrietada (k). La rigidez se reduce cuando el elemento es cargado en sentido opuesto. Por lo tanto, la rigidez para este rango es determinada mediante la unión de una línea que conecta el punto de descarga al punto de cedencia. Si el elemento ha cedido en una nueva dirección de carga, el punto del tramo post-cedente corresponde a la máxima deformación experimentada. La disipación de energía es tomada en cuenta una vez que el elemento ha pasado el punto cedente en alguna dirección. Este modelo, que no incluye los efectos de degradación, es relativamente simple y se define por cuatro reglas.

Otro modelo que intenta representar el comportamiento histerético de elementos de concreto armado de manera mas real es el modelo Q-Hyst (Figura 1.1d). El modelo Q-Hyst se basa en el modelo bilineal, considerando un aumento del endurecimiento del material cuando se superan las deformaciones límites elásticas positiva y negativa. La degradación de rigidez es tomada en cuenta en el momento de la descarga (ak) y cargas histeréticas. El modelo de Q-Hyst toma en cuenta la disipación de energía histerética durante las deformaciones de pequeñas amplitudes si el elemento ha sobrepasado el punto cedente en por lo menos una dirección. El modelo es relativamente simple y es definido por cuatro reglas.

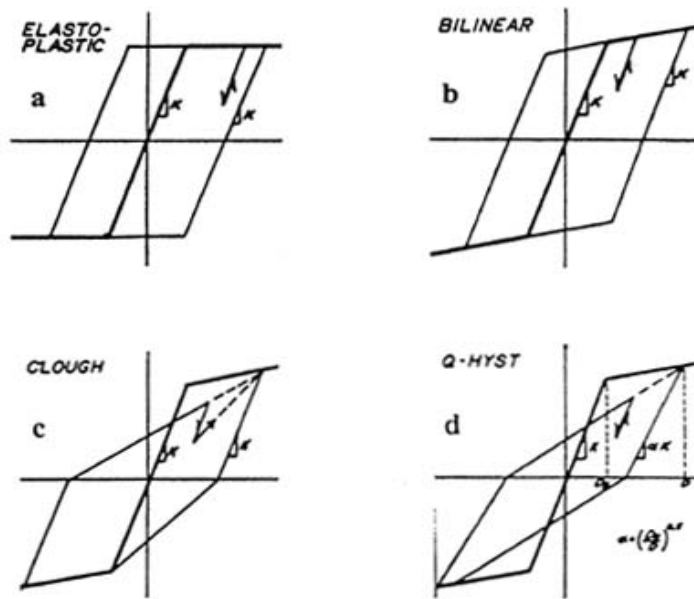


Figura 1.1. Modelos numéricos: a) Elasto-Plástico Perfecto, b) Bilineal, c) Clough, d) Q-Hyst. Tomada de [7].

Entre los modelos histeréticos poligonales mencionados hasta ahora, también se encuentra el modelo de Takeda. El modelo de Takeda es uno de los modelos más sofisticados y fue desarrollado en base a observaciones hechas de muchos ensayos experimentales. Las simulaciones con este modelo satisfacen el comportamiento estático y dinámico de las juntas de concreto armado [7]. Este modelo opera en una curva primaria trilineal representando los diferentes estados del elemento, tales como el estado no agrietado, agrietado y fluencia. El comportamiento no-lineal comienza en el momento en que el elemento se agrieta. El efecto de pérdida de rigidez es considerado después de superar el punto de cadencia del elemento, en las ramas de descargas. Al comenzar a cargar el elemento en la otra dirección, la rigidez disminuye aún más que la inicial y que en las ramas de descargas. En el modelo de Takeda se presta especial atención al comportamiento de juntas durante deformaciones de amplitudes pequeñas. Es capaz de representar la energía de disipación a partir de que el elemento comienza a agrietarse. El modelo de Takeda es complicado para su implementación. Este modelo es definido mediante reglas, pero es uno de los modelos poligonales más completos e intenta representar de manera más real el comportamiento de las juntas de concreto armado.

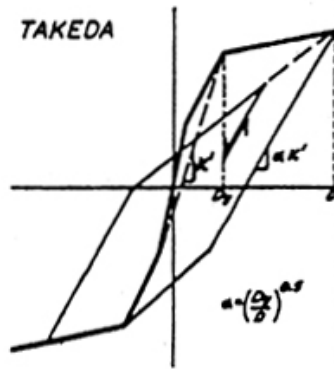


Figura 1.2. Modelo Histerético de Takeda. Tomado de [7]

Algunos de los modelos matemáticos antes mencionados han sido implementados en varios programas de análisis estructural, como el modelo de Takeda y el modelo de Clough. Estos modelos fueron ligeramente modificados para su implementación. El modelo de Takeda modificado fue implementado en el programa de análisis estructural llamado DRAIN-2D. Y el modelo de Clough con algunas modificaciones fue tomado como base para desarrollar el programa de análisis estructural llamado IDARC. A continuación se mencionarán los aspectos más importantes de cada uno de ellos.

1.1.- Análisis Estructural de Pórticos de Concreto Armado. Programa DRAIN-2D [8].

En el programa DRAIN-2D [8], fue implementado un modelo analítico de comportamiento histerético de concreto armado. El modelo aplica un procedimiento de análisis racional que permite ver el estado de seguridad de las construcciones existentes antes o después de un movimiento sísmico. El modelo matemático utilizado para desarrollar el programa debe ser capaz de reproducir adecuadamente el comportamiento histerético de los elementos de concreto armado.

Para construir el modelo analítico, las leyes de comportamiento para el acero y el concreto son idealizadas mediante una curva bilineal (Figura 1.3a) y otra aproximación trilineal (Figura 1.3b) del comportamiento esfuerzo-deformación, respectivamente.

La relación Momento-Curvatura bajo cargas monotónicas (Figura 1.4) está basada en suponer que las secciones planas permanecen planas después del agrietamiento del concreto y que las curvas de comportamiento de los materiales son como se indican en la Figura 1.3. Los puntos de quiebre de esta curva pueden ser calculadas usando la teoría de concreto reforzado convencional.

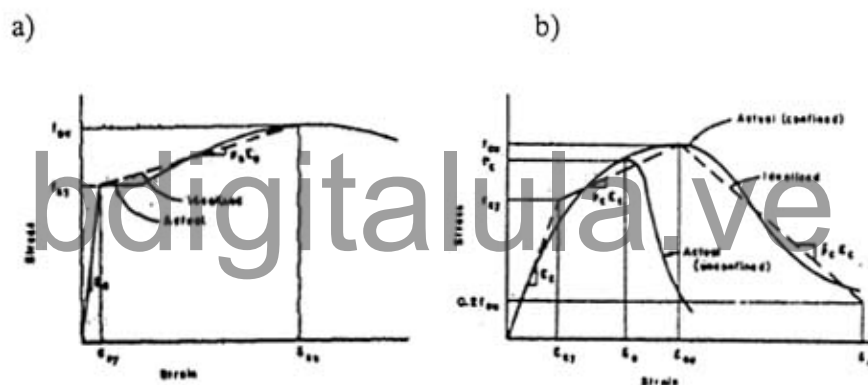


Figura 1.3. Curvas de comportamiento real e idealizada del modelo DRAIN-2D para los materiales de a) acero y b) concreto.

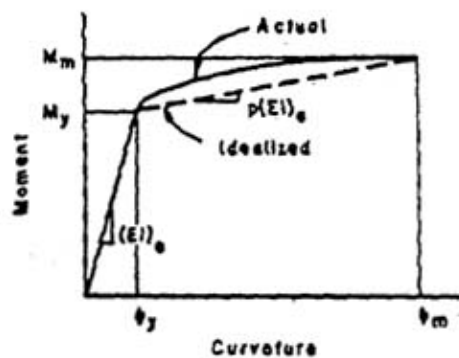


Figura 1.4. Curva de comportamiento Momento-Curvatura para el caso monotónico en el modelo de DRAIN -2D. Tomada de [8].

El comportamiento hysterético de los elementos de concreto armado debe ser capaz de representar el comportamiento inelástico, la disminución de la rigidez de un elemento de concreto armado debido al agrietamiento del concreto y a la pérdida de adherencia en la interface acero-concreto. El modelo usado para describir la relación Momento-Curvatura hysterético es el modelo de Takeda-modificado (Figura 1.5). Este modelo tiene básicamente cinco rangos diferentes, identificado por números en círculos y súper -índices + y -, que indican el sentido de la carga. Los rangos pueden ser descritos como siguen:

- Un rango elástico inicial "(EI)₁" Donde la carga y descarga se comporta de forma elástica (lineal) si el momento cedente no es excedido.
- Rango inelástico "(EI)₂". Si el momento excede el momento cedente y aún sigue aumentando, la rigidez es mucho menor que la rigidez inicial.
- Rango Inelástico "(EI)₃". Si el momento disminuye después de haber excedido el momento cedente, la rigidez es menor que la rigidez inicial pero mayor que la rigidez "(EI)₂".
- Rango inelástico durante el cierre de grietas "(EI)₄". Cuando la recarga es de sentido opuesto a la recarga anterior comienza el cierre de las grietas, por lo tanto la rigidez del elemento es muy baja.
- Rango inelástico después del cierre de grietas "(EI)₅". Al momento de que todas las grietas del concreto se cierran, la rigidez del elemento se recupera por el buen comportamiento del concreto a compresión.

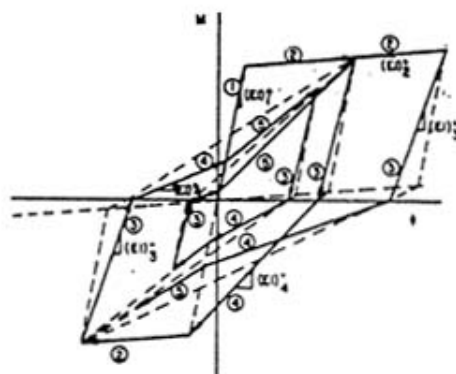


Figura 1.5. Curva de comportamiento de Takeda-modificada (Momento-Curvatura).

Adoptado por el DRAIN-2D para el comportamiento hysterético. Tomada de [8].

El modelo adoptado es capaz de representar el estrangulamiento ("pinching") en los lazos histeréticos de comportamiento. El estrangulamiento en las curvas histeréticas es simulado mediante el uso de un parámetro (" α_p "). El parámetro " α_p " disminuye los momentos y las curvaturas efectivas durante la recarga del elemento y cierre de grietas, ver ecuación 1.2 y Figura 1.6a. Este nuevo parámetro introducido en este modelo depende de la relación entre la luz de corte "a" y la profundidad efectiva del elemento (viga-columna) "d". Esta relación obedece a la siguiente función empírica:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha_p = 0 & \text{si } \frac{a}{d} < 1.5 \\ \alpha_p = 0.4 \frac{a}{d} - 0.6 & \text{si } 1.5 < \frac{a}{d} < 4.0 \\ \alpha_p = 1 & \text{si } \frac{a}{d} \geq 4.0 \end{array} \right. \quad (1.1)$$

$$M_p = \alpha_p M_n \quad \phi_p = \alpha_p \phi_n \quad (1.2)$$

El modelo adoptado para el elemento viga-columna, es un elemento subdividido en tres regiones [9], Figura 1.6b. Una primera región inelástica de longitud X_i en el nodo "i", la cual tiene una rigidez promedio $(EI)_i$. La segunda región inelástica de longitud X_j en el nodo "j", el cual tiene una rigidez promedio $(EI)_j$. Y la tercera región central de longitud $(L-x_i-x_j)$, la cual tiene un comportamiento elástico con una rigidez igual a la inicial $(EI)_e$. Si las rigideces en cada región del elemento son conocidas, los coeficientes de la matriz de rigidez pueden ser calculadas. Los coeficientes de esta matriz dependen de la longitud plástica en cada extremo "i, j", las cuales serán proporcionales a la cantidad que el momento efectivo haya excedido el momento cedente. Ver Figura 1.6b.

flexibilidad distribuida para explicar la incorporación de las deformaciones plásticas. Las principales características se mencionan a continuación:

- Aproximación de la flexibilidad del elemento para construir la matriz de flexibilidad, la cual permite la variación de los puntos de contra-flexión (Ver Figura 1.7). En los puntos de contra-flexión se ubican resortes inelásticos por flexión que se comportan en contra del movimiento del elemento, representando la fuerza necesaria que soporta el elemento para sufrir la deformación aplicada.

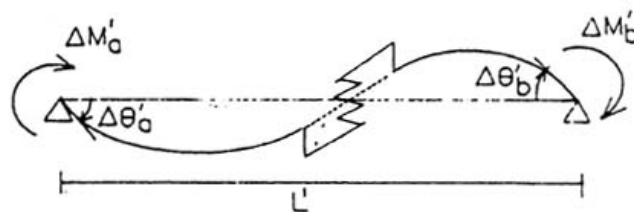


Figura 1.7. Resorte inelástico a flexión. Tomado de [10].

- El modelo histerético general es capaz de representar los tres patrones de comportamiento en elementos de concreto armado: degradación de rigidez, deterioro de los esfuerzos y estrangulamiento o "pinching" en las curvas histeréticas.
- Uso de la curva envolvente trilineal asimétrica que distingue el agrietamiento y la cadencia
- Determinación en el núcleo de los parámetros de la curva envolvente trilineal basado en muchos ensayos experimentales.

El modelo histerético desarrollado e implementado en el programa IDARC para análisis inelásticos usa tres parámetros en conjunto, con el cual la curva patrón trilineal (Figura 1.8) es modificada cuando ocurren cargas histeréticas e incursionan en el rango inelástico.

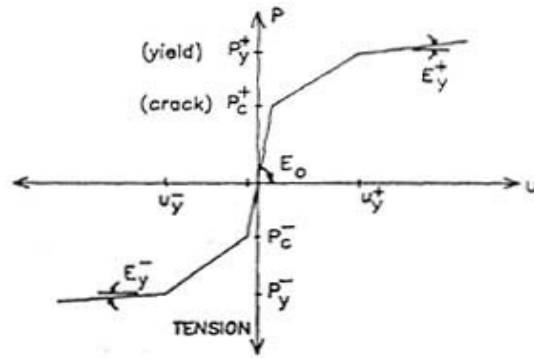


Figura 1.8. Curva patrón de comportamiento trilineal. Tomada de [10]

Las curvas de comportamiento del concreto y el acero, adoptadas por el modelo, se presentan en la Figura 1.9a y 1.9b, respectivamente.

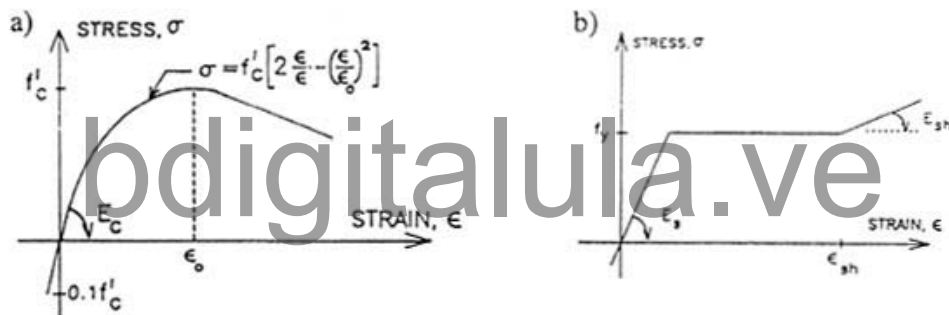


Figura 1.9. Curvas de comportamiento del a) concreto y b) acero. Tomada de [10].

Los principales efectos simulados con el modelo tri1inea1 y la combinación de los tres parámetros ("α", "β", "γ") se ilustran en la Figura 1.10. Los valores de estos tres parámetros determinan las propiedades de la degradación de la rigidez, deterioro del esfuerzo y el estrangulamiento, respectivamente.

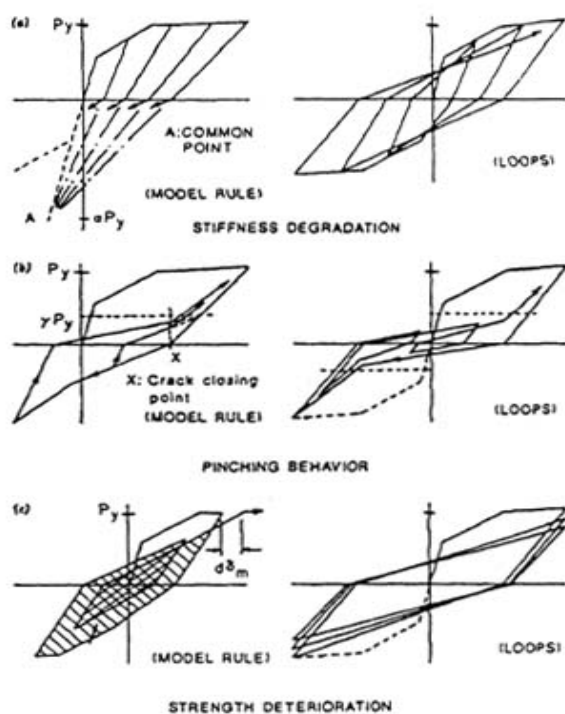


Figura 1.10. Parámetros del modelo y sus influencias en la curva de comportamiento histerético. Tomada de [10].

bdigitalula.ve

La degradación de rigidez, mediante el parámetro " α ", es introducido al modelo por la selección de un punto común sobre la prolongación de la línea de rigidez inicial, al cual se supone que apuntan todas la líneas de descarga hasta llegar al eje X, ver Figura 1.10a.

El estrangulamiento en las curvas de comportamiento histerético, medido por el parámetro " γ ", es tomado en cuenta al escoger un punto sobre la línea de descarga previa cuyo nivel de carga sea " γP_y ", como se puede apreciar en la Figura 1.10b. La línea de recarga apunta al punto mencionado hasta llegar al punto de cierre de grietas (esta es una regla del modelo), luego la línea cambia de dirección y apunta hacia la deformación máxima o mínima que ha sufrido el elemento. Este efecto conduce a un estrangulamiento en las curvas de comportamiento histerético e indirectamente reduce la cantidad de disipación de energía.

Por último, el parámetro " β " especifica la tasa de degradación de esfuerzo, como se observa en la Figura 1.10c. Este mismo parámetro es usado para definir el índice de daño en el modelo por elemento.

La combinación de estos parámetros hace que el modelo pueda representar de forma adecuada el comportamiento histerético de estructuras de concreto armado. Pero los valores que se les deben asignar a los parámetros " α ", " β " " γ ", para la buena simulación de las estructuras de concreto armado, deben ser calibrados con ensayos experimentales. Es por esto que el modelo es poco práctico.

1.3.- Modelo simplificado de daño bajo de cargas monotónicas.

En la Universidad de Los Andes se ha venido desarrollando un modelo simplificado de daño para pórticos de concreto armado desde 1993 [11], con un enfoque diferente al de todos los modelos anteriores. Basándose en los conceptos de la teoría del daño concentrado, de la mecánica de los medios continuos y de la mecánica de la fractura adaptados a estructuras aporricadas de concreto armado. Este modelo combina la definición de la variable de daño de los medios continuos con el concepto de rótulas plásticas, permitiendo describir el comportamiento de las estructuras al incorporar efectos bien conocidos, que influyen en el deterioro de las mismas.

Este modelo permite representar los efectos de plasticidad y degradación del material, debido a la fluencia del acero y al agrietamiento del concreto, respectivamente. Para simular el problema se utiliza el modelo de disipación concentrada, el cual representa cada miembro como el ensamblaje de una viga-columna elástica y dos rótulas inelásticas ubicadas en los extremos de la viga-columna. Suponiendo que la disipación de energía, daños y plasticidad, se concentran en las rótulas "i" y "j", mientras que la viga-columna mantiene un comportamiento elástico (ver Figura 1.11).

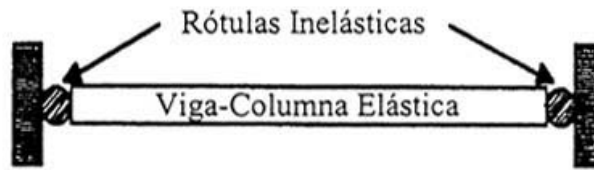


Figura 1.11 Modelo de Disipación Concentrada de un miembro

Para considerar la fluencia del acero y el agrietamiento del concreto se incluyen dos grupos de variables internas: un grupo de variables de daños " $\{D\} = \{d_i, d_j\}$ " que representan el nivel de agrietamiento en las rótulas "i" y "j" bajo acciones positivas, y otro grupo de deformaciones plásticas o permanentes " $\{\phi^p\} = \{\phi_i^p, \phi_j^p\}$ " en las rótulas "i" y "j". El modelo ha sido desarrollado para miembros de concreto armado, sometido a cargas monotónicas, haciendo uso de los conceptos de la teoría de los medios continuos [11]. Los valores que pueden tomar las variables de daños se encuentran en un intervalo cerrado entre cero "0" y uno "1". Si el valor de la variable de daño es cero, el concreto se encuentra intacto, y si es uno el concreto se encuentra totalmente agrietado.

Una estructura porticada de concreto armado es simulada usando varios modelos de disipación concentrada para los elementos que la conforman. Pudiendo reproducir los niveles de agrietamiento y las deformaciones permanentes en cada rótula de cada elemento que conforma la estructura. El problema es dividido en un problema global y otro problema local. El problema global soluciona numéricamente el sistema de ecuaciones de equilibrio de los nodos para obtener los desplazamientos nodales de la estructura, mientras que el problema local determina numéricamente las fuerzas internas, las variables internas y la contribución de los miembros al desplazamiento de los nodos de la estructura.

Considerando un miembro de un pórtico plano en el caso de pequeñas deformaciones, las deformaciones y esfuerzos generalizados del miembro se denotan por: $\{\phi\}^t = \{\phi_i, \phi_j, \delta\}$ y $\{M\}^t = \{M_i, M_j, N\}$, respectivamente.

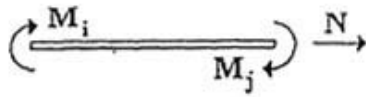


Figura 1.12. Esfuerzos Generalizados.

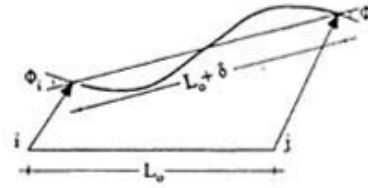


Figura 1.13. Deformaciones Generalizadas.

La matriz columna $\{M\}^t = \{ M_i , M_j , N \}$, donde M_i y M_j son los momentos flectores en los extremos i y j del miembro respectivamente, y N es la fuerza axial (ver Figura 1.12).

La matriz $\{\phi\}^t = \{ \phi_i , \phi_j , \delta \}$ donde ϕ_i , ϕ_j corresponden a las rotaciones en los extremos i y j respecto a la cuerda "ij" del miembro respectivamente, y δ al alargamiento de la cuerda "ij" del miembro, pudiendo así representar la deformación generalizada del miembro (ver Figura 1.13).

La energía de deformación complementaria "W" del elemento elasto-plástico degradable bajo cargas monotónicas se define [11]:

$$W = \frac{1}{2} \{M\}^t [C(D)] \{M\} + \frac{1}{2} \{M\}^t [F_0] \{M\} \quad (1.3)$$

donde el primer término es la energía de deformación complementaria en las rótulas y el segundo, es la energía de deformación complementaria de la viga-columna elástica.

•

De la mecánica de la degradación y de la fractura se puede definir la tasa de disipación de energía o la fuerza conductora de la grieta [12], mediante la expresión:

$$\{G\} = \left\{ \frac{\partial W}{\partial d} \right\} = \left\{ G_i \right\} = \left\{ \begin{matrix} \frac{\partial W}{\partial d_i} \\ \frac{\partial W}{\partial d_j} \end{matrix} \right\} \quad (1.4)$$

La ley de comportamiento de este elemento elasto-plástico degradable se encuentra conformado por la ley de estado y las leyes de evolución de las variables internas. La ley de estado relaciona la historia de las deformaciones generalizadas con la historia de los esfuerzos generalizados y es función de las variables internas [12]. Esta ley, bajo cargas monotónicas, puede obtenerse a partir de la energía de deformación complementaria.

$$\{\phi^e\} = \frac{\partial W}{\partial M} = \{\phi - \phi^p\} = [[C(D)] + [F_0]]\{M\} \quad (1.5)$$

$$\{\phi - \phi^p\} = [F(D)]\{M\} \quad (1.6)$$

donde la matriz de flexibilidad de un elemento elásto-plástico degradable bajo acciones monotónicas se puede expresar de la siguiente manera:

$$[F(D)] = [[C(D)] + [F_0]] = \begin{bmatrix} \frac{F_{11}^0}{1-d_i} & F_{12}^0 & 0 \\ F_{21}^0 & \frac{F_{22}^0}{1-d_j} & 0 \\ 0 & 0 & F_{33}^0 \end{bmatrix} \quad (1.7)$$

donde los términos con super-índices "cero" son los coeficientes de flexibilidad elásticos tal como son presentados en los libros de textos de análisis estructural.

Las leyes de evolución de las variables internas pueden expresarse en función de dos funciones límites para cada una de las rótulas inelásticas. Una de las funciones es la función de fluencia plástica, que será llamada "f_i" para la rótula "i" y "f_j" para la rótula "j". La segunda función límite es la función de daño, que será llamada "g_i" para la rótula "i" y "g_j" para la rótula "j".

Las funciones de fluencia plástica para cada rótula se pueden expresar de forma general [12] como se indica a continuación:

$$f_i = f_i(m_i, \phi_i^p, d_i, N) \quad f_i = \frac{m_i}{(1-d_i)} - c_i \phi_i^p - M_i^y \quad (1.8)$$

$$f_j = f_j(m_j, \phi_j^p, d_j, N) \quad f_j = \frac{m_j}{(1-d_j)} - c_j \phi_j^p - M_j^y$$

donde" c_i , c_j , M_i^y , M_j^y son parámetros del modelo de daño concentrado. Las expresiones mostradas en (1.8) son las funciones de fluencia y depende del momento aplicado en la rótula, su deformación plástica y su valor de daño. La fuerza axial puede aparecer en la expresión de esta función como parámetro. La ley de evolución de las deformaciones permanentes o plásticas puede expresarse de la siguiente manera:

$$\begin{cases} \dot{\phi}_i^p = 0 & \text{si } f_i < 0 \vee \dot{f}_i < 0 \\ \dot{\phi}_i^p \neq 0 & \text{si } f_i = 0 \wedge \dot{f}_i = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} \dot{\phi}_j^p = 0 & \text{si } f_j < 0 \vee \dot{f}_j < 0 \\ \dot{\phi}_j^p \neq 0 & \text{si } f_j = 0 \wedge \dot{f}_j = 0 \end{cases} \quad (1.9)$$

La ley de evolución del daño se obtiene por analogía con la anterior, la función límite de la variable de daño, basado en el criterio de Griffith de la Mecánica de la Fractura, se expresa de la siguiente manera [12]:

$$g_i = g_i(G_i, \phi_i^p, d_i, N) \quad g_i = G_i - R(d_i) = G_i - Gcr_i - q_i \left(\frac{\ln(1-d_i)}{(1-d_i)} \right) \quad (1.10)$$

$$g_j = g_j(G_j, \phi_j^p, d_j, N) \quad g_j = G_j - R(d_j) = G_j - Gcr_j - q_j \left(\frac{\ln(1-d_j)}{(1-d_j)} \right)$$

donde" Gcr_i , Gcr_j , q_i , q_j " son parámetros del modelo de daño. " G_i " y " G_j " son las tasas de disipación de energía o fuerza conductora de la grieta en los extremos "i" y "j" del elemento [12]. " $R(d_i)$ " Y " $R(d_j)$ " son los esfuerzos resistentes al agrietamiento en los extremos "i" y "j" del elemento [12]. La ley de evolución del daño [12] en cada rótula se puede expresar de la siguiente manera:

$$\begin{cases} \dot{d}_i = 0 & \text{si } g_i < 0 \vee \dot{g}_i < 0 \\ \dot{d}_i \neq 0 & \text{si } g_i = 0 \wedge \dot{g}_i = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} \dot{d}_j = 0 & \text{si } g_j < 0 \vee \dot{g}_j < 0 \\ \dot{d}_j \neq 0 & \text{si } g_j = 0 \wedge \dot{g}_j = 0 \end{cases} \quad (1.11)$$

Los parámetros " c_i ", " c_j ", " M_i^y ", " M_j^y ", " G_{cr_i} ", " G_{cr_j} ", " q_i ", " q_j " son constantes que no tienen interpretación física, pero pueden ser calculados mediante la resolución de un sistema de ecuaciones no lineales, y son función de las propiedades del miembro como los diagramas de interacción Momento de Agrietamiento-Carga axial, Momento Plástico-Carga axial, Momento Ultimo-Carga axial y Deformación Plástica Ultima-Carga axial. Estas propiedades pueden ser determinadas por medio de la teoría clásica del concreto armado [4]. Es por esto que el efecto de la variación de la carga axial en el comportamiento a flexión es tomado en cuenta en el modelo de daño concentrado al determinar cada uno de los parámetros utilizados en el modelo. En el caso de cargas monotónicas el sistema de ecuaciones para determinar los parámetros antes mencionados debe cumplir con las siguientes condiciones de bordes

$$\begin{aligned} \text{Si } M = M_{cr} &\Rightarrow d = 0 \quad \text{y} \quad g = 0 & (a) \\ \text{Si } M = M_p &\Rightarrow \phi^p = 0, \quad g = 0 \quad \text{y} \quad f = 0 & (b) \\ \text{Si } M = M_u &\Rightarrow dM = 0 \quad \text{y} \quad g = 0 & (c) \\ \text{Si } M = M_u &\Rightarrow \phi^p = \phi_u^p, \quad g = 0 \quad \text{y} \quad f = 0 & (d) \end{aligned} \quad (1.12)$$

donde:

- M_{cr} : es el Momento de Agrietamiento del miembro.
- M_p : es el Momento de Fluencia del miembro.
- M_u : es el Momento Ultimo del miembro.
- ϕ_u^p : es la deformación plástica última del miembro.

En la Figura 1.14 se ilustra el buen comportamiento del Modelo Simplificado de Daño al compararlo con un ensayo experimental de una viga simplemente apoyada, sometida a una historia de desplazamientos monotónicos reversibles.

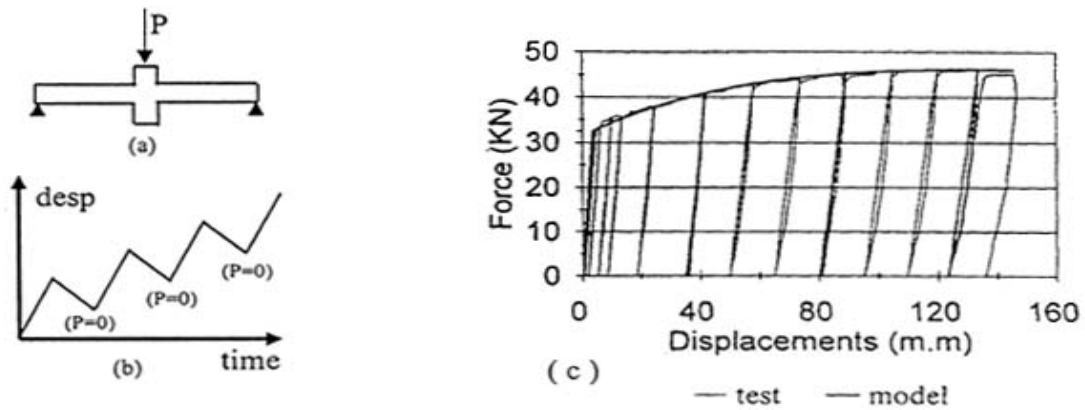


Figura 1.14 Validación del Modelo Simplificado de Daño bajo cargas reversibles.

bdigitalula.ve

CAPITULO II

MODELO DE DAÑO CONCENTRADO CON ESTRANGULAMIENTO. APLICACIÓN A UNIONES VIGAS PLANAS-COLUMNAS

La respuesta inelástica de las estructuras de concreto armado bajo cargas cíclicas y/o sísmicas es caracterizada mediante la degradación de rigidez y deformaciones permanentes de los elementos que conforman las estructuras. Este tipo de comportamiento histerético es un fenómeno muy complejo que es influenciada por diferentes parámetros estructurales y propiedades de los materiales. En el capítulo precedente se mencionaron varios modelos de análisis estructural que permiten simular el comportamiento no lineal y representar fenómenos como la degradación de rigidez, degradación de resistencia y el estrangulamiento en las curvas histeréticas Carga-Desplazamiento. Todos estos modelos, antes mencionados, utilizan parámetros que deben ser evaluados y calibrados mediante ensayos experimentales, para así, poder obtener el comportamiento histerético más real.

El estrangulamiento en las curvas de comportamiento Carga-Desplazamiento en juntas viga plana-columna es debido, principalmente, al deslizamiento o a la pérdida de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto de las vigas planas en la junta. Este fenómeno es modelado mediante los principios de la Teoría del Daño Concentrado. Esta teoría está basada en los métodos de la Mecánica de la Fractura, la Mecánica del Daño

Continuo y el Concepto de Rótula Plástica. La Teoría del Daño Concentrado es un modelo general que ha permitido simular el comportamiento de estructuras de concreto armado bajo cargas monotónicas [11, 6], cargas cíclicas [13, 5], Fatiga de bajo ciclaje [14, 6]. Esta teoría modela cada elemento que conforma

la estructura de concreto armado como el ensamblaje de una viga-columna elástica y dos rótulas inelásticas en los extremos (Figura 2.1). Hasta ahora, el modelo general desarrollado ha permitido modelar el comportamiento de las estructuras de concreto armado sometida a diferentes tipos de cargas mediante la introducción de dos variables de daño y una variable de deformación plástica por rótula. Caracterizando el agrietamiento del concreto por medio de las dos variables de daño y la fluencia del acero de refuerzo por medio de rotaciones plásticas o permanentes del elemento. Todas estas variables permiten la degradación de rigidez y resistencia de los miembros del pórtico

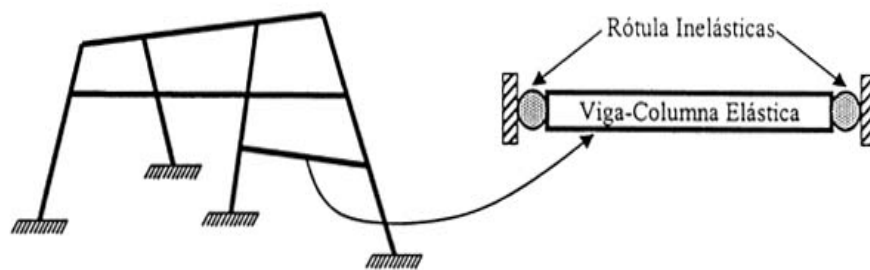


Figura 2.1. Modelo de daño concentrado.

El modelo aquí presentado amplía los conceptos de la teoría del daño concentrado para incluir el efecto de estrangulamiento en las curvas histeréticas debido al deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto en las uniones internas y externas de vigas planas columnas. El modelo ampliado, propuesto en este trabajo, es capaz de representar la degradación de rigidez y resistencia por el agrietamiento del concreto, deformaciones inelásticas por la fluencia del refuerzo y la pérdida de adherencia entre el refuerzo y el concreto en las juntas vigas planas-columnas. Este último efecto genera en los lazos de comportamiento histeréticos, Carga-Desplazamiento o Momento-Rotación, un estrangulamiento bastante pronunciado. En este tipo de juntas gran parte del acero de refuerzo de la viga pasa por fuera del núcleo de la columna, originando una condición de adherencia menos fuerte que la del refuerzo que pasa por el núcleo de la columna. La aplicación del modelo propuesto en este trabajo se limita a uniones viga plana columna, por cuanto el efecto de la fuerza

axial, presente en el núcleo de la columna, sobre el fenómeno de la adherencia no ha sido incorporado al modelo de daño.

2.1.- Modelo de daño concentrado bajo acciones histeréticas sin considerar el estrangulamiento.

Para realizar el análisis de estructuras de concreto armado, utilizando el modelo de daño concentrado como un elemento finito, es preciso dividir el problema en dos, uno llamado problema local y otro, llamado problema global. Es necesario definir todas las variables y las ecuaciones para los dos problemas que intervienen en la solución. Entre las variables tenemos los desplazamientos, deformaciones y esfuerzos generalizados, las fuerzas externas e internas y las variables internas (deformaciones plásticas y daños). Las ecuaciones usadas para la solución de los problemas son las ecuaciones cinemáticas, de equilibrio y la ley de comportamiento.

Consideremos una estructura aporticada plana compuesta por "m" miembros estructurales unidos entre sí por "n" juntas llamadas "nodos", como se indica en la Figura 2.2a. El comportamiento del pórtico se caracterizará utilizando el marco general y la notación descrita en trabajos anteriores [6, 15, 12, 16, 17], en donde se emplea la mecánica de los medios continuos adaptada a la teoría de pórticos.

El movimiento del pórtico se representa mediante las variables de desplazamiento generalizado de los nodos. El desplazamiento generalizado del nodo es representado por el vector $\{X\}^y = \{u, v, \theta\}$ y se muestra en la Figura 2.2b, "t" indica que el vector es transpuesto. El desplazamiento del pórtico se obtiene al agrupar el desplazamiento de cada nodo de la estructura mediante el vector $\{U\}^t = \{X_1^t, X_2^t, \dots, X_n^t\}$. Al aislar un elemento del

pórtico, por ejemplo el elemento 3 de la Figura 2.2a, podemos representar el desplazamiento del elemento como $\{q\}_3^t = \{ \{x\}_i^t, \{x\}_j^t \}$ y las variables locales de cada elemento.

Las variables locales son las deformaciones generalizadas, esfuerzos generalizados y las variables internas. Las deformaciones generalizadas caracterizan el cambio de forma de cada elemento estructural que componen el pórtico, y es representado por el vector

$\{\phi\}^t = \{\phi_i, \phi_j, \delta\}$ (Figura 2.2c), donde los dos primeros términos representan las rotaciones totales del miembro con respecto a la cuerda en los extremos "i" y "j" respectivamente, y el último término representa el alargamiento total del miembro. Los esfuerzos generalizados caracterizan las fuerzas locales que actúan en cada miembro y es representada por el vector $\{M\}^t = \{m_i, m_j, n\}$, donde "m_i" y "m_j" son los momentos flectores en los extremos "i" y "j" del miembro respectivamente y n es la fuerza axial (ver Figura 2.2d).

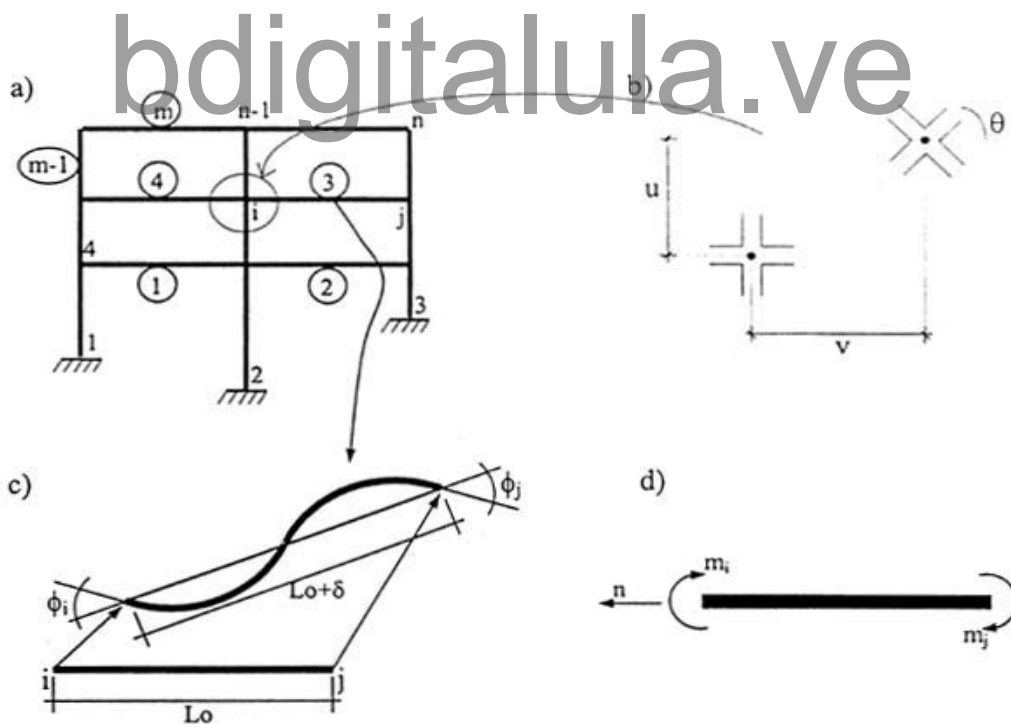


Figura 2.2. a) Pórtico Plano b) Desplazamientos Generalizados

c) Deformaciones Generalizadas d) Esfuerzos Generalizados

El comportamiento inelástico del pórtico es controlado por las variables internas incorporadas en el modelo. Estas variables internas son las deformaciones permanentes por la fluencia del refuerzo y los daños por el agrietamiento del concreto. El modelo de daño concentrado usa el modelo de disipación concentrada y el concepto de daño unilateral de la teoría de la mecánica de la fractura. El elemento finito se representa como el ensamblaje de una viga-columna elástica y dos rótulas inelásticas ("i" y "j") en los extremos del elemento, tal como se indica en la Figura 2.3. En las rótulas inelásticas concentramos todos los efectos inelásticos como las deformaciones permanentes por fluencia del refuerzo, la pérdida de rigidez y resistencia por el agrietamiento del concreto. El concepto de daño unilateral nos permite manejar dos grupos de variables de daño [17], una positiva

$\{D^+\} = \{d_i^+, d_j^+\}$ y otra negativa $\{D^-\} = \{d_i^-, d_j^-\}$. Estas variables de daños representan el nivel de agrietamiento del miembro por acciones positivas y negativas, como de ilustran en la Figura 2.4. Los valores que pueden tomar las variables de daños varían entre cero (material intacto y la conexión sería totalmente rígida) y uno (material totalmente agrietado y representaría una articulación).

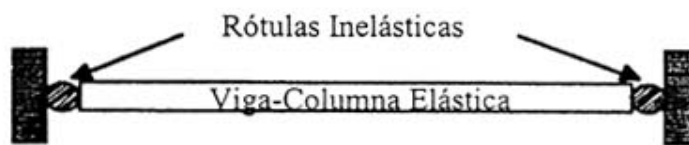


Figura 2.3. Modelo de disipación concentrada.

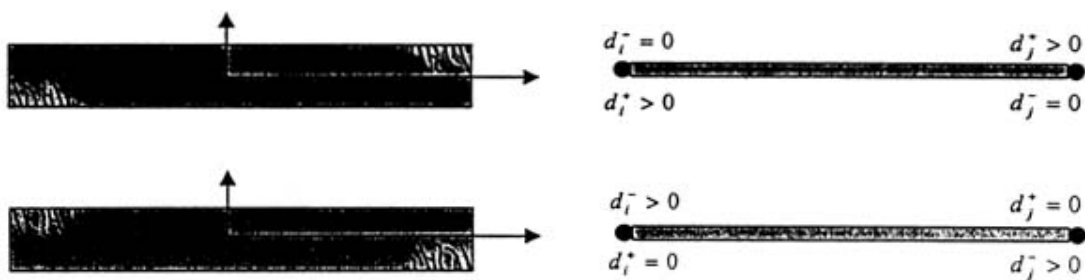


Figura 2.4. Interpretación de las variables de daños en cada rótula.

El vector de deformaciones permanentes es representado $\{\phi^p\}_i^t = \{\phi_i^p, \phi_i^p, O\}$, y hasta ahora, representa las rotaciones permanentes en las rótulas inelásticas extremas "i" y "j" del miembro por la fluencia del refuerzo en los elementos de concreto am1ado. El alargamiento permanente es ignorado para este tipo de material, esto no es un requerimiento del modelo, si no una manera de simplificarlo.

2.2.- Fuerzas internas generalizadas.

Las fuerzas internas generalizadas que actúan sobre el miembro en la configuración deformada, se agrupan en la matriz columna $\{Q\}^t = (Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6)$ según muestra la Figura 2.5. Los subíndices corresponden a los desplazamientos posibles de los nodos en los extremos del miembro.



Figura 2.5 Fuerzas internas de un miembro.

2.3.- Fuerzas externas.

Las fuerzas externas se consideran aplicadas en los nodos de la estructura y se representan mediante la matriz columna $\{P\}^t = (P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_6, \dots, P_{3n})$, en ella se incluyen las fuerzas actuantes aplicadas y las reacciones en los nodos con desplazamientos restringidos o apoyos de la estructura (ver Figura 2.6). El problema a resolver es la determinación de los desplazamientos generalizados de la estructura, y esto queda completamente definido y

resuelto con las ecuaciones de compatibilidad, equilibrio y las leyes de comportamiento, las cuales las estudiaremos mas adelante.

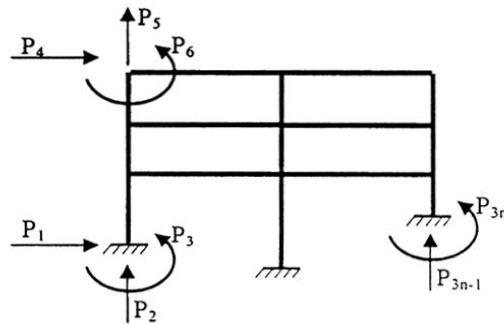


Figura 2.6 Fuerzas Externas.

2.4.- Ecuación cinemática, equilibrio y ley de comportamiento bajo acciones histeréticas sin considerar el estrangulamiento.

La ecuación cinemática (2.1) relaciona los desplazamientos generalizados con las deformaciones generalizadas a través de la matriz de transformación $[B(q)]$, la cual es expresada en función del desplazamiento para grandes desplazamientos o efecto P- Δ y es descrita en trabajos previos [6, 11]:

$$\{d\phi\} = [B(q)]\{dq\} \quad \text{donde} \quad (2.1)$$

$$[B(q)] = \begin{bmatrix} \frac{\text{Sen}\theta(q)}{L(q)} & -\frac{\text{Cos}\theta(q)}{L(q)} & 1 & \frac{\text{Sen}\theta(q)}{L(q)} & \frac{\text{Cos}\theta(q)}{L(q)} & 0 \\ \frac{\text{Sen}\theta(q)}{L(q)} & -\frac{\text{Cos}\theta(q)}{L(q)} & 0 & \frac{\text{Sen}\theta(q)}{L(q)} & \frac{\text{Cos}\theta(q)}{L(q)} & 1 \\ -\text{Cos}\theta(q) & -\text{Sen}\theta(q) & 0 & \text{Cos}\theta(q) & \text{Sen}\theta(q) & 0 \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

La ley de comportamiento está compuesta por la Ley de estado y las Leyes de evolución de las variables internas antes mencionadas $\{\phi^p\}$, $\{D^+\}$, $\{D^-\}$.

2.5.- Ecuaciones de Equilibrio

Se tienen definidas dos ecuaciones de equilibrio, una para el miembro (local) y otra para la estructura (global). La ecuación de equilibrio local relaciona el vector de esfuerzos generalizados (ver Figura 2.2d) con las fuerzas internas generalizadas del miembro (ver Figura 2.5). La relación geométrica entre estas dos variables permite escribir la siguiente expresión para cada miembro "b":

$$\{dQ\}_b = [B(q_b)]^t \{dM\}_b \quad (2.3)$$

donde $[B(q_b)]^t$ es la matriz geométrica transpuesta.

La segunda ecuación de equilibrio es la ecuación global. Dicha ecuación está basada en el teorema de las potencias virtuales donde los esfuerzos internos deben estar en equilibrio con las fuerzas externas. Este principio establece que: Al considerar un pórtico con "n" nodos y "m" miembros (Figura 2.1a) sujeto a velocidades infinitesimales virtuales $\{X^*\}$, la potencia virtual de las fuerzas externas P_e^* debe ser igual a la sumatoria de las potencias virtual es de las fuerzas inerciales P_a^* e internas P_i^* del pórtico. Obteniendo la expresión siguiente:

$$P_e^* = P_a^* + P_i^* \quad (2.4)$$

La potencia virtual de las fuerzas externas P de una estructura se define como la potencia desarrollada por las fuerzas externas $\{P\}$ sobre la velocidad virtual $\{X^*\}$, de la estructura. Esta expresión se representa de forma matemática como el producto entre el vector de velocidades nodales virtual es $\{X^*\}^t$, y el vector de las fuerzas externas aplicadas en los nodos $\{p\}$ (ver Figura 2.6):

$$P_e^* = \{ \dot{X}^* \}^t \{ P \} \quad (2.5)$$

El siguiente término, la potencia virtual de las fuerzas inerciales P_a^* de una estructura, se define como la potencia de las fuerzas de inercia $\{ I \}$ sobre la velocidad virtual $\{ X^* \}$, de la estructura. Se escribe como el producto entre el vector de las velocidades virtual es $\{ X^* \}^t$ y el vector de las fuerzas inerciales $\{ I \}$ de la estructura. Las fuerzas de inercia de la estructura se representa como:

$$\{ I \} = \sum_{b=1}^m [m_g]_b \{ \ddot{q}_b \} = [m] \{ \ddot{X} \} \quad (2.6)$$

donde, $[m_g]_b$ es la matriz de masas consistente de un miembro "b" y

$\{ \ddot{q}_b \} = \left\{ \frac{\partial^2 q_b}{\partial t^2} \right\}$ es la matriz de aceleración generalizada de un miembro. Al

realizar el ensamblaje de cada miembro que conforma la estructura, obtenemos la matriz de masas consistentes $[m]$ y la matriz de aceleraciones generalizadas $\{ \ddot{X} \}$ de la estructura. La ecuación de la potencia virtual de las fuerzas inerciales de la estructura se expresa:

$$P_a^* = \{ X^* \}^t \{ I \} = \{ X^* \}^t [m] \{ \ddot{X} \} \quad (2.7)$$

La potencia virtual de las fuerzas internas se define como la potencia desarrollada por los esfuerzos generalizados, sobre la velocidad de las deflexiones virtuales $\{ \phi^* \}$ generadas en la estructura. Escribiéndose de la siguiente forma:

$$P_i^* = \sum_{b=1}^m \{ \phi^* \}_b^t \{ M \}_b = \sum_{b=1}^m \{ \dot{q}^* \}_b^t [B(q_b)]^t \{ M \}_b = \{ \dot{X}^* \}^t \sum_{b=1}^m \{ Q \}_b \quad (2.8)$$

Al sustituir las expresiones (2.8), (2.7) y (2.5) en (2.4), obtenemos la ecuación global de equilibrio:

$$\begin{aligned} \{\dot{X}^*\}' \{P\} &= \{\dot{X}^*\}' \sum_{b=1}^m [m_g]_b \{\ddot{q}_b\} + \{\dot{X}^*\}' \sum_{b=1}^m \{Q\}_b \\ \{P\} &= \sum_{b=1}^m [m_g]_b \{\ddot{q}_b\} + \sum_{b=1}^m \{Q\}_b \end{aligned} \quad (2.9)$$

2.6.- Ley de estado

La ley de estado relaciona la historia de las deformaciones totales del elemento con la historia de los esfuerzos actuantes y será función de las variables internas. De acuerdo al modelo de disipación concentrada (Figura 2.3) y tomando en cuenta la hipótesis de descomposición aditiva de las deformaciones, podemos obtener la deformación total del elemento como la suma de las deformaciones elásticas de la viga-columna y las deformaciones inelásticas que se producen en las rótulas:

$$\{\phi\} = \{\phi^e\} + \{\phi^R\} \quad (2.10)$$

donde $\{\phi\}$ es el vector de las deformaciones generalizadas totales del elemento, $\{\phi^e\}$ es el vector de las deformaciones elásticas generalizadas de la viga-columna y $\{\phi^R\}$ son las deformaciones inelásticas generalizadas en las rótulas ubicadas en los extremos del elemento. En las deformaciones inelásticas generalizadas podemos concentrar las deformaciones permanentes $\{\phi^p\}$ debido a la fluencia del acero y las deformaciones por daño $\{\phi^d\}$ por el agrietamiento del concreto. Por lo tanto, las deformaciones totales generalizadas quedan definidas de la siguiente manera:

$$\{\phi\} = \{\phi^e\} + \{\phi^R\} = \{\phi^e\} + \{\phi^p\} + \{\phi^d\} \quad (2.11)$$

entonces,

$$\{\phi\} - \{\phi^p\} = \{\phi^e\} + \{\phi^d\} \quad (2.12)$$

El comportamiento de la viga-columna elástica relaciona la historia de las deformaciones elásticas con la historia de los esfuerzos generalizados a través de la matriz de flexibilidad, como se encuentra en los textos de Análisis Estructural.

$$\{\phi^e\} = [F_0]\{M\} \quad \text{donde} \quad [F_0] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI} & -\frac{L}{6EI} & 0 \\ -\frac{L}{6EI} & \frac{L}{3EI} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{AE} \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

siendo "L" la longitud del miembro, "E" el módulo de elasticidad del material e "I" la inercia de la sección intacta.

El comportamiento de una rótula dañada es definido por la siguiente expresión [17]:

$$\{\phi^d\} = [C(D)]\{M\} \quad \text{donde} \quad [C(D)] = \begin{bmatrix} \frac{d_1 F_{11}^0}{(1-d_1)} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{d_2 F_{22}^0}{(1-d_2)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

donde F_{11}^0 , F_{22}^0 son los términos de la diagonal principal de la matriz de flexibilidad de un miembro elástico.

Bajo cargas histeréticas el sentido de los esfuerzos generalizados cambian de positivo a negativo y viceversa. Al tener estos cambios y querer simular el agrietamiento del concreto es preciso usar el concepto de daño unilateral de la mecánica de la fractura. El daño unilateral indica que los esfuerzos generalizados positivos $(\{M\})_+$ originan solo grietas en

una cara del elemento (positivas), cuando los esfuerzos generalizados cambian a sentido negativo $\langle \{M\} \rangle_-$ las grietas que se generan son en la cara opuesta (negativas) mientras que las grietas positivas se cierran sin desaparecer el daño generado. El símbolo $\langle X \rangle_+$ indica que el término o vector X solo puede tomar valores positivos, de lo contrario es cero. Del mismo modo se interpreta cuando tiene signo negativo.

$$\langle X \rangle_+ = \begin{cases} X & \text{si } X \geq 0 \\ 0 & \text{si } X < 0 \end{cases} \quad \langle X \rangle_- = \begin{cases} X & \text{si } X \leq 0 \\ 0 & \text{si } X > 0 \end{cases} \quad (2.15)$$

Al sustituir en la ecuación (2.12) el comportamiento elástico de la viga-columna (2.13), el comportamiento inelástico por daño en las rótulas (2.14) y utilizar el concepto de daño unilateral de la mecánica de la fractura para realizar análisis bajo cargas histeréticas es posible definir la ley de estado de un elemento con comportamiento elasto-plástico degradable bajo cargas histeréticas [17]:

$$\{\phi - \phi^p\} = [F^0] \langle \{M\} \rangle_+ + [F^0] \langle \{M\} \rangle_- + [C(D^+)] \langle \{M\} \rangle_+ + [C(D^-)] \langle \{M\} \rangle_- \quad (2.16)$$

$$\{\phi - \phi^p\} = [[F^0] + [C(D^+)]] \langle \{M\} \rangle_+ + [[F^0] + [C(D^-)]] \langle \{M\} \rangle_- \quad (2.17)$$

$$\{\phi - \phi^p\} = [F^0(D^+)] \langle \{M\} \rangle_+ + [F^0(D^-)] \langle \{M\} \rangle_- \quad (2.18)$$

donde $[F^0(D^+)]$ y $[F^0(D^-)]$ son las matrices de flexibilidad de un elemento elastoplástico degradable bajo acciones positivas y negativas respectivamente.

$$\begin{aligned}
[F^o(D^+)] &= [[F_o] + [C(D^+)]] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI(1-d_i^+)} & -\frac{L}{6EI} & 0 \\ -\frac{L}{6EI} & \frac{L}{3EI(1-d_j^+)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{EA} \end{bmatrix} \\
[F^o(D^-)] &= [[F_o] + [C(D^-)]] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI(1-d_i^-)} & -\frac{L}{6EI} & 0 \\ -\frac{L}{6EI} & \frac{L}{3EI(1-d_j^-)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{EA} \end{bmatrix}
\end{aligned} \tag{2.19}$$

Se puede observar que cuando las variables de daños (positivas y negativas) son nulas no existe incremento de flexibilidad, mientras que cuando tienden a uno la flexibilidad tiende a ser infinita. De esta forma, podemos representar la degradación de rigidez por el agrietamiento del concreto.

La energía de deformación complementaria para un elemento elasto-plástico degradable definida por la teoría de los medios continuos bajo cargas histeréticas puede escribirse [17]:

$$W = \frac{1}{2} \langle \{M\}_+ \rangle^T [F^o(D^+)] \langle \{M\}_+ \rangle + \frac{1}{2} \langle \{M\}_- \rangle^T [F^o(D^-)] \langle \{M\}_- \rangle \tag{2.20}$$

Por definición de la teoría de los medios continuos, la ley de estado [12] también se puede obtener a partir de la energía de deformación complementaria de la siguiente manera:

$$\langle \{\phi^e\} \rangle = \langle \{\phi - \phi^p\} \rangle = \frac{\partial W}{\partial M} = [F^o(D^+)] \langle \{M\} \rangle_+ + [F^o(D^-)] \langle \{M\} \rangle_- \tag{2.21}$$

2.7.- Leyes de evolución de las variables internas

Las variables internas introducidas al modelo (daños y deformaciones plásticas), demandan nuevas ecuaciones, las cuales son llamadas Leyes de Evolución de las variables internas, y así definimos por completo la Ley de

Comportamiento de un elemento elasto-plástico degradable. Las leyes de evolución de las variables internas serán descritas a continuación.

2.7.1.- Ley de evolución de las variables de daños

Mediante la teoría de la mecánica de la fractura, podemos determinar la tasa de disipación de energía [17] para las rótulas dañadas "i" y "j", bajo acciones histeréticas se puede escribir de manera matricial de la forma siguiente:

$$\{G^+\} = \left\{ \frac{\partial W}{\partial d^+} \right\} = \begin{Bmatrix} \frac{F_{11}^0 \langle M_i \rangle_+^2}{2(1-d_i^+)^2} \\ \frac{F_{22}^0 \langle M_j \rangle_+^2}{2(1-d_j^+)^2} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \{G^-\} = \left\{ \frac{\partial W}{\partial d^-} \right\} = \begin{Bmatrix} \frac{F_{11}^0 \langle M_i \rangle_-^2}{2(1-d_i^-)^2} \\ \frac{F_{22}^0 \langle M_j \rangle_-^2}{2(1-d_j^-)^2} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

donde $\{G^+\}$ y $\{G^-\}$ representan los vectores de las tasas de disipación de energía o las fuerzas conductoras de las grietas positivas y negativas en cada rótula dañada, respectivamente.

El criterio de Griffith puede ser utilizado para representar la evolución de las grietas del concreto en las rótulas "i" y "j" bajo acciones histeréticas, tal como especifica la teoría convencional de la mecánica de la fractura:

$$\begin{cases} \dot{d}_i^+ > 0 & \text{si } G_i^+ = R(d_i^+) \wedge \dot{G}_i^+ = \dot{R}(d_i^+) \\ \dot{d}_i^+ = 0 & \text{si } G_i^+ < R(d_i^+) \wedge \dot{G}_i^+ < \dot{R}(d_i^+) \end{cases} \quad \begin{cases} \dot{d}_i^- > 0 & \text{si } G_i^- = R(d_i^-) \wedge \dot{G}_i^- = \dot{R}(d_i^-) \\ \dot{d}_i^- = 0 & \text{si } G_i^- < R(d_i^-) \wedge \dot{G}_i^- < \dot{R}(d_i^-) \end{cases} \quad (2.23)$$

$$\begin{cases} \dot{d}_j^+ > 0 & \text{si } G_j^+ = R(d_j^+) \wedge \dot{G}_j^+ = \dot{R}(d_j^+) \\ \dot{d}_j^+ = 0 & \text{si } G_j^+ < R(d_j^+) \wedge \dot{G}_j^+ < \dot{R}(d_j^+) \end{cases} \quad \begin{cases} \dot{d}_j^- > 0 & \text{si } G_j^- = R(d_j^-) \wedge \dot{G}_j^- = \dot{R}(d_j^-) \\ \dot{d}_j^- = 0 & \text{si } G_j^- < R(d_j^-) \wedge \dot{G}_j^- < \dot{R}(d_j^-) \end{cases}$$

Estas expresiones establecen que habrá un incremento del daño en la rótula bajo acciones positivas o negativas siempre y cuando la tasa de disipación de energía alcance la resistencia al agrietamiento del concreto $R(d)$ en la rótula "i"

y "j". La resistencia al agrietamiento de una rótula dañada de concreto armado depende del nivel de agrietamiento de la rótula y su expresión fue determinada experimentalmente por Cipollina et al. [16], como también Perdomo et al. [5]. Se muestran las expresiones de la resistencia al agrietamiento "R (d)" para cada rótula y sentido de carga:

$$\begin{aligned}
 R(d_i^+) &= Gcr_i^+ + q_i^+ \frac{\ln(1-d_i^+)}{(1-d_i^+)} & R(d_i^-) &= Gcr_i^- + q_i^- \frac{\ln(1-d_i^-)}{(1-d_i^-)} \\
 R(d_j^+) &= Gcr_j^+ + q_j^+ \frac{\ln(1-d_j^+)}{(1-d_j^+)} & R(d_j^-) &= Gcr_j^- + q_j^- \frac{\ln(1-d_j^-)}{(1-d_j^-)}
 \end{aligned}
 \tag{2.24}$$

donde Gcr_i^+ , Gcr_i^- , Gcr_j^+ , Gcr_j^- , q_i^+ , q_i^- , q_j^+ , q_j^- son parámetros que caracterizan al miembro en el modelo.

El criterio de Griffith tiene el inconveniente de no poder representar el efecto de fatiga de bajo ciclaje. Esto es debido a que en ensayos cíclicos cuando se alcanza el mismo desplazamiento máximo y los esfuerzos son cercanos al esfuerzo último, el valor máximo de la tasa de disipación de energía es alcanzado durante el primer ciclo y no aumenta en los ciclos subsiguientes. En consecuencia, según la ley de evolución del daño usada hasta ahora, el valor de la variable de daño correspondiente no aumentaría después de terminado el primer ciclo. Esto está en contradicción con las observaciones experimentales. Puglisi y Flórez López [22] y Thomson et al. [15] proponen un criterio de Griffith generalizado basado en conceptos de la Mecánica de la Fractura e implementado por Picón [19] para poder representar el efecto de fatiga de bajo ciclaje bajo acciones histeréticas. La nueva ley de evolución del daño en las rótulas inelásticas incluye el criterio de Griffith como un caso particular.

Puglisi y Flórez-López [22] presentó algunos lineamientos para tomar en cuenta la fatiga de bajo ciclaje basándose en el modelo anterior. Estos lineamientos supone que:

- a) No se necesitan nuevas variables internas para describir la fatiga de bajo ciclaje.
- b) El comportamiento plástico se puede representar por la misma ley de evolución y función de fluencia que en el modelo anterior.
- c) El incremento del daño es nulo durante las descargas elásticas.
- d) El incremento del daño puede ocurrir durante las fases de carga aún cuando el valor del desplazamiento máximo se halla alcanzado en el primer ciclo de carga.

La ley de evolución del daño debe modificarse para tomar en cuenta las suposiciones c y d, pero debe dar los mismos resultados que el modelo anterior en el caso de carga monotónica. Esto se puede lograr siguiendo el procedimiento propuesto por Flórez-López [12].

Se presenta la ley de evolución del daño generalizada (Criterio de Griffith Generalizado) en cada rótula "i" y "j" del miembro bajo acciones histeréticas:

$$\begin{cases} \dot{d}_i^+ = \frac{(G_i^+)^{n_i}}{[R(d_i^+)]^{n_i}} \frac{\partial R_i^+}{\partial d_i^+} \langle \dot{G}_i^+ \rangle & \text{si } G_i^+ \geq G_{cr_i^+} \\ \dot{d}_i^+ = 0 & \text{si } G_i^+ < G_{cr_i^+} \end{cases} \quad \begin{cases} \dot{d}_i^- = \frac{(G_i^-)^{n_i}}{[R(d_i^-)]^{n_i}} \frac{\partial R_i^-}{\partial d_i^-} \langle \dot{G}_i^- \rangle & \text{si } G_i^- \geq G_{cr_i^-} \\ \dot{d}_i^- = 0 & \text{si } G_i^- < G_{cr_i^-} \end{cases} \quad (2.25)$$

$$\begin{cases} \dot{d}_j^+ = \frac{(G_j^+)^{n_j}}{[R(d_j^+)]^{n_j}} \frac{\partial R_j^+}{\partial d_j^+} \langle \dot{G}_j^+ \rangle & \text{si } G_j^+ \geq G_{cr_j^+} \\ \dot{d}_j^+ = 0 & \text{si } G_j^+ < G_{cr_j^+} \end{cases} \quad \begin{cases} \dot{d}_j^- = \frac{(G_j^-)^{n_j}}{[R(d_j^-)]^{n_j}} \frac{\partial R_j^-}{\partial d_j^-} \langle \dot{G}_j^- \rangle & \text{si } G_j^- \geq G_{cr_j^-} \\ \dot{d}_j^- = 0 & \text{si } G_j^- < G_{cr_j^-} \end{cases}$$

Donde $G_i^+, G_i^-, G_j^+, G_j^-$ son las tasas de disipación de energía en cada rótula inelástica y sentido del esfuerzo, los cuales se pueden determinar mediante la ecuación (2.22). $R(d_i^+), R(d_i^-), R(d_j^+)$ y $R(d_j^-)$ son las resistencias al agrietamiento que tienen los miembros en cada rótula inelástica (ecuación 24). $\langle G_i^+ \rangle, \langle G_i^- \rangle, \langle G_j^+ \rangle, \langle G_j^- \rangle$ son los incrementos de la tasa de disipación de energía, las cuales deben ser siempre positiva de lo contrario este incremento

de la tasa de disipación de energía y de la variable daño será nulo. $Gcr_i^+, Gcr_i^-, Gcr_j^+, Gcr_j^-, q_i^+, q_i^-, q_j^+, q_j^-$ son parámetros que caracterizan al miembro [5, 19]. Existen nuevos parámetros en la nueva ley de evolución de las variables de daños, ecuación (2.25), $z_i^+, z_i^-, z_j^+, z_j^-$ los cuales representan la velocidad en que se degrada la resistencia cuando se encuentra muy cercano al esfuerzo último del elemento. Estas últimas variables pueden variar entre 0 y $+\infty$.

Las ecuaciones mostradas en (2.25), pueden representar la misma evolución de las variables de daños que representa el criterio de Griffith bajo cargas monotónicas, para cualquier valor de z . El criterio de Griffith se puede escribir de la siguiente manera para cada rótula y sentido de carga:

$$\begin{aligned}
 \dot{d}_i^+ > 0 \quad \text{si} \quad G(d_i^+) = R(d_i^+) \quad \vee \quad \frac{(G(d_i^+))^{z_i^+ + 1}}{z_i^+ + 1} &= \frac{(R(d_i^+))^{z_i^+ + 1}}{z_i^+ + 1} \\
 \dot{d}_i^- > 0 \quad \text{si} \quad G(d_i^-) = R(d_i^-) \quad \vee \quad \frac{(G(d_i^-))^{z_i^- + 1}}{z_i^- + 1} &= \frac{(R(d_i^-))^{z_i^- + 1}}{z_i^- + 1} \\
 \dot{d}_j^+ > 0 \quad \text{si} \quad G(d_j^+) = R(d_j^+) \quad \vee \quad \frac{(G(d_j^+))^{z_j^+ + 1}}{z_j^+ + 1} &= \frac{(R(d_j^+))^{z_j^+ + 1}}{z_j^+ + 1} \\
 \dot{d}_j^- > 0 \quad \text{si} \quad G(d_j^-) = R(d_j^-) \quad \vee \quad \frac{(G(d_j^-))^{z_j^- + 1}}{z_j^- + 1} &= \frac{(R(d_j^-))^{z_j^- + 1}}{z_j^- + 1}
 \end{aligned} \tag{2.26}$$

Al derivar con respecto al tiempo cada una de las expresiones presentadas en (2.26) se obtienen cada una de las expresiones presentadas en (2.25).

La variabilidad de los nuevos parámetros $z_i^+, z_i^-, z_j^+, z_j^-$ se explican a continuación. Tomaremos el caso de la rótula "i" y sentido de carga positiva " z_i^+ " y lo llamaremos " z ", para describir la manera de calcular cada uno de

estos parámetros en cada rótula y sentido de carga. Su manera de cálculo es similar para cada rótula bajo cargas histeréticas.

Se propone que el parámetro "z" sea variable a lo largo del análisis y dependiente de las características de la estructura. Según resultados obtenidos, este parámetro "z" toma valores inversamente al daño causado por la fatiga de bajo ciclaje. Esto se puede observar en la Figura 2.7, en la cual se muestran varias simulaciones de un mismo elemento en voladizo sometido a desplazamientos histeréticos: tomando el valor de "z" constante durante todo el análisis. En la figura 2.7 (a) el valor de "z" es igual a 60 durante todo el análisis, se puede notar que en comparación con la simulación hecha cuando "z" toma el valor de 30, Figura 2.7(b), el daño generado por fatiga de bajo ciclaje no presentó gran diferencia. Mientras que las Figuras 2.7(c) y 2.7(d), corresponden a las simulaciones del mismo elemento, tomando valores igual a 2.5 y 0.10 respectivamente, en ellas si se observa gran deterioro de resistencia o aumento del daño causado por la fatiga de bajo ciclaje.

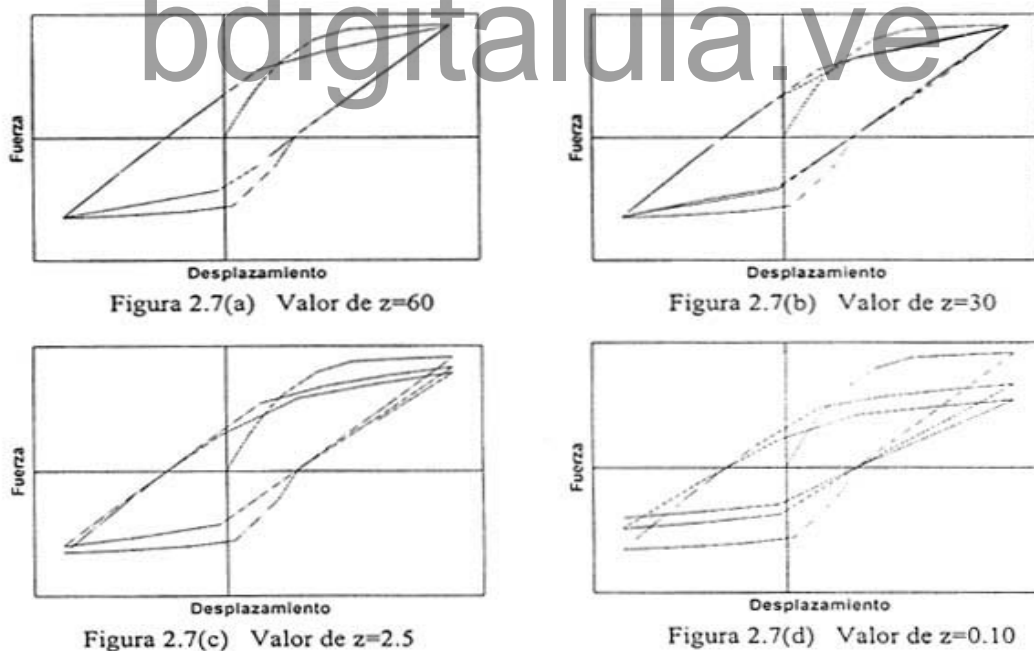


Figura 2.7. Simulaciones con diferentes valores de "z" constantes durante el análisis.

Debido a que este parámetro se considera variable a lo largo del análisis de la estructura, se propone una función cuadrática en función del daño para que varíe el nuevo parámetro "z" a lo largo del análisis. De acuerdo a los resultados

obtenidos de las simulaciones hechas y mostradas en la Figura 2.7 se tomaron las siguientes condiciones de borde:

1. Si $d = 0$ entonces $z = 30$.
2. Si $d = d_u$ entonces $z = 2.50$
3. Si $d = 1$ entonces $z = 0$.

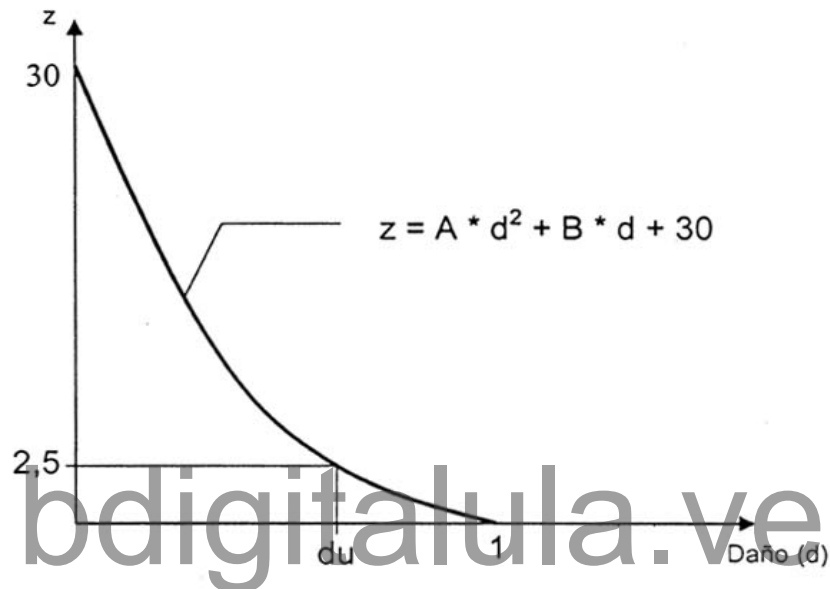


Figura 2.8 Variabilidad de "z" en función del daño.

Las dos primeras condiciones de borde se tomaron de acuerdo a los resultados obtenidos de las simulaciones presentadas en la Figura 2.7. Donde se pudo notar que, cuando el valor de "z" es mayor que 30 los daños originados por la fatiga son nulos. Ahora bién, cuando el daño alcanza el valor de "du" el parámetro "z" toma un valor promedio de 2.50. La tercera condición, se supone que cuando "z" es igual a cero el daño por fatiga de bajo ciclaje es máximo, por lo tanto el daño es igual a uno.

Al proponer la variabilidad de "z" en función del daño actual de la estructura, de forma cuadrática y tomando las tres condiciones de borde antes mencionadas, se obtiene la siguiente expresión:

$$z = A * d^2 + B * d + 30 \quad (2.26)$$

donde,

$$\begin{aligned} A &= \frac{2.5 + 30(du-1)}{du(du-1)} & (a) \\ B &= -A - 30 & (b) \end{aligned} \quad (2.27)$$

De esta manera, se determina el nuevo parámetro "z", con un comportamiento parabólico, en función del daño actual de la estructura. Ahora no solo depende del daño actual, también depende del parámetro "du", el cual es determinado de forma indirecta por el modelo [5] y dependerá de las propiedades de la estructura y también del nivel de carga axial que presenta cada miembro de la estructura. Siguiendo el mismo procedimiento en cada rótula y sentido de carga se puede determinar los restantes parámetros, $z_i^+, z_i^-, z_j^+, z_j^-$ que intervienen en la ley de evolución del daño usando el criterio de Griffith generalizado.

2.7.2.- Ley de evolución de las deformaciones plásticas

La ley de evolución de las deformaciones plásticas en cada rótula plástica dañada ("i", "j") se presentan de la siguiente manera:

$$\begin{cases} \dot{\phi}_i^p > 0 & \text{si } f_i^y = 0 \wedge \dot{f}_i^y = 0 \\ \dot{\phi}_i^p = 0 & \text{si } f_i^y < 0 \vee \dot{f}_i^y < 0 \end{cases} \quad \begin{cases} \dot{\phi}_j^p > 0 & \text{si } f_j^y = 0 \wedge \dot{f}_j^y = 0 \\ \dot{\phi}_j^p = 0 & \text{si } f_j^y < 0 \vee \dot{f}_j^y < 0 \end{cases} \quad (2.26)$$

donde f_i^y, \dot{f}_i^y , son las funciones de fluencia con endurecimiento cinemático de las rótulas plásticas degradable "i" y "j" respectivamente. Estas funciones de fluencia representan el comportamiento plástico de los elementos de concreto armado por la fluencia del refuerzo y se obtienen mediante los conceptos de "Momento Efectivo en las rótulas plásticas" [20]. Este concepto es similar al concepto de Esfuerzo Efectivo que maneja la Mecánica de sólidos y del daño continuo. La hipótesis de momento efectivo establece que el comportamiento

de una rótula plástica dañada es el mismo de una rótula intacta si se sustituye el momento por el momento efectivo. También se usa el concepto de daño unilateral [17] debido a las acciones histeréticas. Así que podemos escribir las funciones de fluencia de las dos rótulas como sigue:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i^{y+} = \frac{m_i}{(1-d_i^+)} - c_i^+ \phi_i^p - M_i^{y+} \leq 0 \\ f_i^{y-} = -\frac{m_i}{(1-d_i^-)} + c_i^- \phi_i^p - M_i^{y-} \leq 0 \end{array} \right. \quad f_i^y = \text{Max}(f_i^{y+}, f_i^{y-})$$

donde

$$\left\{ \begin{array}{l} f_j^{y+} = \frac{m_j}{(1-d_j^+)} - c_j^+ \phi_j^p - M_j^{y+} \leq 0 \\ f_j^{y-} = -\frac{m_j}{(1-d_j^-)} + c_j^- \phi_j^p - M_j^{y-} \leq 0 \end{array} \right. \quad f_j^y = \text{Max}(f_j^{y+}, f_j^{y-})$$

(2.27)

donde $c_i^+, c_i^-, c_j^+, c_j^-, M_i^{y+}, M_i^{y-}, M_j^{y+}, M_j^{y-}$ son parámetros del modelo [19, 5].

La ley de comportamiento (2.21, 2.27) describe una envolvente bi-lineal en las curvas Fuerzas-Desplazamiento o Momento-Rotación si las variables de daños permanecen constantes. En caso contrario, la envolvente representa un endurecimiento del material después del esfuerzo cedente hasta llegar al esfuerzo último, luego comienza una fase de ablandamiento tal como se puede observar en la Figura 2.9, donde solo está representado la envolvente bajo acciones positivas. Los parámetros del modelo son función de las curvas de interacción de los momentos de agrietamiento, plásticos, últimos, la curvatura plástica última de la sección transversal de los miembros [5]. Por lo tanto, estos parámetros también dependen del nivel de carga axial que soporta cada elemento en el instante del análisis.

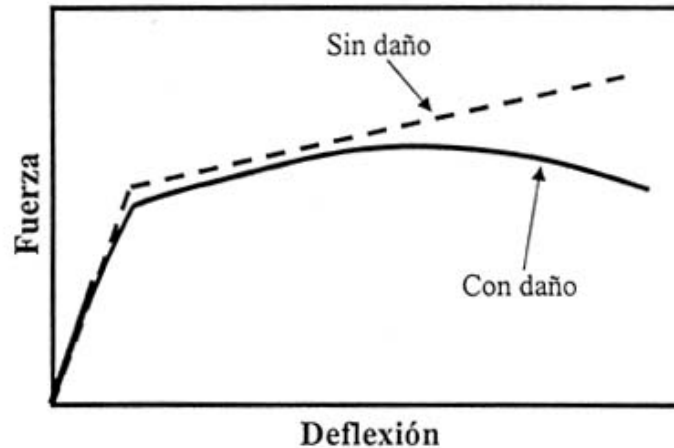


Figura 2.9. Comportamiento de una rótula plástica con y sin daño bajo acciones positivas

El procedimiento para determinar todos los parámetros que caracterizan al miembro, utilizados en el modelo de daño concentrado sin deslizamiento, es descrito por Perdomo et al. [5]. Cabe destacar que todos estos parámetros dependen de las calidades de los materiales (acero y concreto) y las propiedades del miembro en función de la carga axial.

2.8.- Modelo histerético con estrangulamiento

El estrangulamiento en las gráficas de comportamiento histerético de los elementos de concreto armado, está relacionado principalmente por la pérdida de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto. Dicho fenómeno es más notable en las juntas interiores de viga plana-columna, donde el refuerzo de la viga plana en la junta en su mayoría pasa fuera del núcleo confinado, y existe una menor resistencia de adherencia entre los dos materiales en la zona que rodea a la columna.

El modelo de disipación concentrada presentado hasta ahora no incluye el efecto de estrangulamiento en los lazos histeréticos carga-desplazamiento o momento-rotación. Dicho modelo es ampliado para poder tomar en cuenta el efecto antes mencionado en juntas vigas planas-columnas. El nuevo concepto introducido en el modelo es la teoría de plasticidad por fricción. La ampliación del modelo consiste en modificar la ley de evolución de las deformaciones

plásticas introduciendo el nuevo concepto antes mencionado. De esta manera el modelo permite simular el estrangulamiento en las gráficas histeréticas carga-desplazamiento debido al deslizamiento entre los dos materiales. Esta pérdida de adherencia entre los dos materiales también genera un aumento de las deformaciones plásticas como la fluencia del acero que fue descrita anteriormente. La combinación de estos dos fenómenos se estudiará mas adelante.

2.8.1.- Teoría de plasticidad por fricción

La teoría de plasticidad por fricción obedece a la ley de fricción de Coulomb. Considerando una superficie de contacto entre dos cuerpos como se muestra en la Figura 2.1 0a. Los esfuerzos normales y de corte que se generan en la superficie de contacto son " σ " y " τ " respectivamente. Si el comportamiento en la superficie se caracteriza por el criterio de fricción de Coulomb, el desplazamiento horizontal relativo " h " entre los cuerpos obedece a la siguiente ley de evolución:

$$\begin{cases} \dot{h} > 0 & \text{si } |\tau| = \tau_s(\sigma) \\ \dot{h} = 0 & \text{si } |\tau| < \tau_s(\sigma) \end{cases} \quad (2.28)$$

donde el término " τ_s " es la resistencia al deslizamiento que depende del esfuerzo normal. La Figura 2.10b representa el dominio de la zona anti-deslizante, suponiendo una resistencia arbitraria. Se puede notar que el deslizamiento ocurre cuando el esfuerzo cortante alcanza el valor de la resistencia al deslizamiento. La resistencia al deslizamiento último no es constante y depende del esfuerzo normal. Para valores altos de esfuerzos normales a compresión se obtienen valores altos de la resistencia al deslizamiento. Una explicación general del comportamiento de la superficie de contacto entre dos cuerpos rígidos se puede ver en los libros de textos de plasticidad [21].

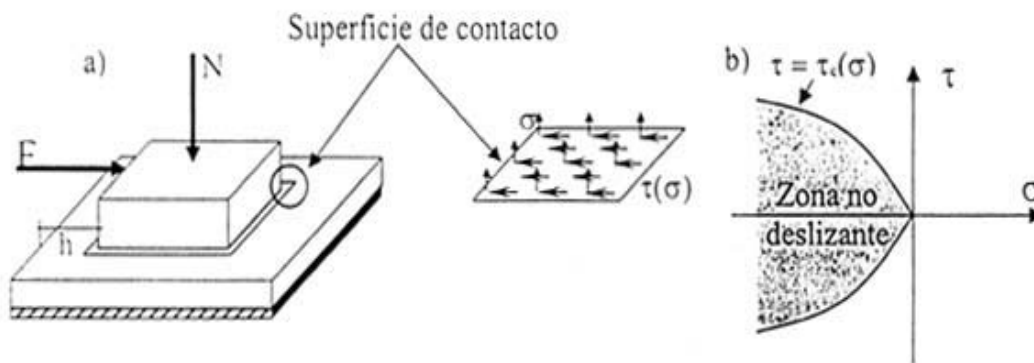


Figura 2.10. a) Superficie de contacto entre dos cuerpos b) Dominio Elástico de la zona anti-deslizante.

2.8.2.- Función de deslizamiento de las rótulas inelásticas con daño bajo acciones histeréticas.

El proceso de deslizamiento del refuerzo se puede explicar en términos de la plasticidad de la fricción de Coulomb. Para ilustrar el proceso deslizante consideraremos el caso de una conexión viga plana-columna, en la cual, la pérdida de adherencia entre el concreto y el refuerzo puede ser un problema importante. Las vigas planas son elementos más anchos que las columnas que las soportan, donde gran parte del refuerzo de la viga pasa por fuera del núcleo de la columna y por lo tanto, no está tan bien confinada como está el refuerzo que pasa a través del núcleo. De esta manera el esfuerzo normal que se genera en la superficie de contacto entre los dos materiales es muy bajo y así la resistencia al deslizamiento. Permitiendo que los esfuerzos actuantes superen la resistencia al deslizamiento y presente el estrangulamiento en las curvas histeréticas fuerza-desplazamiento o momento-rotación,

Para modelar este fenómeno, la hipótesis del modelo de disipación concentrada será usada de nuevo. Analizando una junta viga plana-columna interna como la Figura 2.11, se debe identificar la zona donde físicamente ocurre el deslizamiento (zona deslizante real) y la zona donde el modelo de disipación concentrada simula el deslizamiento (rótula deslizante). En este tipo de junta, ocurre de manera severa el estrangulamiento en las curvas

histeréticas carga-desplazamiento o momento-rotación, debido a la pérdida de adherencia o el deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto de la viga plana. La "zona deslizante real", donde se produce físicamente el deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto de la viga, está identificada en la región que pasa por fuera del núcleo y en la profundidad de la columna. El deslizamiento ocurre en esta zona porque el acero de refuerzo de la viga que no pasa por el núcleo de la columna no está tan bien confinado como el acero que pasa por el núcleo. Así que en la zona deslizante real, el esfuerzo normal en la superficie de contacto entre los dos materiales es bajo y por lo tanto, también lo es el esfuerzo resistente al deslizamiento. Por otro lado, la "rótula deslizante" está ubicada en los extremos de los elementos de viga que concurren al nodo, como lo simula el modelo de disipación concentrada (Figura 2.3 y 2.11 b). Una rótula deslizante genera rotaciones plásticas debido al deslizamiento en vez de la fluencia del refuerzo. A fin de simplificar el modelo, las rótulas deslizantes son simuladas solamente en las vigas, así que las vigas pueden reflejar deformaciones plásticas por fluencia o deslizamiento del acero de refuerzo. Mientras que las columnas reflejaran deformaciones plásticas solo por fluencia del acero de refuerzo.

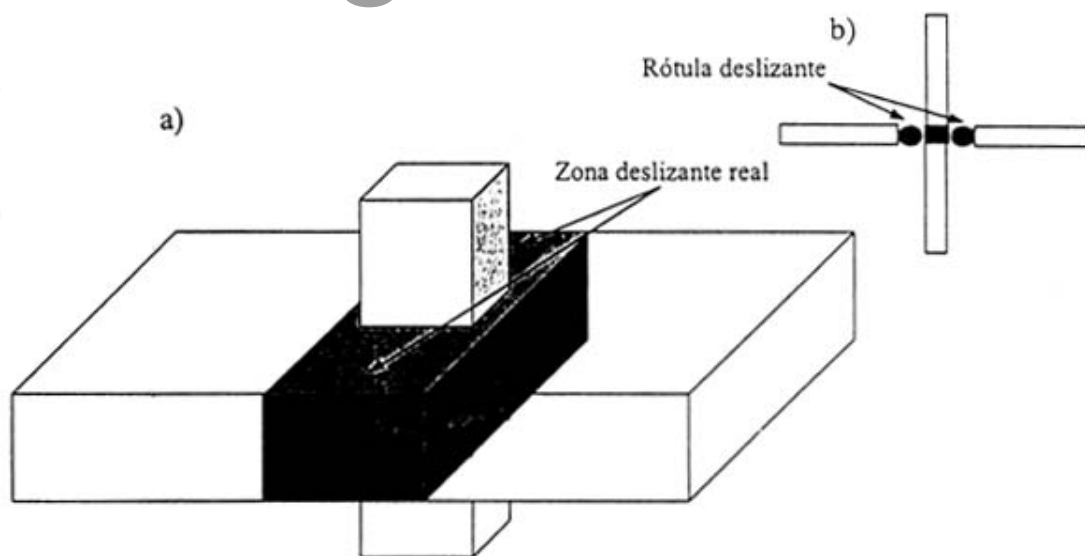


Figura 2.11. a) Junta viga plana-columna. b) Simulación de la junta con rótulas deslizantes.

En Hatamoto et. al. [3] se muestra los patrones de grietas internas que se generan dentro y fuera del núcleo de la junta viga plana-columna (Figura 2.12).

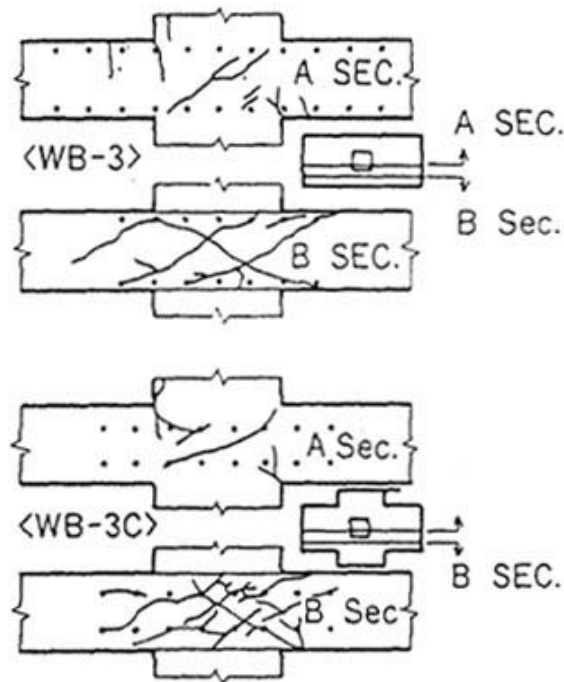


Figura 2.12. Patrón de grietas internas en una junta de viga plana-columna, tomada de Hatamoto et. al. [3]

El agrietamiento mayor y más extendido se observa en las porciones de la viga que se encuentran por fuera del núcleo de la junta. Esto sugiere que los esfuerzos de adherencia que se generan en la superficie de contacto, entre las barras de acero de refuerzo de las vigas y el concreto, en las porciones de la viga que están fuera del núcleo de la junta superan los esfuerzos resistentes de adherencia entre los dos materiales en dicha zona.

La Figura 2.13 muestra una conexión interior viga plana-columna. En este caso, cuando la junta es sometida a fuerzas laterales simulando acciones sísmicas y carga axial en la columna muy baja o nula, el refuerzo inferior de la viga plana está sujeto a tracciones en el lado derecho y a compresión en el lado izquierdo. En esta situación, para valores bajos de momento a flexión en la viga, los esfuerzos normales en la superficie de contacto entre el concreto y el acero de refuerzo en la región de la rótula plástica de la viga son muy bajos, y

por lo tanto la resistencia al deslizamiento son bajas. Adicionalmente, los estribos de la viga aún no están contribuyendo al confinamiento del concreto debido a las pequeñas deformaciones volumétricas en el concreto. Así que, pequeñas fuerzas a tracción pueden producir deslizamiento del refuerzo. Para valores altos de momento, los estribos de la viga comienzan a confinar el concreto alrededor de los aceros de refuerzos. En este otro caso, los esfuerzos a compresión en la superficie de contacto entre estos dos materiales aumentan rápidamente. La resistencia al deslizamiento crece más rápido que la fuerza a tracción sobre el acero de refuerzo y eventualmente el deslizamiento se detiene.

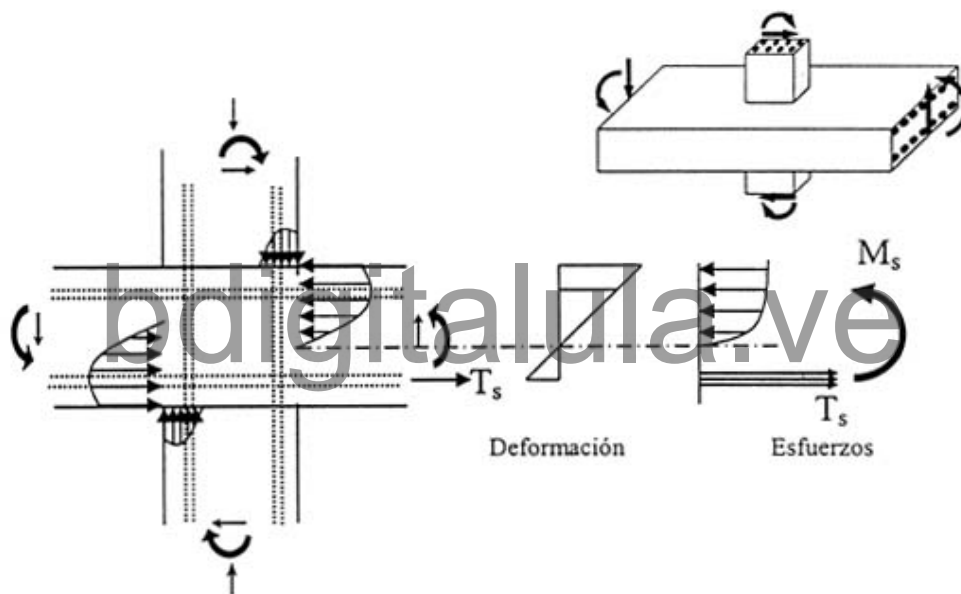


Figura 2.13. Distribución de esfuerzo y deformación en la sección transversal de una viga plana con deslizamiento del refuerzo en la junta

Una generalización del concepto de plasticidad de fricción de Coulomb, se puede usar para describir el comportamiento de las rótulas inelásticas degradables con deslizamiento bajo acciones histeréticas. El agrietamiento del concreto produce una reducción de la resistencia al deslizamiento en la región de la rótula plástica o un aumento del esfuerzo efectivo [17]. El comportamiento de las rótulas deslizantes con daño se puede describir mediante el uso de los conceptos de plasticidad de fricción de Coulomb, momento efectivo y la

hipótesis de daño unilateral. Por lo tanto, las funciones de deslizamiento de las rótulas inelásticas "i" y "j" f_i^s, f_j^s , con agrietamiento bajo acciones histeréticas se pueden escribir:

$$\begin{aligned}
 f_i^s &= |\bar{m}_i| - k_i^s & f_j^s &= |\bar{m}_j| - k_j^s \\
 \begin{cases} \dot{\phi}_i^p = 0 & \text{si } f_i^s < 0 \vee \dot{f}_i^s < 0 \\ \dot{\phi}_i^p > 0 & \text{si } f_i^s = 0 \wedge \dot{f}_i^s = 0 \end{cases} & \begin{cases} \dot{\phi}_j^p = 0 & \text{si } f_j^s < 0 \vee \dot{f}_j^s < 0 \\ \dot{\phi}_j^p > 0 & \text{si } f_j^s = 0 \wedge \dot{f}_j^s = 0 \end{cases} \\
 \begin{cases} f_i^{s+} = \frac{m_i}{1-d_i^+} - k_i^{s+} \leq 0 \\ f_i^{s-} = -\frac{m_i}{1-d_i^-} - k_i^{s-} \leq 0 \end{cases} & \begin{cases} f_j^{s+} = \frac{m_j}{1-d_j^+} - k_j^{s+} \leq 0 \\ f_j^{s-} = -\frac{m_j}{1-d_j^-} - k_j^{s-} \leq 0 \end{cases}
 \end{aligned} \tag{2.29}$$

La expresión (2.29) se interpretará como: habrá incrementos de la rotación plástica en algunas de las rótulas debido al deslizamiento del refuerzo si el momento de la rótula alcanza el valor crítico " k^s ", de lo contrario este incremento será nulo en la rótula analizada.

En el caso de la plasticidad de fricción de Coulomb, se acepta que el valor crítico deslizante dependa del esfuerzo normal en la superficie de contacto. Para las "rótulas deslizantes" supondremos que el valor crítico " k^s " corresponde a una función de endurecimiento, llamada "esfuerzo resistente al deslizamiento". La determinación analítica de la función de endurecimiento es muy compleja, por lo tanto se propone la siguiente expresión para " k^s " en cada rótula bajo acciones positivas y negativas:

$$k_i^s = m_{o_i} \exp((\text{sign } m_i) \gamma_i \phi_i^p) \quad k_j^s = m_{o_j} \exp((\text{sign } m_j) \gamma_j \phi_j^p)$$

$$\begin{cases} k_i^{s+} = m_o^+ \exp(\gamma_i^+ \phi_i^p) \\ k_i^{s-} = m_o^- \exp(-\gamma_i^- \phi_i^p) \end{cases} \quad \begin{cases} k_j^{s+} = m_o^+ \exp(\gamma_j^+ \phi_j^p) \\ k_j^{s-} = m_o^- \exp(-\gamma_j^- \phi_j^p) \end{cases} \quad (2.30)$$

El uso de los super-índices + y - permiten la representación del sentido de los momentos actuantes (positivos o negativos) en cada rótula. Las típicas curvas estranguladas se generan cuando el deslizamiento se hace presente en la rótula, por ello se escogió una función exponencial de la rotación plástica por deslizamiento del refuerzo. Cuando el esfuerzo en la rótula "i" o "j" (m_i ó m_j) supera el esfuerzo resistente al deslizamiento (k_i^s, k_j^s) se produce el deslizamiento del refuerzo y el estrangulamiento en las curvas de comportamiento. El término "mo" será llamado "momento deslizante" y se interpreta como el momento que produce deslizamiento cuando aún no han ocurrido rotaciones plásticas. El cálculo de los parámetros "mo" y " γ " serán discutidos en el próximo capítulo. En la Figura 2.14 se muestra el comportamiento con daño constante de una rótula plástica con deslizamiento bajo acciones histeréticas representada por la función de deslizamiento (2.29, 2.30).

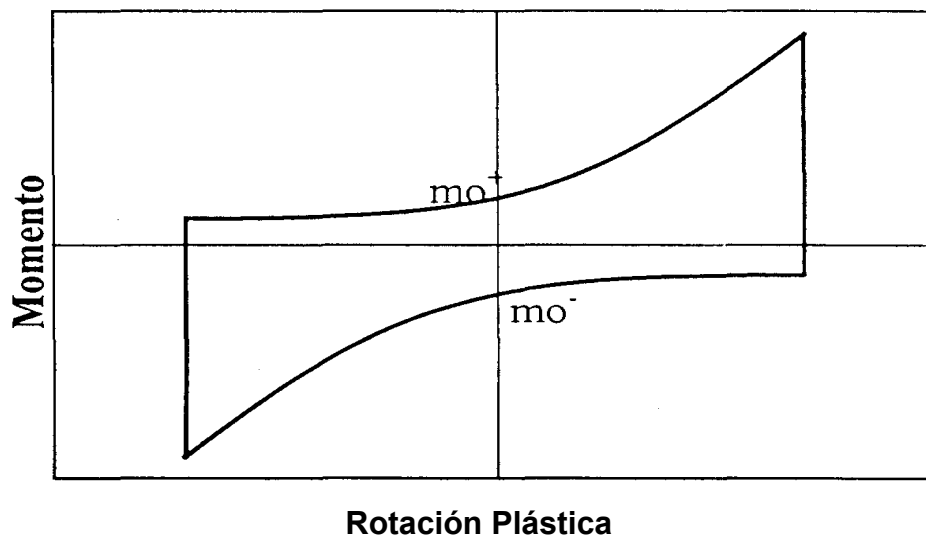


Figura 2.14. Comportamiento histerético con daño constante de una rótula deslizante.

2.8.3.- Comportamiento de una rótula inelástica por deslizamiento o por fluencia bajo acciones histeréticas.

La función de fluencia (2.27) describe un criterio de plasticidad de las rótulas plásticas "i" y "j" en el cual el mecanismo físico es la fluencia del refuerzo. La función de deslizamiento (2.29, 2.30) corresponde a un criterio de plasticidad de una rótula deslizante en el cual las rotaciones permanentes son debido al deslizamiento del refuerzo. Por supuesto, en una conexión viga plana-columna pueden ocurrir ambos mecanismos, uno después del otro. Evidencias físicas indican que estos fenómenos no ocurren al mismo tiempo [1]. Tomando en cuenta esta observación, la ley de evolución de las rotaciones plásticas en las rótulas inelásticas con deslizamiento o fluencia del refuerzo bajo acciones histeréticas se puede escribir de la siguiente manera:

$$\begin{cases} \dot{\phi}_i^p \neq 0 & \text{si } f_i = 0 \wedge \dot{f}_i = 0 \\ \dot{\phi}_i^p = 0 & \text{si } f_i < 0 \vee \dot{f}_i < 0 \end{cases} \quad \begin{matrix} f_i = \text{Max}(f_i^{y+}, f_i^{y-}, f_i^{s+}, f_i^{s-}) \\ \text{donde} \end{matrix} \quad (2.31)$$

$$\begin{cases} \dot{\phi}_j^p \neq 0 & \text{si } f_j = 0 \wedge \dot{f}_j = 0 \\ \dot{\phi}_j^p = 0 & \text{si } f_j < 0 \vee \dot{f}_j < 0 \end{cases} \quad \begin{matrix} f_j = \text{Max}(f_j^{y+}, f_j^{y-}, f_j^{s+}, f_j^{s-}) \end{matrix}$$

Esta nueva ley de evolución de las rotaciones plásticas en cada rótula inelástica bajo acciones positivas y negativas muestra un nuevo criterio que determina cual mecanismo (deslizamiento o fluencia del refuerzo) está activando las rotaciones plásticas, mediante la evaluación del valor máximo de las funciones (deslizantes y fluencia). Analizando la rótula "i" bajo acciones positivas, si el máximo valor es el de la función de fluencia, el comportamiento de la rotación plástica obedece a la función de endurecimiento cinemático (f_i^{y+}), definida por la ecuación (2.27). De lo contrario, si el máximo valor es obtenido por la función de deslizamiento, el comportamiento seguirá la función de endurecimiento exponencial (f_i^{s+}), definidas por las ecuaciones (2.29, 2.30). El mecanismo dominante en el análisis siempre será el que corresponde al valor máximo de las funciones evaluadas. Este criterio cambia

automáticamente de un mecanismo a otro en función del valor del momento actuante, la rotación plástica en la rótula y las propiedades de la sección transversal. La Figura 2.15 muestra el comportamiento histerético de una rótula inelástica que cambia del mecanismo deslizante a la fluencia y viceversa en el caso de daño constante bajo acciones positivas y negativas.

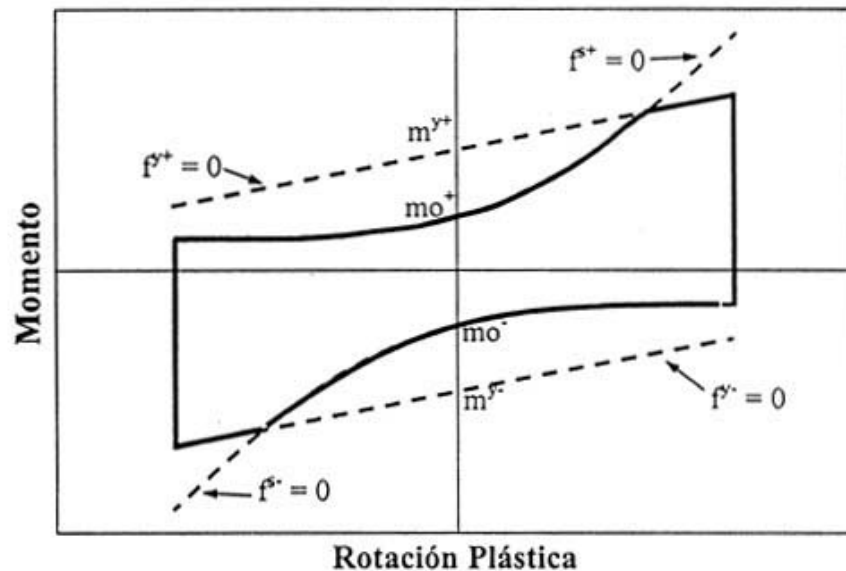


Figura 2.15. Comportamiento histerético de una rótula inelástica con deslizamiento o fluencia y daño constante

El procedimiento para determinar los nuevos parámetros incorporados al modelo de daño concentrado con deslizamiento es descrito en el siguiente capítulo. Los nuevos parámetros son el momento deslizante " m_0 " y " γ " para cada rótula y acciones positivas y negativas.

CAPITULO III

DETERMINACION DE LOS NUEVOS PARAMETROS USADOS EN EL MODELO DE DAÑO CONCENTRADO CON ESTRANGULAMIENTO

Los nuevos parámetros que se incorporan al modelo de daño concentrado son el momento deslizante " m_0 " y " γ ". Estos parámetros son necesarios en el modo, para representar el efecto de estrangulamiento en las curvas de comportamiento histerético Carga-Desplazamiento o Momento-Curvatura. Ellos intervienen en las expresiones del esfuerzo resistente al deslizamiento del miembro en cada rótula (ecuación 2.30) " i, j " y sentido de la carga. El parámetro " m_0 " se define como el momento que soporta la sección transversal del miembro justo antes de que exista deformación permanente por deslizamiento, ignorando el efecto de fluencia del refuerzo. El parámetro " γ " define la velocidad de recuperación del esfuerzo de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto.

La teoría clásica del comportamiento del concreto armado se fundamenta, entre otras cosas, en que exista una adherencia perfecta en la interfase concreto-acero de refuerzo, de manera que no ocurra deslizamiento entre los dos materiales. Así, la deformación unitaria en las barras de refuerzo, cuando están embutidas en el concreto y sometidas a fuerzas de compresión o tracción, es la misma que la del concreto adyacente [23]. Con la utilización de las barras corrugadas, se dispone de un alto grado de enlace mecánico, por lo

que esta hipótesis está muy cerca de la realidad. Sin embargo, cuando un elemento de concreto armado es sometido a solicitaciones cíclicas, grandes esfuerzos cortantes y el concreto ha sufrido agrietamiento, la adherencia perfecta deja de existir.

En ensayos experimentales realizados a especímenes de juntas viga plana-columna de concreto armado tomados de la literatura [2, 1, 3], se observa que la capacidad de disipación de energía de las juntas se ve reducida por el deslizamiento de las barras de refuerzo. Dicha reducción puede apreciarse en el estrangulamiento de los lazos histeréticos de la gráfica fuerza-desplazamiento. El estrangulamiento presentado en las curvas de comportamiento es debido principalmente por la pérdida de adherencia entre el acero de refuerzo de la viga plana en las uniones viga plana-columna [1]. Ya que, la viga plana es más ancha que la columna que la soporta, y parte del refuerzo de la viga plana pasa por fuera del núcleo de la junta. Cabe destacar, que el refuerzo que no pasa por el núcleo de la junta se encuentra menos confinado, que el que pasa por dentro del núcleo. Otro factor importante en la pérdida del anclaje o adherencia para las barras de refuerzo de las vigas y columnas es la formación de articulaciones plásticas en las caras de la junta [24], debido a que allí se desarrollan grietas por flexión que pasan a través de dicha junta y contribuyen a la pérdida parcial de adherencia en las barras de refuerzo de las vigas. Por lo tanto, a menos que las articulaciones plásticas estén alejadas de la junta, la pérdida de adherencia y en consecuencia el deslizamiento de las barras que pasan a través de la misma, es inevitable.

La carga axial que soporta la columna, es otro factor que puede influir en el grado de estrangulamiento en las curvas de comportamiento histerético Carga-Desplazamiento de las juntas viga-columna. Si el nivel de carga axial en las columnas es muy alto, el estrangulamiento en las curvas no aparecerá. Ya que, la carga axial favorece al confinamiento del refuerzo. Por el contrario, si el nivel de carga axial es muy bajo o nulo, es posible la pérdida de adherencia entre el refuerzo y el concreto de las vigas, ya que no ayuda a mejorar el confinamiento del refuerzo que pasa por el núcleo, y como consecuencia, las curvas de

comportamiento histerético Carga-Desplazamiento reflejarán un estrangulamiento.

En una junta viga plana-columna, el confinamiento del refuerzo que pasa por el núcleo de la junta desliza menos que el refuerzo de la viga que pasa por fuera del núcleo de la junta [1]. Como se mencionó en el capítulo anterior, el deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto de la viga plana permite un aumento de la deformación plástica del miembro de concreto armado. Al usar el modelo de daño concentrado, se supone que las deformaciones permanentes o plásticas generadas por la pérdida de adherencia entre el refuerzo y el concreto de la junta viga plana-columna serán concentradas en los extremos del elemento de viga, Figura 2.11

El modelo de daño concentrado con estrangulamiento, explicado en el capítulo precedente, es capaz de simular diferentes efectos en el comportamiento histerético de elementos de concreto armado, tales como: la pérdida de rigidez y resistencia por el agrietamiento del concreto, las deformaciones plásticas o permanentes del miembro por la fluencia del refuerzo y ahora, por el deslizamiento del refuerzo en las uniones viga plana-columna, la fatiga de bajo ciclaje, el efecto de grandes desplazamientos o P- Δ .

3.1.- Determinación del parámetro "mo", Momento Deslizante:

El modelo de daño concentrado considera que el estrangulamiento en las curvas de comportamiento histerético de las juntas viga plana-columna, es debido a la pérdida de adherencia o deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto de las vigas planas en las juntas. El modelo permite introducir un nuevo concepto, como es la ley de fricción de Coulomb, para modelar el deslizamiento del refuerzo en las juntas.

Retornando las expresiones (29) y (30) del capítulo precedente, es necesario determinar los momentos deslizantes para cada rótula "i,j" y sentido de carga (mo_i^+ , mo_i^- , mo_j^+ , mo_j^-).

Para refrescar las ecuaciones mencionadas se vuelven a escribir la función de deslizamiento y la expresión del esfuerzo resistente al deslizamiento.

$$\begin{cases} f_i^{s+} = \frac{m_i}{1-d_i^+} - k_i^{s+} \leq 0 \\ f_i^{s-} = -\frac{m_i}{1-d_i^-} - k_i^{s-} \leq 0 \end{cases} \quad \begin{cases} f_j^{s+} = \frac{m_j}{1-d_j^+} - k_j^{s+} \leq 0 \\ f_j^{s-} = -\frac{m_j}{1-d_j^-} - k_j^{s-} \leq 0 \end{cases} \quad (3.1)$$

La ecuación (3.1) es la función de deslizamiento para cada rótula "i,j" bajo acciones positivas o negativas. En ella se compara el esfuerzo efectivo en cada rótula (positivo o negativo) con el respectivo esfuerzo resistente al deslizamiento de la rótula.

$$\begin{cases} k_i^{s+} = mo_i^+ \exp(\gamma_i^+ \phi_i^p) \\ k_i^{s-} = mo_i^- \exp(-\gamma_i^- \phi_i^p) \end{cases} \quad \begin{cases} k_j^{s+} = mo_j^+ \exp(\gamma_j^+ \phi_j^p) \\ k_j^{s-} = mo_j^- \exp(-\gamma_j^- \phi_j^p) \end{cases} \quad (3.2)$$

La ecuación (3.2) muestra las expresiones del esfuerzo resistente al deslizamiento en cada rótula "i, j" bajo acciones histeréticas. Para ilustrar la manera de calcular los momentos deslizantes en cada rótula "i, j" y sentido de carga, se explicará con detalles el cálculo del momento deslizante de la rótula "i" bajo acciones positivas " mo_i^+ ". El parámetro " mo_i^+ " (momento deslizante en la rótula "i" bajo acciones positivas) se interpreta como el momento que soporta la sección transversal del miembro en el extremo "i" bajo acciones positivas justo antes de que ocurra deformación plástica por deslizamiento del refuerzo, ignorando el efecto de fluencia del refuerzo.

De las ecuaciones (3.1) y (3.2) se puede escribir la función de deslizamiento y de las ecuaciones (2.22), (2.23) y (2.24), del capítulo anterior, se escribe la ley de evolución del daño (Criterio de Griffith) [17, 20] para la rótula "i" bajo acciones positivas:

$$f_i^{s+} = \frac{m_i}{(1-d_i^+)} - mo_i^+ \exp(\gamma_i^+ \phi_i^p) \quad (3.3)$$

$$\frac{F^0 m_i^{+2}}{2(1 - d_i^+)^2} = G_{cr_i^+} + q_i^+ \frac{\ln(1 - d_i^+)}{(1 - d_i^+)} \quad (3.4)$$

Por definición del momento deslizando, las siguientes condiciones de borde se deben cumplir:

$$\text{Si } m_i^+ = m_{s_i^+} \text{ entonces } \phi_i^p = 0 \quad y \quad f_i^{s+} = 0 \quad (3.5)$$

$$\text{Si } m_i^+ = m_{s_i^+} \text{ entonces } d_i^+ = d_{s_i^+} \quad y \quad G_i^+ = R(d_{s_i^+}) \quad (3.6)$$

Por lo tanto, de la ecuación (3.3) se obtiene la expresión del momento deslizando en función del momento actuante positivo en la rótula "i" que soporta la sección del miembro con el máximo esfuerzo de adherencia " $m_{s_i^+}$ " entre el acero de refuerzo que se encuentra a tensión y el concreto.

$$m_{\theta_i^+} = \frac{m_{s_i^+}}{(1 - d_{s_i^+})} \quad (3.7)$$

Para determinar el máximo momento que soporta la sección del miembro en la rótula "i" bajo acciones positivas " $m_{s_i^+}$ " sin que exista deslizamiento, considérese la junta interior viga plana-columna sometida a una carga horizontal en el nodo superior del elemento 4 (ver la Figura 3.1). La cual muestra, la distribución de esfuerzos que se genera internamente en la junta, cuando esta es sometida a cargas laterales o la simulación de un sismo. En la Figura 3.1c, se representa el diagrama de esfuerzos y deformación en la sección transversal de la viga plana en el lado derecho del nodo. Dichos esfuerzos y deformaciones son los mismos en el extremo izquierdo del elemento de viga (rótula "i") que llega al nodo por el lado derecho (elemento 1).

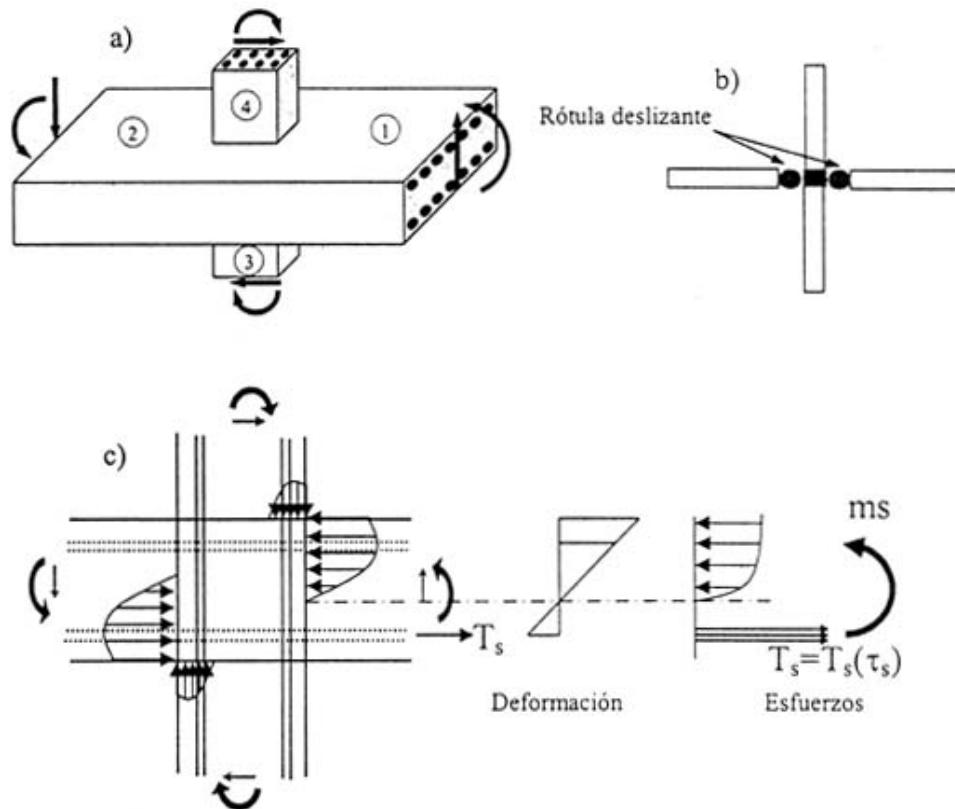


Figura 3.1. a) Junta interior viga plana-columna. b) Modelo de análisis. c) Distribución de esfuerzos y deformación en la sección transversal de la viga.

La distribución de los esfuerzos a compresión en el concreto obedece al diagrama parabólico de Hognestad y su esfuerzo a tensión es ignorado (ver la Figura 3.2a). El acero de refuerzo, que se encuentra sometido a tensión, se supone que tiene un comportamiento elástico. Esta hipótesis sobre el comportamiento del acero es debido a que debemos independizar el comportamiento plástico del mismo con el efecto de deslizamiento. La fuerza de tensión, a la cual está sometido el acero de refuerzo, depende del máximo esfuerzo promedio de adherencia que puede ocurrir en la superficie de contacto entre el acero de refuerzo y el concreto. Hasta este momento no ha ocurrido aún deslizamiento entre los dos materiales, en consecuencia, el elemento no ha sufrido deformaciones plásticas por deslizamiento. Obtenida la fuerza en las barras de tensión en función del máximo esfuerzo de adherencia entre los dos materiales " $T_s(\tau_s)$ " y aplicando los conceptos básicos de

Resistencia de Materiales y suponiendo que el comportamiento del acero de refuerzo a tensión es lineal, se determina el máximo momento aplicado en la sección sin que ocurra deslizamiento en el miembro.

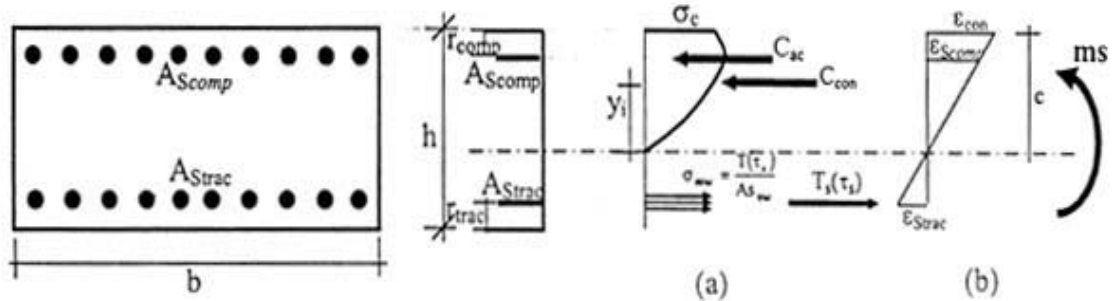


Figura 3.2. (a) Distribución de esfuerzos. (b) Diagrama de deformaciones de la sección.

Tomando en cuenta la teoría de Euler-Benoulli, que supone que las secciones planas se conservan planas durante la flexión, es decir, que las deformaciones "ε" son directamente proporcionales a sus distancias al eje neutro "c". La distribución de las deformaciones en la sección del elemento se consideran lineales (ver Figura 3.2b), y se obtienen las siguientes expresiones por relación de triángulos:

$$\frac{\epsilon_{Strac}}{h - c - r_{trac}} = \frac{\epsilon_{con}}{c} = \frac{\epsilon_{Scomp}}{c - r_{comp}} \quad (3.8)$$

donde, "ε_{Strac}", "ε_{con}", "ε_{Scomp}" son las deformaciones unitarias a nivel de la fibra del acero de refuerzo a tensión, en la fibra mas comprimida en el concreto y a nivel de la fibra del acero de refuerzo a compresión, respectivamente. "h" es la altura del elemento de viga, "e" es la profundidad del eje neutro, "r_{trac}" y "r_{comp}" son los recubrimientos de los aceros de refuerzos sometidos a tracción y compresión, respectivamente.

De la ecuación (3.8) se obtienen diferentes expresiones para la máxima deformación unitaria en el concreto y la deformación unitaria a nivel de la fibra del acero comprimido, en función de la deformación unitaria del acero a tensión:

$$\varepsilon_{\text{con}} = \frac{\varepsilon_{\text{Strac}} c}{(h - c - r_{\text{trac}})} \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_{\text{Scomp}} = \frac{\varepsilon_{\text{Strac}} (c - r_{\text{comp}})}{(h - c - r_{\text{trac}})} \quad (3.10)$$

De la Figura 3.2, la fuerza de tracción " $T(\tau_s)$ " aplicada a nivel del acero inferior se determina usando los conceptos de resistencia de materiales, en función del máximo esfuerzo de adherencia que puede desarrollarse en el elemento de viga, pudiendo expresarse de la manera siguiente:

$$T(\tau_s) = \tau_s \pi \ell \sum d \quad (3.11)$$

donde " τ_s " es el máximo esfuerzo de adherencia que puede ocurrir en la sección del miembro de concreto armado. " ℓ " es la longitud de anclaje de las barras traccionadas. " $\sum d$ " es la sumatoria de los diámetros de las cabillas que se encuentran sometidas a tracción.

Al dividir la ecuación (3.11) por el área de acero traccionado y el módulo de elasticidad " E_{ac} " del acero de refuerzo, se obtiene la deformación unitaria del acero de refuerzo en la fibra traccionada:

$$\varepsilon_{\text{Strac}} = \frac{\sigma_{\text{Strac}}}{E_{\text{ac}}} = \frac{\tau_s \pi \ell \sum d}{A_{\text{Strac}} E_{\text{ac}}} \quad (3.12)$$

De esta manera, la deformación unitaria a nivel del acero traccionado (3.13) y las ecuaciones (3.9) y (3.10) quedan en función del máximo esfuerzo de adherencia " τ_s ", que se puede desarrollar en el miembro de concreto armado, y de la longitud de anclaje " ℓ " de las barras.

La fuerza de compresión a nivel del acero superior " $C_{ac}(\tau_s)$ " se determina al tomar la ecuación (3.10) y multiplicarla por el módulo de elasticidad del acero " E_{ac} " y por el área del acero comprimido " A_{scomp} ". Quedando la expresión siguiente:

$$C_{ac}(\tau_s) = \frac{\varepsilon_{Srac}(c - r_{comp})}{(h - c - r_{rac})} E_{ac} A_{scomp} \quad (3.13)$$

La fuerza de compresión en el acero superior " $C_{ac}(\tau_s)$ " al igual que la fuerza a tensión en el acero inferior, queda en función del máximo esfuerzo de adherencia que se puede generar en el miembro de concreto armado y la longitud de anclaje.

La fuerza de compresión en el concreto y su ubicación en la sección transversal del miembro se determina tomando en cuenta la expresión dada en el diagrama de Hognestad para $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$ (ver Figura 3.3). El esfuerzo del concreto en la fibra mas comprimida " σ_c " se determina al igualar la deformación unitaria del concreto de Hognestad " ε_c " con la deformación unitaria de la ecuación (3.9).

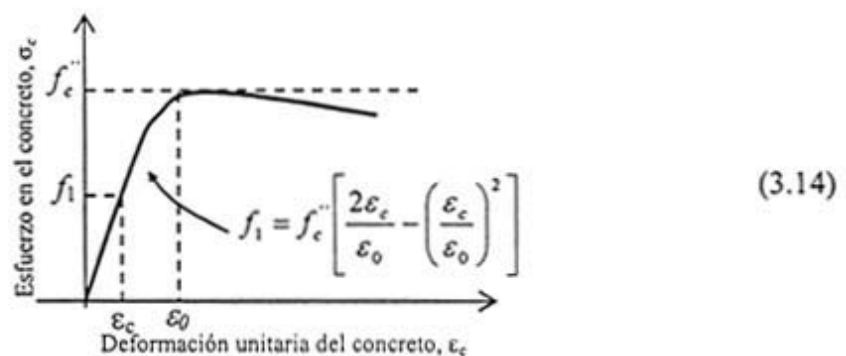


Figura 3.3 Representación del Diagrama de Hognestad para el esfuerzo del concreto.

Donde: $f_c'' = 0.85 * f_c'$

$\varepsilon_0 = 0.002$

f'_c = resistencia a compresión del concreto a los 28 días.

De (3.8) se tiene:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{con} = \frac{\varepsilon_{Strac} c}{(h - c - r_{trac})} \quad (3.15)$$

La fuerza de compresión " C_{con} " se obtiene integrando la expresión (3.14) del esfuerzo f_1 del diagrama de Hognestad obteniéndose la siguiente expresión:

$$C_c = \frac{b c f'_c}{3 \varepsilon_0^2} (3 \varepsilon_0 \varepsilon_c - \varepsilon_c^2) \quad (3.16)$$

ubicada a una distancia y_i del eje neutro, siendo y_i expresada como sigue:

$$y_i = \frac{c(8\varepsilon_0 - 3\varepsilon_c)}{4(3\varepsilon_0 - \varepsilon_c)} \quad (3.17)$$

bdigitalula.ve

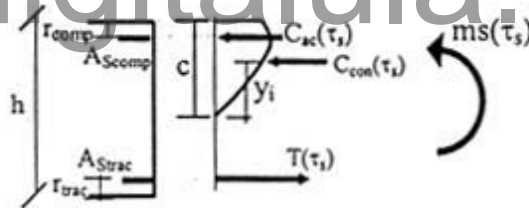


Figura 3.4 Diagrama de fuerzas internas en la sección transversal para un elemento de concreto armado.

Todas las fuerzas internas están en función del máximo esfuerzo de adherencia que puede soportar el acero traccionado en un miembro de concreto armado sometido a flexión y de la longitud de anclaje. La ecuación de equilibrio (3.18) de las fuerzas internas es la ecuación faltante para la solución del problema, esto es, para poder calcular el máximo momento que soporta la sección por adherencia " $ms(\tau_s)$ " entre el acero de refuerzo y el concreto, ecuación (3.19).

$$C_{ac}(\tau_s) + C_{con}(\tau_s) - T(\tau_s) = 0 \quad (3.18)$$

$$ms(\tau_s) = C(\tau_s)_{ac} (h - r_{trac} - r_{comp}) + C(\tau_s)_{con} (h - r_{trac} - c + y_i) \quad (3.19)$$

Al resolver el sistema de ecuaciones no lineal, conformado por las ecuaciones (3.9), (3.10), (3.18) y (3.19), logramos obtener el máximo momento " $ms(\tau_s)$ " que puede soportar el miembro de concreto armado sin que ocurra deformación permanente por deslizamiento del refuerzo. Pudiendo expresar este momento en función del máximo esfuerzo de adherencia promedio " τ_s " entre los dos materiales y la longitud de anclaje del acero de refuerzo en la junta interior o exterior.

Una vez obtenido el máximo esfuerzo positivo por adherencia que soporta el miembro en la rótula "i" (ms_i^+) se puede utilizar la ecuación (3.4) con las condiciones de borde (3.6) para determinar el nivel de daño correspondiente para ese máximo esfuerzo por adherencia generado en la rótula "i" bajo acción positiva " ds_i^+ ". De esta manera, el nuevo parámetro " mo_i^+ ", momento deslizante, es determinado por la ecuación (3.7).

3.2.- Esfuerzo de adherencia en la superficie de contacto entre el acero de refuerzo y el concreto.

El Esfuerzo de adherencia es el corte unitario que se genera en la superficie de contacto entre el concreto y el acero de refuerzo, y se produce cuando la tracción o compresión en el acero cambia de un punto a otro.

En ensayos realizados para el estudio de la adherencia entre el concreto y el acero se ha determinado que el esfuerzo de adherencia varía a lo largo de la longitud de la barra, y la manera de esta variación depende del tipo de cabilla ensayada (lisa o estriada). En las vigas de concreto reforzado las fuerzas de compresión de flexión son resistidas por el concreto, mientras que las fuerzas de tracción de flexión son resistidas por el refuerzo, como se muestra en la Figura 3.4. Para que este proceso exista, entre estos dos materiales, debe estar presente una fuerza de transferencia o adherencia. Las fuerzas actuantes en las barras son mostradas en la Figura 3.5. Para que la barra esté en equilibrio las fuerzas de adherencia deben existir. Si estas desaparecen, las barras saldrán del concreto y la fuerza de tracción caerá a cero, causando la falla de la viga.

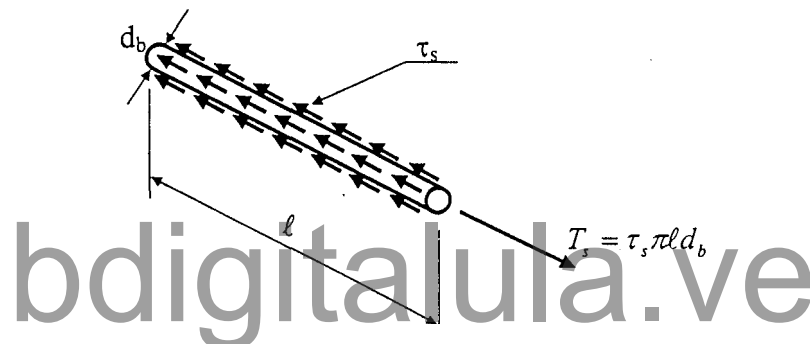


Figura 3.5. Equilibrio de una barra por esfuerzos de adherencia.

La fuerza de tracción en la cabilla " T_s " es función del el esfuerzo de adherencia promedio " τ_s ", " l " es la longitud de anclaje y " d_b " es el diámetro de la cabilla.

Los primeros estudios de la adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo se realizaron en 1899, los cuales consistieron en una barra empotrada en concreto y sometida a fuerza axial a tensión. Esto se ha convertido en el ensayo típico para el estudio de las propiedades de la adherencia entre estos dos materiales y es conocido como ensayo a tensión. Una gran cantidad de ensayos a tensión se han realizado por diferentes investigadores como Gato [25], Nilson [26], más recientemente Mitchell y Abrishami [27]. Tepfers [28] diseñó una versión modificada del ensayo a tensión usando un espécimen más corto para estudiar el efecto de las grietas precisamente.

Los ensayos muestran que después de que las grietas transversales han aparecido, la rigidez de los especímenes halados es más alta que solo la barra de acero. Esto es porque la fuerza de tensión es transmitida desde el acero al concreto adyacente por medio del esfuerzo de adherencia. Para entender el fenómeno en estos tipos de ensayos a tensión, el comportamiento de los especímenes bajo cargas axiales incrementales es considerado por Mitchell y Abrishami [27] y descrito en tres etapas. La primera etapa en que el espécimen se comporta elásticamente al iniciar la carga. La carga se transmite desde la cabilla al concreto en una longitud de transferencia muy corta y se concentran esfuerzos de adherencia muy altos sin la aparición de grietas. Una segunda etapa surge cuando se incrementa la carga, aparece un patrón de grietas cónicas en los extremos del espécimen y el diagrama de esfuerzos refleja un ablandamiento, tal como se observa en la Figura 3.6a. La tercera y última etapa, se origina cuando el concreto no es capaz de resistir el esfuerzo a tracción y puede aparecer una grieta transversal y longitudinal en los extremos del espécimen simultáneamente o una después de la otra. Permitiendo así, el deslizamiento del refuerzo y la disminución del máximo esfuerzo de adherencia, ver Figura 3.6b. Estas tres etapas se repiten a medida que la carga se incrementa formando un mecanismo hasta llegar al colapso por la falta de adherencia entre los dos materiales.

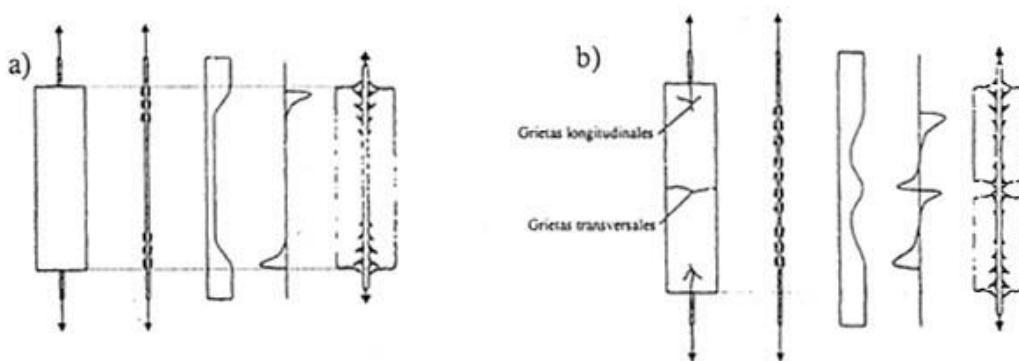


Figura 3.6. a) Ensayo a tensión sin grietas y grietas cónicas (1^{era} y 2^{da} Etapa).
b) Espécimen agrietado (3^{era} Etapa). Tomado de Oliver Gastebled y Ian May [29]

Otro factor importante que afecta el deterioro de la adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto es la penetración de la fluencia del acero anclado al concreto y las cargas reversibles y cíclicas [30]. Cuando el acero de refuerzo es sometido a tensión y alcanza la fluencia, su sección transversal disminuye y al penetrar al concreto el contacto entre estos dos materiales tiende a perderse.

Bertero et al. [31], han propuesto una teoría que explica el mecanismo de pérdida de adherencia bajo cargas cíclicas como una falla en las capas de concreto adyacente al acero de refuerzo. Esta falla ocurre, cuando el esfuerzo alcanza un valor crítico generando la fractura local y la deformación inelástica en el concreto. El daño en las capas de concreto que rodean la barra de refuerzo, causado por las cargas anteriores tiende a acumularse y son irreversibles. Una vez que la barra de refuerzo experimenta esfuerzos cíclicos, se generan nuevos daños, resultando una nueva pérdida de adherencia.

En la Figura 3.7a, se indica un modelo de grietas formadas en la capa del concreto alrededor de una barra estriada observada por Bertero et. al. [31], en ensayos realizados para el estudio del desarrollo del agrietamiento interno en elementos de concreto reforzado bajo diferentes historias de cargas. Cuando la barra de refuerzo es sometida a una fuerza monotónica, las grietas se inician en el concreto alrededor de la punta de las estrías de la barra debido a una concentración de esfuerzos. La fuerza transferida de la barra de refuerzo al concreto adyacente es provista principalmente por la acción de cuña en los nervios de la barra, y en menor grado, por la fricción entre el concreto y el acero. La acción de cuña en los nervios de la barra de acero causa compresión en el concreto, formando además unas grietas en forma de "dientes" en el concreto.

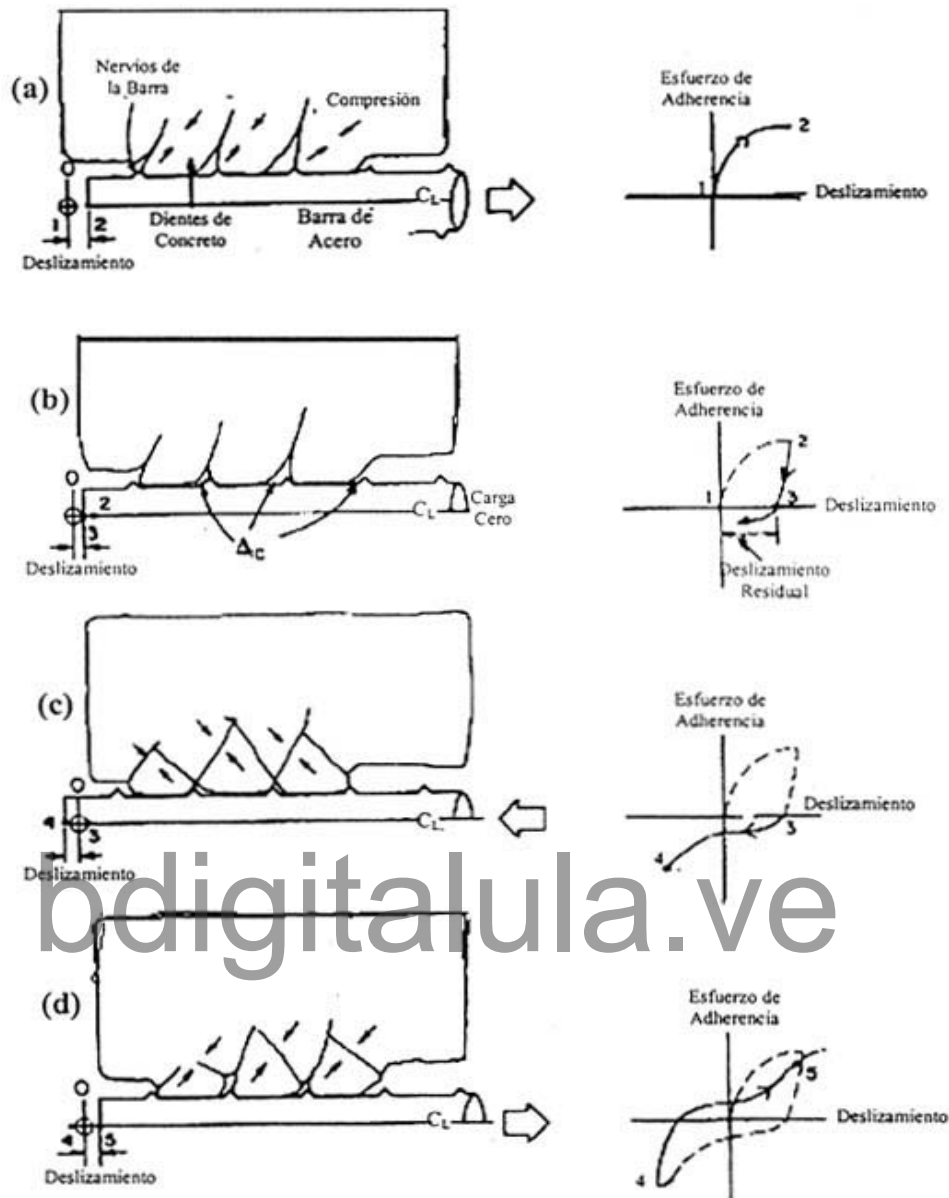


Figura 3.7 Mecanismo de resistencia de adherencia. (Bertero, Popov y Shao [31])

En la relación monótonica Esfuerzo-Deslizamiento, obtenida en los ensayos realizados por Morita y Kaku (tomado de [31]) mostrada en la Figura 3.8 (línea punteada), se observa una continua degradación de rigidez, debido al incremento en el agrietamiento interno y a la deformación inelástica en el concreto comprimido. Un incremento en el esfuerzo de tensión causaría una propagación de las grietas internas. Como el concreto es comprimido

inelásticamente por la acción de cuña de las barras estriadas, habría una reducción en el módulo tangente del concreto adyacente a la barra de refuerzo.

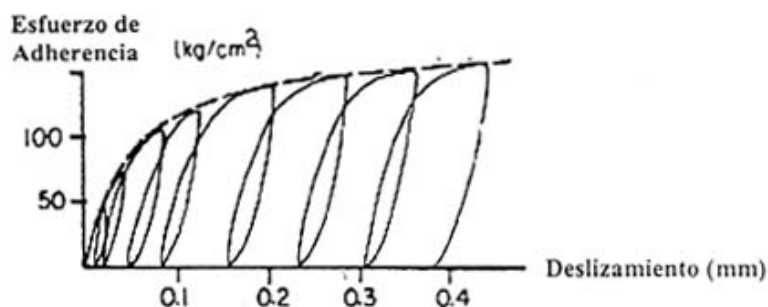


Figura 3.8 Relación esfuerzo de adherencia–deslizamiento de los ensayos de Morita y Kaku, tomado de [31]

Para el caso de cargas repetidas en un sentido (Figura 3.8) la barra fue sujeta a una serie de carga y descarga en tensión lo que incrementa el deslizamiento. Las curvas de respuesta muestran que en la etapa de descarga permanece un deslizamiento residual debido al hecho de que, en el concreto adyacente a la barra de refuerzo se generan deformaciones inelásticas. Así como, grandes concentraciones de fuerzas de compresión en el concreto debido a la tensión en la barra. Dichas deformaciones inelásticas no se recobran después de que se libera la carga, por lo tanto las grietas abiertas previamente no se cierran (Figura 3.7a).

La respuesta histerética típica de un espécimen de concreto armado bajo incrementos de cargas reversibles puede ser estudiada en tres etapas (Figura. 3.9). En la etapa de reversión de carga AB, se observa alguna resistencia de adherencia debido a la fricción entre el concreto y el acero. En la etapa de carga BC, queda solo una insignificante resistencia de adherencia, debido a que la fricción ha sido superada por la abertura de grietas Δ_c , que se originan en la etapa anterior de carga (Figura. 3.7b). En el rango CD de la Figura 3.9, se observa nuevamente un incremento de la rigidez debido a que las estrías de la barra de refuerzo hacen contacto con el concreto después de moverse una

distancia sobre las grietas abiertas, generando un nuevo patrón de grietas perpendicular al anterior (nuevos dientes), ver Figura 3.7c.

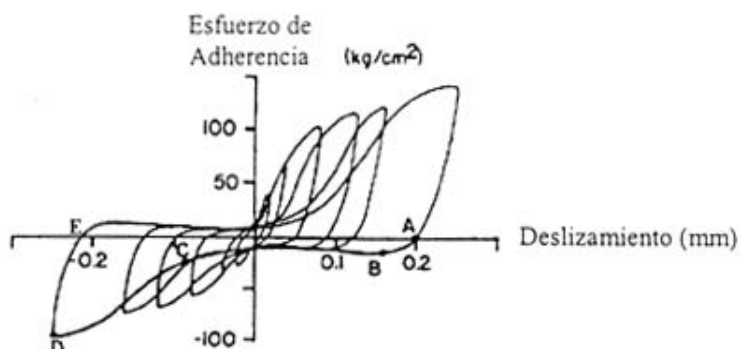


Figura 3.9. Relación Esfuerzo de adherencia–deslizamiento histerética en el ensayo de Morita y Kaku, tomado de [31]

En la Figura 3.7d se ilustra el desarrollo de grietas internas durante las cargas reversibles (rango CDE en la Figura 3.9). Cuando los nervios de las barras de refuerzo hacen contacto con el concreto adyacente, las grietas desarrolladas previamente se cierran, sin embargo, debido al incremento de la carga, se desarrolla un nuevo conjunto de grietas transversales en dirección del esfuerzo principal de tracción, normal al conjunto de grietas previas. Si la carga aplicada o la deformación, durante la reversión de la carga, es suficientemente grande, algunas grietas transversales podrían unirse con las grietas formadas previamente.

Cuando la carga se revierte nuevamente después del punto E, se desarrolla un proceso similar a las etapas AD. La resistencia a la fricción es más pequeña que antes, sin embargo, debido a que los "dientes" de concreto se rompen, se genera un modelo de agrietamiento distinto.

Con el fin de desarrollar teorías racionales que expliquen el fenómeno de la transferencia de esfuerzos entre las barras de acero y el concreto adyacente, Nilsen [32] y otros han obtenido algunas reglas empíricas basadas en experimentos. Gota [25] ha ayudado a identificar la resistencia física de la

adherencia y los mecanismos de fallas que causan la degradación de dicha adherencia. Nielsen [32] por su parte, basado en la teoría plástica para problemas de anclaje, desarrollada por Andreasen (tomada de Nilsen [32]), obtuvo fórmulas simples para el cálculo del máximo esfuerzo promedio de adherencia. Utilizando algunos factores de efectividad y tomando en cuenta el mecanismo de falla en las barras de refuerzo obtenido de cientos de ensayos experimentales, logró obtener las expresiones para calcular el esfuerzo promedio de adherencia. En la siguiente sección se describe los mecanismos de la falla y el mecanismo de falla local propuesto por Nilsen [32] para determinar el máximo esfuerzo de adherencia promedio.

3.2.1.- Esfuerzos de adherencia en las barras de refuerzo según Nilsen [32].

La falla por deslizamiento es un mecanismo de falla local geoméricamente posible en una barra de refuerzo con estrías. Se supone que la barra se mueve a una distancia " u_s " en la dirección del eje de la barra. Así mismo, el concreto que rodea a la barra se desplaza una distancia " u_c " perpendicularmente a ella, de forma simétrica. Estableciendo una superficie de falla que tiene forma de cono truncado. La superficie de falla forma un ángulo " γ " con el eje de la barra. Al aplicar una fuerza P en la dirección de la barra, se supone que el desplazamiento relativo entre la barra y el concreto " u_{cs} " a lo largo de la superficie de falla es igual a uno y puede ser determinado suponiendo que no hay adhesión entre los materiales. Ver Figura 3.10.

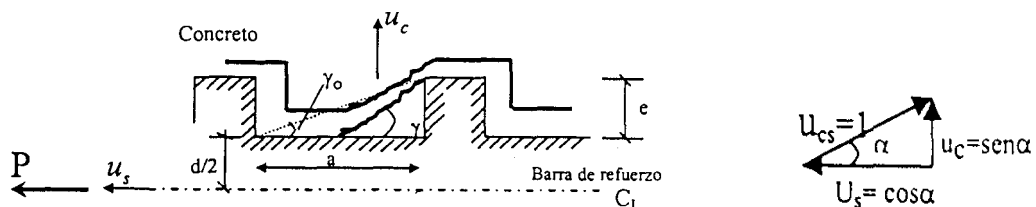


Figura 3.10. Mecanismo de falla local de una barra de refuerzo con estrías [32]

La disipación en el concreto para el mecanismo de falla local es determinada mediante la teoría de "análisis límite" superior e inferior, presentada por, Nielsen [32]. La teoría de Análisis Límite es un procedimiento para el cálculo de la máxima fuerza aplicada en el modelo o estructura sin necesidad de realizar un análisis paso a paso. El Análisis Límite consiste en determinar factores de cargas, uno superior y otro inferior, que puede soportar la estructura de tal manera que sea plásticamente admisible y se encuentre en equilibrio. El análisis límite maneja dos teoremas: los teoremas del límite inferior y límite superior.

Enunciado del Teorema de Límite Inferior: Si un campo de esfuerzos es plásticamente admisible y está en equilibrio con un sistema de cargas externas, cuyo factor de carga es " λ^I ", entonces ese factor de carga es un límite inferior para el factor de carga máximo real.

Enunciado del Teorema de Límite Superior: Si un campo de esfuerzos es obtenido a partir de un mecanismo de colapso estimado y está en equilibrio con un sistema de cargas externas, cuyo factor de cargas es " λ^S ", entonces ese factor de carga es un límite superior para el factor de carga máximo real.

Los diferentes mecanismos de fallas que se presentan en elementos de concreto armado son fallas en las esquinas, fallas por flexión y falla en el plano del armado. Suponiendo el caso donde en un miembro de concreto armado se tiene una barra y dos barras ancladas, los mecanismos de fallas geoméricamente posibles en el concreto adyacente son como se muestran en la Figura 3.11.

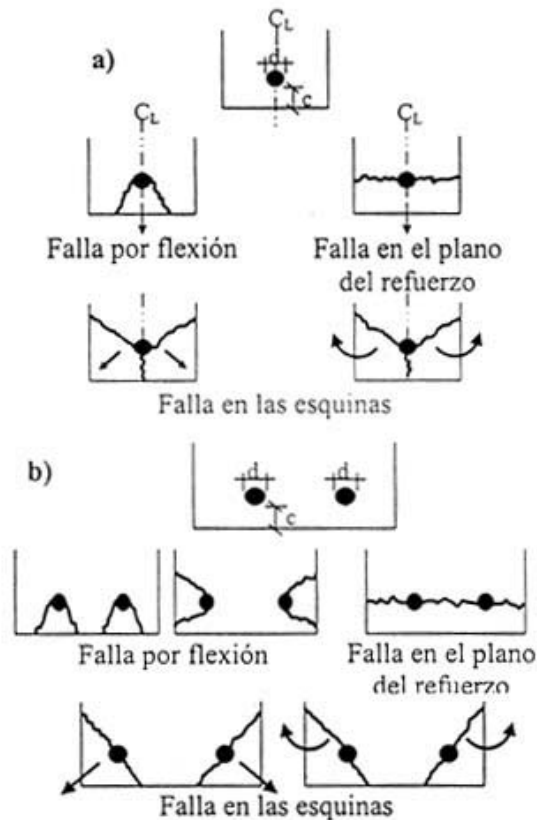


Figura 3.11. Mecanismos de fallas y desplazamientos del concreto en a) una barra anclada y b) dos barras ancladas en concreto [32]

Nilsen [32], tomando en cuenta los diferentes mecanismos de falla que se presentan en un elemento de concreto armado y haciendo uso de la teoría de análisis límite ha podido obtener expresiones simples para determinar el esfuerzo promedio de adherencia en cierta longitud de anclaje. La teoría plástica de anclaje, adoptada por Nilsen [32], fue calibrada al compararla con mas de 500 ensayos experimentales que cubrían casi todos los mecanismos y casos prácticos. Las expresiones de los esfuerzos promedios de adherencia de acuerdo al tipo de falla que se puede presentar en las secciones de concreto armado se muestran en el anexo A.

El máximo esfuerzo promedio de adherencia de una barra estriada embutida en un elemento de concreto armado será el mínimo valor obtenido de las expresiones de la tabla A del anexo A, luego de analizar las diferentes fallas que pueden ocurrir en la sección de concreto armado. El esfuerzo de adherencia obtenido de las expresiones propuestas por Nilsen es solo considerando las barras estriadas embutidas en el concreto. El refuerzo transversal mejora la adherencia entre estos dos materiales.

Para tomar en cuenta el efecto del refuerzo transversal en el esfuerzo promedio de adherencia entre el concreto y las barras estriadas, Nielsen propone un incremento del esfuerzo de adherencia " $\Delta\tau$ " por barra dependiendo del mecanismo de falla presente. Si el mecanismo de falla es por flexión del recubrimiento, el incremento del esfuerzo promedio de adherencia está dado por la expresión que se encuentra junto a la Figura 3.12a. Si el mecanismo de falla es de esquina, el incremento del esfuerzo promedio de adherencia se determina con la expresión que se encuentra junto a la Figura 3.12b.

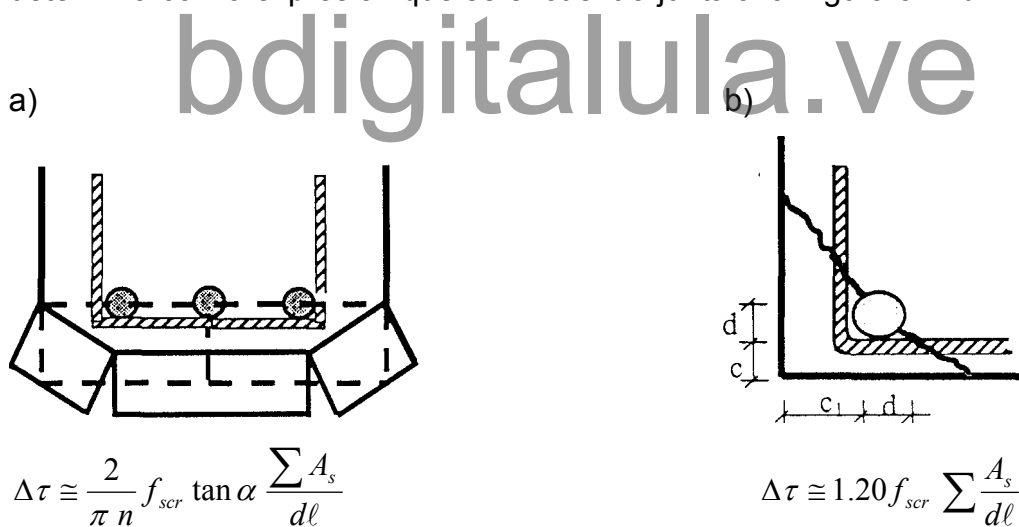


Figura 3.12. Incremento del esfuerzo promedio de adherencia en falla a) por flexión y b) de esquina [Nilsen 32]

Donde: $\sum A_s$: Área total de estribos en la longitud de anclaje.

d : Diámetro de la barra.

ℓ : Longitud de anclaje.

f_{scr} : Esfuerzo del acero del estribo = 40 MPa

$$\tan \alpha : 1.40$$

n: es el número de barra que intervienen en el mecanismo.

En las expresiones propuestas por Nilsen [32], para determinar el esfuerzo promedio de adherencia entre las barras de acero y el concreto, se puede observar que el esfuerzo promedio de adherencia " τ " dependen de la longitud de anclaje " l ". Siendo el esfuerzo promedio de adherencia inverso a la longitud de anclaje. A mayor longitud menor es el esfuerzo promedio de adherencia y viceversa.

3.2.2.- Longitud de anclaje " l ".

La longitud de anclaje " l ", en pórticos de concreto armado, varía según el tipo de conexión viga-columna. Este tipo de conexión viga-columna puede ser interior o exterior. Como se ha mencionado, en las juntas interior y exterior viga plana-columna ocurre pérdida de adherencia entre el refuerzo de acero de la viga y el concreto. Debido a que una porción del acero de refuerzo de la viga pasa por fuera del núcleo de la columna y es propensa a perder la adherencia debido al bajo nivel de confinamiento del concreto adyacente cuando la unión es sometida a cargas laterales o acciones sísmicas. El deterioro de adherencia causa los siguientes fenómenos: estrangulamiento en las curvas histeréticas fuerza-desplazamiento, incremento de la deformación por deslizamiento entre las barras de las vigas planas en las juntas, disminución de la capacidad resistente de momento en la región de articulación plástica de los miembros.

3.2.2.1.- Longitud de anclaje por deslizamiento en junta interior.

En el caso de una junta interior viga plana-columna sujeta a carga lateral, simulando la acción sísmica ver Figura 3.13, la adherencia entre el refuerzo de la viga plana y el concreto es considerada como se muestra en la Figura 3.14. Tomando el caso de la viga plana, por ejemplo, las barras que se encuentran en la parte superior de la viga que pasan a través de la junta están sujetas a una fuerza de tracción en la sección crítica izquierda (T_v) de la junta y una fuerza de compresión en la sección opuesta (C_v). Esta variación de fuerzas (T_v+C_v) es transferida por adherencia de las barras de refuerzo al concreto en

una longitud de anclaje provista en el ancho de la columna [33, 1]. Esta variación de fuerzas junto con las cargas reversibles a que puede estar sujeta la junta produce pérdida de adherencia y disminución en la capacidad de anclaje de las barras que pasan por la junta, especialmente y con mayor intensidad, de aquellas que pasan por fuera del núcleo confinado por la columna, y consecuentemente un estrangulamiento en la curva de comportamiento histerético Carga-Desplazamiento de la junta.

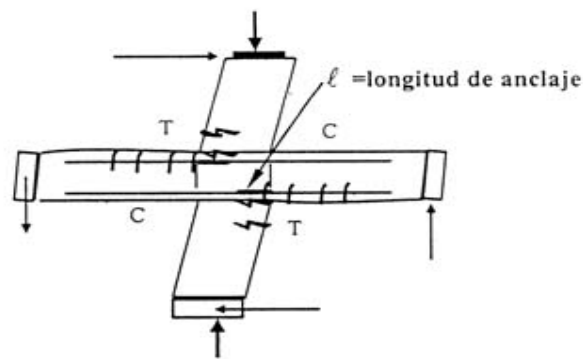


Figura 3.13. Junta interior viga plana-columna sujeta a carga lateral.

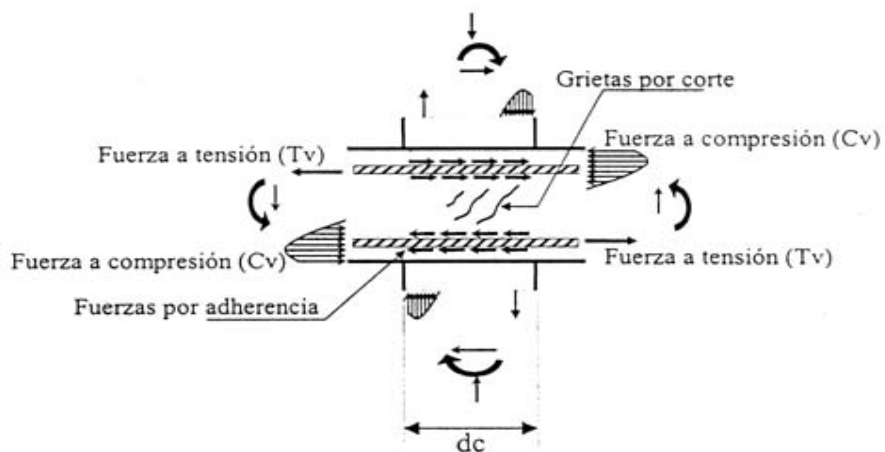


Figura 3.14 Fuerzas en una junta interna sometida a carga lateral (reproducido de [33])

En el planteamiento anterior se supone que el esfuerzo de adherencia promedio se desarrolla a lo largo de la longitud de anclaje. Para uniones interiores se asume el comienzo de las deformaciones permanentes debidas al deslizamiento cuando las cabillas de refuerzo demandan un esfuerzo de

adherencia mayor al promedio en la longitud de anclaje. Para el caso de los especímenes que representan uniones interiores viga plana-columna, dicha longitud se toma como la profundidad de la columna "dc" [1], debido a que es en esta zona donde el acero debe desarrollar un gradiente de esfuerzo elevado al tratar de soportar una fuerza de compresión y otra de tracción de un lado a otro de la junta.

Analizando el momento aplicado en las vigas planas de la junta interior (ver Figura 3.15), se hace la siguiente hipótesis para efecto de simplificación del problema. El gradiente de momento que actúa en la junta es igual a $M_1 + M_2$, por lo tanto al hacer equilibrio:

$$T_1 + C_2 = \tau \pi d_b n dc \quad (3.20)$$

donde " τ " es el esfuerzo promedio de adherencia calculado por Nilsen [32] o algún otro procedimiento planteado en la literatura, por ejemplo [26], " d_b " es el diámetro de la barra, " n " es el número de barras, " d_c " es la profundidad de la columna. Si se supone que $T_1 = C_2$ y que $T_2 = C_1$, se tiene:

$$\begin{aligned} T_2 + C_1 &= \tau \pi d_b n dc \\ 2T_2 &= \tau \pi d_b n dc \\ T_2 &= \tau \pi d_b n \frac{dc}{2} = T_i(\tau) \\ M_2 &= ms_i^2 \end{aligned} \quad (3.21)$$

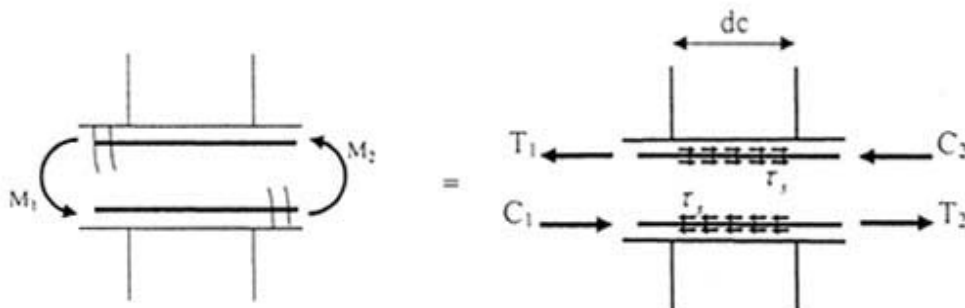


Figura 3.15 Momento máximo de adherencia y fuerzas internas en las barras de una junta interior viga plana-columna.

Entonces, al determinar la fuerza T_2 en la junta interior en función del máximo esfuerzo de adherencia " τ_s " se puede igualar a la fuerza de tracción " $T(\tau_s)$ " determinada mediante la ecuación (3.11). De esta manera se obtiene, para la condición límite en la cual comienza el deslizamiento, el momento máximo de adherencia como: $m_s = M_1$ ó $m_s = M_2$, determinado con la ecuación (3.19). Quedando definida la longitud de anclaje en las juntas interiores, para determinar la fuerza de tensión que soporta las barras de refuerzo, como la mitad de la profundidad de la columna $\ell = \frac{dc}{2}$.

Cabe destacar, que las normas de Japón y Nueva Zelanda limitan la profundidad de la columna a un valor mínimo, expresado en función de la calidad de los materiales y el diámetro de las barras. Mientras que la norma americana limita la profundidad de la columna en función de los diámetros de las barras de la viga que atraviesan la junta interna. Esta normativa en los códigos mencionados, es para evitar o limitar la degradación de la adherencia entre las barras de refuerzo y el concreto de las vigas en las uniones interiores viga-columna.

3.2.2.2.- Longitud de anclaje por deslizamiento en junta exterior:

Las barras longitudinales de las vigas de concreto armado son generalmente anclados en las juntas exteriores viga-columna mediante ganchos de 90° . Un gancho de 90° embebido en concreto y cargado a tensión desarrolla fuerzas en la manera como se muestra en la Figura 3.16. Los esfuerzos en la barra son resistidos mediante la adherencia en la superficie de la barra y por la compresión en el concreto en el lado interno del gancho según Marques y Jirsa, tomada de [34]. El gancho se mueve hacia su parte interna, dejando un espacio sin contacto (abertura) entre la barra y el concreto en la parte externa del gancho, y generando unos esfuerzos de compresión en la parte interna del mismo. Debido a que la fuerza de compresión en la parte interna del gancho no es co-lineal con la fuerza de tensión aplicada, la barra tiende a tomar su forma recta, lo que produce esfuerzos bajos de compresión por empuje al final del gancho.

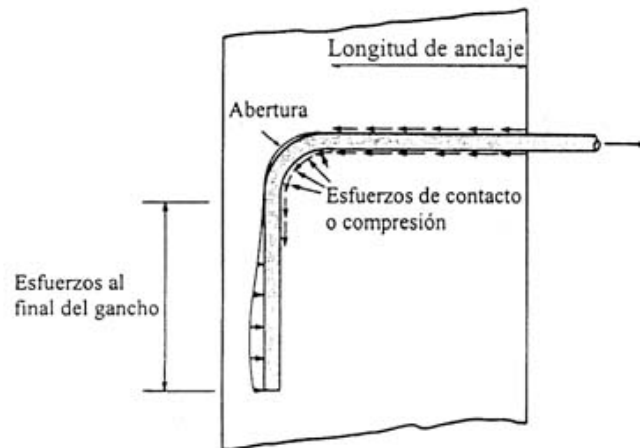


Figura 3.16. Fuerzas actuantes en la barra anclada con gancho de 90°. Tomada de [34]

Si la junta exterior viga-columna se encuentra confinada con las ligaduras de las columnas, como se observa en la Figura 3.17a [35], los esfuerzos de compresión en el concreto al final del gancho desaparecen porque las ligaduras impiden que el final del gancho haga contacto con el concreto, y también, que el gancho enderece. Los ganchos resisten la fuerza de tensión e impiden grandes rotaciones permanentes en el extremo del elemento que pueden contribuir a deflexiones de la viga (ver Figura 3.17b). Las barras con gancho se resisten a ser extraídas del concreto mediante la acción combinada de adherencia a lo largo de la longitud recta desde la sección crítica hasta el comienzo del gancho y del anclaje directo provisto por el gancho [23, 35].

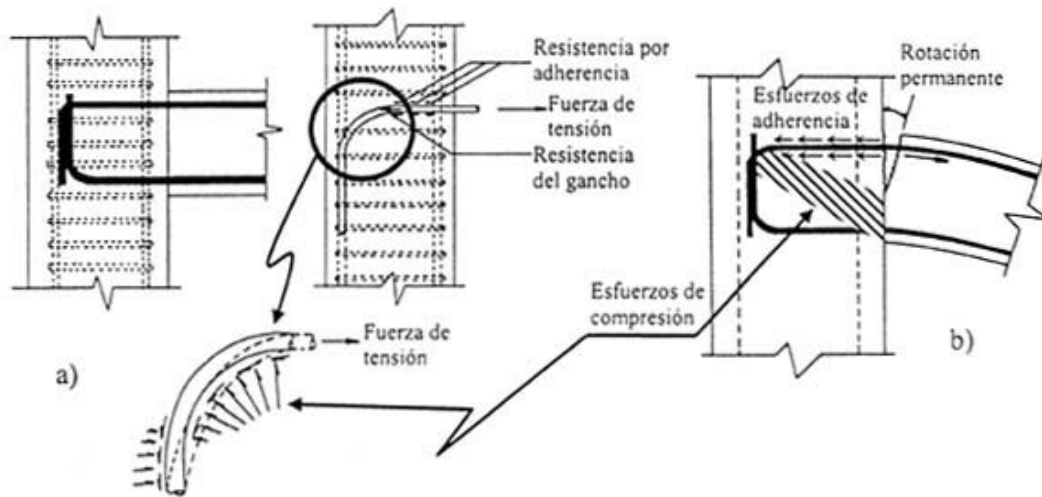


Figura 3.17. Barras con gancho en juntas exteriores confinadas a) esfuerzos generados por la fuerza a tensión b) resistencia del gancho contra la rotación permanente en el extremo.

Tomado de [35]

Ahora bien, en el modelo simplificado de daño, presentado en este trabajo, se propone una longitud de anclaje por deslizamiento en las juntas exteriores viga plana-columna, a fin de cuantificar la pérdida de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto adyacente. Cabe destacar, que al embutir las barras de acero con gancho en el concreto (en la junta exterior) se mejora su anclaje debido a la combinación de diferentes mecanismos que se presentan simultáneamente. Entre estos mecanismos se observa los esfuerzos de adherencia y la zona de compresión de forma diagonal en la junta exterior (Figura 3.17b). La cuantificación de la contribución relativa de esos mecanismos en el anclaje de la barra es un problema complejo. Por esta razón, y a fin de que sea fácil para el usuario identificar la longitud de anclaje por deslizamiento en las juntas exteriores, la longitud de anclaje por deslizamiento "es medida desde la sección crítica de la viga hasta el comienzo del gancho anclado en la junta (ver Figura 3.18)". En esta definición se supone que la barra tiene un gancho estándar u otro medio de anclaje mecánico a continuación de la longitud recta. Al definir la longitud de anclaje por deslizamiento en las juntas exteriores, se puede determinar el máximo esfuerzo promedio de adherencia (tabla A en anexo A) dado por Nilsen [32]. Y así, queda determinada la máxima carga a tensión " $T(\tau_s)$ " que puede soportar las barras ancladas en la junta exterior, como se ilustra en la Figura 3.18 Y ecuación (3.22). El máximo

momento "ms" (ecuación (3.19)) que puede soportar la sección sin que ocurra deslizamiento y el parámetro deslizante "mo" se determinan aplicando los procedimientos antes explicados en este mismo capítulo.

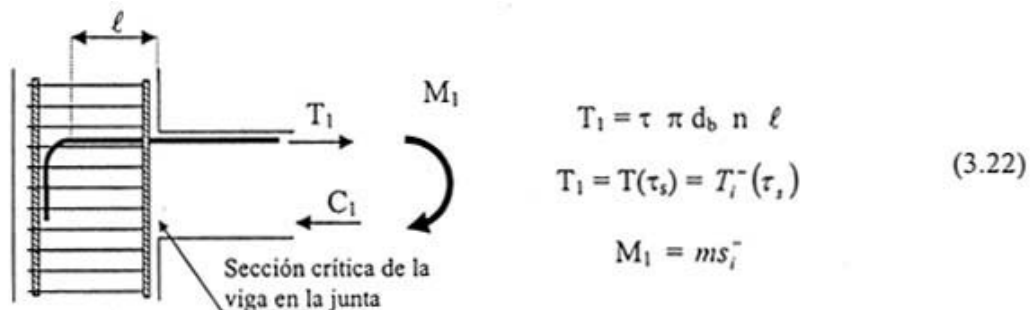


Figura 3.18. Longitud de anclaje adoptada en el modelo de daño concentrado con deslizamiento en juntas viga plana-columna.

Es de notar, que este procedimiento se debe repetir para cada rótula "i y j" del elemento y para cada sentido de carga "positiva y negativa". En las formulaciones planteadas para describir el procedimiento y determinar el parámetro deslizante, según el tipo de junta (interior o exterior), solo se muestra como calcular el parámetro deslizante para una sola rótula y un solo sentido de carga. En el ejemplo planteado para la junta interior (Figura 3.15), las expresiones obtenidas representan el proceso para determinar el parámetro deslizante para la rótula "i" sujeta a carga positiva del elemento de viga que llega al nodo por el lado derecho. Mientras que en el ejemplo de junta exterior, las expresiones representan el proceso para determinar el parámetro deslizante en la rótula "i" sujeta a cargas negativas del elemento que llega al nodo por el lado derecho. El mismo procedimiento se debe seguir para determinar el resto de los momentos deslizantes en la otra rótula y bajo diferentes acciones positivas y negativas.

3.3.- Cálculo del parámetro " λ ", bajo acciones histeréticas.

Los últimos parámetros necesarios para la aplicación práctica del modelo de daño concentrado con deslizamiento descrito son " $\gamma_i^+, \gamma_i^-, \gamma_j^+ y \gamma_j^-$ ". Estos parámetros determinan el punto de intersección entre las curvas de deslizamiento y las curvas de fluencia. En la Figura 3.19 se ilustra la influencia del parámetro γ_i^+ para la rótula "i" bajo acciones positivas en la función de deslizamiento. Así que, el término " γ " puede ser expresado como una función del daño: $\gamma = \gamma(d)$ y se puede obtener de la siguiente manera. Los puntos de intersección bajo acciones histeréticas, entre las funciones de deslizamiento y fluencia, se obtienen haciendo cumplir las siguientes condiciones de borde (3.23):

$$\begin{aligned}
 f_i^{y+} = f_i^{s+} = 0 & \quad y & \quad G_i^+ = R(d_i^+) \\
 f_i^{y-} = f_i^{s-} = 0 & \quad y & \quad G_i^- = R(d_i^-) \\
 f_j^{y+} = f_j^{s+} = 0 & \quad y & \quad G_j^+ = R(d_j^+) \\
 f_j^{y-} = f_j^{s-} = 0 & \quad y & \quad G_j^- = R(d_j^-)
 \end{aligned} \tag{3.24}$$

bdigitalula.ve

Por lo tanto, de estas tres ecuaciones por rótula y sentido de los esfuerzos se obtienen las expresiones de los parámetros " $\gamma_i^+, \gamma_i^-, \gamma_j^+ y \gamma_j^-$ " en función de los niveles de daños respectivos en cada rótula y sentido de carga. Por ejemplo, la expresión de " $\gamma = \gamma(d_i^+)$ " en la rótula "i" y bajo acciones positivas " γ_i^+ " se puede escribir de la siguiente manera:

$$\gamma_i^+ = \gamma(d_i^+) = \frac{1}{2} \frac{c_i^+ (1 - d_i^+) \ln \left(2 \frac{R(d_i^+) (1 - d_i^+)^2}{m o_i^{+2} F^0} \right)}{\sqrt{\frac{2R(d_i^+) (1 - d_i^+)^2}{F^0} - c_i^+ M_i^{y+} + c_i^- d_i^+ M_i^{y+}}} \tag{3.24}$$

Donde " c_i^+, M_i^{y+} " son parámetros del modelo y su forma de calcular fue descrito por Perdomo [5]. " $R(d_i^+)$ " es la resistencia al agrietamiento del concreto [16]. " F^0 " es el término de flexión de la matriz de flexibilidad

mostradas en libros de textos convencionales. " m_{oi}^+ " es el momento que soporta la sección antes que se produzcan deformaciones permanentes por deslizamiento (momento deslizando) en la rótula "i" bajo acciones positivas, para este ejemplo. Su forma de calcular fue descrita en la sección previa.

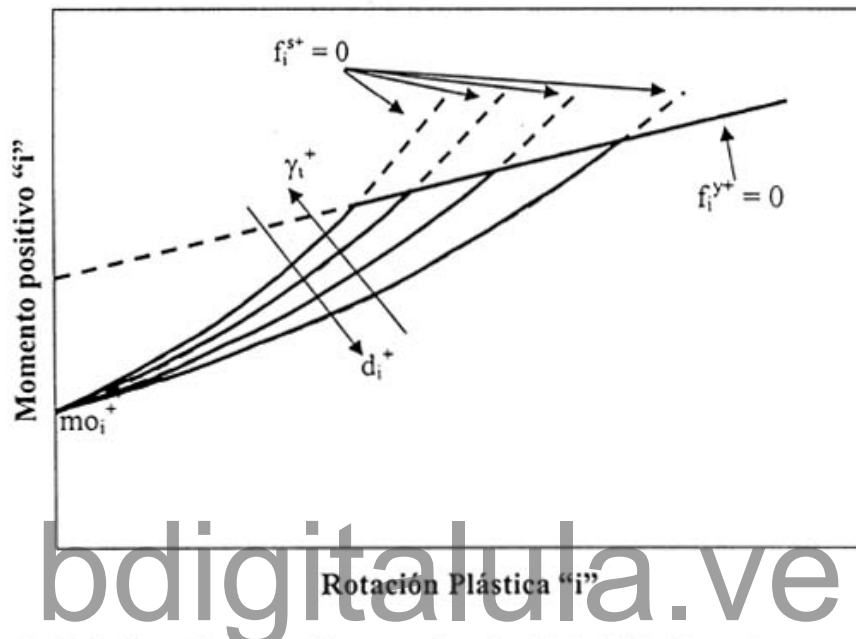


Figura 3.19. Influencia del parámetro γ_i^+ en la rótula "i" bajo acciones positivas.

Se puede apreciar que el parámetro " γ_i^+ " disminuye con el daño. Es decir, que una rótula deslizando con daños muestra una recuperación más lenta de la resistencia al deslizamiento durante el proceso de confinamiento del refuerzo mientras el daño va en aumento.

La expresión (3.24) permite determinar los parámetros que faltan $\gamma_i^+, \gamma_i^-, \gamma_j^+ y \gamma_j^-$, tomando en cuenta las acciones positivas o negativas y las rótulas "i" y "j" que se está analizando en ese instante.

CAPITULO IV

IMPLEMENTACIÓN NUMÉRICA DEL MODELO HISTERÉTICO DE DAÑO CON DESLIZAMIENTO EN UN PROGRAMA COMERCIAL DE ANALISIS NO LINEAL

El modelo histerético de Daño con Deslizamiento, es implementado como un nuevo y adicional elemento finito en un programa comercial de análisis no lineal llamado ABAQUS. La implementación del modelo puede ser utilizada en cualquier otro programa comercial, siempre y cuando la librería de elementos finitos sea abierta y permita realizar un análisis no lineal. Al implementar el modelo, permite el análisis de estructuras apertadas de concreto armado bajo acciones monotónicas o histeréticas, estáticas o dinámicas, y así obtener el comportamiento de la estructura.

Para realizar el análisis de la estructura se debe dividir el problema en dos partes, un problema global y un problema local. El primer problema se resuelve mediante el programa comercial de elementos finitos utilizado, el cual utiliza la ecuación de equilibrio global (9) para determinar los desplazamientos nodales de la estructura. El segundo problema resuelve el equilibrio de cada elemento que conforma la estructura y determina los valores de todas las variables internas de cada uno de los elementos que conforma la estructura. El programa que resuelve el problema local se llama SUPERDEG. Este programa manipula las ecuaciones cinemáticas (1), las ecuaciones de equilibrio local (3) y la ley de

comportamiento (21, 25, 27, 29, 30, 31) mencionadas en el capítulo dos, para resolver el problema local.

Este nuevo elemento finito implementado en algún programa comercial de análisis no lineal, permite conocer el comportamiento inelástico de estructuras aporticadas de concreto armado con vigas planas considerando diferentes efectos como: degradación de rigidez y resistencia por el agrietamiento del concreto, deflexiones permanentes por la fluencia del acero de refuerzo y por el deslizamiento del mismo en las juntas, la fatiga de bajo ciclaje, el efecto $P-\Delta$, el efecto de la variación de la carga axial en el comportamiento a flexión de los miembros y refleja el estrangulamiento en las curvas de comportamiento histerético Carga-Desplazamiento o Momento-Rotación por el deslizamiento del refuerzo. Todos los parámetros que manipula el modelo son determinados en función, de las características geométricas y mecánicas de los elementos que conforman la estructura, y las propiedades de los materiales.

La implementación del modelo histerético de daño con deslizamiento se realizó en el programa comercial de análisis no lineal llamado ABAQUS. ABAQUS permite agregar nuevos modelos a su librería y procesar la entrada de datos, la resolución de la estructura por el método "paso a paso" y la salida de datos.

El programa SUPERDEG es una rutina que contiene subrutinas para calcular de cada miembro las deformaciones y esfuerzos generalizados, fuerzas internas, variables internas y el jacobiano local en coordenadas globales. Esta rutina resuelve el problema local y ha sido desarrollado para hacer análisis estático y/o dinámico de elementos de concreto armado considerando el efecto deslizante del refuerzo.

4.1.- Resolución numérica de pórtico con el modelo histerético de daño con deslizamiento.

El modelo histerético de daño con deslizamiento, es utilizado para el análisis dinámico de pórticos elasto-plásticos degradables de concreto armado, siguiendo los lineamientos 84 hechos por Flórez-López [13]. La resolución

numérica de este análisis se plantea de tal manera que a partir de los datos del problema se determinen los desplazamientos nodales de la estructura, las deformaciones y esfuerzos generalizados, las variables y fuerzas internas de cada miembro de la estructura. La solución al problema se divide en dos como se mencionó anteriormente, problema global y local. El problema global se encarga de la solución numérica del sistema de ecuaciones no lineal generado por las ecuaciones de equilibrio de la estructura, al igualar las fuerzas externas con las fuerzas internas y las fuerzas inerciales, en el caso dinámico, de la estructura. Y así, se puede obtener los desplazamientos generalizados de la estructura, o sea, los desplazamientos de cada nodo de la estructura. El problema local determina las fuerzas internas, el aporte de cada miembro a la estructura con el jacobiano local, y el jacobiano inercial de los miembros de la estructura en función de los desplazamientos nodales de la misma.

- Datos del problema:
 - Geometría de la estructura (coordenadas de los nodos y restricciones de los apoyos).
 - Características de los miembros de la estructura: masa, calidad de los materiales, geometría de las secciones transversales de los miembros.
 - Historia de carga, desplazamientos y/o aceleraciones aplicados en los nodos en un intervalo de tiempo.

- Variables a determinar:
 - Desplazamientos, velocidades y aceleraciones:

$$\begin{array}{lll}
 \{U\}_i = \{U_1, U_2, U_3\} & \{\dot{U}\}_i = \{\dot{U}_1, \dot{U}_2, \dot{U}_3\} & \{\ddot{U}\}_i = \{\ddot{U}_1, \ddot{U}_2, \ddot{U}_3\} & \text{nodal} \\
 \{q\}_i = \{\{U\}_i, \{U\}_j\} & \{\dot{q}\}_i = \{\{\dot{U}\}_i, \{\dot{U}\}_j\} & \{\ddot{q}\}_i = \{\{\ddot{U}\}_i, \{\ddot{U}\}_j\} & \text{elemento (4.1)} \\
 \{X\}_i = \{\{U\}_i, \{U\}_j, \dots, \{U\}_n\} & \{\dot{X}\}_i = \{\{\dot{U}\}_i, \{\dot{U}\}_j, \dots, \{\dot{U}\}_n\} & \{\ddot{X}\}_i = \{\{\ddot{U}\}_i, \{\ddot{U}\}_j, \dots, \{\ddot{U}\}_n\} & \text{estructura}
 \end{array}$$

- Deformaciones generalizadas de los miembros:

$$\{\phi\}^t = \{\phi_i, \phi_j, \delta\} \quad (4.2)$$

- Esfuerzos generalizadas de los miembros:

$$\{M\}^t = \{m_i, m_j, n\} \quad (4.3)$$

- Variables internas: daños y deformaciones plásticas.

$$\{D^+\}^t = \{d_i^+, d_j^+\} \quad (4.4)$$

$$\{D^-\}^t = \{d_i^-, d_j^-\} \quad (4.5)$$

$$\{\phi^p\}^t = \{\phi_i^p, \phi_j^p\} \quad (4.6)$$

- Fuerzas Internas:

$$\{Q\}^t = \{Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_6\} \quad (4.5)$$

- Ecuaciones a verificar:

- Ecuaciones de compatibilidad o ecuación cinemática:

$$\{d\phi\} = [B(q)]\{dq\} \quad \text{Grandes desplazamientos} \quad (4.6)$$

$$\{d\phi\} = [Bo]\{dq\} \quad \text{Pequeños desplazamientos}$$

- Ecuaciones de equilibrio de la estructura y del miembro:

$$\sum_{b=1}^m \{Q\}_b + \sum_{b=1}^m [m]_b \{\ddot{q}(t)\}_b - \{P(t)\} = 0 \quad \text{Caso dinámico} \quad (a)$$

$$\{dQ\} = [B(q)]^t \{dM\} \quad \text{Grandes desplazamientos} \quad (b) \quad (4.7)$$

$$\{dQ\} = [Bo]^t \{dM\} \quad \text{Pequeños desplazamientos} \quad (c)$$

- Ley de comportamiento:

1. ley de Estado:

$$\{d\phi\} - \{d\phi^p\} = \left\{ \frac{\partial U^*}{\partial M} \right\} = [F^*(D^+)]\{dM^+\} + [F^*(D^-)]\{dM^-\} \quad (4.8)$$

2. Leyes de Evolución de las deformaciones plásticas y de los daños, las cuales están representadas en la ecuaciones (25, 27, 29, 31).

Al considerar el comportamiento del material no lineal es necesario utilizar un método de resolución paso a paso. Este método consiste en discretizar el intervalo de tiempo en el cual se analiza la estructura, en pequeños pasos, se calculan las incógnitas en los pasos escogidos y en cada uno de ellos el comportamiento de la estructura se supone lineal, por lo tanto, las ecuaciones a verificar se deben discretizar.

El problema se fundamenta en la solución numérica de un sistema de ecuaciones no lineales para cada paso y puede dividirse en un problema global y "m" problemas locales, siendo "m" el número total de miembros de la estructura.

4.1.1.- Problema Global.

El problema global consiste en la solución numérica del sistema de ecuaciones no lineal de equilibrio de la estructura para obtener los desplazamientos nodales de la misma $\{X\}$. La ecuación de equilibrio puede igualarse a cero y ser una función de los desplazamientos nodales $\{L(X)\}$, quedando de la forma siguiente:

$$\{L(X)\} = \sum_{b=1}^m \{Q\}_b + \sum_{b=1}^m [m]_b \{\ddot{q}\}_b - \{P\} = 0 \quad (4.9)$$

por ser el análisis no lineal, el problema debe ser resuelto usando un método iterativo, por ejemplo el método de Newton, donde cada iteración "a" consiste en resolver el siguiente problema lineal:

$$\{L(X)\}_s \cong \{L(X)\}_{s-1} + \left[\frac{\partial L}{\partial X} \right]_{s-1} (\{X\}_s - \{X\}_{s-1}) = 0 \quad (4.10)$$

donde "s" es el punto al final del paso del análisis y "s-1" es el punto al comienzo del paso. El método de newton aproxima una función no lineal a una

función lineal, pudiendo encontrar la raíz de la función no lineal con pocas iteraciones. En la Figura 4.1, se ilustra el método iterativo de Newton. Al evaluar la función no lineal con un primer punto X_1 , se traza la recta tangente, cuya pendiente es $\frac{\partial L}{\partial X}$, a la curva $L(X)$ por el punto $(X_1, L(X_1))$. Luego se encuentra la intersección de la recta tangente con el eje de las abscisas y se encuentra el segundo punto X_2 más cercano a la solución. Este procedimiento se repite hasta conseguir la raíz de la función no lineal.

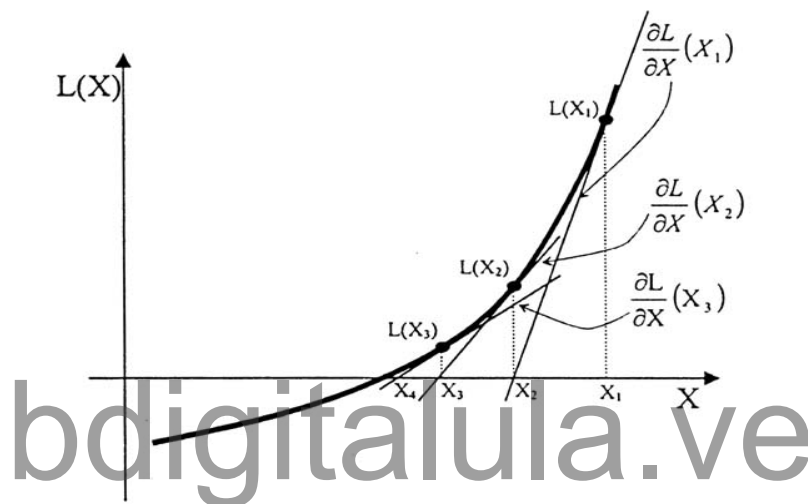


Figura 4.1. Ilustración del Método de Newton.

Al implementar el método de Newton para resolver el sistema de ecuaciones no lineal, generado por la ecuación de equilibrio de la estructura, se puede agrupar

los siguientes términos como
$$\left[\frac{\partial L}{\partial X} \right]_{s-1} = \sum_{b=1}^m \left[\frac{\partial Q_b}{\partial q_b} \right]_{s-1} + \sum_{b=1}^m [m]_b \left[\frac{\partial \ddot{q}_b}{\partial q_b} \right]_{s-1}$$
 es el

“Jacobiano del problema Global”. Donde el primer término, $\left[\frac{\partial L}{\partial X} \right]_{s-1}$ es el

Jacobiano Local en coordenadas globales del elemento "b" y el segundo

término $[m]_b \left[\frac{\partial \ddot{q}_b}{\partial q_b} \right]_{s-1}$ es el Jacobiano Inercial del elemento "b". El vector $\{X\}_{s-1}$

son los desplazamientos nodales generalizados de la estructura calculados al

final de la iteración anterior. Y el vector $\{X\}_s$ son los desplazamientos nodales

generalizados de la estructura al final de la iteración actual, los cuales son las

incógnitas del problema global. Los términos para determinar el Jacobiano del problema Global son determinados en el Problema Local y transferidos al Global para el análisis de la estructura.

4.1.2.- Problema Local.

El problema local determina numéricamente las fuerzas internas, el jacobiano local y el jacobiano inercial en función de los desplazamientos nodales, al final del paso anterior, a los cuales el miembro está vinculado. El algoritmo encargado de determinar las variables antes mencionadas para cada iteración es llamado SUPERDEG. El procedimiento programado en la rutina principal SUPERDEG es descrito como sigue:

4.1.2.1.- Cálculo de las Fuerzas Internas en cada miembro de la estructura $\{Q\}_b$:

4.1.2.1.1.- Cálculo de las deformaciones generalizadas a partir de los desplazamientos generalizados (obtenidos en la iteración anterior).

Las deformaciones generalizadas pueden ser obtenidas a partir de los desplazamientos generalizados empleando las ecuaciones cinemáticas o de compatibilidad para grandes o pequeños desplazamientos. Esto no representa ninguna dificultad particular, puesto que se trata de una aplicación directa de las ecuaciones 4.6.

$$\begin{array}{lll} \{\phi\} = \{\phi\}_{s-1} + \{d\phi\} & \text{donde} & \{d\phi\} = [B(q)]\{dq\} & \text{Grandes desplazamientos} \\ \{\phi\} = \{\phi\}_{s-1} + \{d\phi\} & \text{donde} & \{d\phi\} = [B_0]\{dq\} & \text{Pequeños desplazamientos} \end{array}$$

4.1.2.1.2.- Determinación de los parámetros del modelo.

Los parámetros del modelo histerético ($Gcr_i^+, Gcr_i^-, Gcr_j^+, Gcr_j^-, c_i^+, c_i^-, c_j^+, c_j^-, q_i^+, q_i^-, q_j^+, q_j^-, My_i^+, My_i^-, My_j^+, My_j^-$) son consideradas no variables en el intervalo de tiempo de análisis, pero sí varían, en el análisis de toda la estructura. Estas dependen de los diagramas de interacción Carga axial-Momento del miembro. Estos diagramas son: Carga Axial-Momento de Agrietamiento (P-M_{cr}), Carga Axial-Momento de Fluencia (P-M_p), Carga Axial-Momento Ultimo (P-M_u) y Carga Axial-Deformación Ultima Plástica ($P - \phi_u^p$). Los parámetros a su vez dependen del nivel de carga axial del miembro, de las propiedades geométricas de la sección y de las características del material. Las curvas antes mencionadas son determinados de acuerdo a la teoría clásica de concreto armado para secciones sometidas a flexo-compresión, siendo posible obtener curvas de interacción carga axial-momento flector, que permiten representar el comportamiento de la sección para diferentes niveles de cargas axiales [4]. Los nuevos parámetros que intervienen en el modelo histerético de daño con deslizamiento ($Mo_i^+, Mo_i^-, Mo_j^+, Mo_j^-, \gamma_i^+, \gamma_i^-, \gamma_j^+, \gamma_j^-$), momento deslizando "Mo" y "γ", son determinados en cada paso como se explicó en el capítulo anterior. El momento deslizando depende del máximo esfuerzo promedio de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto que lo rodea.

4.1.2.1.3.- Cálculo de los esfuerzos generalizados y de las variables internas.

Los esfuerzos generalizados se determinan en función de las deformaciones. Para ello se utiliza la Ley de comportamiento. La cual consiste en resolver un sistema de ecuaciones no lineales donde las únicas incógnitas son los esfuerzos generalizados {M} y las variables internas $\{\phi^p\}, \{D^+\}, \{D^-\}$. Esta Ley de Comportamiento formada por la Ley de Estado (4.8) y las Leyes de Evolución (25, 27, 29, 31) conforman un sistema de ecuaciones no lineales, el cual se representa:

$$\{RV\} = \left\{ \begin{array}{l} \{R(M, \phi, A_k)\} = 0 \\ \{V(M, \phi, A_k)\}_k = 0 \end{array} \right\} \quad (4.11)$$

donde $\{R\} = 0$ es la ley de estado presentada en la ecuación 4.8 en función de los esfuerzos $\{M\}$, las deformaciones $\{\phi\}$ y las variables internas del modelo $\{A_1\} \dots \{A_k\}$, siendo "k" el número de variables internas que maneja el modelo: $\{A_1\} = \{\phi^p\}$, $\{A_2\} = \{D^+\}$, $\{A_3\} = \{D^-\}$.

Las ecuaciones $\{V\}_1 = 0, \dots, \{V\}_k = 0$, representan las leyes de evolución relacionadas a cada variable interna. Se expresan de la siguiente manera:

$$\{V\}_k = \left\{ \begin{array}{l} V_i \\ V_j \end{array} \right\}_k \quad (4.12)$$

donde " v_i " y " v_j ", corresponden a la ley de evolución de la variable interna "k" en las rótulas "i" y "j" respectivamente. Estas leyes de evolución pueden expresarse de una manera única como se muestra:

$$\begin{array}{l} V_i \left\{ \begin{array}{ll} h_i(M_i, \phi_i, A_{ik}) & \text{si } A_{ik} \text{ esta activa} \\ \Delta A_{ik} & \text{si } A_{ik} \text{ no esta activa} \end{array} \right. \\ V_j \left\{ \begin{array}{ll} h_j(M_j, \phi_j, A_{jk}) & \text{si } A_{jk} \text{ esta activa} \\ \Delta A_{jk} & \text{si } A_{jk} \text{ no esta activa} \end{array} \right. \end{array} \quad (4.13)$$

donde " h_i " Y " h_j " son las funciones de la variable interna "k" en las rótulas "i" y "j" (A_{ik} , A_{jk}) respectivamente. Las variables internas pueden ser las deformaciones plásticas por fluencia o deslizamiento y los daños por el agrietamiento del concreto " ΔA_{ik} " y " ΔA_{jk} " es el incremento de la variable interna relacionada en los extremos "i" y "j", respectivamente, en el paso considerado.

El sistema de ecuaciones antes mencionado $\{RV\}=0$, es posible resolverlo aplicando el método de Newton, sin embargo surge el inconveniente de no conocer cuales son las variables internas activas durante el paso en cuestión. Para superar esto, se empleó un algoritmo llamado "Predictor-Corrector-Verificador" que consiste en determinar los esfuerzos generalizados y las variables internas en tres etapas:

- Primera Etapa: Predicción Elástica.

En este primer paso se determinan los esfuerzos generalizados suponiendo que no hay incrementos en ninguna variable interna ($A_k=0$). Los esfuerzos generalizados son encontrados por medio de la Ley de Estado (ecuación 4.8) en el paso considerado. Esta predicción puede verificarse calculando las funciones inelásticas con los esfuerzos generalizados encontrados:

$$h_i = h_i(M_i, \phi_i, A_i)_k$$
$$h_j = h_j(M_j, \phi_j, A_j)_k$$

Esto puede arrojar dos posibilidades: una, que todas las funciones inelásticas sean negativas o nulas, esto significa que la predicción es correcta, en otras palabras, no hay incrementos de ninguna variable interna durante el paso y los esfuerzos generalizados calculados en la predicción son correctos. En este caso terminaría el cálculo de los esfuerzos al final del paso. La segunda posibilidad es cuando una o varias funciones inelásticas son positivas. Esto significa que la predicción no es correcta, y que hay incremento, de una o cuantas funciones sean positivas, de las variables internas durante el paso. Se hace necesario pasar a la segunda etapa.

- Segunda Etapa: Corrección Inelástica.

Esta corrección consiste en recalculer los esfuerzos generalizados y las variables internas al final del paso, sabiendo que existen incrementos de al menos una variable interna del modelo. Se supondrán activas aquellas variables cuya función inelástica "h" ha dado valores positivos durante la predicción inelástica, las restantes se supondrán pasivas. Esta etapa puede ahora ser resuelta por el método de Newton, obteniéndose los esfuerzos generalizados y los valores de las variables internas al final del paso. Se debe verificar si las variables internas supuestas activas los son, y esto se hace en la tercera etapa.

- Tercera etapa: Verificación.

En esta etapa se verifica las suposiciones hechas de las variables internas activas y pasivas en el incremento, que permitieron la corrección inelástica. Esta verificación se hace en dos pasos:

En el primer paso, se calculan las funciones inelásticas de las variables internas que fueron supuestas pasivas en la corrección, con los nuevos valores obtenidos para las variables internas al final del paso. Si algunas de estas funciones no es positiva, entonces la variable interna que corresponde a esta función no es pasiva durante el incremento, las hipótesis realizadas para la corrección son erróneas y debe por lo tanto realizarse una nueva inelástica.

El segundo paso, calcula los términos de disipación de las desigualdades termodinámicas asociadas a las variables internas que fueron supuestas activas durante la corrección. Al proceder paso a paso estas desigualdades se traduce como:

$$\begin{aligned} \Delta d_i &= (d_i^s - d_i^{s-1}) \geq 0 & \Delta d_j &= (d_j^s - d_j^{s-1}) \geq 0 \\ (m_i - X_i)(\phi_{i_s}^p - \phi_{i_{s-1}}^p) &\geq 0 & (m_j - X_j)(\phi_{j_s}^p - \phi_{j_{s-1}}^p) &\geq 0 \end{aligned} \quad (4.14)$$

Los términos $(m_i - X_i)$ y $(m_j - X_j)$ son los esfuerzos “m” en la rótula “i, j” con endurecimiento cinemática lineal “X”, respectivamente. Al cumplirse estas desigualdades se garantiza que los valores que toman cada una de las variables internas son físicamente posibles. Dichas desigualdades provienen del primer y segundo principio de la termodinámica. El primer principio termodinámico establece la conservación de la tasa de energía de un elemento del pórtico, la cual establece que la tasa de energía interna de un elemento del pórtico es la potencia interna más la energía calórica liberada (siempre será negativa) por el mismo. El segundo principio termodinámico establece que durante los procesos de intercambio de energía, la cantidad de energía que solo puede ser transformada en trabajo mecánico solo puede disminuir. Si algunas de estas desigualdades no se cumple, entonces la variable interna asociada a la desigualdad en cuestión no es válida, las hipótesis en la etapa de corrección no son correctas y debe realizarse otra corrección.

En el caso de que todas las desigualdades se cumpla, usando solo las variables supuestamente activas, y las funciones sean negativas o cero, usando solo las variables supuestamente pasivas en la etapa de corrección, entonces los valores obtenidos de los esfuerzos generalizados y de las variables internas son correctos. Al concluir las tres etapas quedan definidas cuales variables internas están activas y cuales no en el paso que está analizando y al mismo tiempo los esfuerzos generalizados en cada miembro de la estructura.

Los incrementos de las fuerzas internas se calculan a partir de los incrementos de los esfuerzos generalizados, empleando las ecuaciones de equilibrio (ecuaciones 4.7b ó 4.7c) del miembro. Este cálculo consiste en la aplicación directa de dichas ecuaciones. De tal forma, que las fuerzas del miembro es la suma de las fuerzas hasta el paso anterior y el incremento de las fuerzas internas en el paso del análisis.

$$\{Q\}_b^s = \{Q\}_b^{s-1} + \{dQ\}_b \quad (4.15)$$

Donde el súper índice “s” indica que es el vector de fuerzas internas al final del paso; “s-1” es el vector de fuerzas internas al final del anterior, “b” indica el miembro que se está analizando localmente.

4.1.2.2.- Cálculo del Jacobiano Local en Coordenadas Globales.

El jacobiano local en coordenadas globales se puede determinar realizando dos procesos:

- Determinación del Jacobiano Local en Coordenadas Locales.

El jacobiano local en coordenadas locales se define como la derivada de los esfuerzos con respecto a las deformaciones $\left[\frac{\partial M}{\partial \phi} \right]$. El cálculo de dicha matriz se hace a partir de las deformaciones y esfuerzos generalizados calculados previamente. A partir de la ecuación 4.11, la cual definen la Ley de Estado y las Leyes de Evolución de las Variables internas como función de las deformaciones generalizadas, y derivándola parcialmente con respecto a las deformaciones obtendremos el siguiente sistema de matrices:

$$\begin{aligned} \left[\frac{\partial R}{\partial M} \right] \left[\frac{\partial M}{\partial \phi} \right] + \left[\frac{\partial R}{\partial A_k} \right] \left[\frac{\partial A_k}{\partial \phi} \right] &= - \left[\frac{\partial R}{\partial \phi} \right] \\ \left[\frac{\partial V}{\partial M} \right] \left[\frac{\partial M}{\partial \phi} \right] + \left[\frac{\partial V}{\partial A_k} \right] \left[\frac{\partial A_k}{\partial \phi} \right] &= - \left[\frac{\partial V}{\partial \phi} \right] \end{aligned} \quad (4.15)$$

La expresión 4.15 constituye un sistema de ecuaciones matriciales con dos incógnitas: las matrices $\left[\frac{\partial M}{\partial \phi} \right]$ y $\left[\frac{\partial A_k}{\partial \phi} \right]$. La primera matriz es el Jacobiano Local en Coordenadas Locales, el cual se obtiene al resolver el sistema de ecuaciones matriciales propuesto.

- Transformación del Jacobiano Local en Coordenadas Locales a Globales.

El Jacobiano Local en coordenadas globales $\left[\frac{\partial Q}{\partial q} \right]_b$, como se define en la sección del problema global, se obtiene derivando la ecuación de equilibrio del miembro (4.7c) en el caso de grandes desplazamientos con respecto a los desplazamientos del miembro:

$$\left[\frac{\partial Q}{\partial q} \right]_b = \left[\frac{\partial [B(q)]^t}{\partial q} \right]_b [M]_b + [B(q)]_b^t \left[\frac{\partial M}{\partial q} \right]_b \quad (4.16)$$

el primer término de la expresión del jacobiano local en coordenadas globales se anula si se considera el análisis de pequeños desplazamientos, en caso contrario se determina de la siguiente manera, después de simplificar algunos términos [36]:

$$\left[\frac{\partial [B(q)]^t}{\partial q} \right]_b [M]_b = \begin{pmatrix} N \\ L \end{pmatrix}_b [J]_b \quad \text{donde} \quad (4.17)$$

$$[J]_b = \begin{bmatrix} \text{Sen}^2 \alpha & -\text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha & 0 & -\text{Sen}^2 \alpha & \text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha & 0 \\ -\text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha & \text{Cos}^2 \alpha & 0 & \text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha & -\text{Cos}^2 \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\text{Sen}^2 \alpha & \text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha & 0 & \text{Sen}^2 \alpha & -\text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha & 0 \\ \text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha & -\text{Cos}^2 \alpha & 0 & -\text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha & \text{Cos}^2 \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

L: es la longitud del miembro.

N : es la carga axial del miembro en el paso que se está analizando.

α : es la inclinación del miembro con respecto a los ejes de referencia.

El segundo término podemos expresarlo en función del jacobiano local en coordenadas locales de la siguiente manera:

$$\left[\frac{\partial M}{\partial q} \right]_b = \left[\frac{\partial M}{\partial \phi} \right]_b \left[\frac{\partial \phi}{\partial q} \right]_b = \left[\frac{\partial M}{\partial \phi} \right]_b [B(q)]_b \quad (4.18)$$

Por lo tanto,

$$\left[\frac{\partial M}{\partial q} \right]_b = \left[\frac{\partial M}{\partial \phi} \right]_b \left[\frac{\partial \phi}{\partial q} \right]_b = \left[\frac{\partial M}{\partial \phi} \right]_b [B(q)]_b \quad (4.18)$$

quedando definida el jacobiano local en coordenadas globales de la siguiente manera:

$$\left[\frac{\partial Q}{\partial q} \right]_b = \left(\frac{N}{L^2} \right) [J]_b + [B(q)]_b^t \left[\frac{\partial M}{\partial \phi} \right]_b [B(q)]_b \quad (4.20)$$

4.1.2.3.- Determinación del Jacobiano Inercial en Coordenadas Globales.

Al considerar el análisis dinámico, y tomar la ecuación de equilibrio de las fuerzas del miembro, podemos definir el término de las fuerzas inerciales en el miembro como:

$$[m]_b \{\ddot{q}\}_b = \{Q_I\}_b \quad (4.21)$$

donde "[m]_b" es la matriz de masas consistente del elemento "b", "{ \ddot{q} }"_b " es el vector de aceleraciones nodales a los cuales se encuentra vinculado el elemento "b". Al derivar las fuerzas inerciales con respecto a los desplazamientos del miembro, podemos obtener:

$$\left[\frac{\partial Q_I}{\partial q} \right]_b = [m]_b \left[\frac{\partial \ddot{q}}{\partial q} \right]_b \quad (4.22)$$

Las derivadas de las aceleraciones y velocidades con respecto a los desplazamientos generalizados dependen del algoritmo empleado, como el método de Wilson, Newmark, etc. El método utilizado es el Método de Newmark, el cual consiste en emplear fórmulas aproximadas que expresan las aceleraciones al final de cada paso como funciones de cantidades definidas al principio de cada paso y de los desplazamientos al final de cada paso:

$$\{\ddot{q}\} = \{\ddot{q}(q_s, \dot{q}_{s-1}, \ddot{q}_{s-1}, q_{s-1})\} \quad (4.23)$$

$$\{\ddot{q}\} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} (\{q\}_s - \{q\}_{s-1}) - \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{q}\}_{s-1} - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \{\ddot{q}\}_{s-1}$$

$$\left[\frac{\partial \ddot{q}}{\partial q} \right]_b = \frac{1}{\beta \Delta t^2} [1] \quad (4.24)$$

donde "[1]" es la matriz unitaria de orden seis, Δt es el incremento de tiempo utilizado en el paso que se está analizando, β y γ son parámetros de integración para obtener exactitud y estabilidad, del método de Newmark, en la integración numérica.

Se puede expresar en forma definitiva el Jacobiano del problema global para el caso dinámico, considerando grandes desplazamientos (4.25) y pequeños desplazamientos (4.26), de la siguiente forma:

$$\left[\frac{\partial L}{\partial X} \right]_{s-1} = \sum_{b=1}^m \left(\frac{N}{L^2} \right)_b [J]_b + \sum_{b=1}^m [B(q)]_b \left[\frac{\partial M}{\partial \phi} \right]_b [B(q)]_b + \sum_{b=1}^l [m]_b \frac{1}{\beta \Delta t^2} [1] \quad (4.25)$$

$$\left[\frac{\partial L}{\partial X} \right]_{s-1} = \sum_{b=1}^m [B(q)]_b \left[\frac{\partial M}{\partial \phi} \right]_b [B(q)]_b + \sum_{b=1}^l [m]_b \frac{1}{\beta \Delta t^2} [1] \quad (4.26)$$

Las expresiones del Jacobiano del problema global para el caso estático son las mismas ecuaciones (4.25) y (4.26) sin tomar en cuenta el último término de cada una de ellas. También se considera el efecto de grandes o pequeños desplazamientos respectivamente.

4.2.- Implementación del Modelo en un Programa Comercial de Elementos Finitos.

4.2.1.- Solución del Problema Global.

El problema global es resuelto por el programa comercial ABAQUS, el cual permite crear un elemento finito y añadido a su librería por medio de una subrutina llamada UEL. Este programa permite realizar análisis lineal o no lineal. Los datos necesarios para definir el problema son:

- Número de nodos asociado al elemento.
- Lista de grados de libertad necesarios en cada nodo.
- Propiedades del material (calidad).
- Geometría de la estructura.
- Historia de carga o desplazamiento.

La subrutina UEL es utilizada cada vez que ABAQUS necesite información sobre el elemento finito externo a su librería. En ella debe estar definida la contribución de cada elemento en la estructura. ABAQUS al llamar a UEL, le provee las variables de los nodos que correspondan al elemento en el paso actual del análisis, como los desplazamientos, las velocidades y aceleraciones de los nodos a la cual el elemento se encuentra vinculado. Existe un intercambio de datos controlados que dependen del tipo de elemento y de su contribución en la estructura como el vector residual, el jacobiano local en coordenadas globales, variables asociadas al elemento. Este intercambio de datos se repite tantas veces como número de elementos tenga la estructura. Una vez calculado los jacobiano local en coordenadas globales de cada uno de los elementos de la estructura, sus variables internas, ABAQUS determina los

nuevos desplazamientos de los nodos de la estructura para el siguiente paso (Figura 4.2).

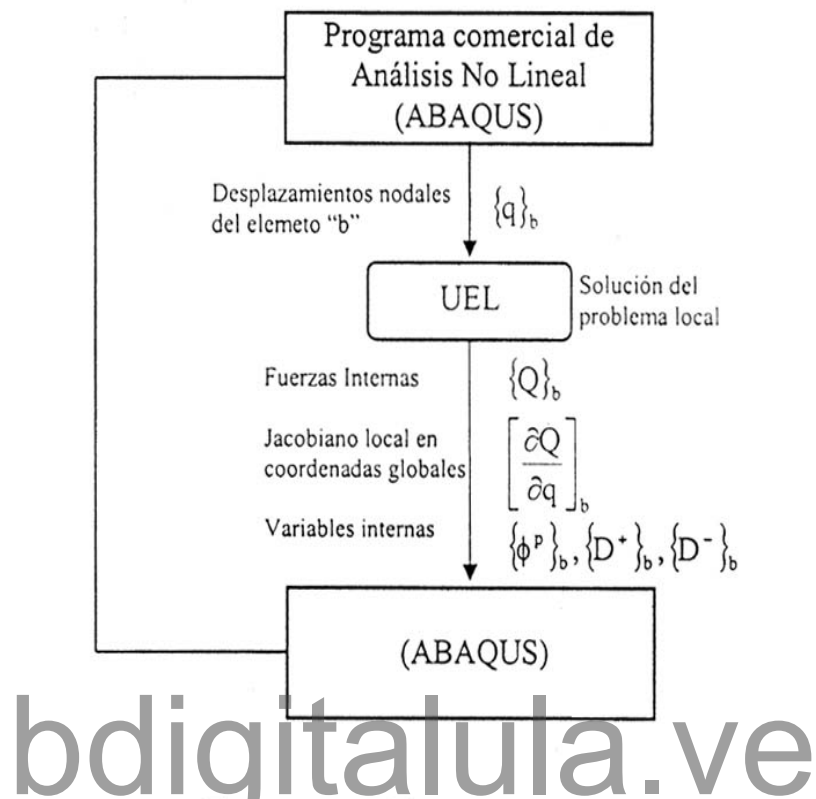


Figura 4.2 Flujograma General.

Como se menciona al principio de este capítulo, el problema local es resuelto por una subrutina llamada SUPERDEG. El intercambio frecuente de datos entre ABAQUS y SUPERDEG amerita dos subrutinas llamadas TRAD_ABAQUS_DEG y TRAD_DEG_ABAQUS. La subrutina que interpreta las variables de ABAQUS para que puedan ser leídas por SUPERDEG se llama TRAD_ABAQUS_DEG, y la otra hace la interpretación inversa y se llama TRAD_DEG_ABAQUS. La implementación de estas dos subrutinas se hizo con el propósito de obtener un programa general (SUPERDEG), que pueda ser acoplado en cualquier programa comercial de análisis no lineal de elementos finitos, y las únicas modificaciones se realicen en estas dos subrutinas (Figura 4.3).

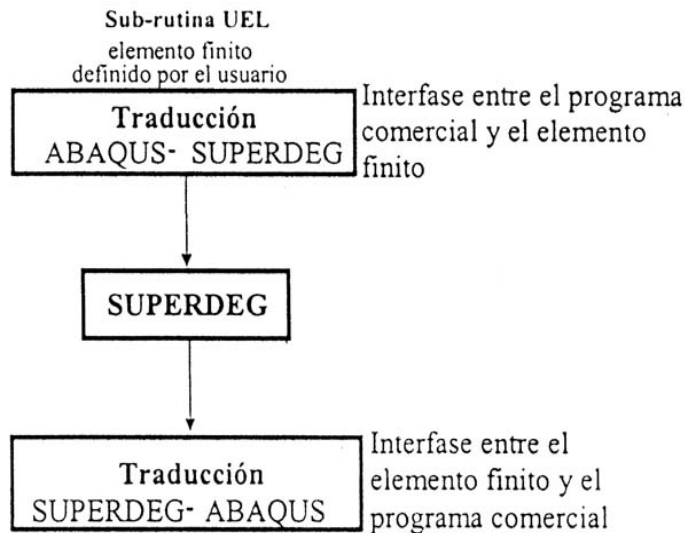


Figura 4.3 Flujograma UEL.

ABAQUS [37] resuelve el problema dinámico global de la estructura mediante el siguiente sistema de ecuaciones:

$$(1+\alpha)\{Q_{(t+\Delta t)}\} - \alpha Q_t + [m]\{\ddot{q}_{(t+\Delta t)}\} - (1+\alpha)\{P_{(t+\Delta t)}\} + \alpha\{P_t\} + \{L_{(t+\Delta t)}\} = 0 \quad (4.27)$$

el cual, es resuelto a su vez por el método iterativo de Newton.

La no linealidad del material hace que la ecuación del movimiento, a veces, no sea continua en el paso seleccionado. Por lo tanto, es necesario seleccionar un paso menor, el cual el algoritmo sea capaz de definir las velocidades y aceleraciones al final de dicho paso en función de los datos al principio del mismo, suponiendo que las aceleraciones varían linealmente. Se obtiene un equilibrio en el instante $(t + \Delta t)$ y por lo tanto se asegura un equilibrio y condiciones iniciales del próximo paso a analizar.

4.2.2.- Solución del Problema Local.

El problema local se resuelve, como se ha mencionado previamente, mediante la implementación de una sub-rutina (nuevo elemento finito) llamada

SUPERDEG. Esta sub-rutina fue codificada en lenguaje FORTRAN 77, el cual es aceptado por ABAQUS.

SUPERDEG consiste básicamente en seis subrutinas (ver Figura 4.4), las cuales se describirán brevemente con ayuda de flujo gramas, estas subrutinas son:

- Cálculo de las deformaciones (DEFTOT).
- Cálculo de las propiedades del elemento en función de la carga axial (CAL_PROPIED).
- Cálculo de los esfuerzos y variables internas (DEG).
- Reducción del paso local o global (CAMBIO DE PASO)
- Cálculo de las fuerzas internas y de las fuerzas residuales (RESIDU).
- Cálculo del jacobiano local e inercial (CAL_JACOB).

Las subrutinas mencionadas son aplicación directa de la resolución de sistemas de ecuaciones extensos, excepto la subrutina DEG, en la cual se resuelve la ley de comportamiento y es la que define los valores correctos que toman todas las variables internas del modelo.

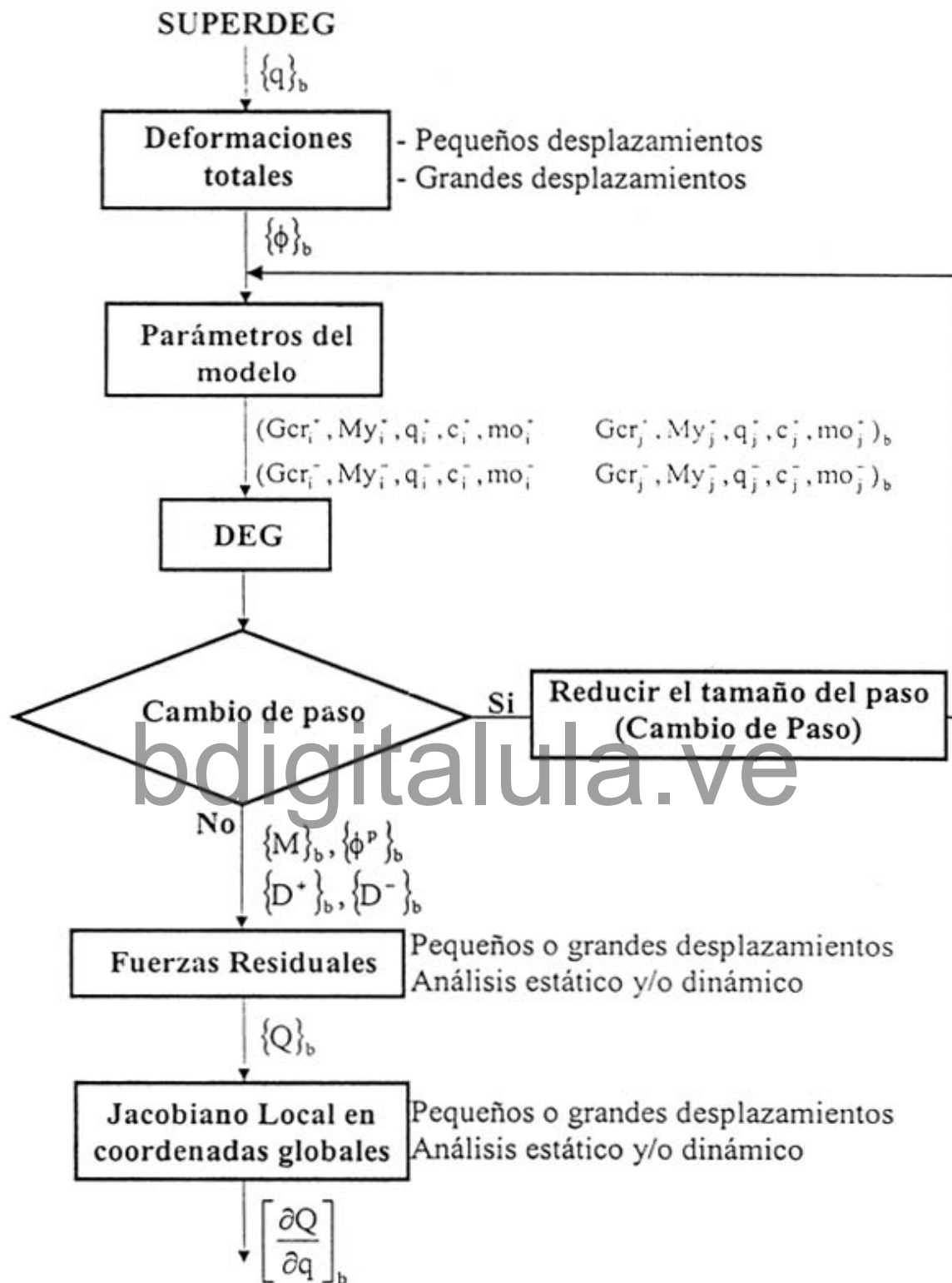


Figura 4.4 SUPERDEG.

4.2.2.1.- Cálculo de las deformaciones totales (DEFTOT).

En la subrutina DEFTOT se obtienen las deformaciones totales de cada elemento aplicando la ecuación cinemática (1) del capítulo 2, considerando los efectos de grandes o pequeños desplazamientos (Figura 4.5).

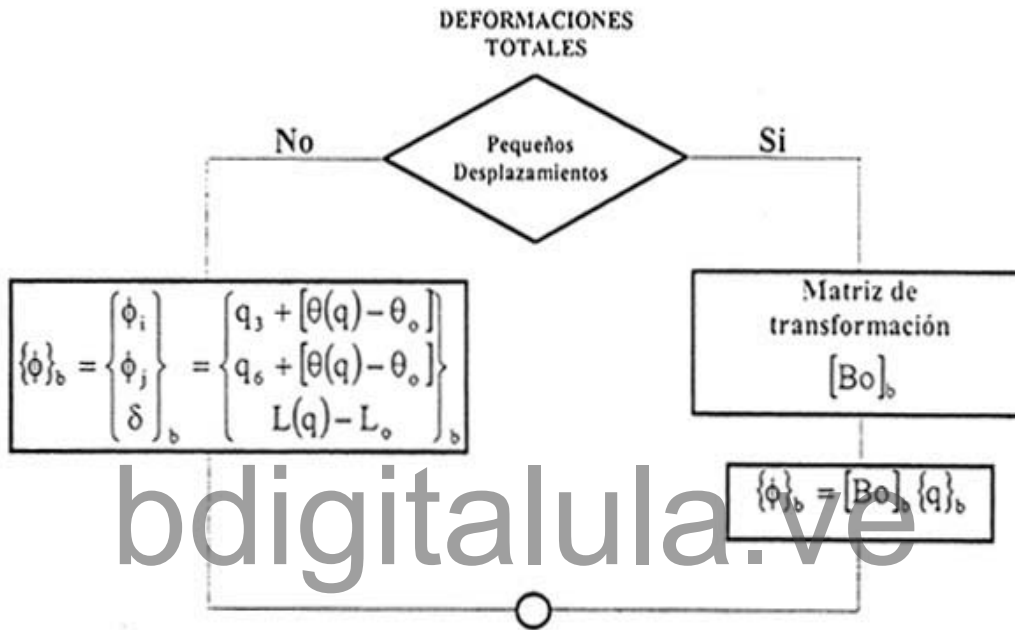


Figura 4.5. Deformaciones Totales

4.2.2.2.- Cálculo de las propiedades de los miembros (CAL_PROPIED).

La subrutina CAL_PROPIED, determina los valores de los parámetros en función del valor de la carga axial en cada paso de análisis y de los momentos de agrietamiento, fluencia, último y la curvatura última plástica. De acuerdo al nivel de carga axial que tenga el elemento en el paso se interpola en los diagramas de interacción Carga Axial-Momentos. Los parámetros son el resultado de un sistema de ecuaciones no lineales, el cual es descrito por Perdomo [4]. Figura 4.6.

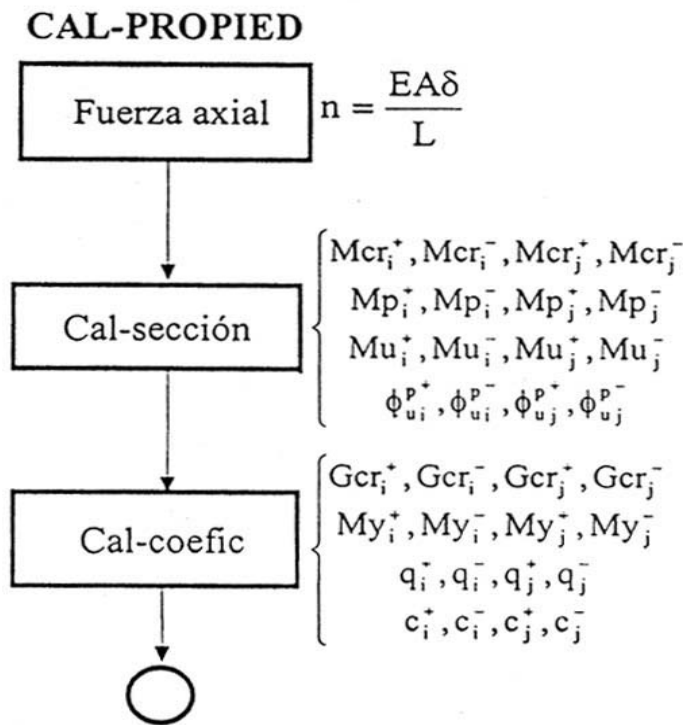


Figura 4.6. Cálculo de Propiedades.

4.2.2.3.- Cálculo de los esfuerzos y de las variables internas (DEG).

La subrutina DEG resuelve el sistema de ecuaciones no lineal que compone la Ley de Comportamiento. Este sistema de ecuaciones es resuelto por el método de Newton, con la dificultad de no saber previamente cual de las variables internas

$(\{\phi^p\}, \{D^+\}, \{D^-\})$ están activas o no. Este problema se resuelve aplicando el algoritmo Predictor-Corrector-Verificador, mencionado anteriormente. La Ley de Comportamiento está formada por la ley de estado, las funciones de fluencia y de Daño creando el vector $\{RV\}$. Todas estas ecuaciones conforman un sistema de ecuaciones no lineales, del cual arroja como resultados los valores corregidos de los esfuerzos generalizados y de las variables internas (Figura 4.7).

Este método de resolución del sistema de ecuaciones no lineal genera la construcción de un nuevo jacobiano, definido en este trabajo como

HIPERMATRIZ. La hipermatriz se genera al derivar parcialmente el vector {RV} con respecto a los esfuerzos generalizados {M}, a las deformaciones plásticas $\{\phi^p\}$, a los daños positivos $\{D^+\}$ Y negativos $\{D^-\}$, quedando expresada de la siguiente manera:

$$\text{HIPERMATRIZ} \rightarrow \left[\frac{\partial RV}{\partial M, \partial \phi^p, \partial D^+, \partial D^-} \right] = \begin{bmatrix} \left[\frac{\partial R}{\partial M} \right] & \left[\frac{\partial R}{\partial \phi^p} \right] & \left[\frac{\partial R}{\partial D^+} \right] & \left[\frac{\partial R}{\partial D^-} \right] \\ \left[\frac{\partial \bar{g}}{\partial M} \right] & \left[\frac{\partial \bar{g}}{\partial \phi^p} \right] & \left[\frac{\partial \bar{g}}{\partial D^+} \right] & \left[\frac{\partial \bar{g}}{\partial D^-} \right] \\ \left[\frac{\partial \bar{g}^+}{\partial M} \right] & \left[\frac{\partial \bar{g}^+}{\partial \phi^p} \right] & \left[\frac{\partial \bar{g}^+}{\partial D^+} \right] & \left[\frac{\partial \bar{g}^+}{\partial D^-} \right] \\ \left[\frac{\partial \bar{g}^-}{\partial M} \right] & \left[\frac{\partial \bar{g}^-}{\partial \phi^p} \right] & \left[\frac{\partial \bar{g}^-}{\partial D^+} \right] & \left[\frac{\partial \bar{g}^-}{\partial D^-} \right] \end{bmatrix} \quad (4.28)$$

Cada una de las sub-matrices está conformada por expresiones extensas, como por ejemplo:

$$\left[\frac{\partial R}{\partial M} \right] = \begin{bmatrix} \frac{\partial R_1}{\partial M_i} & \frac{\partial R_1}{\partial M_j} & \frac{\partial R_1}{\partial N} \\ \frac{\partial R_2}{\partial M_i} & \frac{\partial R_2}{\partial M_j} & \frac{\partial R_2}{\partial N} \\ \frac{\partial R_3}{\partial M_i} & \frac{\partial R_3}{\partial M_j} & \frac{\partial R_3}{\partial N} \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

donde el vector {R} es:

$$\{R\} = \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \phi_i - \phi_i^p - F_{11}(D^+)M_i^+ - F_{12}(D^+)M_j^+ - F_{11}(D^-)M_i^- - F_{12}(D^-)M_j^- \\ \phi_i - \phi_i^p - F_{21}(D^+)M_i^+ - F_{22}(D^+)M_j^+ - F_{21}(D^-)M_i^- - F_{22}(D^-)M_j^- \\ \delta - F_{33}N \end{Bmatrix} \quad (4.30)$$

Si se realiza el mismo procedimiento con el vector de las variables internas $\{V\}$, se logran obtener los términos restantes de las otras sub-matrices.

Luego de varias iteraciones en el problema local y lograr la convergencia, se calculan las fuerzas termodinámicas asociadas a las variables internas. En un proceso previo llamado "RESIDUAL" han quedado definidas cuales de las variables internas están activas o no.

En el proceso RESIDUAL, se actualiza el vector $\{RV\}$ verificando si algunas de las variables internas se encuentran activas o no. Esta decisión se toma al chequear las funciones de fluencia y de daño, si alguna de ellas es mayor que cero, la variable interna asociada a dicha función se encuentra activa, de lo contrario estaría pasiva. Al definir cual de las variables están activas y cuales pasivas, se procede a ensamblar el vector $\{RV\}$ (Figura 4.8).

bdigitalula.ve

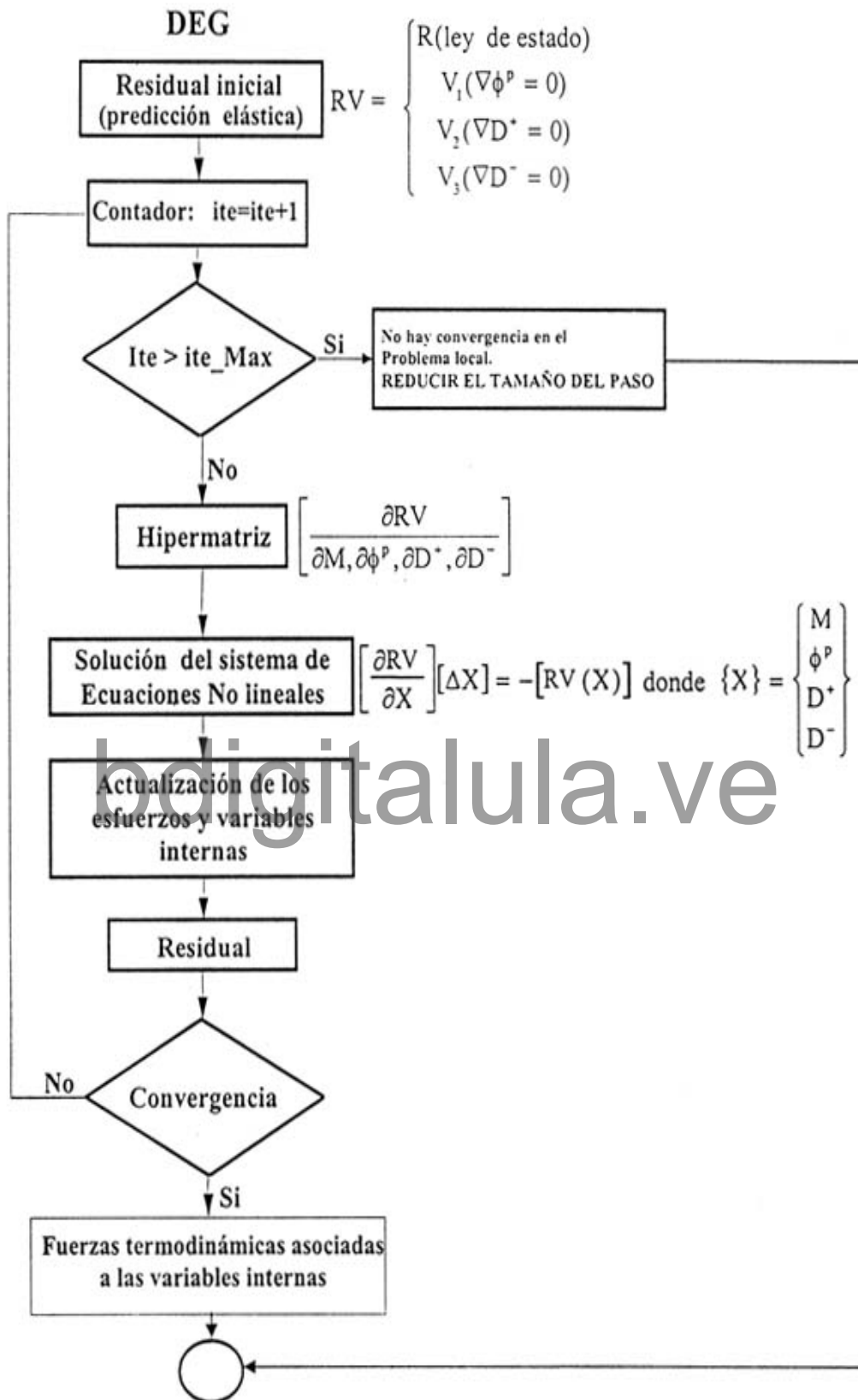


Figura 4.7 Subrutina DEG.

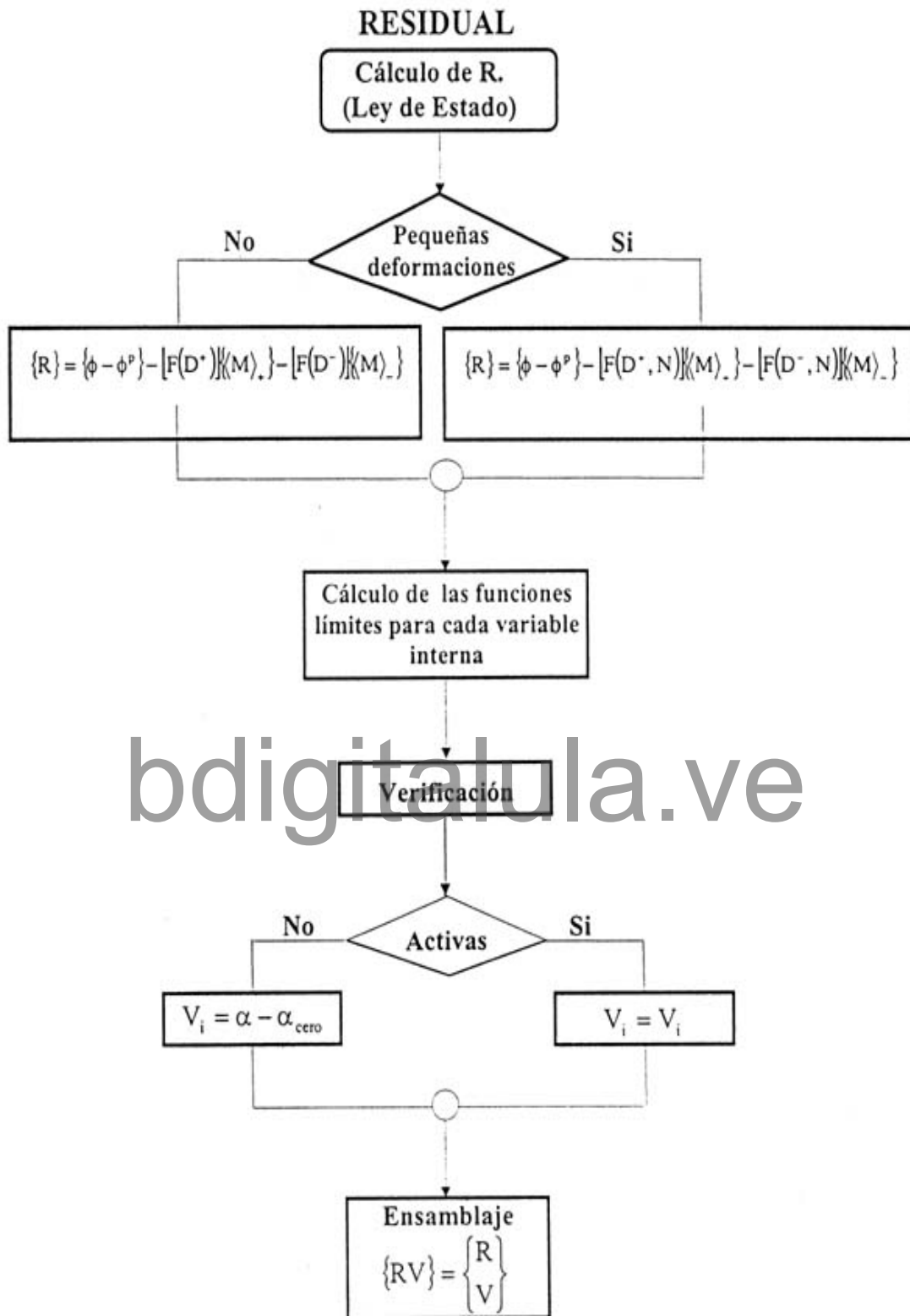


Figura 4.8 Residual.

4.2.2.4.- Reducción de paso

La subrutina CAMBIO DE PASO, obliga que exista solución en el problema local con el tamaño del paso escogido. Al establecer cuales de las variables internas están activas y cuales no y que sus valores sean físicamente posibles se dice que la solución del problema local se ha encontrado para ese tamaño de paso. Los valores que toman cada una de las variables internas del modelo son físicamente posibles si cumplen con las funciones termodinámicas, mencionadas anteriormente.

El problema se plantea con dos tipos de tamaño de pasos. Un tamaño de paso global y otro local. El método implementado se llama "Doble paso de Integración" [38,39].

El proceso para la búsqueda de la solución del problema local comienza con el mismo tamaño del paso global. Si la solución del problema local con el tamaño de paso escogido no es posible, la subrutina CAMBIO DE PASO, como primera opción disminuye el tamaño del paso local para conseguir la solución. Una vez que la solución es encontrada el tamaño del paso local vuelve a crecer hasta alcanzar el punto final del tamaño de paso global. Hasta ahora el tamaño del paso global sigue siendo el escogido al principio. Si la solución del problema local no se consigue disminuyendo el tamaño del paso local, la subrutina toma la segunda opción que es el de ordenarle al programa que resuelve el problema global (ABAQUS [37]) que reduzca el tamaño del paso global (Figura 4.9).

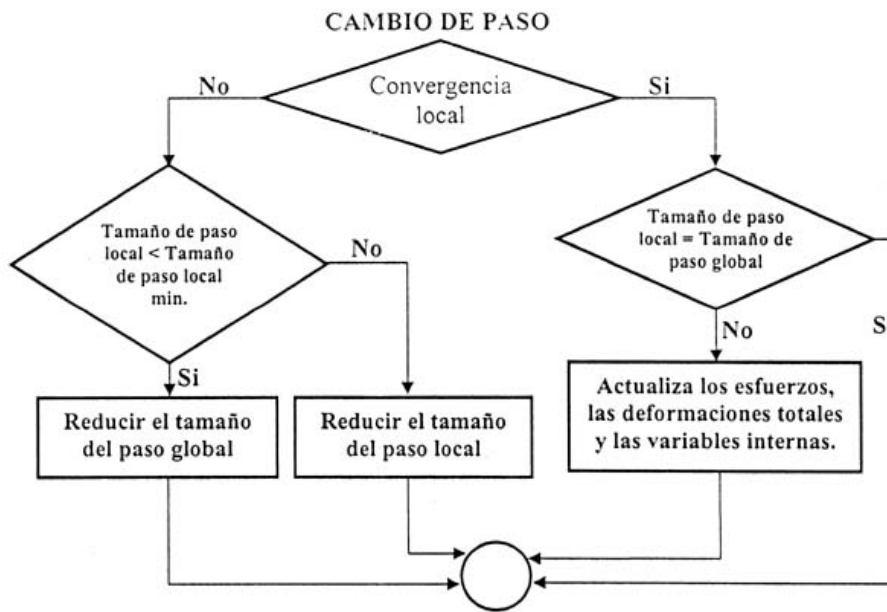


Figura 4.9. Subrutina CAMBIO DE PASO

4.2.2.5.- Cálculo de las Fuerzas Internas y de las Fuerzas Residuales.

Las fuerzas internas consiste en la resolución de la ecuación de equilibrio del miembro (ecuaciones 3.7(b) y 3.7(c)). En el caso dinámico es necesario calcular las fuerzas inerciales y sumarlas a las fuerzas internas para obtener la contribución del elemento en las fuerzas nodales de la estructura. Para grandes desplazamientos, la matriz de transformación está dada en términos de los desplazamientos (Figura 4.10).

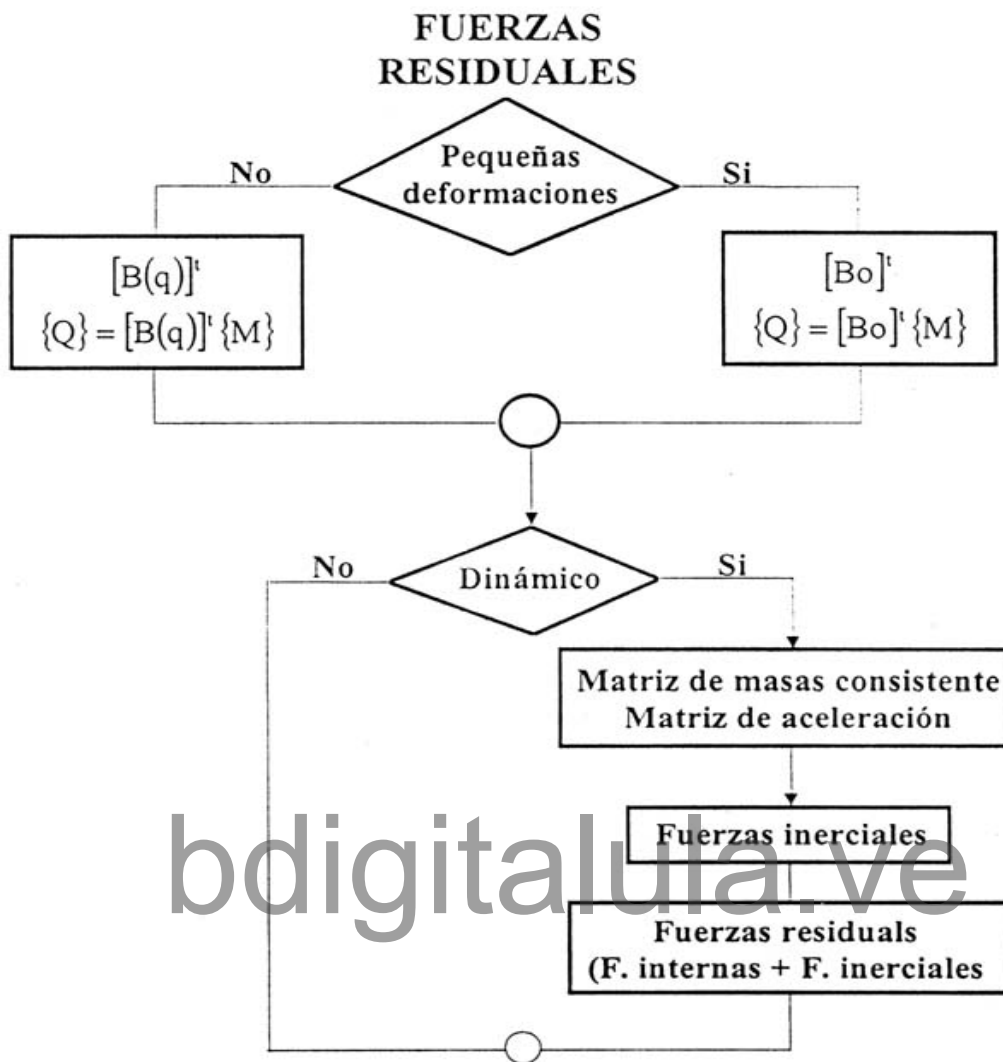


Figura 4.10 Fuerzas Residuales.

4.2.2.6.- Calculo del Jacobiano Local e Inercial en Coordenadas Globales.

El jacobiano local en coordenadas globales se determina a partir del jacobiano local en coordenadas locales, $\left[\frac{\partial M}{\partial \phi} \right]$, el cual es obtenido de un sistema de ecuaciones matriciales expresado anteriormente en la ecuación 4.15. De esta manera podemos determinar el jacobiano local en coordenadas globales por medio de la ecuación 4.20 para grandes desplazamientos, o para pequeños desplazamientos (ver Figura 4.11). El jacobiano inercial solo aparece si el análisis es dinámico, y es determinado por las ecuaciones (4.22, 4.23 y 4.24).

Cálculo del Jacobiano en coordenadas globales

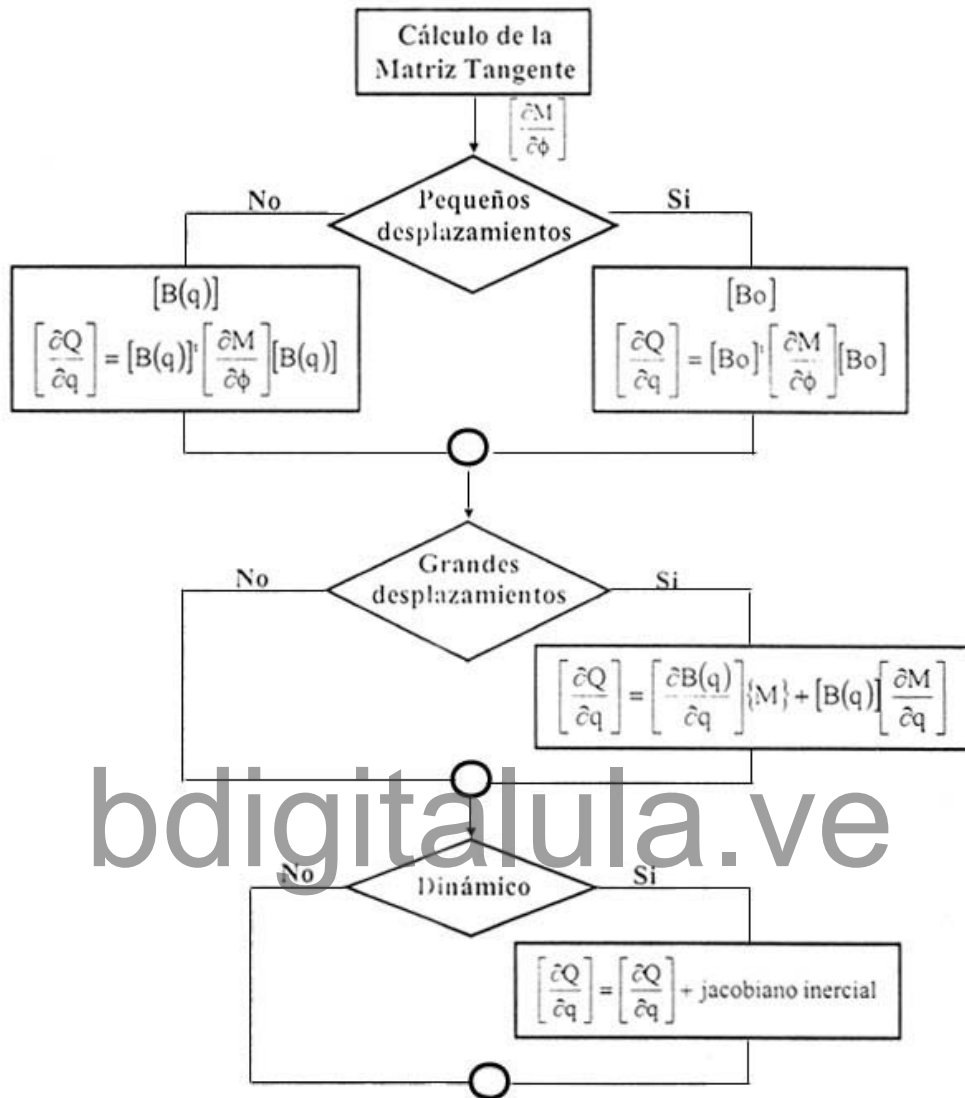


Figura 4.11 Cálculo del Jacobiano en coordenadas globales.

CAPITULO V

VALIDACIÓN DEL MODELO DE DAÑO CON DESLIZAMIENTO EN UNIONES VIGA PLANA-COLUMNA. SIMULACIONES NUMÉRICAS Y APLICACIÓN DEL MODELO.

El comportamiento inelástico de un pórtico de concreto armado es bastante complejo. Para simular dicho comportamiento, cada uno de los elementos del pórtico se representa con el modelo de daño concentrado, en el cual, cada miembro del pórtico está formado por un elemento central, viga-columna, que se comporta de manera elástica, y dos rótulas inelásticas, en los extremos del miembro, donde se concentran todos los efectos inelásticos (ver Figura 2.1). El modelo es capaz de pasar del comportamiento elástico al plástico de manera suavizada, por lo tanto, es necesario introducir diferentes variables que modifican el estado inicial de la estructura de manera gradual. Entre las variables incorporadas en el modelo de daño con deslizamiento se encuentran las variables de daños positivas y negativas, y las deformaciones permanentes o plásticas.

Las variables de daños positivas y negativas ($\{D^+\}$, $\{D^-\}$) surgen del concepto de daño unilateral de la mecánica del daño continuo (Figura 2.4). Las cuales representan el nivel de agrietamiento del concreto bajo acciones positivas y negativas en cada rótula, respectivamente. Los daños positivos y negativos en una misma rótula se consideran desacoplados, es decir, que las grietas ocasionadas bajo acciones positivas no afectan (no aumentan) las grietas generadas por acciones negativas en una misma rótula.

Las deformaciones permanentes o plásticas $\{\phi^p\}$ representan el cambio de forma permanente que sufre el elemento de concreto armado por la fluencia del refuerzo o por el deslizamiento entre el refuerzo y el concreto.

Las ecuaciones que permiten relacionar todas estas variables y simular el comportamiento inelástico de las estructuras de concreto armado son las ecuaciones de equilibrio global y local, las ecuaciones cinemáticas, la ley de estado y las leyes de evolución de las variables internas. La ecuación de equilibrio global (9) relaciona las fuerzas externas con las fuerzas internas e inerciales de la estructura. La ecuación de equilibrio local (3) relaciona las fuerzas internas del elemento con los esfuerzos generalizados. La ecuación cinemática (1) relaciona los desplazamientos de los nudos, a los cuales el miembro está vinculado, con sus deformaciones generalizadas. La ley de estado (18, 19, 21) permite relacionar la historia de los esfuerzos generalizados con la historia de las deformaciones generalizadas. Las leyes de evolución de las variables internas (25, 27, 29, 30, 31) permiten definir como evolucionan las variables de daño y las deformaciones plásticas en cada rótula de cada elemento.

Actualmente, la ley de comportamiento (18, 19, 21, 25, 27, 29, 30, 31) y la ecuación cinemática (1) definen un elemento finito que se puede incorporar en la librería de cualquier programa de análisis estructural no lineal que permita incorporar nuevos elementos finitos. El modelo de daño con deslizamiento fue implementado como un nuevo elemento finito en un programa comercial llamado ABAQUS [37], como está descrito en el capítulo precedente. Dicho programa fue usado para evaluar el funcionamiento y calibración de los parámetros que intervienen en el modelo. Vale resaltar, que los parámetros utilizados solo dependen de las propiedades geométricas y mecánicas de cada miembro (vigas y columnas) que conforman la estructura, y de las propiedades de los materiales (concreto y acero). Para el funcionamiento del programa y calibración de los parámetros se realizaron diferentes simulaciones de ensayos experimentales de uniones viga plana-columna reportadas en la literatura. Como aplicación del modelo se realizó la simulación de un análisis dinámico de

dos pórticos de concreto armado, uno con vigas planas (más anchas que altas) y otro con vigas normales (más altas que anchas).

A continuación se muestran el comportamiento histerético de las juntas interiores y exteriores viga plana-columna simulados con el modelo de daño con deslizamiento de los ensayos experimentales tomados de la literatura. Seguidamente, es presentado el análisis dinámico de dos pórticos de concreto armado sujetos a un registro sísmico en la base como aplicación del modelo.

5.1.- Caso de la junta interna viga plana-columna bajo acciones histeréticas.

Se presenta en esta sección diferentes simulaciones con el modelo de daño con deslizamiento de ensayos experimentales encontrados en la literatura. Uno de ellos fue realizado por Quintero y Wight [1], cuatro por Hatamoto, Bessho y Matsuzaki [3] y uno mas por Durrani y Wight [24].

5.1.1.- Simulación del ensayo experimental realizado por Quintero y Wight. [1]

Este ensayo experimental, que fue simulado con el modelo, consistió en obtener el comportamiento histerético de una junta interior viga plana-columna bajo acciones cuasi-estáticas, como se muestra en la Figura 5.1. Las acciones que le fueron aplicadas a la probeta simulan cargas laterales o cargas sísmicas, que pueden actuar en una junta interior de una estructura aporricada de concreto armado. La simulación numérica del ensayo se presenta en la Figura 5.2, con los parámetros calculados en la forma como se explica en los capítulos precedentes. Las propiedades de los materiales en este ensayo se muestran en la Tabla 5.1.

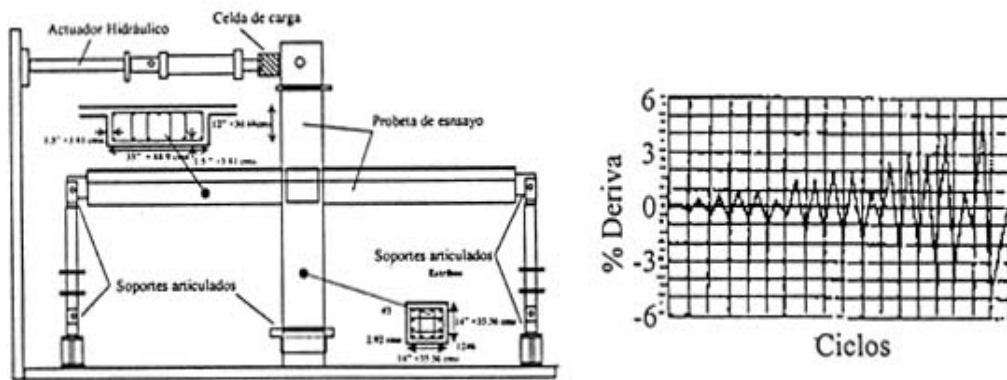


Figura 5.1. Ensayo experimental e historia de desplazamientos aplicada, realizado por Quintero y Wight [1]

Tabla 5.1. Propiedades de los materiales usados para la probeta.

Propiedades de los Materiales								
Concreto			Acero					
	f'_c (Kg/cm ²)	ϵ_0		f_y (Kg/cm ²)	f_u (Kg/cm ²)	ϵ_y	ϵ_{sh}	ϵ_{uh}
Viga Plana	296,86	0,0027	Refuerzo #6	4077,80	6468,24	0,002	0,0012	0,22
Columna	296,86	0,0027	Principal #5	4640,26	7522,84	0,0023	0,0045	0,15
			#4	4780,87	7522,84	0,0023	0,004	0,14
			Estribos #2	6679,16	7874,38	0,0052	0,004	0,02
			#3	5132,41	7874,38	0,0040	0,004	0,11

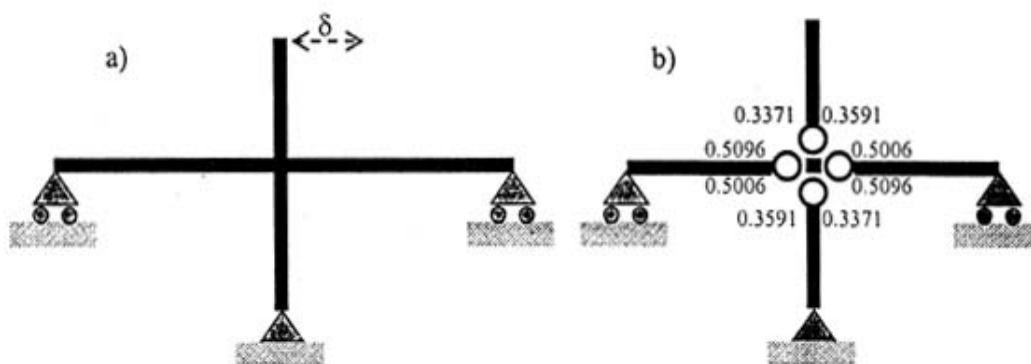


Figura 5.2. a) Simulación del ensayo experimental realizado por Quintero y Wight [1].

b) Mapa de daño de la estructura simulada.

En la tabla 5.2 se muestran los valores que obtienen las propiedades de las vigas y las columnas para un nivel de carga axial cero. Las propiedades calculadas mediante las características geométricas y mecánicas de los miembros son los diagramas de interacción Carga-Momentos, como el momento de agrietamiento (M_{cr}), momento plástico (M_p), momento último (M_u), curvatura última plástica (ϕ_u^p). En la tabla solo se muestran las propiedades correspondientes a carga axial cero. También se muestra el parámetro llamado momento deslizante (m_o), el cual fue determinado mediante el procedimiento explicado en el capítulo tres. En la misma tabla aparece el valor "manipulado" del momento deslizante para que la curva de comportamiento histerético con estrangulamiento se aproxime más a la curva experimental. Se puede apreciar que el valor del momento deslizante calculado por el método mencionado en el capítulo tres es muy parecido al valor que debería tomar para que las curvas sean exactas. La curva de comportamiento histerético del ensayo experimental se muestra en la Figura 5.3a. La curva simulada con el modelo y con el momento deslizante calculado usando el procedimiento descrito se muestra en la Figura 5.3b. La curva simulada con el modelo, pero manipulando el parámetro " m_o " (momento deslizante) se muestra en la Figura 5.4. Esta manipulación se realizó únicamente para comprobar que tan lejos se encontraba el valor del parámetro " m_o " calculado por el procedimiento propuesto del valor que debe ser para que las curvas de comportamiento histerético se aproximen más.

La curva mostrada en la Figura 5.4 presenta un estrangulamiento ligeramente mayor que en la curva 5.3b. Los archivos de entrada (Archivo .inp) solo se diferencian en el parámetro deslizante (m_o), la Figura 5.3b el parámetro " m_o " es calculado mediante el procedimiento propuesto y la Figura 5.4 el parámetro es manipulado. Los archivos de entrada de cada simulación se muestran en los anexos del trabajo y se llaman: iwb2.inp (parámetro calculado) e iwb2_mo.inp (parámetro manipulado). La descripción de cada uno de los valores que se encuentran en la parte de *UEL PROPERTY, representan las propiedades del elemento finito y serán descritas en el siguiente ejemplo.

Tabla 5.2 Propiedades de los elementos que conforman la probeta ensayada por Quintero y Wight con nivel de fuerza axial nula.

	Vigas planas	Columnas
M_{cr}^* (Ton-cm)	570.52	337.74
M_{cr}^* (Ton-cm)	574.30	337.74
M_p^* (Ton-cm)	1417.90	1792.40
M_p^* (Ton-cm)	1500.70	1792.40
M_u^* (Ton-cm)	2243.90	2543.40
M_u^* (Ton-cm)	2302.30	2543.40
m_o^* (Ton-cm)	550.25	-----
m_o^* (Ton-cm)	480.11	-----
ϕ_u^* (cm/cm)	1.397e-03	5.5594e-04
ϕ_u^* (cm/cm)	1.397e-03	5.5594e-04
m_o^* (Ton-cm) manipulado	510.00	-----
m_o^* (Ton-cm) manipulado	440.00	-----

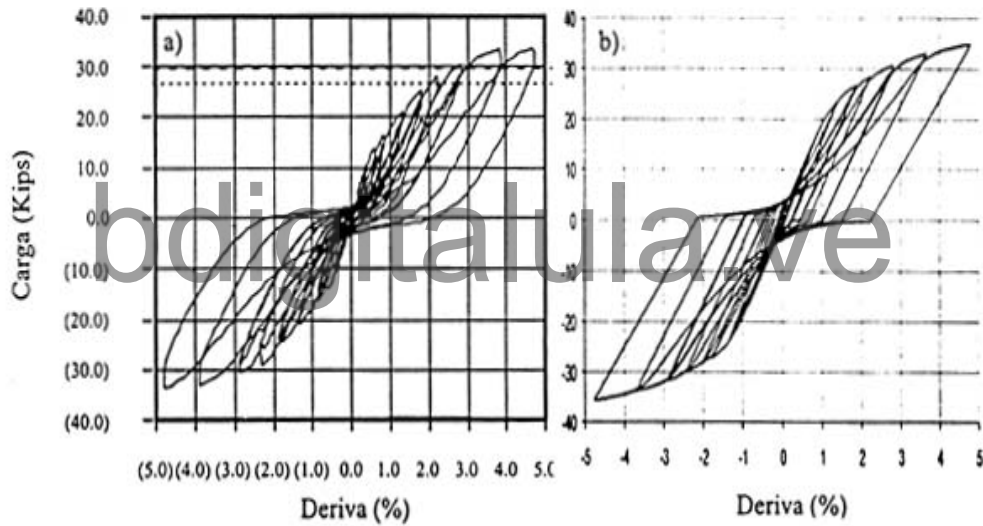


Figura 5.3. a) Curvas histeréticas Carga-Deriva a) resultados experimentales [1] y b) simulación numérica con los parámetros calculados.

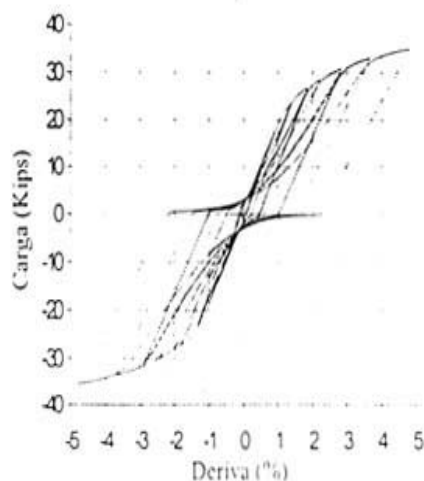


Figura 5.4. Curva histerética Carga-Deriva de la simulación numérica con el parámetro "mo" manipulado.

El grado de estrangulamiento en el ensayo experimental es bastante notorio (Figura 5.3a) y es debido al desplazamiento del refuerzo longitudinal de las vigas planas que llegan a la junta [1]. Gran parte de este refuerzo pasa por fuerza del núcleo de la junta y se encuentra con un grado de confinamiento muy bajo en comparación con el refuerzo que pasa por el núcleo. Se puede notar la semejanza de la forma y valores extremos que presenta la curva de la simulación (Figura 5.3b) con relación al experimento (Figura 5.3a).

5.1.2.- Simulaciones de los ensayos experimentales realizados por Hatamoto, Bessho y Matsuzaki [3].

Uno de los propósitos de los ensayos realizados por este grupo de investigadores fue estudiar el efecto de la relación ancho de columna y ancho de viga en el comportamiento histerético de la junta interior viga plana-columna. Realizaron diferentes especímenes con relación de ancho de viga desde uno a cuatro. Los otros factores, como la profundidad de la viga y la sección transversal de la columna, que afectan el comportamiento histerético de estas juntas interiores se mantuvieron constantemente (Figura 5.5).

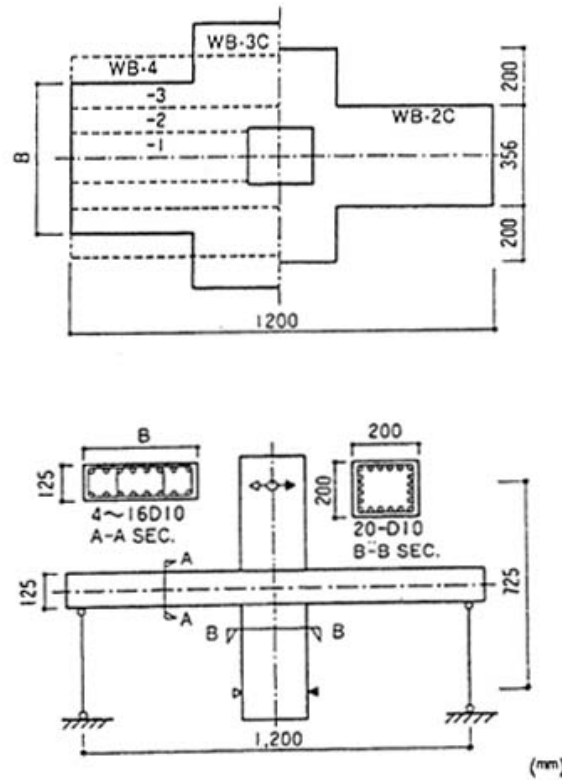


Figura 5.5. Junta interior viga plana-columna ensayada por Hatamoto et. al. [3]

La calidad del concreto usado en esta probeta es de 240 Kg/cm^2 como esfuerzo a compresión a los 28 días, el esfuerzo de cadencia del acero de refuerzo usado fue de 3500 a 4130 Kg/cm^2 , en las simulaciones hechas con el modelo, el valor del esfuerzo cedente del acero se tomó 4000 Kg/cm^2 .

Los detalles del armado de las vigas y columnas y sus dimensiones de la sección transversal se muestran en la tabla 5.3.

Tabla 5.3. Detalles del refuerzo de los especímenes. Tomada de Hatamoto et al. [3]

LABEL	$D_b \times B_b$ (in)	$D_c \times B_c$ (in)	BEAM REBARS		COLUMN REBARS	
			LONG.	TRANS.	LONGITUDINAL	TRANSVERSE
WB-1	4.9 × 6.9	7.9 × 7.9	4-D10	2-D4 @ 2.0	20-D10	2-φ6
WB-2	4.9 × 14.0		8-D10	4-D4 @ 2.0		
WB-3	4.9 × 21.1		12-D10	6-D4 @ 2.0		
WB-4	4.9 × 28.2		16-D10	8-D4 @ 2.0		

Note. Sectional area of D10 is 0.11 in²
D4 is 0.021 in²

Las propiedades de cada elemento finito, utilizado para la simulación del ensayo experimental, se encuentran en el archivo de entrada (WB-1.inp) presentado como anexo en este trabajo. Debido a la gran cantidad de valores que se manejan, como propiedades de un elemento finito en el modelo de daño concentrado con deslizamiento, se mencionará el significado de cada uno de los valores que conforman las propiedades de un elemento y que se encuentran en el archivo de entrada (inp). Por lo tanto, en cada ensayo experimental mostrado de aquí en adelante, solo se presentarán las propiedades de los materiales, las características geométricas de cada elemento y el despiece del armado en cada elemento, mientras que las propiedades de cada elemento utilizado en cada simulación se podrán observar en el archivo de entrada (inp) respectivo que se encuentra ubicado como anexo a este trabajo.

En la tabla 5.4, se muestra la matriz de propiedades de un elemento (viga) del ensayo WB-1 hecho por Hatamoto et. al. [3]. Se explicará el significado de cada uno de los valores que conforman las propiedades del elemento. Cada fila está conformada por ocho valores. En la primera fila se encuentra ubicado el máximo número de iteraciones que puede hacer localmente y luego lo acompañan cinco valores que son ceros numéricos para los esfuerzos y las variables internas del modelo. En la segunda fila se ubica como primer valor la masa del elemento, luego la rigidez a flexión, después la rigidez axial. La tercera fila guarda en la cuarta y quinta posición el porcentaje de endurecimiento cinemática considerado en el modelo de daño concentrado, y en la última posición de encuentra el momento deslizante positivo en el

extremo "i". La cuarta línea comienza almacenando el momento deslizando negativo para el extremo "i", en la quinta posición se guarda un factor que activa el efecto de fatiga de bajo ciclaje o no, luego le sigue la altura útil del elemento y después en las posiciones siete y ocho se ubican el número de pares de puntos que se guardan para graficar las curvas de iteración de momento de agrietamiento y plástico respectivamente. La quinta línea comienza almacenando en los dos primeros lugares el número de puntos que guardan para los diagramas de iteración del momento último y la curvatura última plástica. En los siguientes seis lugares se guardan los tres primeros puntos (Carga axial, momento) del diagrama de interacción carga axial-momento de agrietamiento positivo para el extremo "i". De aquí en adelante, los números que van conformando la matriz de propiedades hasta la línea trece son los pares de puntos (Carga axial-momento) de los diagramas de interacción carga axial-momento plástico (valor que se indica en la posición 8 de la cuarta línea), momento último (cinco pares de puntos, primera posición de la quinta línea) y curvatura última plástica (cuatro pares de puntos, segunda posición de la quinta línea). Todos ellos conforman los diagramas de interacción positivos y negativos de la rótula "i" (tabla 5.4).

Los dos valores ubicados en la línea 16 son los momentos deslizando positivos y negativos de la rótula "j". Los siguientes valores desde la línea 17 hasta la 26, son los pares de puntos que conforman los diagramas de interacción Carga axial-momento de agrietamiento, plástico, último y curvatura última positivos y negativos de la rótula "j" (tabla 5.4).

Tabla 5.4. Propiedades de un elemento viga o columna.

Línea	Propiedades de un elemento en el archivo de entrada. (Ton y cm)
	**
	*UEL PROPERTY,ELSET=viga
1	5.,0.144E-07,0.553E-02,0.464E-04,0.464E-04,0.144E-07,0.,0.,
2	0.100E-03, 390000, 0.51E+05,0.000E+00,0.000E+00,0.,0.,0.,
3	0.,0.,0., 1.00, 1.00,0.,0., 18.29,
4	18.29,0.,0.,0.,1., 10.30,4.,4.,
5	5.,4., 7.21, 0.00, 0.00, 19.89, -8.82, 44.20,
6	-24.85, 0.00, 9.99, 0.00, 0.00, 109.76, -11.44, 202.37,
7	-67.89, 0.00, 13.99, 0.00, 0.00, 139.46, -11.44, 206.41,
8	-18.73, 208.44, -67.91, 0.00, 13.99,0., 0.00,0.0096392,
9	-18.73,0.00115344, -67.91,0., 7.21, 0.00, 0.00, 19.89,
10	-8.82, 44.20, -24.85, 0.00, 9.99, 0.00, 0.00, 109.76,
11	-11.44, 202.37, -67.89, 0.00, 13.99, 0.00, 0.00, 139.46,
12	-11.44, 206.41, -18.73, 208.44, -67.91, 0.00, 13.99,0.,
13	0.00,0.0096392, -18.73,0.00115344, -67.91,0.,0.00,0.00,
14	0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
15	0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
16	0., 0., 0., 18.29, 18.29, 0., 0., 0.,
17	0., 0., 0., 0., 0., 0.,7.21, 0.00,
18	0.00, 19.89, -8.82, 44.20, -24.85, 0.00, 9.99, 0.00,
19	0.00, 109.76, -10.74, 202.37, -67.89, 0.00, 13.99, 0.00,
20	0.00, 139.46, -10.74, 206.41, -18.13, 208.44, -67.91, 0.00,
21	13.99,0., 0.00,0.0096392, -18.13,0.00115344, -67.91,0.,
22	7.21, 0.00, 0.00, 19.89, -8.82, 44.20, -24.85, 0.00,
23	9.99, 0.00, 0.00, 109.76, -10.74, 202.37, -67.89, 0.00,
24	13.99, 0.00, 0.00, 139.46, -10.74, 206.41, -18.13, 208.44,
25	-67.91, 0.00, 13.99,0., 0.00,0.0096392, -18.13,0.00115344,
26	-67.91,0.
	**

Los resultados de los cuatros ensayos experimentales realizados por Hatamoto et.al. [3] (WB-1, WB-2, WB-3, WB-4) y las simulaciones hechas con el modelo de daño con deslizamiento se muestra a continuación en la Figura 5.6 y 5.7.

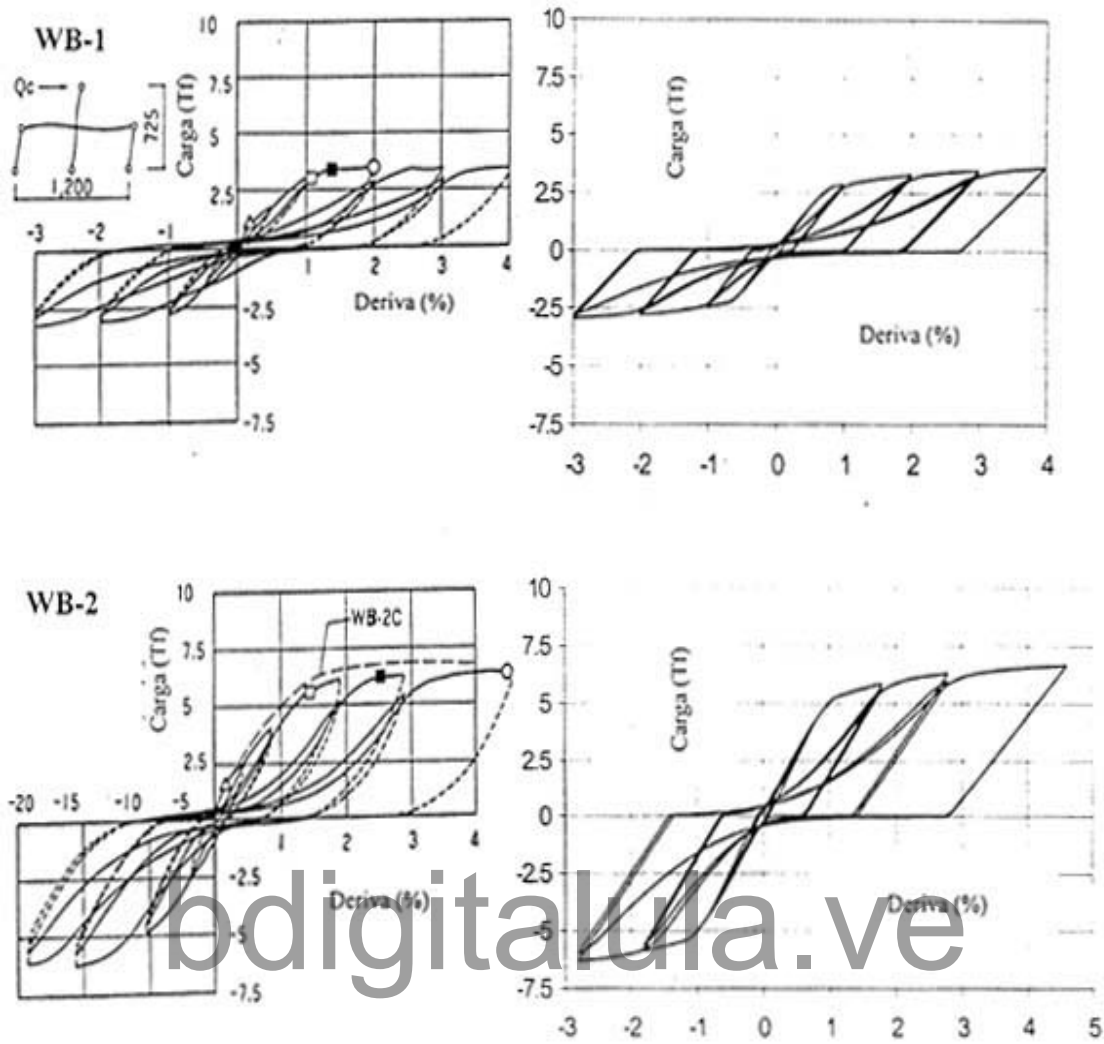


Figura 5.6. Simulaciones del comportamiento histerético de juntas interiores vigas planas-columnas de los ensayos experimentales WB-1 y WB-2 de Hatamoto et. al. [3]

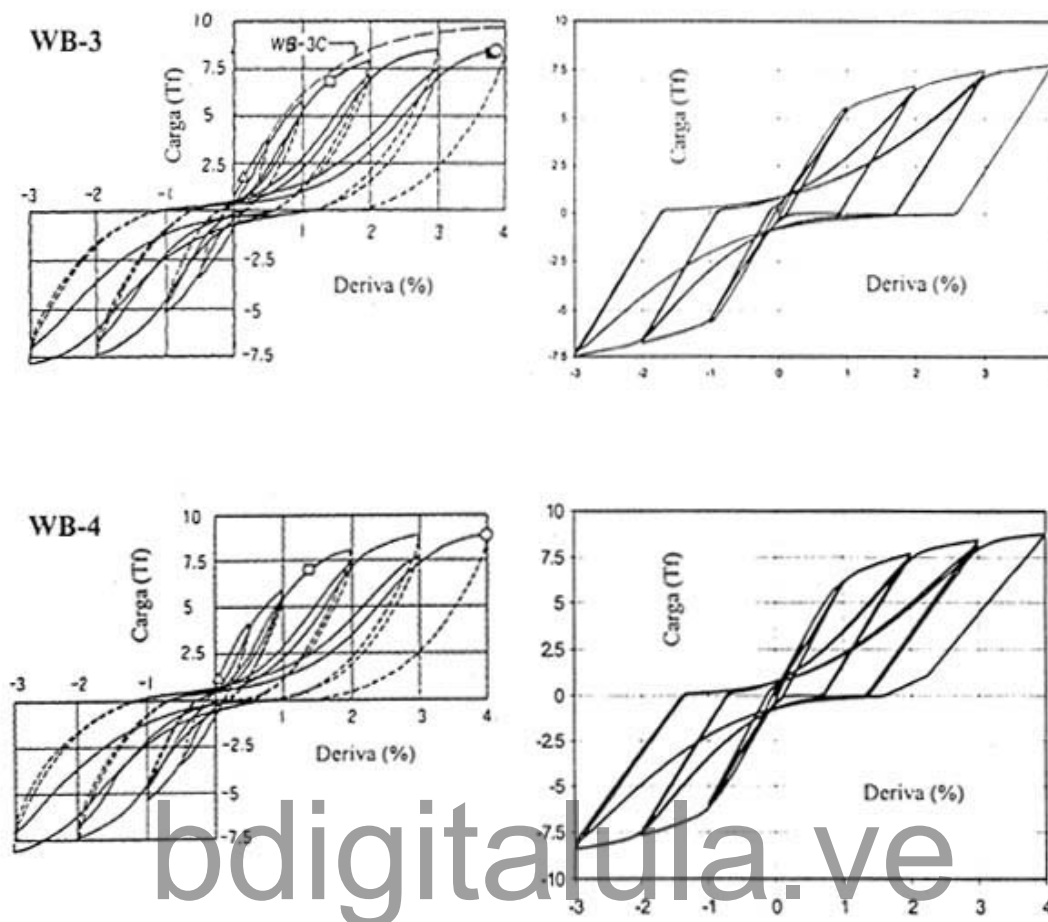


Figura 5.7. Simulaciones del comportamiento histerético de juntas interiores vigas planas-columnas de los ensayos experimentales WB-3 y WB-4 de Hatamoto et. al.[3]

Todos los especímenes ensayados por Hatamoto et. al. alcanzaron un ángulo desplazamiento lateral elevado (4% de deriva). Las simulaciones hechas con el modelo de daño concentrado con deslizamiento tienden a los mismos valores y formas de los ensayos experimentales.

En el trabajo presentado por Hatamoto et al. [3], se concluyó que una junta interior viga plana-columna es eficiente si la relación de ancho viga plana-columna es máximo dos. Ya que el patrón de grietas de las vigas planas cambia con la relación de ancho viga plana a columna [3]. A medida que la relación de ancho viga plana-columna aumenta, el porcentaje del ancho de la viga que trabaja en forma efectiva disminuye. Las grietas más fuertes se

observaron en la porción de la viga que se encuentra por fuera del núcleo de la junta [3]. Esto indica que los esfuerzos presentes en esta zona superan los esfuerzos resistentes por el bajo nivel de confinamiento al cual es sometido. Como la transferencia de momento es menor en la porción de la viga plana que pasa por fuera del núcleo de la columna, por la pérdida de adherencia, los lazos histeréticos muestran un gran estrangulamiento por el deslizamiento que sufre el refuerzo de la viga plana y la disminución de la capacidad de disipación de energía.

Los niveles de daños finales en cada simulación se presentan en la Figura 5.8. Pudiendo observar que mientras mas ancha sea la viga plana mayor es el nivel de daño. La semejanza de las simulaciones, hechas con el modelo de daño concentrado con deslizamiento, con las curvas experimentales realizadas por [3] reflejan el buen comportamiento de las ecuaciones planteadas y la buena calibración de los parámetros manejados en el modelo.

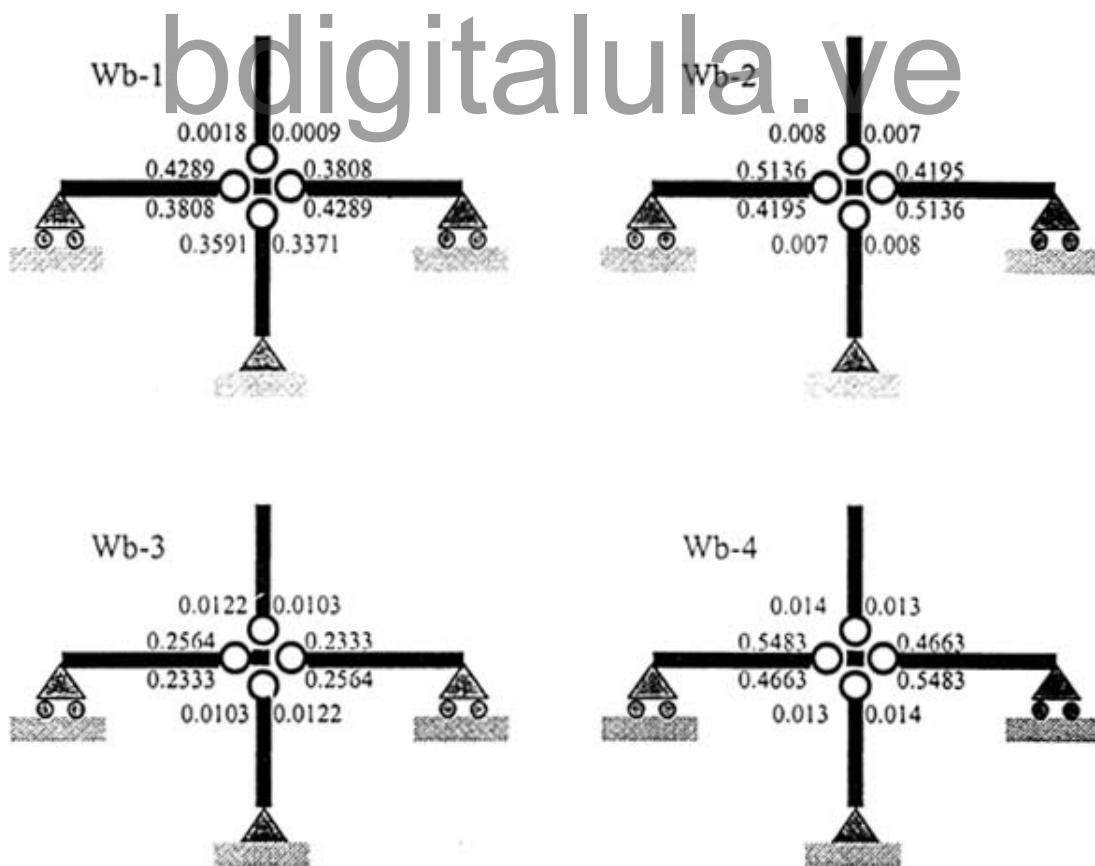


Figura 5.8. Mapas de daños de los ensayos experimentales [3].

Los datos de cada una de las simulaciones se presentan en el anexo A. Los datos encontrados en este anexo son los archivos de entrada (archivo.inp). En cada archivo de entrada, para cada simulación, se encuentran los datos geométricos de la estructura global, como las coordenadas de los nodos de la estructura, los elementos y las propiedades de los mismos que conforman la estructura, los cuales se encuentran vinculados a los nodos. Los archivos de entrada para las simulaciones son nombrados como wb-1.inp, wb-2.inp, wb-3.inp, wb-4.inp con respecto a los ensayos experimentales realizados por Hatamoto et. al. [3], respectivamente.

5.1.3.- Simulación del ensayo experimental realizado por Durrani y Wight. [24]

Este ensayo realizado por Durrani y Wight consistió en modelar una junta interior viga-columna en la cual se incorpora una losa de piso embebida en la viga, tal como se muestra en la Figura 5.9. La historia de desplazamiento histerético es impuesta en el nodo superior, la cual simula el movimiento que es sometida una junta interior ante un evento sísmico.

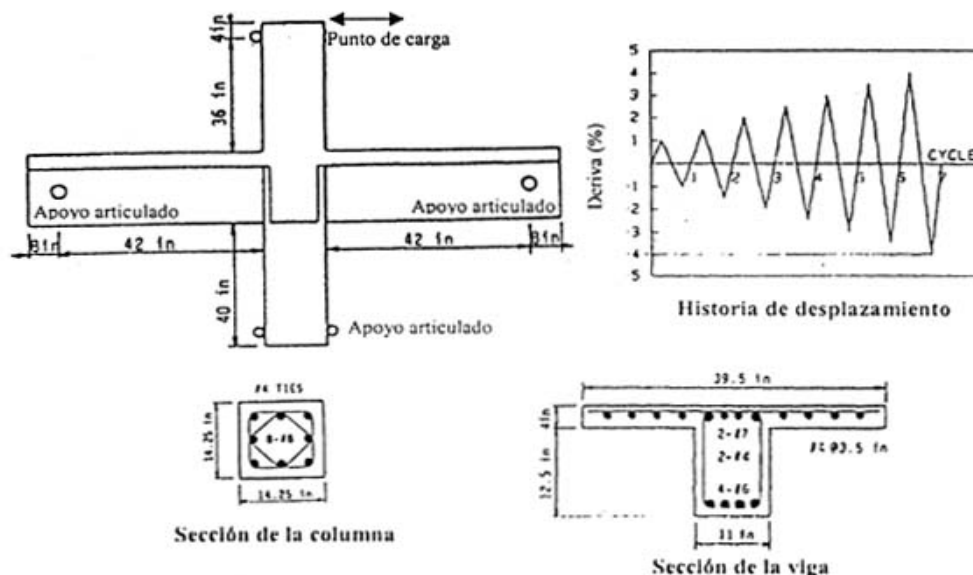


Figura 5.9. Ensayo experimental de una junta interior viga-columna realizado por Durrani y Wight.

El ensayo experimental realizado por estos investigadores tiene la particularidad de que la viga que llega a la junta interior es de sección normal, mas alta que ancha, y en su comportamiento histerético presenta un estrangulamiento. Este estrangulamiento es atribuido principalmente a las aperturas y cierres de las grietas a flexión en la parte superior e inferior de la viga principal [24]. Otros factores que pueden influir en la pérdida de rigidez y de allí el estrangulamiento en la curva de comportamiento histerético es la deformación por corte de la junta y el deslizamiento de las barras de refuerzo de la columna y viga a través de la junta [1, 24]. En el ensayo experimental no hay presencia de carga axial en la columna. Esto implica que el refuerzo de las vigas, aunque todas las barras pasan por el núcleo de la junta, no se encuentra con un alto grado de confinamiento como cuando se hace presente la carga axial.

La simulación realizada con el modelo de daño concentrado con deslizamiento para el ensayo experimental hecho por Durrani y Wight [24] se muestra en la Figura 5.10.

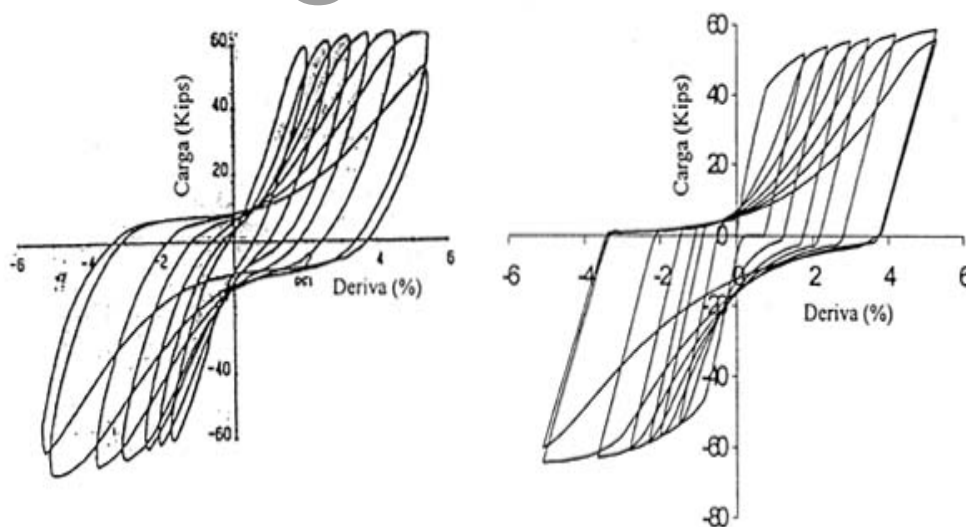


Figura 5.10. Comportamiento histerético de una junta interior viga-columna sin carga axial en la columna. a) Ensayo experimental [24]. b) Simulación del comportamiento.

En esta simulación el momento deslizando (mo) de las vigas se determinó de acuerdo al procedimiento mencionado en el capítulo tres. La simulación muestra una gran similitud con la curva histerética del ensayo experimental, aunque el modelo debe ser aplicado a las uniones viga plana-columna y no en uniones viga normal-columna. En este caso se hizo la simulación, ya que el nivel de carga axial en la columna es nulo y no existe un aumento de la resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto entre el acero de refuerzo y el concreto. Produciéndose una situación similar a la que se encuentra el acero de refuerzo de las vigas planas que pasan por fuera del núcleo de la junta viga plana-columna. Por esta razón la simulación presenta gran semejanza con el ensayo experimental y los parámetros que intervienen en el modelo fueron calculados de acuerdo al procedimiento explicado previamente.

En un pórtico con vigas normales, las columnas siempre tendrán un cierto nivel de carga axial, lo que favorece al confinamiento de todas las barras de las vigas que atraviesan la junta. Este confinamiento del refuerzo de las vigas en la junta pudiera permitir el aumento de la resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto entre el acero y el concreto e impediría su deslizamiento en la junta. En el caso de los pórticos con vigas planas también existirá la fuerza axial en las columnas, pero ésta solo beneficiará a las barras que pasen por el núcleo de las columnas.

En la Figura 5.11, se muestra el mapa de daño final de la estructura simulada usando el modelo de daño concentrado con deslizamiento.

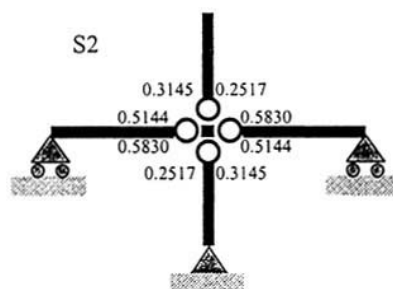


Figura 5.11. Mapa de daño simulado con el modelo de daño concentrado.

En el núcleo de las juntas viga normal-columna puede surgir agrietamiento del concreto debido a los esfuerzos cortantes en la junta. Este fenómeno puede afectar la pérdida de adherencia de las barras de las vigas que pasan a través del núcleo confinado [24], permitiendo el deslizamiento del refuerzo si no existe carga axial en la columna. Otra fuente importante e ignorada que permite la pérdida del anclaje de las barras que pasan a través de la junta es la formación de rótulas por flexión en la cara de la junta [24].

Los resultados obtenidos por Durrani y Wight [24] referente a la presencia de la losa embebida en la viga principal fue que la losa solo afecta de dos maneras el comportamiento de la junta. Una es el aumento de la capacidad a flexión de la viga principal y la segunda es que impone un momento de torsión a la viga transversal [24]. Por tal motivo la simulación del ensayo experimental se logró realizar y los resultados se asemejan bastantes. El modelo permite solo realizar análisis de pórticos planos, y la viga principal se adoptó como una viga de sección "T" para determinar sus propiedades mecánicas. Los datos de esta simulación se muestran en el archivo de entrada llamado S2.inp, el cual se encuentra en el anexo "A".

5.2.- Caso de la junta externa viga plana-columna bajo acciones histeréticas.

En esta sección, se presenta la simulación con el modelo de daño con deslizamiento de un ensayo experimental de una junta exterior de viga plana-columna encontrado en la literatura. El ensayo experimental fue realizado por La Fave y Wight [2], y consistió en conocer el comportamiento de una junta exterior de viga plana-columna sometida a desplazamientos histeréticos en el nodo superior como se ilustra en la Figura 5.12, lo cual simula el comportamiento de la junta exterior ante movimientos sísmicos.

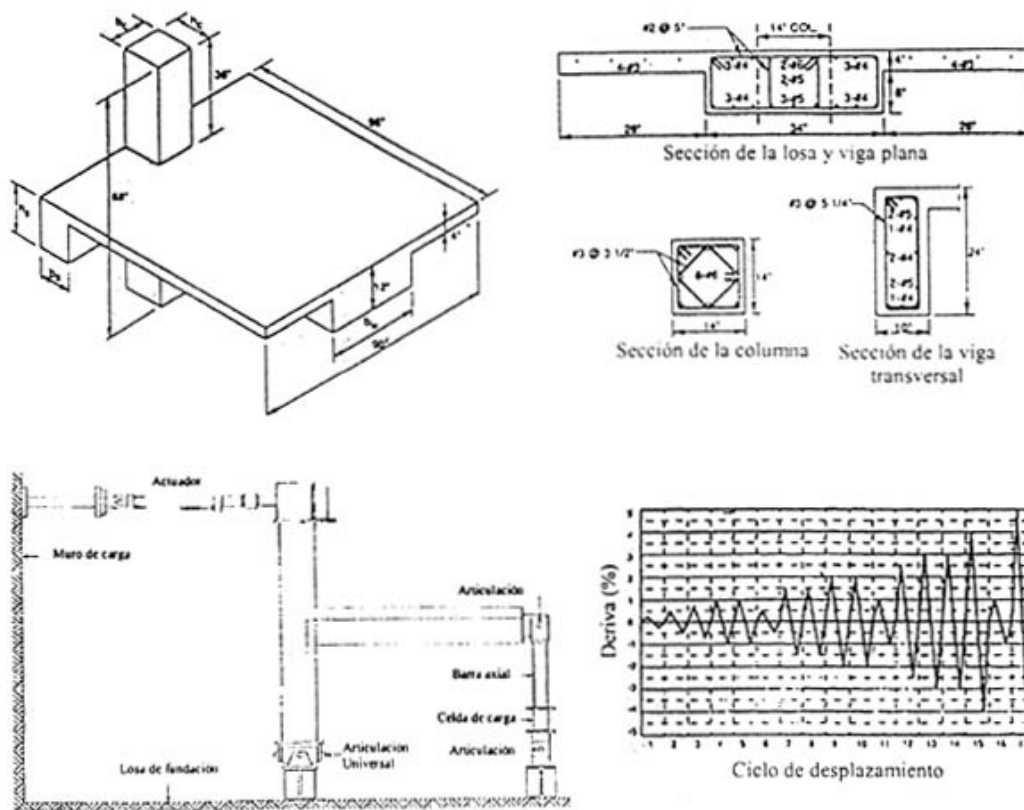


Figura 5.12. Ensayo experimental de una junta exterior sujeta a desplazamientos histeréticos en el nodo superior. Detalles de las secciones transversales de los miembros. Tomado de La Fave y Wight. [2]

Los elementos que conforman la junta exterior viga plana-columna tienen una relación ancho de viga y ancho de columna de aproximadamente 2.5. La losa embebida en la viga plana, al igual que en el ensayo de Durrani [24], solo aumenta la capacidad a flexión de la viga plana principal.

Los nuevos parámetros de cada uno de los elementos, como los momentos deslizantes m_o y γ positivos y negativos en cada rótula "i" y "j", que intervienen en el modelo de daño con deslizamiento fueron determinados mediante los procesos previamente explicados en el capítulo 3. El cálculo del momento deslizante en una junta interior, como las simulaciones presentadas anteriormente, y en una junta exterior se diferencian solo en la longitud de anclaje que se debe escoger para cada modelo. En la junta interior la longitud de anclaje para desarrollar la adherencia entre las barras de acero de las vigas y el concreto es la mitad del ancho de la columna. Mientras que en una junta

exterior la longitud de anclaje es la parte recta de las barras que entran en la junta desde la cara de la columna hasta el comienzo del gancho de anclaje que se encuentra en la junta. Como se explica en el capítulo tres en la sección de longitud de anclaje.

El comportamiento histerético de la junta exterior viga plana-columna ensayada por La Fave y Wight [2] y su simulación con el modelo de daño concentrado con deslizamiento se muestran en la Figura 5.13. La semejanza en los valores obtenidos y la forma de las curvas indican que el procedimiento para el cálculo de los nuevos parámetros que usa el modelo es aceptable, al igual que la ecuaciones planteadas para la simulación del estrangulamiento debido a la pérdida de adherencia entre las barras de refuerzo a flexión de las vigas y el concreto en las juntas viga plana-columna.

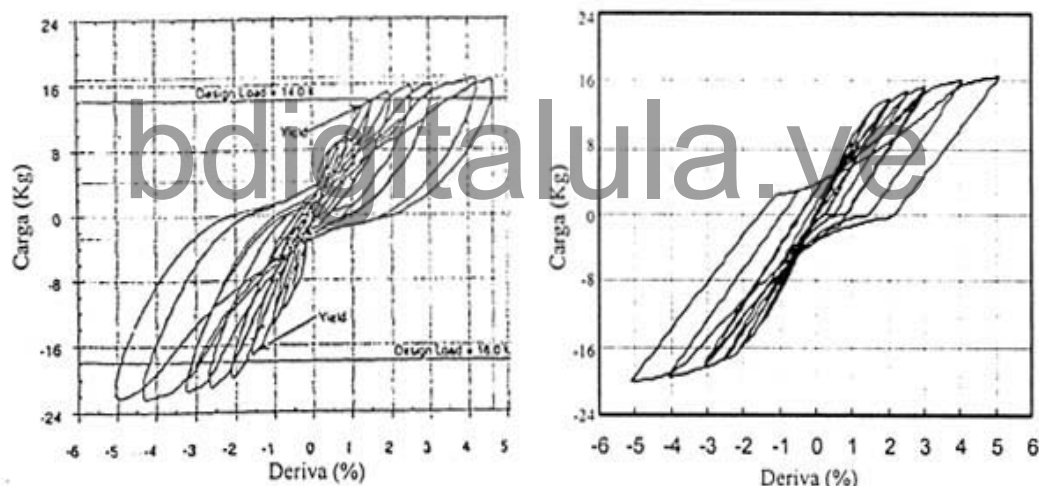


Figura 5.13. Comportamiento histerético de la junta exterior del a) ensayo experimental [2] y la b) simulación.

El mapa de daño final de la simulación del ensayo experimental realizado por La Fave y Wight [2] se muestra en la Figura 5.14. Las propiedades del elemento para la simulación de la junta exterior viga plana-columna se encuentran en el archivo de entrada "ewb2.inp", el cual está ubicado en el anexo "A".

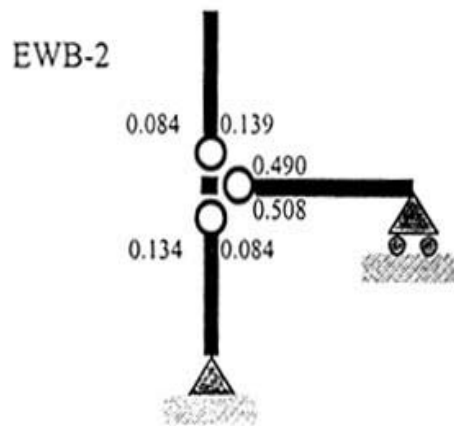


Figura 5.14. Mapa de daño final de una junta exterior viga plana-columna.

5.3.- Aplicación del modelo de daño concentrado con deslizamiento.

La aplicación del modelo se basa en la simulación del comportamiento dinámico de dos pórticos de concreto armado de doce niveles. Uno es un pórtico con vigas planas (más anchas que altas) y el otro es un pórtico con vigas normales (más altas que anchas). El pórtico con vigas planas fue tomado de la literatura [40]. Y su diseño fue realizado siguiendo los lineamientos de las normas ACI 1995 [41] y UBC 94 [42]. Como se indicó anteriormente, una fracción importante del refuerzo de las vigas planas pasa por fuera del núcleo de la juntas viga plana-columna, no reuniendo, por tanto el efecto de confinamiento debido a la compresión de la fuerza axial de la columna en la junta. Mientras el pórtico con vigas normales fue un diseño equivalente en resistencia última de las vigas al pórtico de vigas planas. Este diseño equivalente en resistencia última de las vigas es descrito en el trabajo de Vera [43].

Al realizar ambas simulaciones solo se busca comparar los resultados de los pórticos. Uno más flexible que el otro y en la espera de mayor desplazamiento lateral. El criterio de la simulación para el pórtico con vigas planas es

considerar el efecto de deslizamiento del refuerzo en las juntas interiores y exteriores del pórtico, por la razón de confinamiento del refuerzo antes expuesto. Mientras que en el pórtico con vigas normales no se consideró el efecto deslizante en las juntas, ya que en cada una de ellas, todo el refuerzo a flexión de las vigas pasan por el núcleo de la junta viga normal columna, lo que indica un buen confinamiento de este refuerzo. Por otro lado, el nivel de carga axial en las columnas beneficia el confinamiento del refuerzo a flexión de las vigas en cada junta del pórtico con vigas normales. El modelo de daño concentrado toma el efecto deslizante en las juntas implementando el modelo de plasticidad de fricción de Coulomb en dicho modelo. La fuerza axial en las columnas aumenta el esfuerzo normal en la superficie de contacto entre el acero de refuerzo de las vigas y el concreto en las juntas, y por lo tanto, aumenta su resistencia al deslizamiento.

5.3.1.- Análisis dinámico del pórtico con vigas planas.

La geometría del pórtico con vigas planas y las secciones transversales de cada uno de los elementos se muestran en la Figura 5.15a y 5.15b, respectivamente. Siguiendo los lineamientos presentados en los capítulos dos y tres del modelo de daño concentrado con deslizamiento del refuerzo en las juntas, se determinaron los parámetros de cada uno de los elementos en cada rótula bajo acciones positivas y negativas. El pórtico fue sometido a un registro sísmico del terremoto de "El Centro", 1940, con una aceleración pico de 0.3g., el cual se muestra en la Figura 5.16.

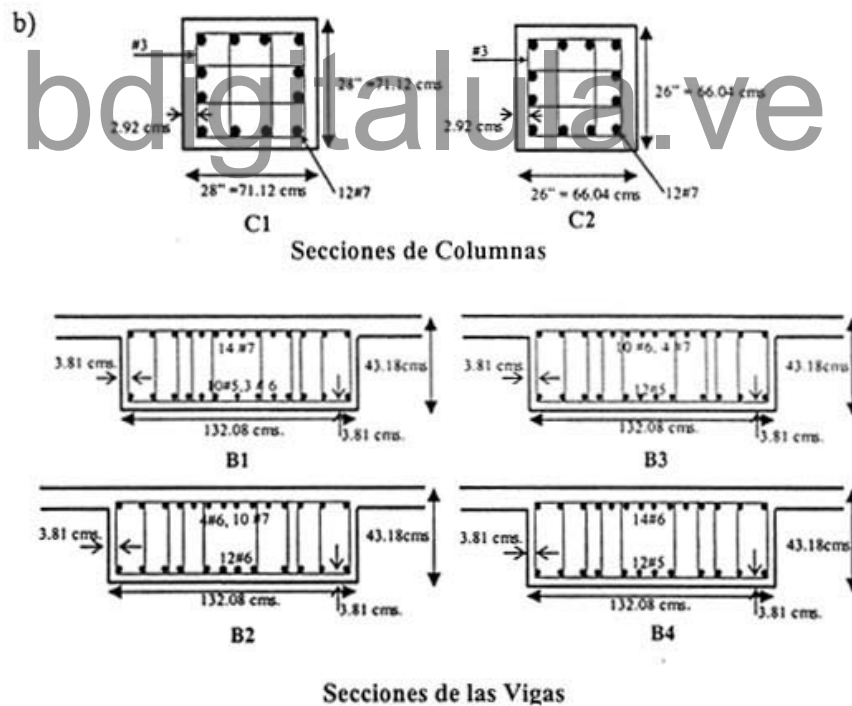
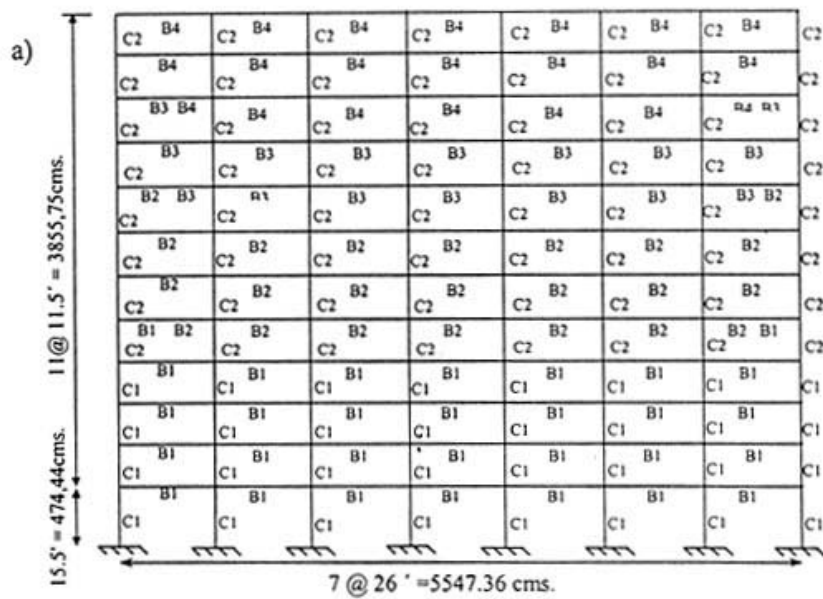


Figura 5.15. a) Geometría del pórtico y b) detalles de los miembros que conforman el pórtico. Tomado de [40]

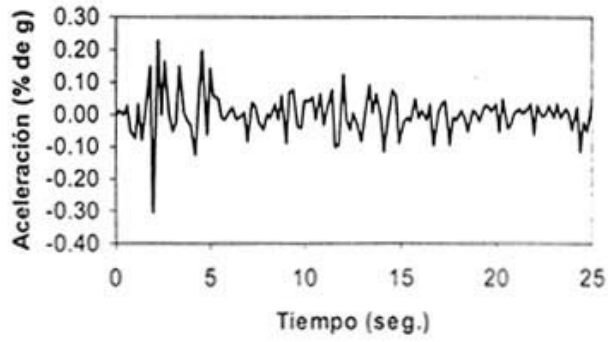


Figura 5.16. Registro sísmico "El Centro", 1940.

La distribución del daño en los extremos de los miembros del pórtico, que es una de las variables simuladas por el modelo, se muestra en la Figura 5.17.

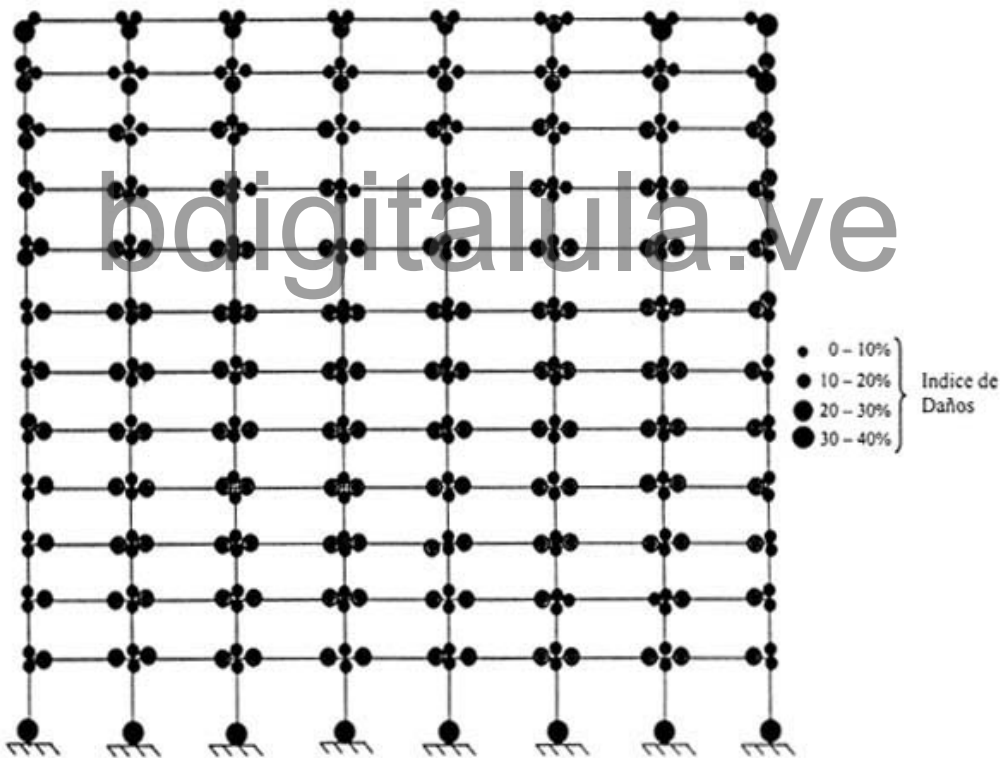


Figura 5.17. Distribución del daño.

Vale la pena destacar que el modelo propuesto permite realizar el análisis no lineal de estructuras aperticadas incluyendo el efecto de estrangulamiento debido al deterioro de la adherencia entre el concreto y el refuerzo de las vigas planas en las juntas, de una manera simple, evitando la necesidad de que el usuario manipule los parámetros que definen la forma del estrangulamiento de la curva carga-desplazamiento, como ocurre en otros modelos como IDARC [9] y DRAIN [44]. Todos los parámetros que maneja el modelo de daño concentrado con deslizamiento dependen de las propiedades de los elementos y materiales, tales como el momento deslizando, la rigidez, los diagramas de interacción de los momentos de agrietamiento, plástico, último, curvatura última plástica, esfuerzo máximo de compresión del concreto y los esfuerzos cedentes y últimos del acero de refuerzo. En el Pórtico simulado los valores de daños son menores de 0.4 que corresponden a daños reparables [45].

Las curvas de comportamiento histerético y la historia de daño del elemento de viga y columna más dañado se muestran en la Figura 5.18a y 5.18b. En la Figura 5.19 se muestran las historias de las deformaciones plásticas de la viga y columna más dañada. La historia de la deriva total del edificio (máxima deriva total 1.24%), desde el último nivel hasta el nivel del piso, se muestra en la Figura 5.20a y la máxima deriva entre piso (1.74%) surgió en el piso 6, la cual se muestra la historia en la Figura 5.20b.

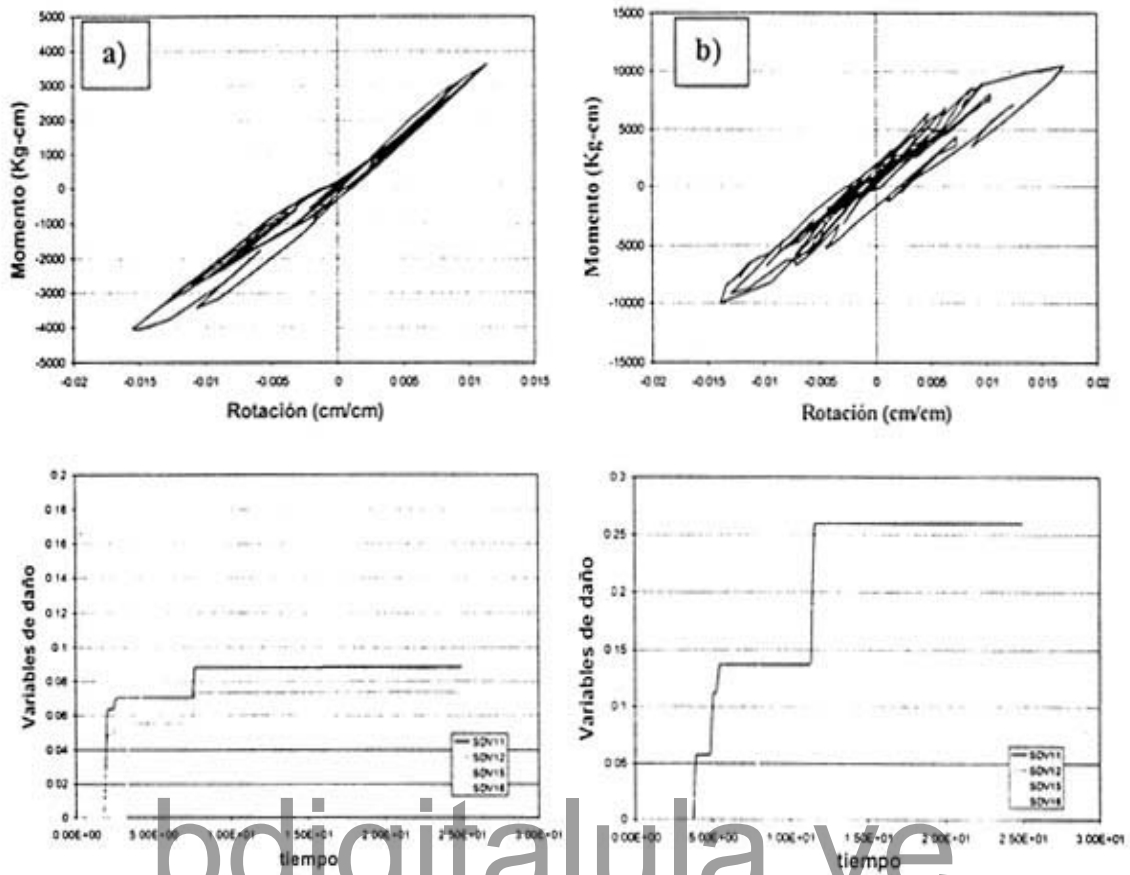


Figura 5.18. Curvas de comportamiento histerético e historia de daños a) de la viga mas dañada y b) de la columna mas dañada.

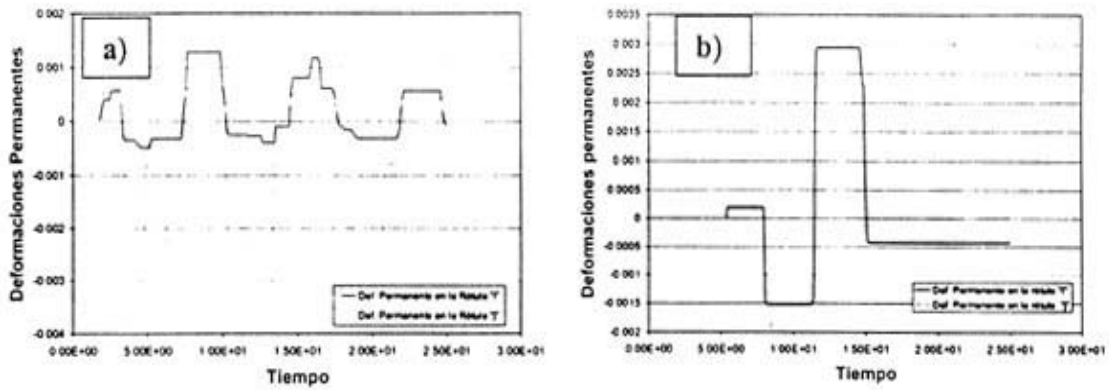


Figura 5.19. Historia de las deformaciones permanentes de a) la viga mas dañada y b) de la columna mas dañada.

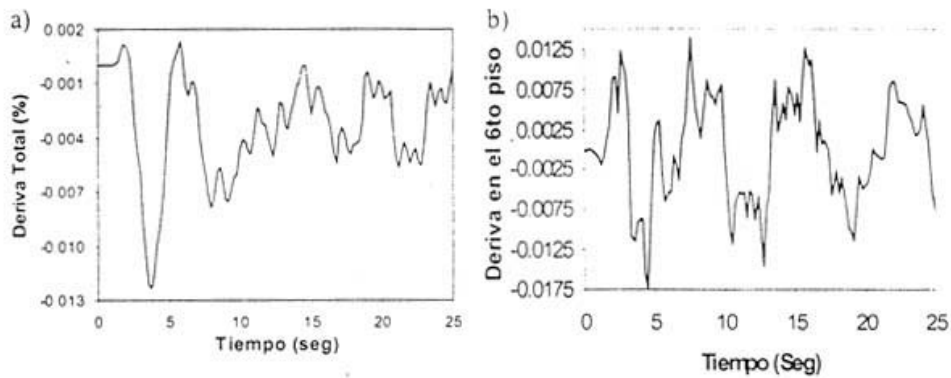


Figura 5.20. Historia de la a) deriva total del pórtico y b) la máxima deriva entre piso.

5.3.2.- Análisis dinámico del pórtico con vigas normales.

Como se mencionó anteriormente, el pórtico con vigas normales fue diseñado de forma equivalente al pórtico de vigas planas manteniendo el mismo esfuerzo último en las vigas y columnas. Este proceso de diseñar los elementos de vigas normales manteniendo el mismo esfuerzo último de las vigas planas está descrito en el trabajo realizado por Vera [43]. Todas las columnas de este pórtico equivalente se mantuvieron iguales a las del pórtico de vigas planas. Solo se cambiaron las dimensiones de las secciones transversales de las vigas, transformándolas en vigas normales (más altas que anchas). La geometría del pórtico se mantiene, como el que se muestra en la Figura 5.16a. Y la geometría de las secciones transversales de los elementos de viga se muestra en la Figura 5.21.

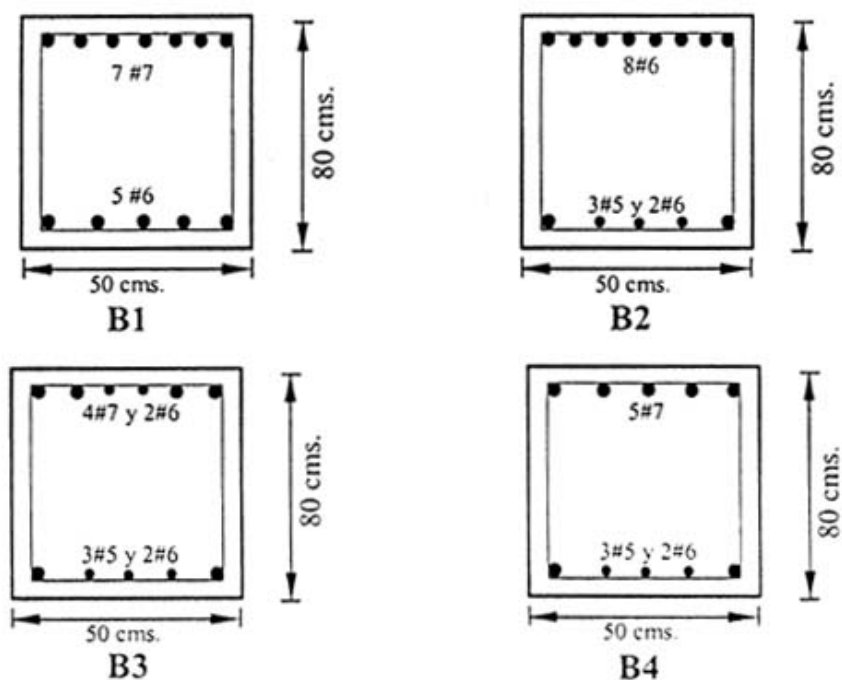


Figura 5.21. Detalles de las secciones transversales de las vigas normales.

bdigitalula.ve

Los parámetros de cada uno de los elementos fueron calculados según los lineamientos del modelo de daño concentrado explicado en los capítulos precedentes. En este análisis dinámico no se consideró el deslizamiento del refuerzo de las vigas en las juntas, debido a que todo el refuerzo pasa por el núcleo de la junta interior y exterior. Como se indicó anteriormente, la fuerza axial en las columnas favorece al confinamiento del refuerzo en las juntas. El diseño de este pórtico con vigas normales da un pórtico más rígido, y por lo tanto, se espera un menor desplazamiento lateral que en el análisis anterior.

El análisis dinámico del pórtico de vigas normales se realizó usando el mismo registro sísmico en la base que el usado en el análisis dinámico del pórtico de vigas planas, registro "El Centro", 1940 (Figura 5.17). El mapa de daño en los extremos de cada elemento que conforma la estructura se muestra en la Figura 5.22.

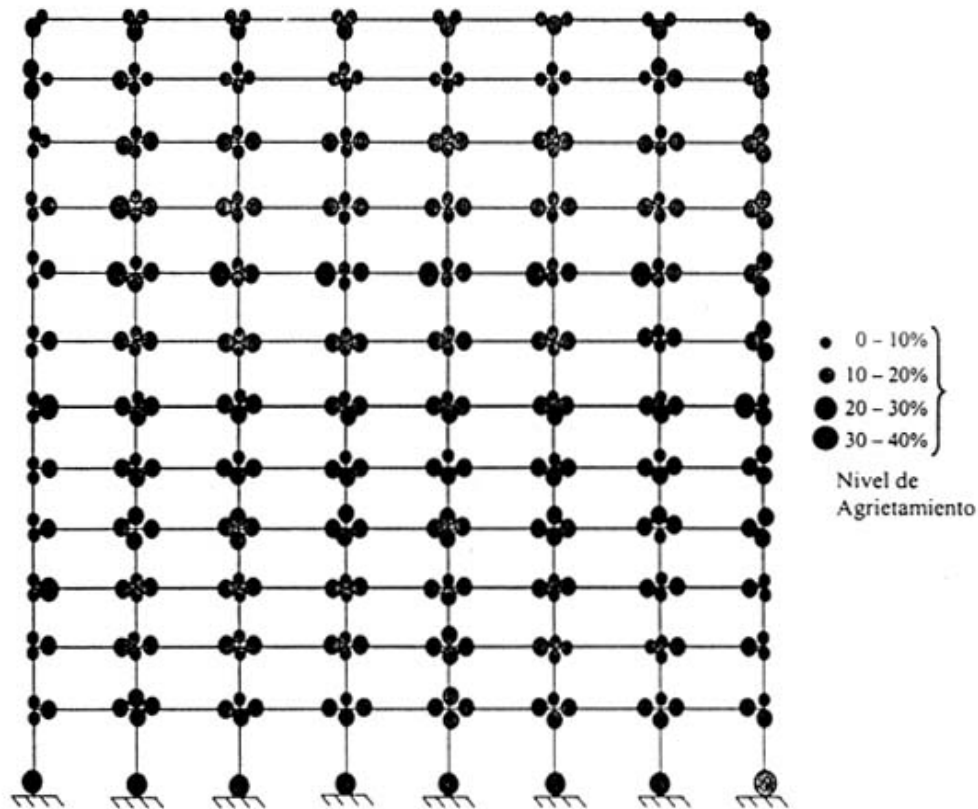


Figura 5.22. Mapa de daño final del pórtico con vigas normales después del análisis dinámico.

Al comparar los mapas de daños finales de los pórticos de vigas planas y vigas normales, se puede notar que existen más elementos con mayores niveles de daños en el pórtico de vigas normales que en el de vigas planas. Llegando a obtener niveles de daños en las columnas entre 0.30 a 0.40 y niveles de daños en las vigas entre 0.20 a 0.30. Los períodos predominantes de las estructuras son muy diferentes por sus rigideces. Por lo tanto, al tener diferentes períodos predominantes, se esperan niveles de daños y comportamientos dinámicos distintos entre el pórtico de vigas planas y el pórtico de vigas normales.

La curva de comportamiento histerético y la historia de las variables de daño y deformaciones plásticas de los elementos de viga y columna más dañados se muestran en la Figura 5.23a y 5.23b. La historia de la deriva total del edificio (máxima deriva total 1.09%), desde el último nivel hasta el nivel del piso, se

muestra en la Figura 5.24a y la máxima deriva entre piso (1.30%) surgió en el piso 6, la cual se muestra la historia en la Figura 5.24b.

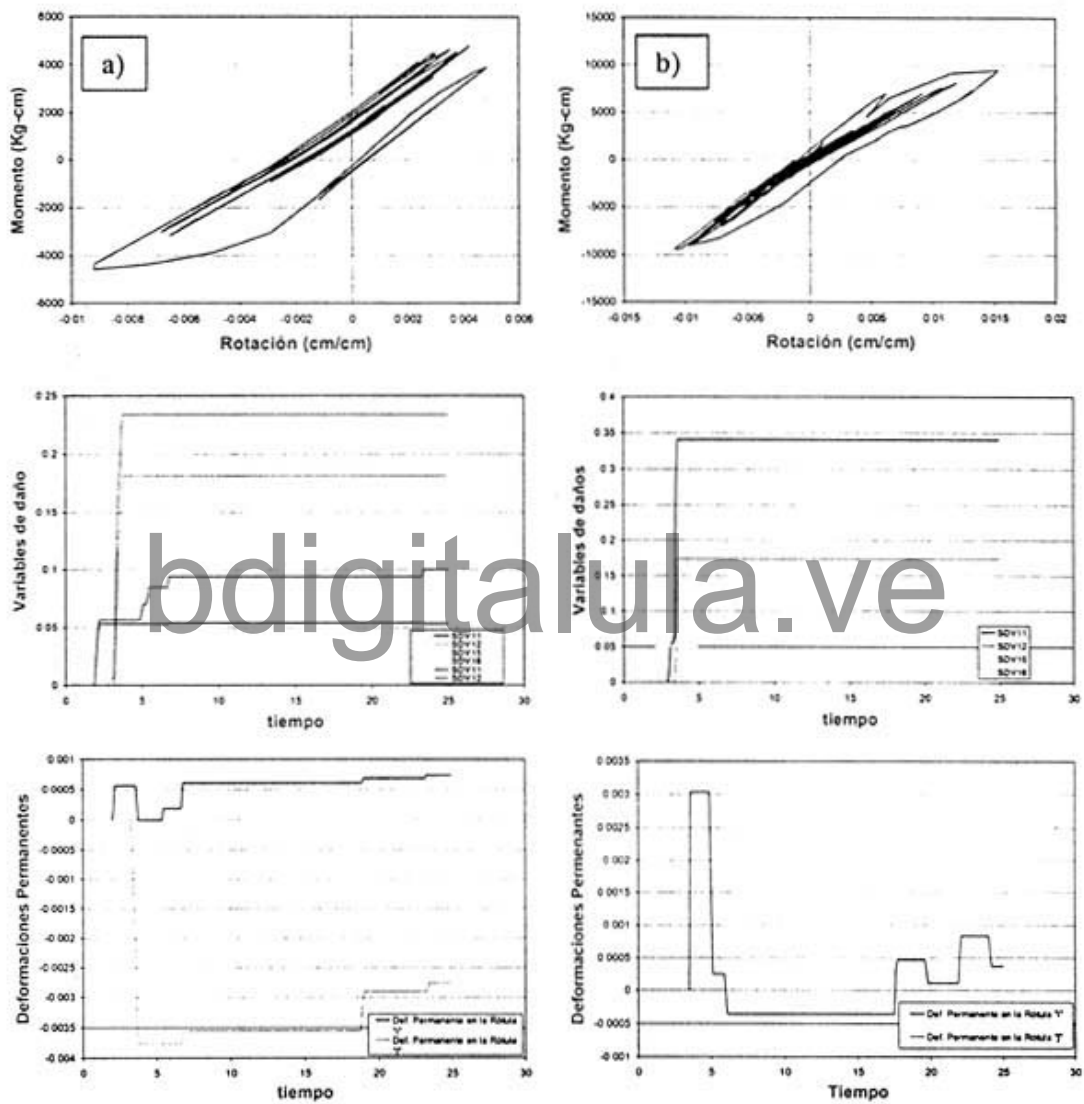


Figura 5.23. Curva de comportamiento histerético en el pórtico de vigas normales
a) de la viga mas dañada y b) de la columna mas dañada.

Al comparar el máximo valor de las curvas de derivas totales y de la máxima deriva de entre piso (sexto piso para el pórtico de vigas planas y noveno piso para el pórtico de vigas normales) de ambos pórticos se observa que el mayor desplazamiento lateral surge en el pórtico de vigas planas, como se esperaba.

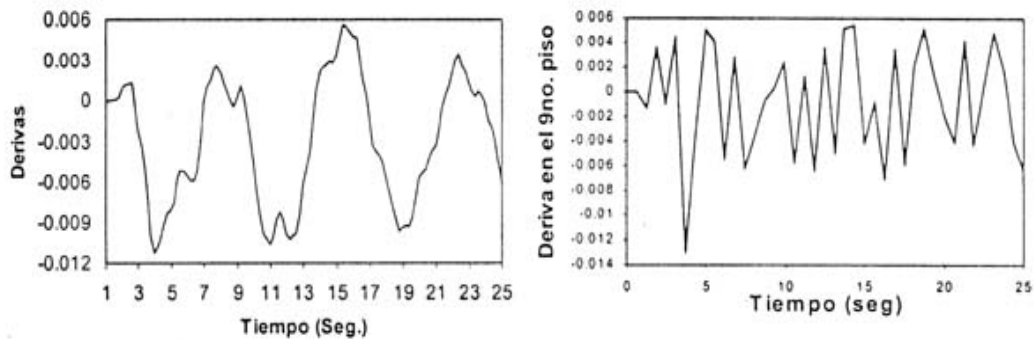


Figura 5.24. Historia de la a) deriva total del pórtico y b) la máxima deriva entre piso.

bdigitalula.ve

CAPITULO VI

EL DESLIZAMIENTO DEL REFUERZO A FLEXION EN ELEMENTOS EN VOLADO, MEDIANTE ENSAYOS EXPERIMENTALES.

El estrangulamiento en las curvas histeréticas, Carga-Desplazamiento o Momento-Rotación, es mas notorio en las juntas viga plana-columna como se pudo notar en el capítulo precedente. Donde la longitud deslizante entre el acero de refuerzo a flexión y el concreto en las juntas internas y externas de viga plana-columna es estudiada y comprobada por ensayos experimentales obtenidos de la literatura [1, 35]. Ahora bien, el comportamiento histerético de elementos en voladizo, pueden presentar un pequeño nivel de estrangulamiento, como se observan en los ensayos experimentales realizados por Bertero-Popov-Shao [31] y Fang-Wang-Hong [46].

Los ensayos experimentales encontrados en la literatura [31, 46] presentan un estrangulamiento en la curva de comportamiento histerético. Estos trabajos acreditan el estrangulamiento en las curvas histeréticas al elevado esfuerzo cortante que se presenta en los elementos cortos. Siendo el efecto deslizante entre los dos materiales no muy estudiado.

En este trabajo se asume la hipótesis que el efecto del estrangulamiento en las curvas de comportamiento histerético en los elementos en voladizo es debido a la pérdida de adherencia entre los dos materiales. Por lo cual, es necesario

verificar de forma experimental si el deslizamiento entre el acero de refuerzo a flexión y el concreto es el causante del estrangulamiento en las curvas Fuerza-Desplazamiento o Momento-Rotación. Es por esto que se realizaron diferentes ensayos experimentales, tratando de mejorar la adherencia entre el acero a flexión y el concreto en elementos en voladizo, y así observar su comportamiento histerético. Lo que podría permitir definir una longitud mínima de anclaje para que no se produzca deformaciones permanentes por la pérdida de adherencia entre el acero de refuerzo a flexión y el concreto.

En este capítulo, se comentan los resultados obtenidos de los ensayos experimentales realizados en el Laboratorio de Materiales y Ensayos de la Universidad de Los Andes. Dando una breve descripción de los ensayos experimentales encontrados en la literatura [31, 46], donde el fenómeno de estrangulamiento en las curvas, de comportamiento histerético se hace presente en elementos en volado.

6.1.- Ensayo experimental realizado por Bertero-Popov-Shao [31]

El objetivo principal de los ensayos realizados por Bertero, Popov y Shao es conocer el comportamiento histerético de elementos en voladizo. En esta sección se presentan solo dos ensayos experimentales de varios realizados por Bertero et. al. [31]. Todos los ensayos experimentales son elementos en voladizo, donde se garantiza el anclaje del refuerzo a flexión en el extremo empotrado.

• Ensayos experimentales RS y R6.

Solo los ensayos experimentales llamados "R5" y "R6", de un grupo de ensayos realizados por Bertero et. al. serán mostrados en esta sección. El trabajo realizado por Bertero et. al. [31] consistió en conocer el comportamiento histerético de las vigas en voladizo. Los ejemplos escogidos (R5 y R6) poseen secciones transversales iguales pero de longitudes diferentes. El ensayo experimental R5 es una viga en volado con una longitud de 0.9775 mts. y el espécimen R6 tiene una longitud de 1.65 mts. Los detalles de la sección

transversal de ambas vigas, "R5" y "R6", y sus características geométricas se muestran en la figura 6.1.

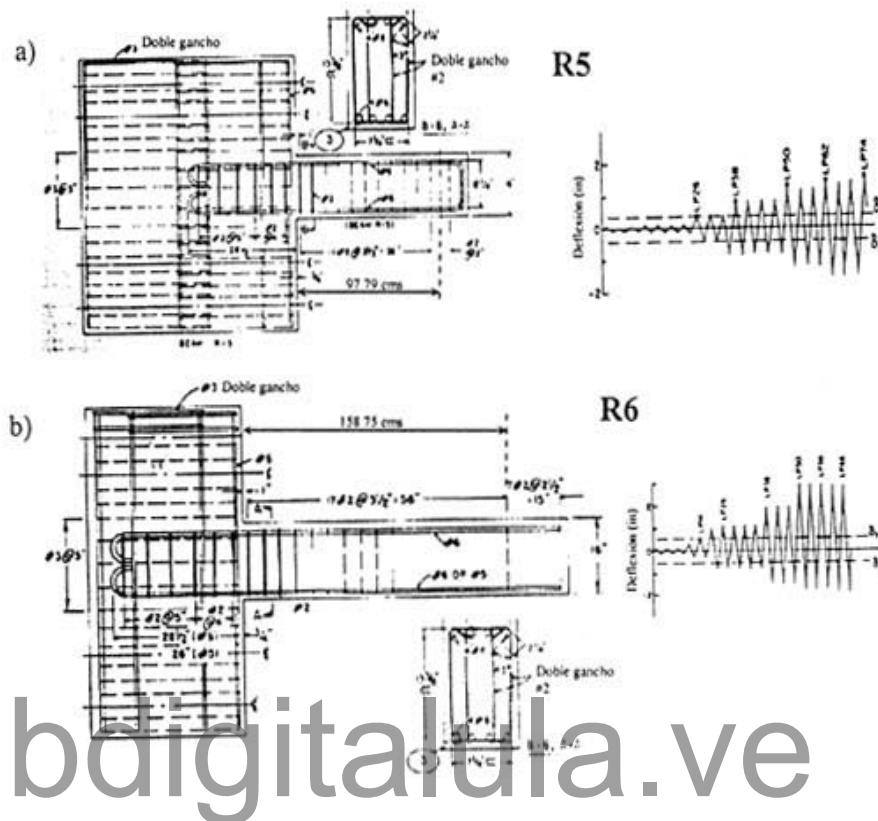


Figura 6.1. Geometría de las estructuras, detalles de las secciones transversales e historia de desplazamientos en los especímenes a) R5 y b) R6 ensayados por Betero et. al. [31]

Las curvas de comportamiento de los ensayos experimentales se muestran en la figura 6.2. El ensayo experimental R5 presenta un nivel de estrangulamiento mayor que el ensayo R6, según Bertero et. al. el nivel del esfuerzo cortante es elevado por ser un elemento corto. Y la probeta larga (R6) no. presenta el estrangulamiento, según Bertero et. al. [31] el nivel del esfuerzo cortante es menor y el mecanismo que domina es la flexión.

Al suponer que el estrangulamiento en las curvas histeréticas es debido al efecto deslizante entre el acero longitudinal y el concreto del elemento es posible la diferencia en las curvas de comportamiento entre los especímenes R5 y R6. El espécimen R5 puede presentar el estrangulamiento por tener una

longitud de adherencia mas corta que el espécimen R6, suponiendo que el deslizamiento del refuerzo a flexión en la probeta R5 se hace presente. La longitud de adherencia del elemento en volado del espécimen R6, pudiera permitir que los esfuerzos cortantes que actúan en la superficie de contacto entre el acero de refuerzo y el concreto (esfuerzo de adherencia actuante) nunca llega a superar los esfuerzos resistente de adherencia, por tener una mayor longitud de adherencia que el espécimen R5. Las propiedades de cada uno de los elementos ensayados se muestran en [31].

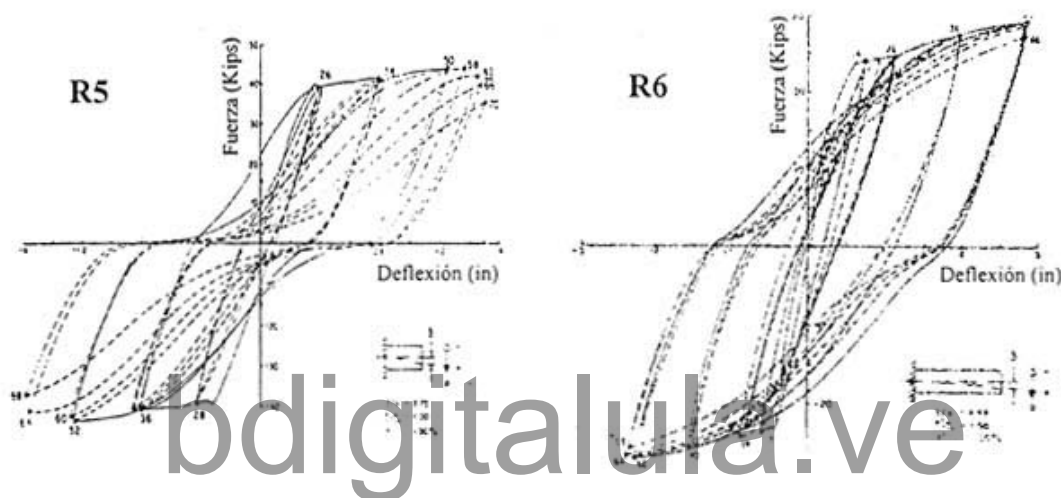


Figura 6.2. Curvas de comportamiento histerético de los ensayos experimentales R5 y R6.

6.2.- Ensayos experimentales de Fang, Wang y Hong [46]

El objetivo principal de los ensayos realizados por Fang et. al. [46] es conocer el comportamiento cíclico de elementos cortos en voladizo, con concreto de alta resistencia y poca cantidad de refuerzo a flexión. En esta sección se presentan únicamente dos ensayos experimentales, "Lb2-4" y "Lb2-6", de varios realizados por Fang et al. [46]. Todos los ensayos experimentales son elementos en voladizo, donde se garantiza el anclaje del refuerzo a flexión en el extremo empotrado. El ensayo Lb2-4 posee una sección transversal totalmente simétrica. Mientras que la sección transversal del ensayo Lb2-6 es asimétrica. En la figura 6.3 se muestra un esquema genera] de los ensayos realizados por Fang- Wang-Hong.

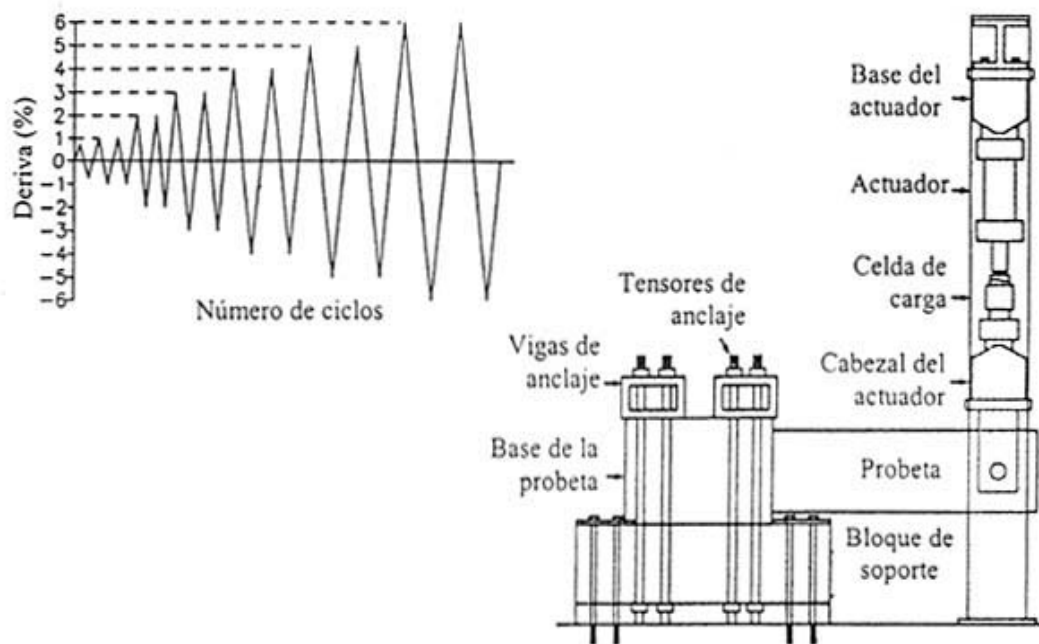


Figura 6.3. Esquema general de todos los ensayos realizados por Fang et. al. [46]

bdigitalula.ve

• **Ensayo experimental Lb2-4.**

La geometría del ensayo y detalles de la sección transversal del elemento de viga se muestran en la figura 6.4. El comportamiento histerético del ensayo experimental se muestran en la figura 6.5. Es notable el estrangulamiento en la gráfica de comportamiento, los investigadores Fang et. al. no hacen referencia a este efecto. Solo mencionan que estos especímenes con concreto de alta resistencia tienen una degradación de resistencia menor que con concreto de resistencia normal.

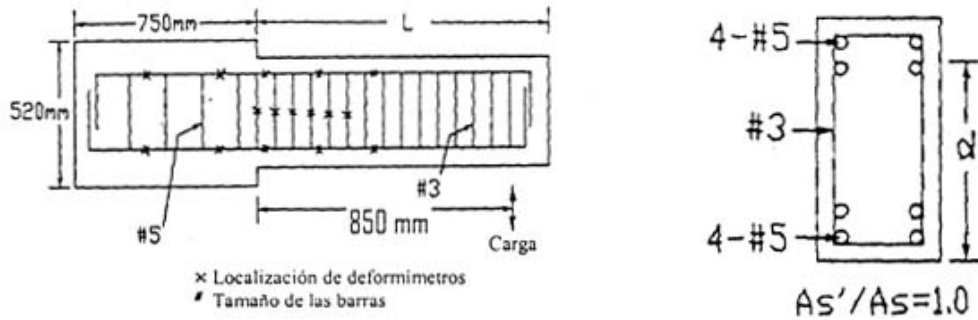


Figura 6.4. Geometría de la estructura y detalles de la sección transversal del elemento de viga del ensayo lb2-4 realizado por Fang et. al. [46]

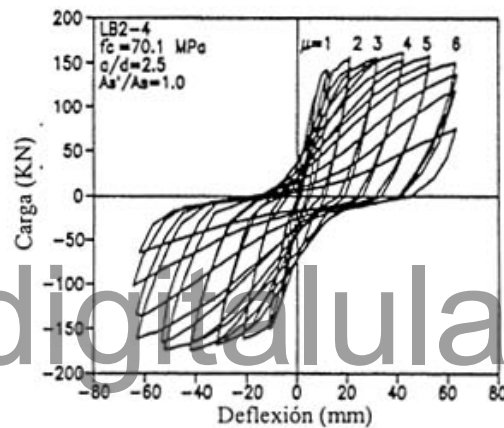


Figura 6.5. Comportamiento histerético del ensayo experimental realizado por Fang et. al. [46]

El espécimen tiene una longitud de 85 cm., la cual está en el orden del espécimen R5 ensayado por Bertero et. al., y presenta un nivel de estrangulamiento bastante severo.

• Ensayo experimental Lb2-6.

La geometría del ensayo experimental "Lb2-6" y los detalles de su sección transversal del elemento de viga se muestran en la figura 6.6. El ensayo experimental mencionado es un elemento en voladizo cuya sección transversal

es asimétrica. El comportamiento histerético del ensayo experimental se muestran en la figura 6.7.

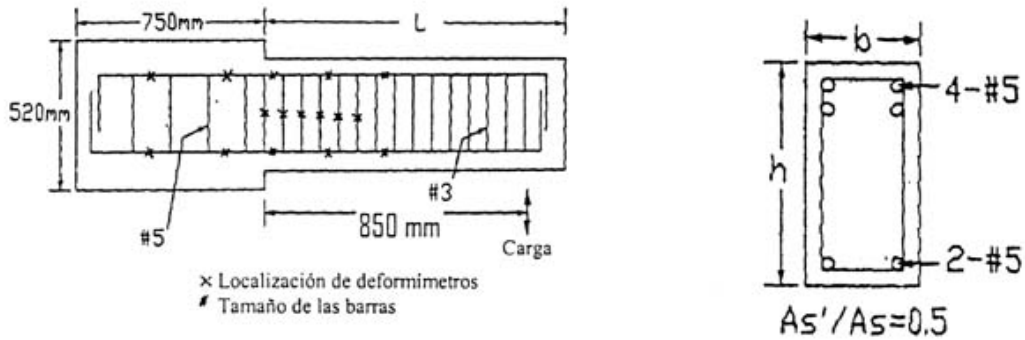


Figura 6.6. Geometría de la estructura y detalles de la sección transversal del elemento de viga del ensayo lb2-6 realizado por Fang et. al. [46]

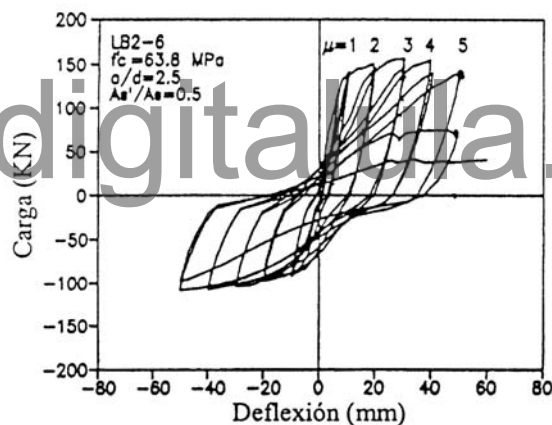


Figura 6.7. Comportamiento histerético del a) ensayo experimental lb2-6.

En este tipo de elemento, en volado, la longitud de adherencia para evitar deformaciones permanentes debido a la pérdida de adherencia entre el refuerzo a flexión y el concreto no está bien definida. En los libros textos de diseño de estructuras de concreto armado hacen referencia a la mínima longitud de anclaje necesaria, para que el refuerzo y el concreto trabajen juntos mediante los esfuerzos de adherencia, hasta que el acero alcance la fluencia.

En la práctica puede ocurrir desplazamientos relativos entre estos materiales sin necesidad que el acero alcance el esfuerzo de cedencia. Cuando los esfuerzos actuantes de adherencia superan el esfuerzo resistente de adherencia en la superficie de contacto entre el refuerzo y el concreto es posible que se generen deformaciones permanentes por deslizamiento entre los dos materiales, y pudiera aparecer el estrangulamiento en las curvas histeréticas de comportamiento, Carga-Desplazamiento o Momento-Rotación. Por esta razón, se realizaron diferentes ensayos experimentales en el Laboratorio de Materiales y Ensayos de la Universidad de Los Andes (LAMEULA) para estudiar la mínima longitud de anclaje por deslizamiento, tratando de evitar el deslizamiento entre los dos materiales, suponiendo que el estrangulamiento en las curvas histeréticas es debido al efecto deslizante entre el acero y el concreto. En la siguiente sección se describen cada uno de los ensayos experimentales y sus resultados.

6.3.- Ensayos experimentales realizados en LAMEULA

Los ensayos experimentales realizados en LAMEULA, consistieron en realizar probetas de columnas cortas y largas empotradas en un extremo, sometidas a desplazamientos histeréticos en su extremo libre (elementos en voladizo). El objetivo principal de estos ensayos experimentales es verificar si el deslizamiento o la pérdida de adherencia entre el acero y el concreto en los elementos en voladizo son los causantes de que aparezcan las curvas de comportamiento histerético estranguladas. Se realizaron tres probetas diferentes y se ensayaron de manera similar. Las tres probetas están conformadas por una columna de concreto armado empotrada en uno de sus extremos en una viga muy rígida, garantizando su anclaje en el extremo empotrado. Y en su extremo libre se aplicó un desplazamiento histerético, como se muestra en la figura 6.8.

Una de las tres probetas es una columna de 1.80 mts. de longitud y las otras dos probetas son de 1.00 mts. de longitud. Las tres probetas tienen como nombre: Columna corta "CC", columna larga "CL" y columna corta con tuercas "CCT". Los detalles de cada ensayo se especifican mas adelante. La historia

de desplazamiento lateral histerético es el mismo para los tres ensayos y se muestra en la figura 6.8.

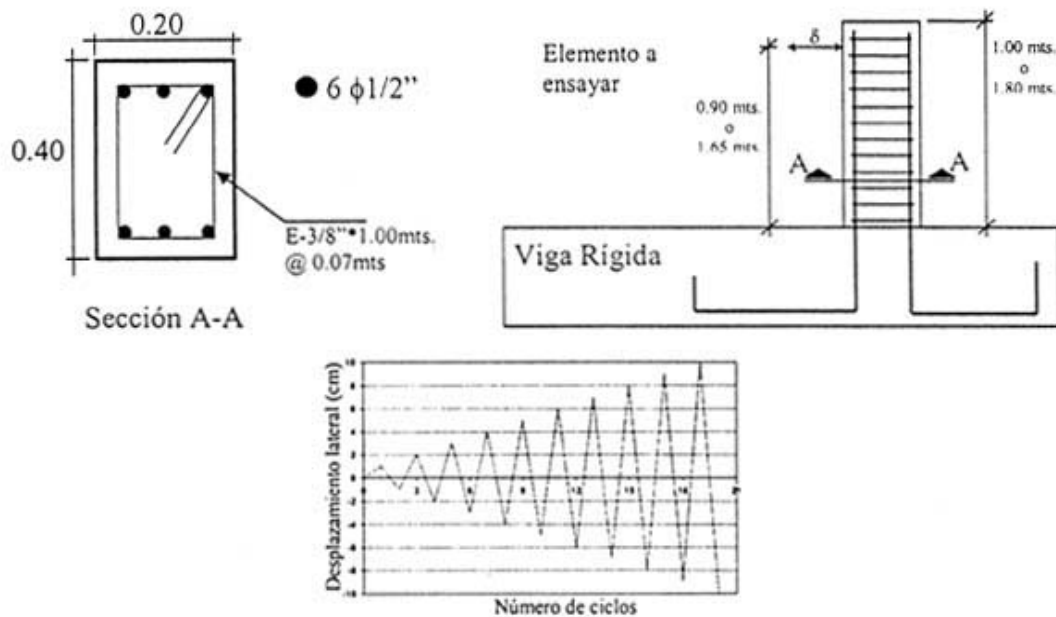
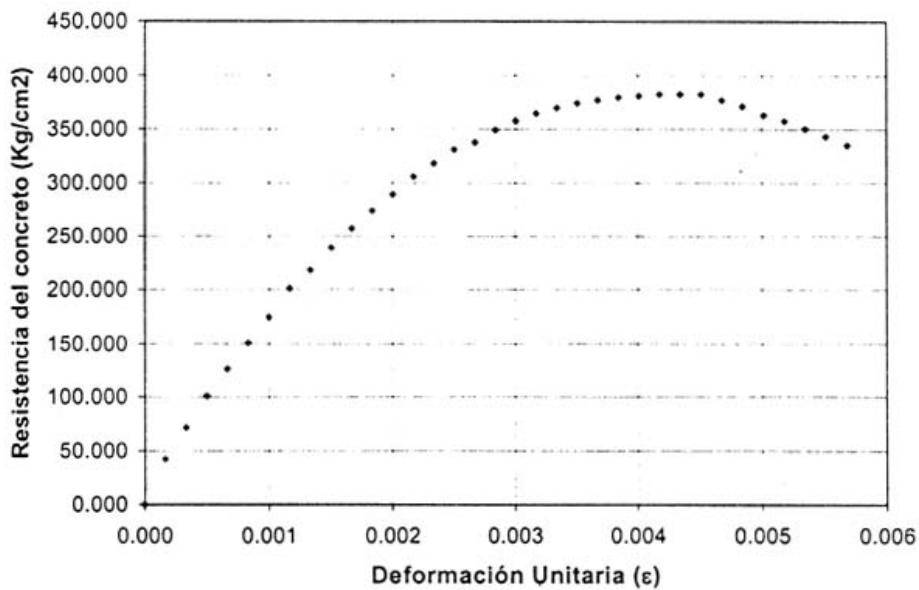


Figura 6.8. Geometría de las probetas y detalles de la sección transversal de los ensayos experimentales realizados en la ULA.

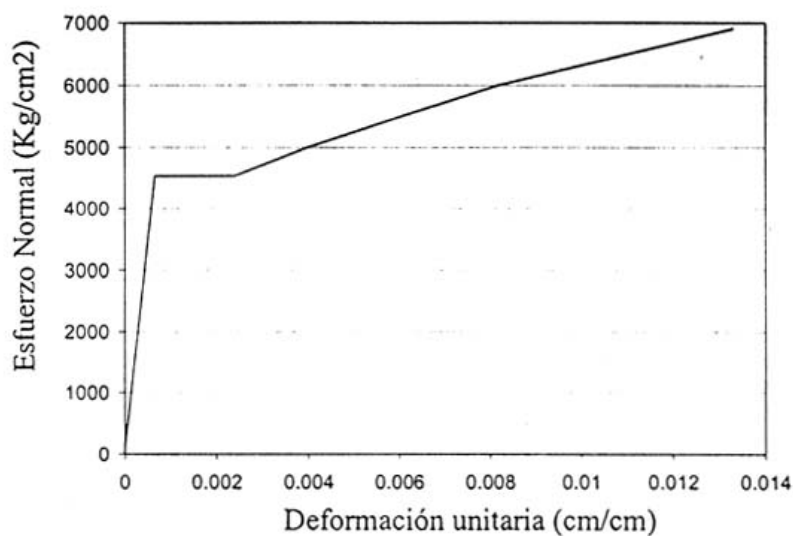
bdigitalula.ve

La calidad de los materiales es la misma para todas las probetas "CC, CL, CCT". Las probetas se realizaron al mismo tiempo, preparando un mismo diseño de mezcla de concreto. La calidad del concreto resultó con una resistencia de 385 Kg/cm^2 , como se muestra en la gráfica 6.1. Los valores de las mediciones de la resistencia y deformaciones de los cilindros de concreto hechas en el LAMEULA se muestran en el anexo B.

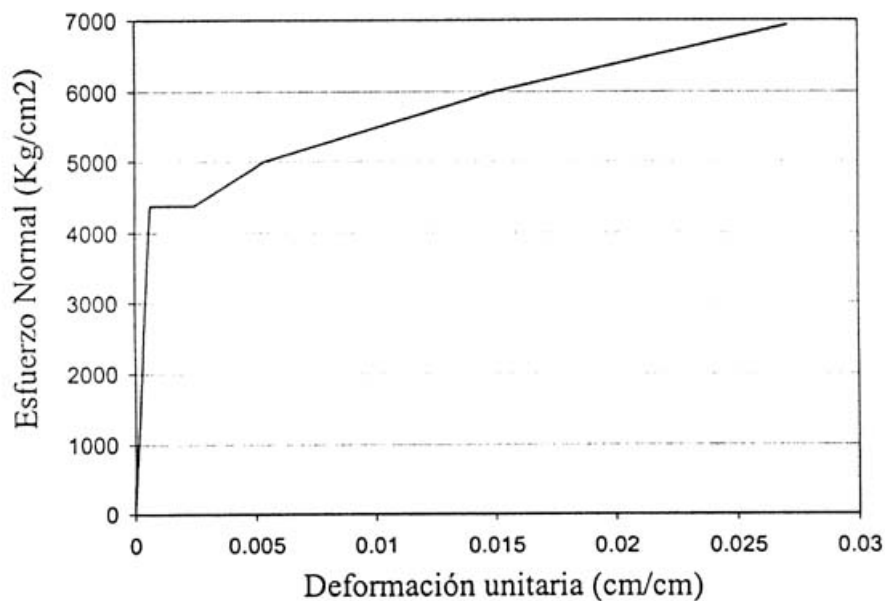


Gráfica 6.1. Resistencia a compresión del concreto.

La calidad del acero utilizado en las probetas es el mismo. Estas se muestran en las gráficas 6.2 y 6.3. En Las gráficas se aprecian los diferentes rangos de comportamiento del acero, como el rango elástico, cedente y el endurecimiento del acero. Las planillas del ensayo a tracción realizado en el LAMEULA se encuentran en el anexo B.



Gráfica 6.2. Curva de comportamiento del acero de refuerzo, barra #3.



Gráfica 6.3. Curva de comportamiento del acero de refuerzo, barra #4.

Las barras #3 se utilizaron para realizar los estribos de la probeta, mientras que las barras #4 fueron usadas como refuerzo a flexión del elemento en voladizo

bdigitalula.ve

- **Columna corta "CC".**

El elemento en voladizo (elemento columna) fue diseñado, de tal manera, que soporte una carga lateral no superior a 9 Ton. La columna es empotrada en una viga base de concreto armado, suficientemente rígida, garantizando que el elemento columna es el único que sufre deformaciones por fluencia del acero y deslizamiento entre el acero y el concreto y daños por el agrietamiento del concreto. El armado de la columna en el momento de la construcción se muestra en la figura 6.9 y sus detalles internos en la figura 6.8. En esta probeta se espera un pequeño estrangulamiento en la curva de comportamiento Momento- Rotación, ya que su longitud es pequeña. Suponiendo, que los esfuerzos actuantes de adherencia superan primero el esfuerzo resistente promedio de adherencia en la superficie de contacto entre las barras longitudinales y el concreto que el esfuerzo de cedencia de las barras a flexión.

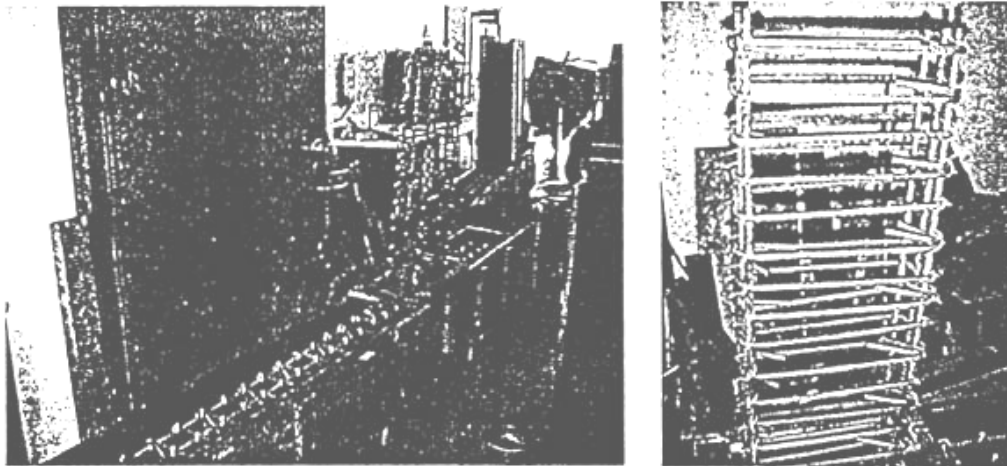


Figura 6.9. Detalles del armado de la columna y de la viga rígida.

En la figura 6.10 se muestran la secuencia del ensayo, desde su comienzo hasta llegar a la falla. También se puede notar los dispositivos utilizados para el ajuste de la probeta al marco de carga y el acople del actuador al extremo libre de la probeta. El actuador quedó ubicado a 0.90 mts. de distancia desde la parte superior de la viga rígida base.

bdigitalula.ve

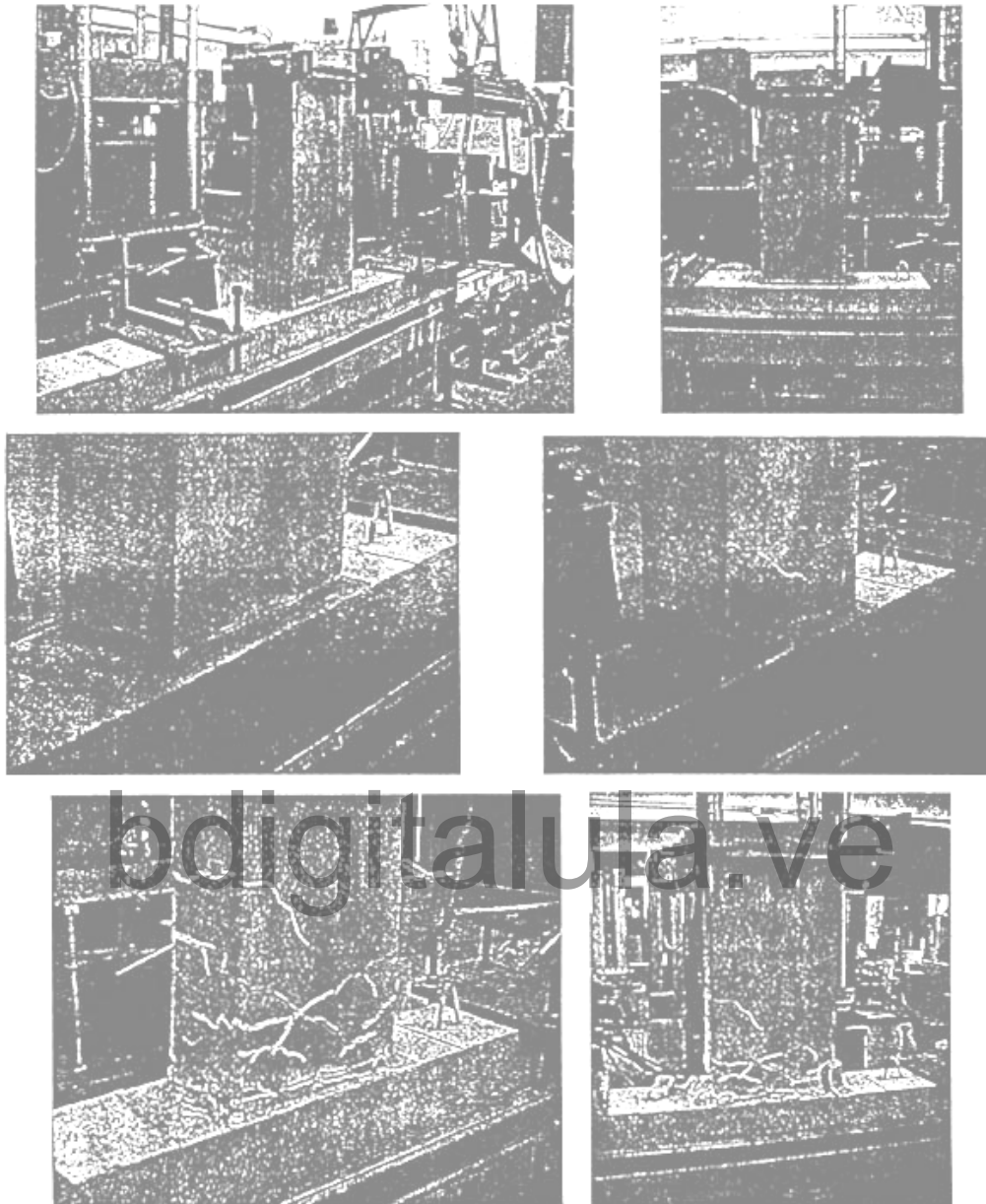


Figura 6.10. Secuencia del ensayo experimental de la probeta CC.

Figura 6.10. Secuencia del ensayo experimental de la probeta CC.

La curva de comportamiento histerético, Momento-Rotación, se muestra en la figura 6.11. En ella se aprecia cierto grado de estrangulamiento, que según la hipótesis planteada al principio de este capítulo se atribuye a la pérdida de adherencia o al deslizamiento entre el refuerzo a flexión y el concreto del elemento en volado.

Por ser este espécimen tan corto, se supone que los esfuerzos cortantes (adherencia) en la superficie de contacto entre el refuerzo a flexión y el concreto superan los esfuerzos resistentes de adherencia, por lo que permite un desplazamiento relativo entre estos dos materiales a niveles muy bajos de esfuerzos. Este proceso deslizante entre los materiales puede detenerse a esfuerzos más altos, ya que el elemento sufre un cambio volumétrico y la armadura transversal (estribos o ligaduras) comienza a confinar el concreto del núcleo. Al confinar el concreto en el núcleo, la fuerza normal que se genera en la superficie de contacto aumenta, mejorando así el esfuerzo resistente de adherencia que depende de la fuerza normal (ver figura 2.10). De esta manera el mecanismo de falla del refuerzo a flexión puede cambiar desde el mecanismo de falla por deslizamiento hacia el mecanismo de falla por cedencia (ver figura 2.15). De esta manera es posible la aparición del estrangulamiento en la gráfica de comportamiento.

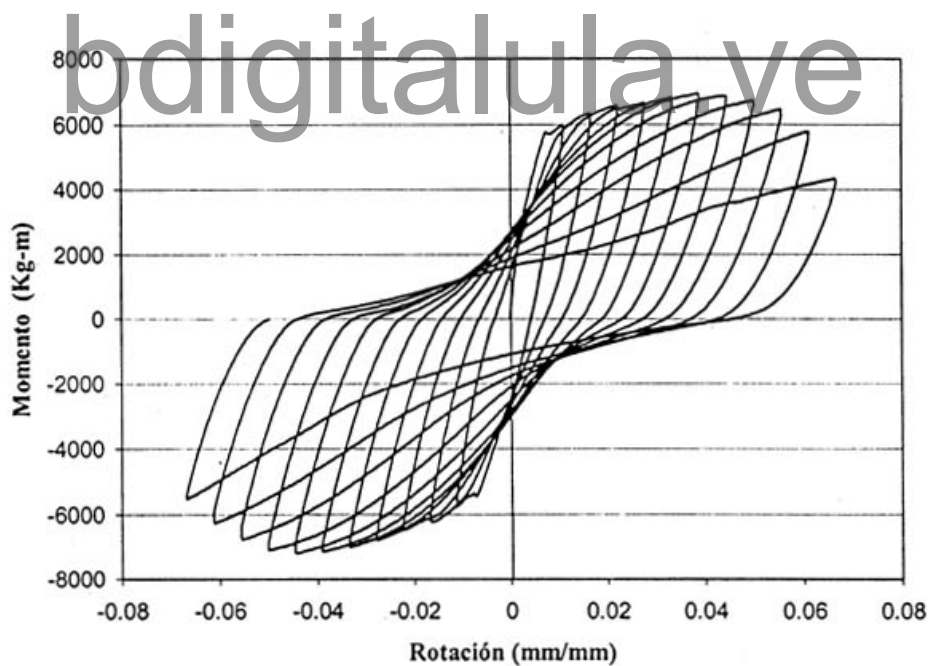


Figura 6.11. Curva de comportamiento del espécimen "CC"

- **Columna larga "CL"**

La sección transversal de la probeta CL es la misma que la probeta CC. La diferencia entre las probetas " CC " y "CL" es la longitud de la columna. La curva de comportamiento histerético de la probeta "CL", se espera sin estrangulamiento por ser un elemento de mayor longitud y así una mayor longitud de anclaje para evitar el deslizamiento entre los dos materiales. En la figura 6.12 se muestra la secuencia del ensayo y la evolución de las grietas, hasta llegar al deterioro del nodo empotrado. Originando una pérdida de rigidez y resistencia muy severa.

El comportamiento histerético del elemento CL se muestra en la figura 6.13. Esta curva no presenta estrangulamiento, tal como se esperaba. En esta probeta se asume que los esfuerzos actuantes en el nodo de empotramiento nunca llegan a superar los esfuerzos resistentes por adherencia a lo largo del elemento. El mecanismo de falla dominante en el comportamiento de este elemento es la fluencia del acero a flexión.

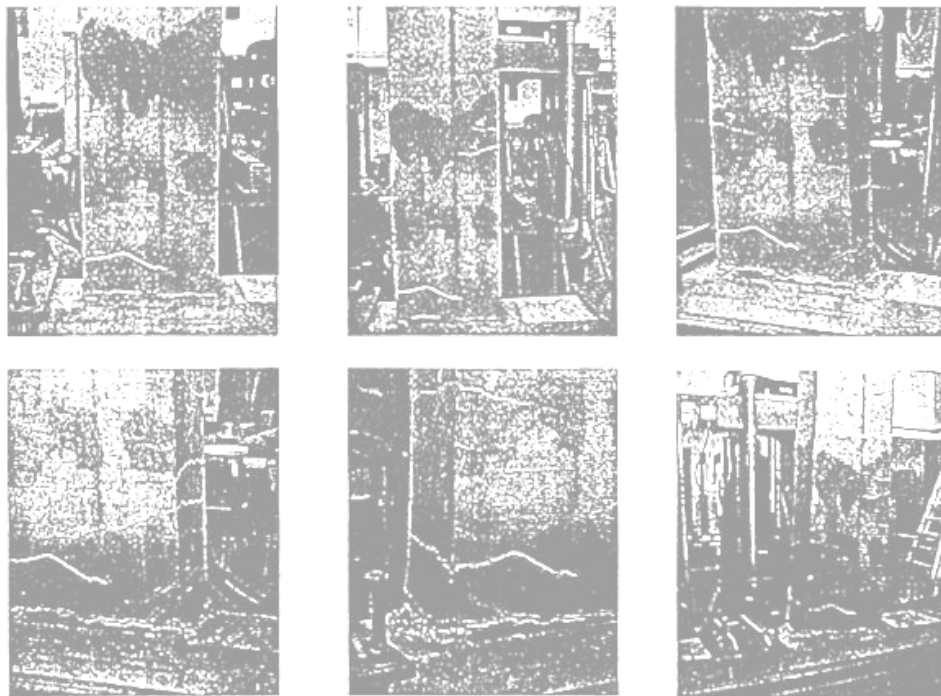


Figura 6.12. Secuencia del ensayo experimental de la Probeta CL

Figura 6.12. Secuencia del ensayo experimental de la Probeta CL

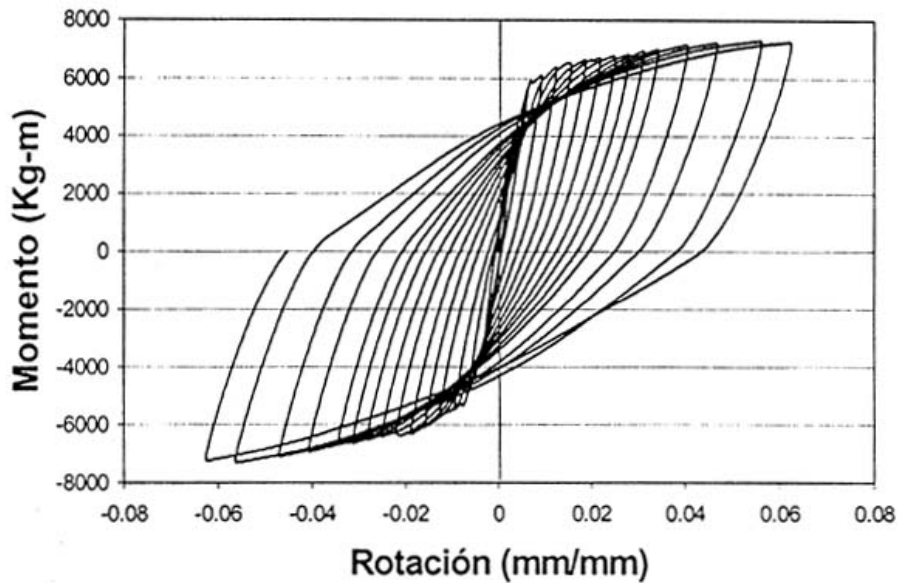


Figura 6.13. Comportamiento histerético del espécimen CL.

- **Columna corta con tuercas "CCT".**

La probeta CCT tiene las mismas características de la probeta CC. Solo se diferencian en que a la probeta "CCT" se colocaron tuercas en el refuerzo de flexión, intentando mejorar la adherencia entre el concreto y las barras longitudinales de refuerzo. Las tuercas son colocadas y fijadas a lo largo de las barras de refuerzo longitudinal con una separación de 5 cms., como se muestra en la figura 6.14.

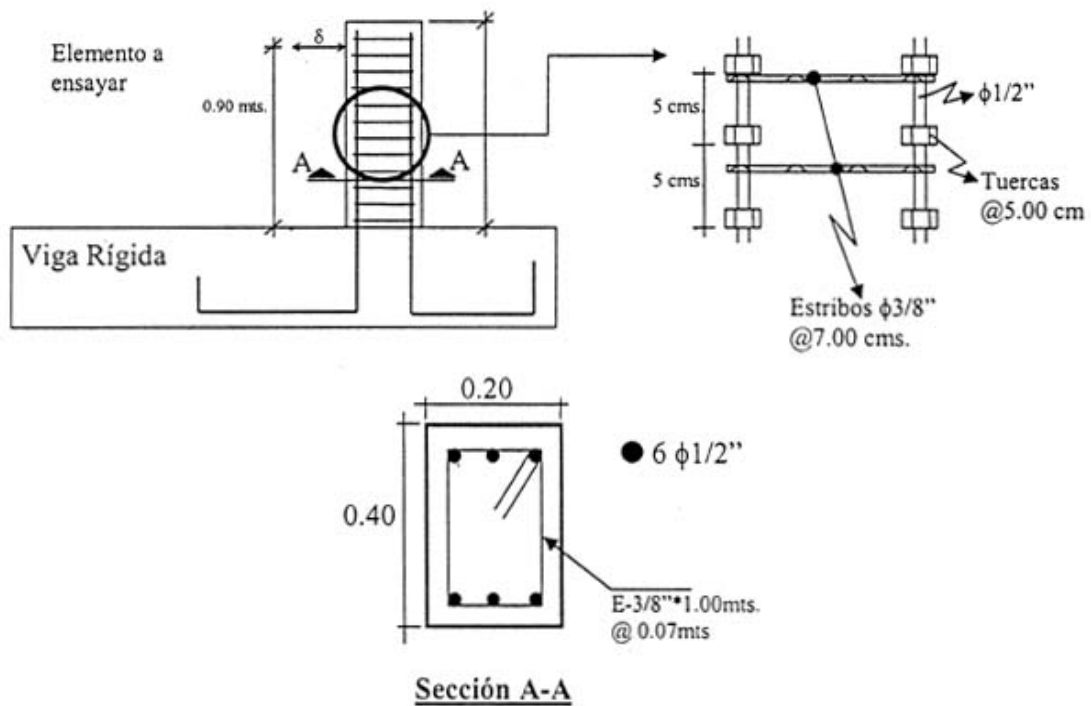


Figura 6.14. Detalles de la sección transversal de la probeta "CCT".

Detalles en el proceso constructivo y la evolución del ensayo experimental se muestran en las figuras 6.15 y 6.16, respectivamente. Donde se puede apreciar la fijación de las tuercas en las barras longitudinales del elemento columna. El procedimiento de fijación de las tuercas a las barras se explicará a continuación.

La fijación de las tuercas se realizó con soldadura, usando un amperaje muy bajo. Se fue fijando cada tuerca con un solo punto de soldadura y con muy poco amperaje a lo largo de la barra longitudinal, de tal manera de no fragilizar el acero al ser calentado por la soldadura. Luego se colocaron los otros tres puntos de soldadura sobre la tuerca de la siguiente forma: el segundo punto de soldadura se colocó en el lado opuesto del primer punto o punto previo. Una vez colocada el segundo punto en una tuerca se pasa a la siguiente. Así se fue rotando el proceso hasta terminar de colocar los cuatro puntos de soldadura en cada tuerca.

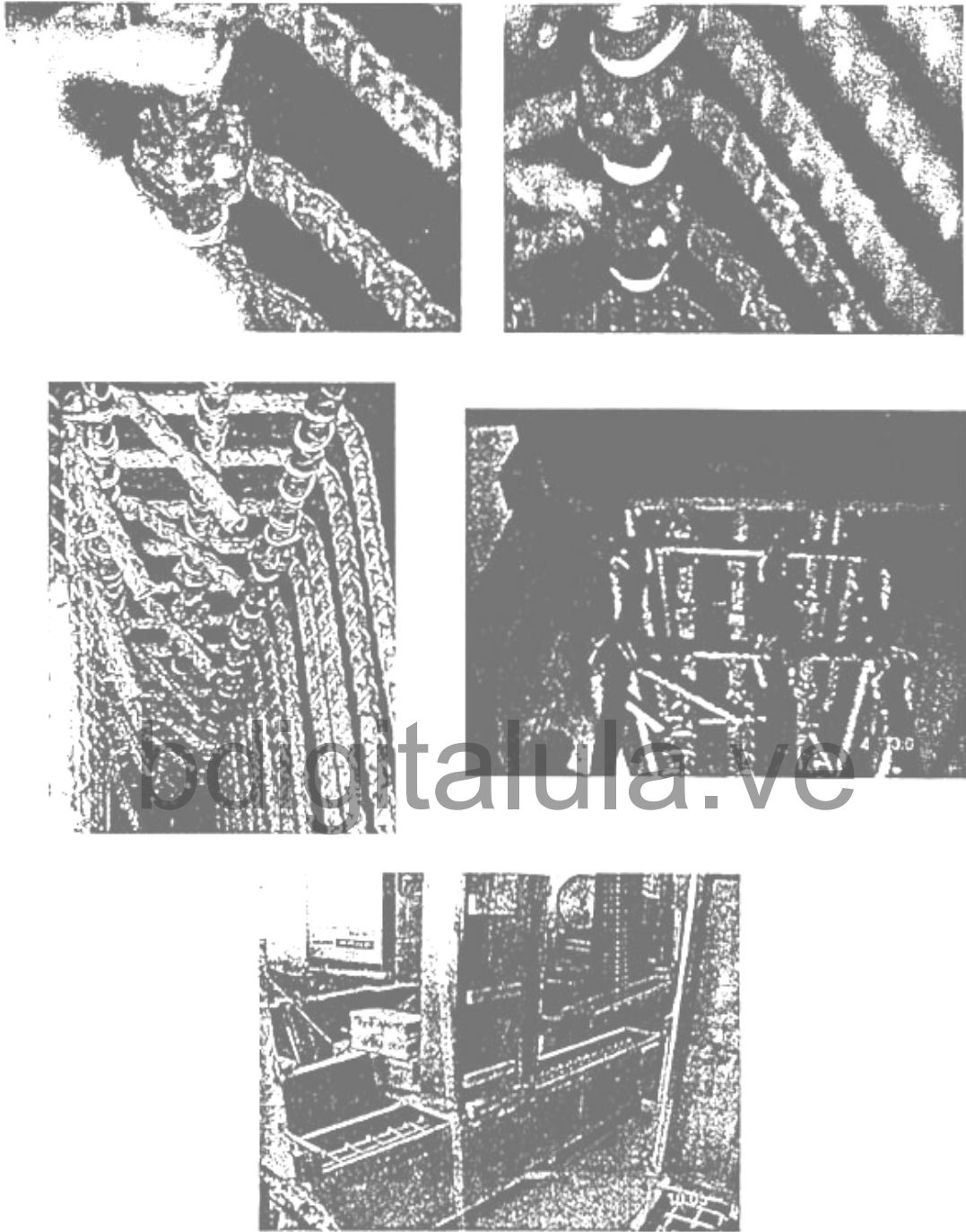


Figura 6.15. Proceso constructivo de la probeta "CCT"

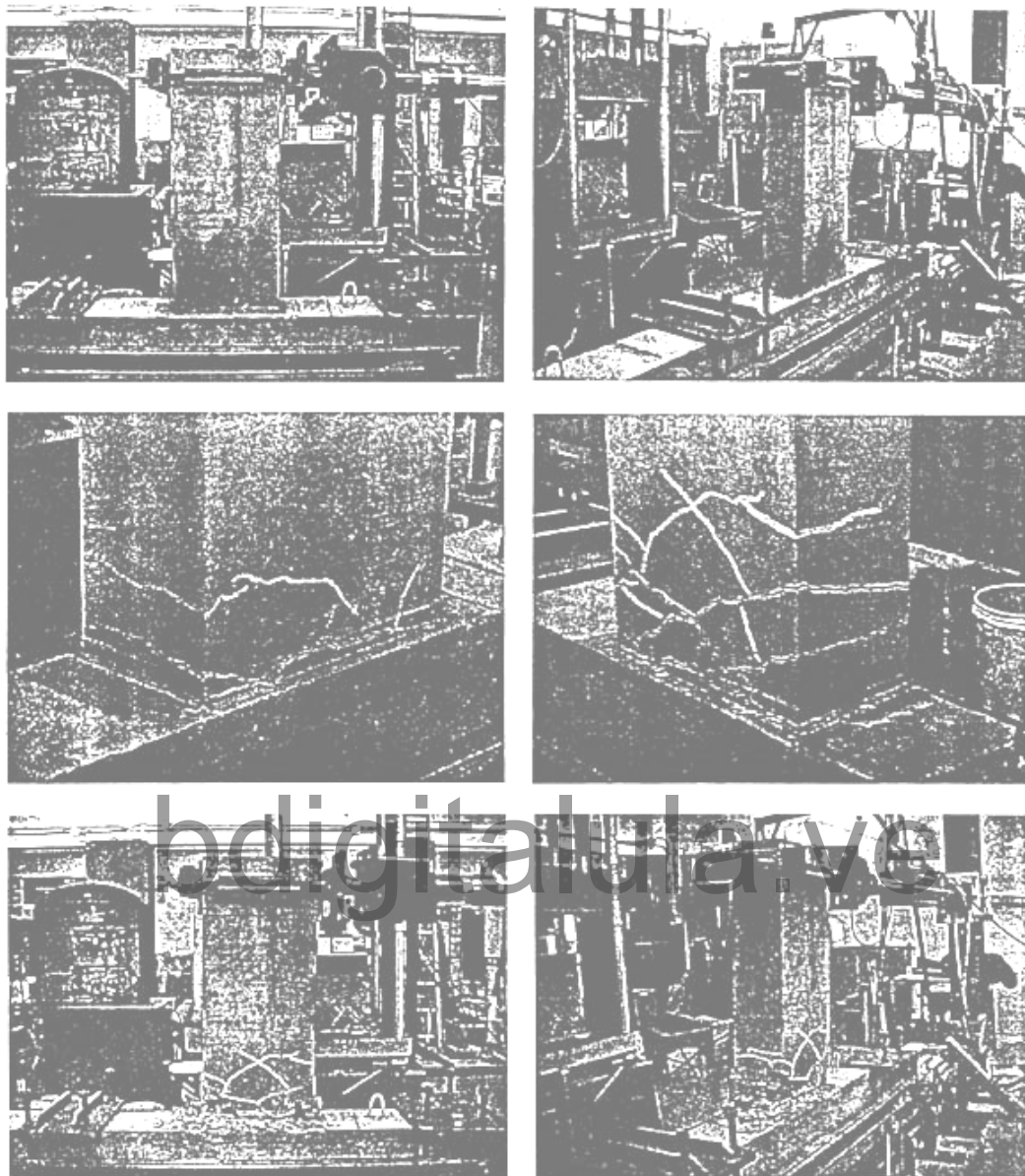


Figura 6.16. Proceso del ensayo de la probeta "CCT".

La curva de comportamiento, Momento-Rotación, que resultó del ensayo histerético se muestra en la figura 6.17. En ella se puede notar un nivel de estrangulamiento, el cual no se esperaba por la colocación de las tuercas en las barras longitudinales del elemento. Se suponía que las tuercas mejorarían la adherencia entre el refuerzo a flexión y el concreto y evitarían el estrangulamiento en la curva, 10 cual no se logró.

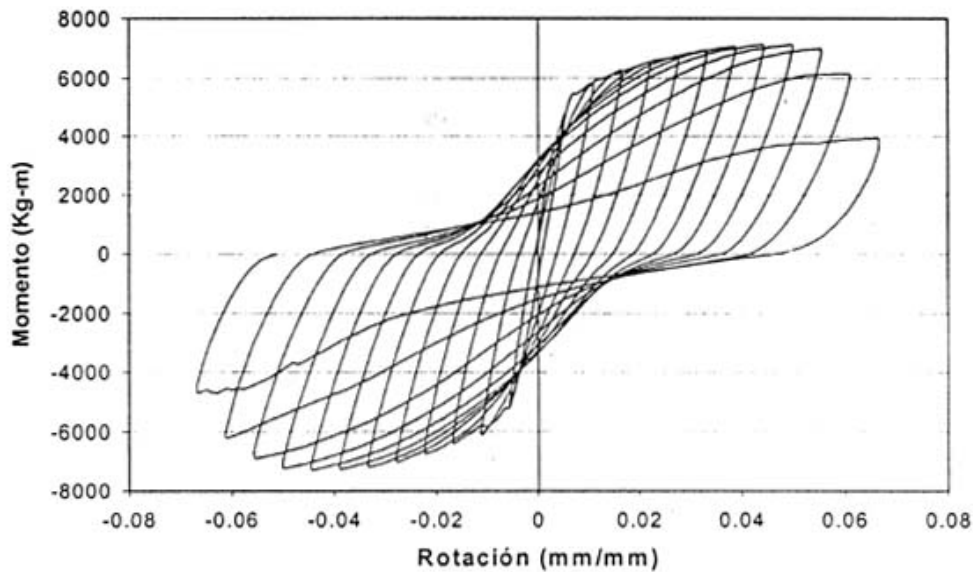


Figura 6.17. Comportamiento histerético del elemento en volado (columna) con tuercas en las barras longitudinales (CCT).

6.4.- Comparación de los ensayos experimentales realizados en LMEULA

Los resultados obtenidos de los ensayos experimentales "CC" y "CL" son los esperados. Ellos son elementos con las mismas características de la sección transversal y propiedades de los materiales, solo una variable difiere entre ellos. Esta variable es la longitud del elemento. Al comparar las dos curvas de comportamiento, mostradas en la figura 6.18., se aprecia que el elemento corto refleja un estrangulamiento, mientras que el elemento largo no lo presenta.

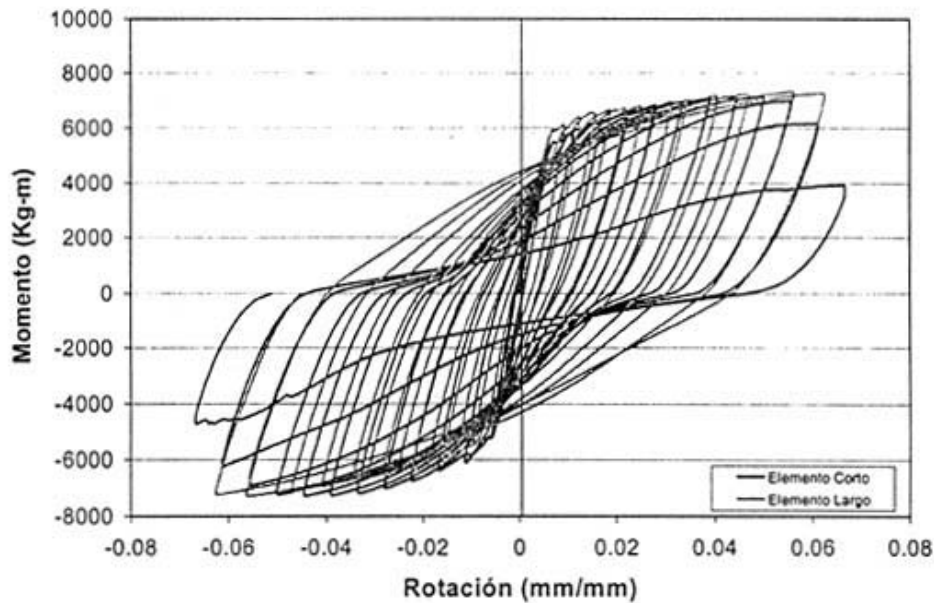


Figura 6.18. Comparación del comportamiento histerético entre los ensayos "CC" y "CL".

Al comparar los resultados obtenidos entre los ensayos "CC" y "CCT", se puede apreciar que el comportamiento histerético es el mismo, tal como se muestra en la figura 6.19. La colocación de las tuercas en las barras longitudinales de la probeta CCT pudo haber sido un procedimiento no adecuado para evitar el deslizamiento entre los dos materiales, y por lo tanto no evitó la presencia del estrangulamiento en la curva de comportamiento histerético del elemento. No pudiendo concluir que en los elementos en volado, el estrangulamiento en las gráficas de comportamiento histerético, Fuerza-Desplazamiento o Momento-Rotación, no es ocasionado por el deslizamiento entre las barras de refuerzo y el concreto. Por lo tanto, el estrangulamiento en las gráficas histeréticas de los elementos en volado pudiera ocurrir también cuando el nivel de esfuerzo cortante es elevado, tal como lo indica Bertero et. al. [31] en sus conclusiones. Cabe destacar que en los ensayos experimentales realizados por Bertero et. al. [31] no se estudió el posible deslizamiento entre el refuerzo a flexión y el concreto en los elementos en volado.

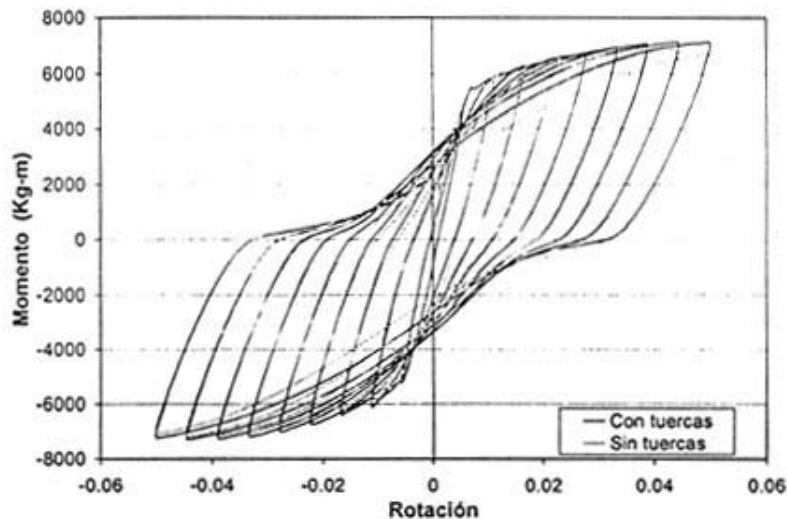


Figura 6.19. Comparación del comportamiento histerético de los ensayos "CC" y "CCT".

Si el efecto cortante es el que genera el estrangulamiento en las gráficas para los elementos cortos en volado, es posible crear un nuevo modelo para simular el estrangulamiento en este tipo de elemento. El nuevo modelo sería capaz de simular el estrangulamiento en las curvas de comportamiento de los elementos viga-columna cortas. El nuevo modelo podría ser modelo de daños para elementos cortos a flexión. El cual se origina con la combinación del modelo propuesto por Thomson y Flórez [47] y el modelo presentado en este trabajo en el Capítulo 2.

El trabajo presentado por Thomson y Flórez [47], propone un modelo simplificado de daño por corte en muros cortos, que toma en cuenta la reducción de rigidez y resistencia debido al agrietamiento diagonal y las deformaciones permanentes que ocurren en el elemento debido a la fluencia del refuerzo y al deslizamiento por corte a través de las grietas. Este modelo para muros cortos [47], también está basado en los principios de la mecánica de la fractura y la mecánica del daño en medios continuos.

En los modelos que incluyen efectos inelásticos, la relación entre esfuerzos generalizados y deformaciones generalizadas no es lineal. En estos casos la ley de comportamiento debe ser definida por la ley de estado y las leyes de evolución de las variables internas incluidas en el modelo. En el caso del

modelo presente en este trabajo, los miembros sufren daño por efectos de flexión y se usa típicamente un modelo de disipación concentrada [12], en el cual cada miembro se representa mediante un ensamblaje de un miembro elástico y dos rótulas inelásticas en los extremos, en las cuales se concentran todos los efectos inelásticos (deformaciones permanentes y daños por flexión). En el caso del modelo desarrollado por Thomson et al. [47], el miembro se simula de forma similar, con la diferencia de que se considera la posibilidad de daños y deformaciones permanentes por efectos de corte distribuidos de manera uniforme en el miembro.

Existe la posibilidad de combinar estos dos modelos, el modelo de disipación concentrada por efectos de flexión, figura 6.20a, y el modelo de disipación, distribuida por corte, figura 6.20b. De esta manera se podría lograr el modelo de daño concentrado para elementos cortos por flexión, para simular el comportamiento de elementos de vigas o columnas cortas, donde el efecto predominante del elemento es el corte y se pueda representar en los lazos histeréticos el estrangulamiento. Al combinar los dos modelos antes mencionados es posible obtener un nuevo modelo de disipación concentrada conformada por el ensamblaje de una viga-columna degradable por corte y dos rótulas inelásticas concentradas en los extremos (degradables por flexión), como se presenta en la figura 6.20c. Este nuevo modelo planteado, producto de la combinación de los modelos mencionados, sería una línea de investigación a futuro para describir el comportamiento de los elementos vigas-columnas cortas, donde el estrangulamiento se haga presente en la curva de comportamiento histerético.

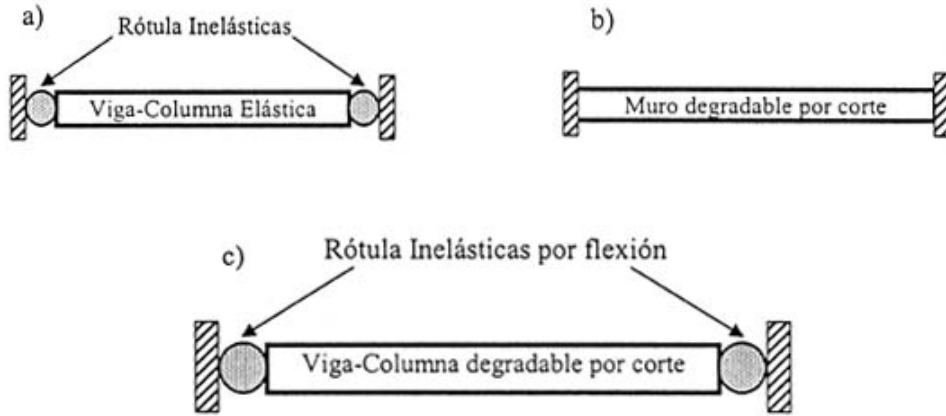


Figura 6.20. Modelos de disipación a) concentrada por efectos a flexión, b) distribuida por efectos de corte y c) concentrada por efecto de corte.

bdigitalula.ve

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Este trabajo presenta un modelo para simular la respuesta inelástica de conexiones viga plana-columna de concreto armado. En estas conexiones se hace presente de manera significativa la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo en las juntas internas y externas. El modelo es capaz de considerar los siguientes efectos: degradación de resistencia y rigidez debido al agrietamiento del concreto, fluencia del acero de refuerzo, endurecimiento plástico en el refuerzo, deslizamiento entre el concreto y el refuerzo, degradación de la resistencia al deslizamiento debido al agrietamiento del concreto, fatiga de bajo ciclaje y efecto $P-\delta$.

Se ha supuesto que el estrangulamiento en las curvas histeréticas, Fuerza-Desplazamiento o Momento-Rotación, de las conexiones viga plana-columna es debido a la transición desde un comportamiento controlado por el deslizamiento del refuerzo a un comportamiento gobernado por la fluencia del mismo.

El modelo reproduce el comportamiento observado durante los ensayos experimentales razonablemente bien. El procedimiento simplificado para determinar el momento deslizante " m_0 " corresponde a la teoría de resistencia de materiales y depende del esfuerzo promedio de adherencia entre el refuerzo a tracción y el concreto. El momento deslizante aumenta el grado de estrangulamiento progresivamente a medida que la altura de la viga disminuye, como se pudo observar en las simulaciones presentadas en el quinto capítulo. Por el contrario, si la altura de la viga aumenta el momento deslizante

disminuye el grado de estrangulamiento, aún sin considerar las fuerzas de compresión en la columna, como se observa en la simulación del ensayo experimental realizado por LaFabe y Wight en el capítulo V. El grado de estrangulamiento disminuye porque el valor de la resistencia al deslizamiento " k^s ", en la función deslizante, se acerca a la máxima resistencia elástica " M^Y ", en la función de fluencia. Eventualmente, el deslizamiento nunca se presenta para valores altos de " k^s " y no hay estrangulamiento en toda la curva.

El modelo, en el estado actual, es aplicable a conexiones de viga plana-columna en el cual una porción significativa del refuerzo longitudinal de la viga pasa fuera del núcleo de la columna, así que el efecto de confinamiento de la carga axial de la columna no se ejerce en este refuerzo, lo que favorece el deslizamiento en el refuerzo de la junta.

El modelo propuesto permite realizar análisis estáticos y/o dinámicos no lineales de pórticos con vigas planas, incluyendo el efecto de estrangulamiento debido al deterioro de la adherencia entre el concreto y el refuerzo en las juntas de una manera simple. Evitando la necesidad de que el usuario manipule los parámetros que definen la forma del estrangulamiento de la curva de carga-desplazamiento o momento-rotación. Todos los parámetros que maneja este modelo de daño con deslizamiento depende de las propiedades de los elementos como el momento deslizante, la rigidez inicial, los diagramas de interacción de los momentos de agrietamiento, plástico y último, la curvatura plástica.

El modelo crea una relación entre las necesidades prácticas de la ingeniería estructural y las diferentes teorías utilizadas en el modelo como la Teoría del Daño Continuo, Mecánica de la Fractura y el Modelo de Daño Concentrado. Pudiendo así dar interpretaciones físicas de las diferentes variables que se manejan en el modelo y poder realizar aplicaciones comunes de la ingeniería estructural, tales como localizar los puntos vulnerables de una estructura, y evaluar el comportamiento dinámico de edificios de concreto armado ante un evento sísmico.

Las curvas de comportamiento histerético de los elementos cortos en volado también presentan un nivel de estrangulamiento. Este estrangulamiento no es ocasionado por el deslizamiento entre el acero de refuerzo longitudinal y el concreto del elemento, como se pudo comprobar por los ensayos experimentales hechos en el laboratorio, sino debido al nivel de fuerza cortante por ser un elemento corto. Es posible desarrollar un modelo concentrado considerando el nivel de fuerza cortante, permitiendo así, representar el comportamiento histerético de los elementos cortos en volado.

bdigitalula.ve

BIBLIOGRAFIA

- [1] Quintero-Febres, C. y Wight, J., "Experimental study of Reinforced Concrete Interior wide beam-column connection subjected to lateral loading". ACI Structural Journal, 98 (4), pp. 572-582, (2001).
- [2] La Fave y Wight, J.K., "Reinforced concrete exterior wide beam-column slab connections subjected to lateral earthquake loading". ACI Structural Journal. 96-S64. (1999)
- [3] Hatamoto H., Bessho S. y Matsuzaki Y., "Reinforced Concrete Wide-Beam-Column Subassemblages Subjected to Lateral Load". Desing of Beam-Column joints for seismic resistance. SP 123. ACI. pp. 291-315, (1991).
- [4] Perdomo María-Elena. "Modelo Histerético de daño para Pórticos de Concreto Armado con Fuerza Axial Variable". Tesis de Magister Scientiae en Ingeniería Estructural, Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela. (1997).
- [5] Perdomo, M.-E., Ramirez, A., Florez-Lopez, J., "Simulation of damage in RC frames with variable axial forces". Earthquake Engineering & Structural Dynamics 28(3), 311328. 1999.
- [6] Cipollina A., López-Inojosa A. & Flórez-López J. "A simplified damage mechanics approach to nonlinear analysis offrames". Computers & Structures; 54 (6): 1113-1126. 1995.
- [7] Medí Saiidi, "Hysteresis models for reinforced concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5, May, 1982.
- [8] Magdy S. L. Roufaiel, Chirstian Meyer. "Analytical modeling of hysteretic behavior of R/Cframes", Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No. 3, March, 1987.
- [9] Young J. Park, Andrei M. Reinhorn and Sashi K. Kunnath, "IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame - shear-wall structures", National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-87-0008. July, 1987.

- [10] Sashi K. Kunnath, Andrei M. Reinhorn and Young J. Park, "Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures", Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 4, April, 1990.
- [11] Flórez-López Julio. "Calcul simplifié de portiques endommageables". Revue Européenne de Éléments Finis, Vol. 2, pp. 47-74. 1993.
- [12] Flórez López, Julio. "Modelos de daño concentrado para la simulación numérica del colapso de pórticos planos". Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 9, pp.123-139. 1993.
- [13] Flórez-López, J. "A simplified model of unilateral damage for RC frames", Journal of Structural Division. ASCE, Vol. 121, No. 12. 1995.
- [14] Perera R., Carnicero A. Alarcón E. & Gómez S., "A fatigue damage model for seismic response of RC Structures". Computers & Structures, 78, 293-302. 2000.
- [15] Thomson E., Bendito A. & Flórez-López J. "Simplified model of low cycle fatigue for RC frames". Journal of Structural Engineering ASCE; 124 (9): 1082-1086.1998.
- [16] A. Cipollina y J. Flórez López, "Modelos simplificados de daño en pórticos de concreto armado", Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 11, No. 1, pp 3-22, (1995).
- [17] J. Flórez López, "Un modelo del comportamiento histerético de elementos de concreto armado basado en la teoría del daño concentrado", Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 12, pp. 411-426 (1996).
- [18] Picón, R. y Flórez-López, J. "Evolución de la degradación de rigidez e pórticos de concreto armado". XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Uruguay. (2000).
- [19] Picón Ricardo., "Evolución de la degradación de rigidez en pórticos de concreto armado: implementación en ABAQUS del modelo histerético de daño considerando la fatiga de bajo ciclaje" Tesis de Maestría. Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela, (1999).
- [20] Flórez-López J, "Frame analysis and continuum damage mechanics" European Journal of Mechanics A/ Solids; 17 (2), pp. 269-284, (1998).
- [21] Salençon J., "Calcul à la rupture et analyse limite" Presses de l' école nationale des ponts et chaussées, Paris, (1983).
- [22] Puglisi, M., Florez Lopez, J. "Lumped damage models for oligocyclic fatigue in RC frames." Proceedings Localized Damage III, Computational Mechanics Publishers, Southampton, Mass. (1994)

- [23] Nilson A.H., Winter G. "Diseño de estructuras de concreto", McGraw-Hill, Edición 11a, Inc., Santa Fé de Bogotá, 1994.
- [24] A. J. Durrani y J. K. Wight, "Eartquake resistance of reinforced concrete interior connections including a floor slab", ACI Structural Journal, pp. 400-406, September October, (1987).
- [25] Goto, Y., "Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars", ACI Journal, V. 68, No. 4, Apr., pp. 244-251, 1971.
- [26] Nilson, A. H. "Internal measurement of Bond-Slip". ACI Journal., Proceeding V. 69. No. 7. July. Pp. 439-441. 1972.
- [27] Mitchell, D. W., and Abrishami, H. H. "Influence of splitting cracks on tension stiffening", ACI Structural Journal. V.93. No. 6. Nov-Dec. pp.703-710. 1996.
- [28] Tepfers, R., "Cracking of Concrete Cover along Anchored Deformed Reinforcing Bars", Magazine of Concrete Research, V. 34, No. 106, Mar., pp. 3-12.1979.
- [12] Noghabai, K. "Effect of tension softening on the performance of concrete structures". Doctoral Thesis. Division of Structural Engineering. Lulea. Sweden. 147 pp. 1998.
- [29] Gastebled O., May I, "Numerical Simulation of Pulled Specimens", ACI Structural Journal 97-S34, pp. 308-315, Marzo - Abril, 2000.
- [30] Jonh F. Bonacci and Jorge Marquez "Testo f yielding anchorage under monotonic loadings". Journal of Structural Enginnering. Vol. 120. No. 3. March. 1994.
- [31] Bertero, V., Popov E. y Shao- Yeh, M. "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular ant T-Beams", University of California, Mayo 1976.
- [32] Nielsen, M.P. Limit analysis and concrete plasticity. CRS Press. 1999.
- [33] Tada, T. and Takeda, T., "Analysis of Bond Deterioration Process in Reinforced Concrete Beam-Column Joints Subjected to Seismic Loading", Design of Beam to Column Joints for Seismic Resistance, Detroit, Michigan, 1991.
- [34] James G. McGregor "Reinforced concrete mechanics & desing". Second edition. Pretince Hall Editorial. 1992.
- [35] Parviz Soroushian, Kienuwa Obaseki, Mohamad Nagi and M. C. Rojas. "Pullout behavior of hooked bars in exterior Beam-Column connections". ACI Structural Journal. March-April. Pp 269-276.1989.

- [36] Julio Flórez-López, "Análisis elástico no lineal de estructuras aporticadas", Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes. Mérida. Venezuela.
- [37] ABAQUS Manual Theory V5.7
- [38] Avon Denis, "Un algoritmo para mejorar la convergencia de problemas no lineales en mecánica de sólidos", Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural. Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela 2002.
- [39] Denis Avon, M.E. Marante, J. Flórez-López, "El doble paso de integración: un algoritmo computacional para mejorar la convergencia en problemas altamente no lineales" Memorias de: Numerical Methods in Engineering and Applied Sciences (CIMENICS 2002), Caracas, Venezuela Abril 2002.
- [40] Quintero-Febres Carlos, "Investigation on the seismic behavior of RC interior Widebeam connections", PhD thesis University of Michigan, 1997.
- [41] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)", American Concrete Institute, Detroit, 1995.
- [42] Uniform Building Code, Vol. 2, "Structural Engineering Design Provisions", 1994 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1994.
- [43] Vera Betsy "Determinación de parámetros para un modelo de estrangulamiento por deslizamiento de refuerzo", Tesis de Magíster Scientiae en Ingeniería Estructural, Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela, 2002 .
- [44] Y.S. Chung, M. Shinozuka and C. Meyer, "SARCF User's guide. Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames". Technical Report NCEER-88-0044. State University of New York at Buffalo. November. 1988.
- [45] Alarcón E., Recuero A., Perera R., Lopez c., Gutierrez J.P., De Diego A., Picon R., Florez Lopez J., "A reparability index for reinforced concrete members based on fracture mechanics" Engineering Structures 23(6), pp. 687-697, (2001).
- [46] I-Kuang Fang, Chuen-Shyuan Wang and Keh-Lue Hong, "Cyclic behavior of highstrength concrete short beams with lower amount of flexural reinforcement". ACI Structural Journal. November-December. Pp 10-18. 1994.
- [47] Edward Thomson y Julio Flórez-López "Modelo Simplificado para la Evaluación del Daño en Muros Estructurales Bajos de Concreto Armado Sujetos a Cargas Laterales".

Tesis de Doctorado en Ciencias Aplicadas a ser presentado en la Universidad de Los Andes (ULA).

bdigitalula.ve

C.C.COMPARTIR-NO COMERCIAL

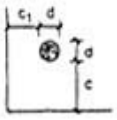
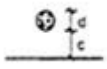
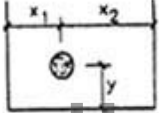
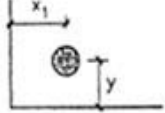
ANEXOS

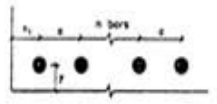
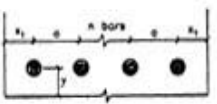
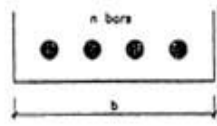
bdigitalula.ve

C.C.COMPARTIR-NO COMERCIAL

Anexo A

Tabla A. Máximo esfuerzo promedio de adherencia según el mecanismo de falla en secciones de concreto armado. [32]

Tipo de falla	Ilustración	Esfuerzo de adherencia
Falla en las Esquinas		$\frac{\tau}{f_c} = 0.23 + 0.31 \cdot \frac{d}{\ell} \left(3.2 \frac{c_{\min}}{d} - \frac{c_{\max}}{d} \right)$ <p>c_{\max} es el max. de c_1 y c</p> <p>c_{\min} es el min. de c_1 y c</p>
Falla por Flexión		$\frac{\tau}{f_c} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.22 + 0.54 \left(6 \frac{c}{d} + 2 \right) \cdot \frac{d}{\ell} \\ 0.50 + 0.29 \left(6 \frac{c}{d} + 2 \right) \cdot \frac{d}{\ell} \end{array} \right.$
		<ul style="list-style-type: none"> • Si $x_1 \geq y, x_2 \geq y$ $\frac{\tau}{f_c} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.22 + 0.54 \left[\frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} + \frac{1}{2} \frac{x_2}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_2 d} - 1 \right] \cdot \frac{d}{\ell} \\ 0.50 + 0.29 \left[\frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} + \frac{1}{2} \frac{x_2}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_2 d} - 1 \right] \cdot \frac{d}{\ell} \end{array} \right.$ <ul style="list-style-type: none"> • Si $x_1 < y, x_2 > y$ los primeros dos términos del "[]" son reemplazados por $\frac{x_1}{d}$ • Si $x_1 > y, x_2 < y$ los dos términos No. 3 y 4 en "[]" son reemplazados por $\frac{x_2}{d}$ • Si $x_1 < y, x_2 < y$ gobierna la falla en el plano del refuerzo.
		<ul style="list-style-type: none"> • Si $x_1 \geq y$ $\frac{\tau}{f_c} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.22 + 0.54 \left[\frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} + \frac{3y}{d} - 1 \right] \cdot \frac{d}{\ell} \\ 0.50 + 0.29 \left[\frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} + \frac{3y}{d} - 1 \right] \cdot \frac{d}{\ell} \end{array} \right.$ <ul style="list-style-type: none"> • Si $x_1 < y$ los primeros dos términos de "[]" son reemplazados por $\frac{x_1}{d}$

	<ul style="list-style-type: none"> • Si $x_1 \geq y$ $\frac{\tau}{\sqrt{f'_c}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.22 + \frac{0.54}{n} \left[\frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} + \frac{(n-1)a}{d} + \frac{3y}{d} - n \right] \sqrt{\frac{d}{\ell}} \\ 0.50 + \frac{0.29}{n} \left[\frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} + \frac{(n-1)a}{d} + \frac{3y}{d} - n \right] \sqrt{\frac{d}{\ell}} \end{array} \right.$ <ul style="list-style-type: none"> • Si $x_1 < y$ los dos primeros términos en "[]" son reemplazados por $\frac{x_1}{d}$
	<ul style="list-style-type: none"> • Si $x_1 \geq y$ $\frac{\tau}{\sqrt{f'_c}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.22 + \frac{0.54}{n} \left[2 \left(\frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} \right) + \frac{(n-1)a}{d} - n \right] \sqrt{\frac{d}{\ell}} \\ 0.50 + \frac{0.29}{n} \left[2 \left(\frac{1}{2} \frac{x_1}{d} + \frac{1}{2} \frac{y^2}{x_1 d} \right) + \frac{(n-1)a}{d} - n \right] \sqrt{\frac{d}{\ell}} \end{array} \right.$ <ul style="list-style-type: none"> • Si $x_1 < y$ el primer término en "[]" es reemplazado por $2 \frac{x_1}{d}$
<p>Falla en el plano del refuerzo</p>	 $\frac{\tau}{\sqrt{f'_c}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.22 + 0.54 \sqrt{\frac{d}{\ell} \left(\frac{b}{nd} - 1 \right)} \\ 0.50 + 0.29 \sqrt{\frac{d}{\ell} \left(\frac{b}{nd} - 1 \right)} \end{array} \right.$
<p>Nomenclatura:</p> <p>τ Esfuerzo promedio de adherencia por barra en MPa</p> <p>f'_c Esfuerzo de compresión del concreto a los 28 días en MPa.</p> <p>d diámetro de la barra.</p> <p>ℓ longitud de anclaje o de solape</p> <p>n número de barras</p> <p>Para concretos de alta resistencia, $f'_c > 75$ MPa, $\frac{\tau}{\sqrt{f'_c}}$ es multiplicado por $\left(2 - \frac{f'_c}{75} \right)$</p>	

Anexo B

Archivo de entrada para la simulación: Quintero y Wigth.

```
*Heading
  ensayo de viga plana NODO INTERNO
** Job name: analisis Model name: Model-1
**
**
**definicion de los nodos
**
*Node
      1,          0.,          0.
      2,    -243.84,          0.
      3,          0.,    129.54
      4,          0.,   -129.54
      5,    243.84,          0.
**
**
*Nset, nset=_G10
  2,
*Nset, nset=_G11
  4,
*Nset, nset=_G12
  5,
*Nset, nset=nodo_carga
  3,
*Nset, nset=nodos
  2,3,4,5
**
**
*USER
ELEMENT, NODES=2, UNSYMM, TYPE=U1, COORDINATES=2, PROPERTIES=210, VARIABLES=22
  1,2,6
**
**
*ELEMENT, TYPE=U1
**
**columna2
  2, 1, 3
**
**columna3
  3, 1, 4
**
**viga1
  1, 1, 2
**
**viga4
  4, 1, 5
**
*ELSET, ELSET=viga
  1,4
**
*ELSET, ELSET=columna
  2,3
```

```

**
**
*ELSET,ELSET= TODOS
1,2,3,4
**
**Propiedades
**
*UEL PROPERTY,ELSET=viga
5.,0.775E-09,0.173E+00,0.457E-03,0.457E-03,0.775E-09,0.,0.,
0.100E+01, 19758611.01, 780306.67,0.,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 0.80, 0.80,0.,0.,454.43,
511.69,0.,0.,0.,1., 26.67,4.,4.,
5.,4., 108.88, 0.00, 0.00, 570.52,-180.11,1514.28,
-467.20, 0.00, 109.78, 0.00, 0.00, 1346.99, -224.12, 3869.89,
-917.52, 0.00, 172.12, 0.00, 0.00, 2131.68, -224.12, 5132.40,
-366.29, 5918.40, -938.39, 0.00, 172.12,0., 0.00,1.397334E-03,
-366.29,0.0784934E-03, -938.39,0., 108.88, 0.00, 0.00, 574.30,
-178.21,1514.28,-467.20, 0.00, 109.78, 0.00, 0.00, 1425.64,
-206.06, 3870.10, -917.52, 0.00, 172.12, 0.00, 0.00, 2187.18,
-206.06, 5145.65, -348.22, 5918.30, -938.39, 0.00, 172.12,0.,
0.00,1.397334E-03,-348.22,0.08811E-03, -938.39,0.,0.,0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 511.69, 454.43, 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 108.88, 0.00,
0.00, 574.30,-178.21,1514.28,-467.20, 0.00, 109.78, 0.00,
0.00, 1425.64,-206.06, 3870.10, -917.52, 0.00, 172.12, 0.00,
0.00, 2187.18, -206.06, 5145.65, -348.22, 5918.30, -938.39, 0.00,
172.12,0., 0.00,1.397334E-03,-348.22,0.08811E-03, -938.39,0.,
108.88, 0.00, 0.00, 570.52,-180.11,1514.28,-467.20, 0.00,
109.78, 0.00, 0.00, 1346.99, -224.12, 3869.89, -917.52, 0.00,
172.12, 0.00, 0.00, 2131.68, -224.12, 5132.40, -366.29, 5918.40,
-938.39, 0.00, 172.12,0., 0.00,1.397334E-03,-366.29,0.0784934E-03,
-938.39,0.
**
*UEL PROPERTY,ELSET=columna
5.,0.709E-09,0.150E+00,0.500E-03,0.500E-03,0.709E-09,0.,0.,
0.100E+01, 13601484.37, 364143.11,0.,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 0.80, 0.80,0.,0.,359.25,
359.25,0.,0.,0.,1., 31.75,4.,4.,
5.,4., 52.96, 0.00, 0.00, 337.74, -87.14, 893.49,
-227.24, 0.00, 92.97, 0.00, 0.00, 1702.74, -90.20, 3170.83,
-465.77, 0.00, 147.48, 0.00, 0.00, 2416.27, -90.20, 4023.84,
-169.26, 4611.58, -476.84, 0.00, 147.48,0., 0.00,0.55594E-03,
-169.26,0.069746E-03, -476.84,0., 52.96, 0.00, 0.00, 337.74,
-87.14, 893.49,-227.24, 0.00, 92.97, 0.00, 0.00, 1702.74,
-90.20, 3170.83,-465.77, 0.00, 147.48, 0.00, 0.00, 2416.27,
-90.20, 4023.84,-169.26, 4611.58, -476.84, 0.00, 147.48,0.,
0.00,0.55594E-03,-169.26,0.069746E-03, -476.84,0.,0.,0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 359.25, 359.25, 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 52.96, 0.00,
0.00, 337.74, -87.14, 893.49,-227.24, 0.00, 92.97, 0.00,
0.00, 1702.74, -90.20, 3170.83, -465.77, 0.00, 147.48, 0.00,
0.00, 2416.27, -90.20, 4023.84, -169.26, 4611.58, -476.84, 0.00,
147.48,0., 0.00,0.55594E-03,-169.26,0.069746E-03, -476.84,0.,

```

```

52.96, 0.00, 0.00, 337.74, -87.14, 893.49, -227.24, 0.00,
92.97, 0.00, 0.00, 1702.74, -90.20, 3170.83, -465.77, 0.00,
147.48, 0.00, 0.00, 2416.27, -90.20, 4023.84, -169.26, 4611.58,
-476.84, 0.00, 147.48, 0., 0.00, 0.55594E-03, -169.26, 0.069746E-03,
-476.84, 0.
**
*Element, type=B21
6, 1, 2
7, 1, 3
8, 1, 4
9, 1, 5
*Elset, elset=vigas
6, 9
**
*Beam General Section, elset=vigas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0., 0., -1.
219000., 84231.
**
*Elset, elset=columnas
7, 8
*Beam General Section, elset=columnas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0., 0., -1.
219000., 84231.
**
**
*Nset, nset=_G10
2,
*Nset, nset=_G11
4,
*Nset, nset=_G12
5,
*Nset, nset=nodo_carga
3,
**
** MATERIALS
**
*Material, name=concreto
*Elastic
219000., 0.3
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: RODILLO1 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G10, 2, 2
** Name: RODILLO2 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G11, 1, 1
_G11, 2, 2
** Name: RODILLO3 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G12, 2, 2
**
**Definicion de la historia de Desplazamientos
**

```

```
**
*****
***** 1 *****
*****
**
*STEP, INC=20000
*STATIC
1.,10.,0.1,1.
*BOUNDARY
nodo_carga,1,1,0.6477
**
**
** salidas postprocesador
**
*EL PRINT, ELSET= TODOS, FREQ=1
SDV
*NODE PRINT, NSET=nodos, FREQ=1
U
RF
**
*EL FILE, elset= TODOS, FREQ=1
SDV
*NODE FILE, NSET=nodos, FREQ=1
U
RF
**
*RESTART, WRITE, FREQUENCY=1
**
*OUTPUT, HISTORY, FREQUENCY=1
*NODE OUTPUT, NSET=nodos
U
RF
**
*END STEP
**
```

bdigitalula.ve

Archivo de entrada para la simulación: **Hatamoto, Bessho y Matsuzaki. WB-1.**

```
*Heading
Modelo de viga plana NODO INTERNO (Hatamoto, Bessho y Matsuzaki) WB-1
** Job name: analisis Model name: Model-1
**
**
**definicion de los nodos
**
*Node
  1,      0.,      0.
  2,    -60.00,      0.
  3,      0.,     36.25
  4,      0.,    -36.25
  5,     60.00,      0.
**
**
*Nset, nset=_G10
  2,
*Nset, nset=_G11
  4,
*Nset, nset=_G12
  5,
*Nset, nset=nodo_carga
  3,
*Nset, nset=nodos
  2,3,4,5
**
**
*USER
ELEMENT, NODES=2, UNSYMM, TYPE=U1, COORDINATES=2, PROPERTIES=210, VARIABLES=22
1,2,6
**
**
*ELEMENT, TYPE=U1
**
**columna2
  2, 1, 3
**
**columna3
  3, 1, 4
**
**viga1
  1, 1, 2
**
**viga4
  4, 1, 5
**
*ELSET, ELSET=viga
  1,4
**
*ELSET, ELSET=columna
  2,3
**
**
*ELSET, ELSET=TODO
```

1,2,3,4

**

**Propiedades

**

*UEL PROPERTY,ELSET=viga

5.,0.144E-07,0.553E-02,0.464E-04,0.464E-04,0.144E-07,0.,0.,
0.100E+01, 390000, 0.51E+05,0.000E+00,0.000E+00,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 1.00, 1.00,0.,0., 18.29,
18.29,0.,0.,0.,1., 10.30,4.,4.,
5.,4., 7.21, 0.00, 0.00, 19.89, -8.82, 44.20,
-24.85, 0.00, 9.99, 0.00, 0.00, 109.76, -11.44, 202.37,
-67.89, 0.00, 13.99, 0.00, 0.00, 0.00, 139.46, -11.44, 206.41,
-18.73, 208.44, -67.91, 0.00, 13.99,0., 0.00,0.0096392,
-18.73,0.00115344, -67.91,0., 7.21, 0.00, 0.00, 19.89,
-8.82, 44.20, -24.85, 0.00, 9.99, 0.00, 0.00, 109.76,
-11.44, 202.37, -67.89, 0.00, 13.99, 0.00, 0.00, 139.46,
-11.44, 206.41, -18.73, 208.44, -67.91, 0.00, 13.99,0.,
0.00,0.0096392, -18.73,0.00115344, -67.91,0.,0.00,0.00,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 18.29, 18.29, 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0.,7.21, 0.00,
0.00, 19.89, -8.82, 44.20, -24.85, 0.00, 9.99, 0.00,
0.00, 109.76, -10.74, 202.37, -67.89, 0.00, 13.99, 0.00,
0.00, 139.46, -10.74, 206.41, -18.13, 208.44, -67.91, 0.00,
13.99,0., 0.00,0.0096392, -18.13,0.00115344, -67.91,0.,
7.21, 0.00, 0.00, 19.89, -8.82, 44.20, -24.85, 0.00,
9.99, 0.00, 0.00, 109.76, -10.74, 202.37, -67.89, 0.00,
13.99, 0.00, 0.00, 139.46, -10.74, 206.41, -18.13, 208.44,
-67.91, 0.00, 13.99,0., 0.00,0.0096392, -18.13,0.00115344,
-67.91,0.

**

*UEL PROPERTY,ELSET=columna

5.,0.152E-07,0.486E-01,0.767E-03,0.767E-03,0.152E-07,0.,0.,
0.100E+01, 1550000, 0.92E+05,0.000E+00,0.000E+00,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 1.00, 1.00,0.,0., 0.00,
0.00,0.,0.,0.,1., 17.80,4.,4.,
5.,4., 15.54, 0.00, 0.00, 70.77, -19.00, 157.31,
-53.54, 0.00, 63.25, 0.00, 0.00, 898.70, -20.35, 1144.66,
-179.25, 0.00, 88.55, 0.00, 0.00, 1568.88, -20.35, 1782.85,
-72.40, 1568.88, -181.56, 0.00, 88.55,0., 0.00,0.0036208,
-72.40,0.00121216, -181.56,0., 15.54, 0.00, 0.00, 70.77,
-19.00, 157.31, -53.54, 0.00, 63.25, 0.00, 0.00, 898.70,
-20.35, 1144.66, -179.25, 0.00, 88.55, 0.00, 0.00, 1568.88,
-20.35, 1782.85, -72.40, 1568.88, -181.56, 0.00, 88.55,0.,
0.00,0.0036208, -72.40,0.00121216, -181.56,0.,0.,0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 15.54, 0.00,
0.00, 70.77, -19.00, 157.31, -53.54, 0.00, 63.25, 0.00,
0.00, 898.70, -20.35, 1144.66, -179.25, 0.00, 88.55, 0.00,
0.00, 1568.88, -20.35, 1782.85, -72.40, 1568.88, -181.56,
0.00,
88.55,0., 0.00,0.0036208, -72.40,0.00121216, -181.56,0.,
15.54, 0.00, 0.00, 70.77, -19.00, 157.31, -53.54, 0.00,
63.25, 0.00, 0.00, 898.70, -20.35, 1144.66, -179.25, 0.00,

```

88.55, 0.00, 0.00, 1568.88, -20.35, 1782.85, -72.40,
1568.88,
-181.56, 0.00, 88.55,0., 0.00,0.0036208, -72.40,0.00121216,
-181.56,0.
**
*Element, type=B21
6, 1, 2
7, 1, 3
8, 4, 1
9, 1, 5
*Elset, elset=vigas
6, 9
**
*Beam General Section, elset=vigas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0.,0.,-1.
219000., 84231.
**
*Elset, elset=columnas
7, 8
*Beam General Section, elset=columnas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0.,0.,-1.
219000., 84231.
**
**
*Nset, nset=_G10
2,
*Nset, nset=_G11
4,
*Nset, nset=_G12
5,
*Nset, nset=nodo_carga
3,
**
** MATERIALS
**
*Material, name=concreto
*Elastic
219000., 0.3
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: RODILLO1 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G10, 2, 2
** Name: RODILLO2 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G11, 1, 1
_G11, 2, 2
** Name: RODILLO3 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G12, 2, 2
**
**
**Definicion de la historia de Desplazamientos
**
**

```

bdigitalula.ve

```
*****
***** 1 *****
*****
**
*STEP,INC=20000
*STATIC
1.,10.,0.1,1.
*BOUNDARY
nodo_carga,1,1,0.36
**
**
** salidas postprocesador
**
*EL PRINT,ELSET= TODOS, FREQ=1
SDV
*NODE PRINT,NSET=nodos, FREQ=1
U
RF
**
*EL FILE,elset= TODOS, FREQ=1
SDV
*NODE FILE,NSET=nodos, FREQ=1
U
RF
**
*RESTART,WRITE, FREQUENCY=1
**
**
*Output, field, frequency=1
*Node Output
U,
RF,
*OUTPUT,HISTORY, FREQUENCY=1
*NODE OUTPUT,NSET=nodos
U
RF
**
*END STEP
**
```

bdigitalula.ve

Archivo de entrada para la simulación: Hatamoto, Bessho y Matsuzaki. WB-2.

```
*Heading
Modelo de viga plana NODO INTERNO (Hatamoto, Bessho y Matsuzaki) WB-2
** Job name: analisis Model name: Model-1
**
**
**definicion de los nodos
**
*Node
  1,      0.,      0.
  2,    -60.00,      0.
  3,      0.,     36.25
  4,      0.,    -36.25
  5,     60.00,      0.
**
**
*Nset, nset=_G10
  2,
*Nset, nset=_G11
  4,
*Nset, nset=_G12
  5,
*Nset, nset=nodo_carga
  3,
*Nset, nset=nodos
  2,3,4,5
**
**
*USER
ELEMENT, NODES=2, UNSYMM, TYPE=U1, COORDINATES=2, PROPERTIES=210, VARIABLES=22
1,2,6
**
**
*ELEMENT, TYPE=U1
**
**columna2
2, 1, 3
**
**columna3
3, 1, 4
**
**viga1
1, 1, 2
**
**viga4
4, 1, 5
**
*ELSET, ELSET=viga
1,4
**
*ELSET, ELSET=columna
2,3
**
**
*ELSET, ELSET=TODO
```

1,2,3,4

**

**Propiedades

**

*UEL PROPERTY,ELSET=viga

5.,0.189E-07,0.114E-01,0.977E-04,0.977E-04,0.189E-07,0.,0.,
0.100E+01, 615000, 0.10E+06,0.000E+00,0.000E+00,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 0.80, 0.80,0.,0., 31.68,
31.68,0.,0.,0.,1., 10.30,4.,4.,
5.,4., 14.62, 0.00, 0.00, 40.287, -17.87, 89.557,
-50.36, 0.00, 19.99, 0.00, 0.00, 203.43, -23.90, 456.16,
-142.68, 0.00, 27.98, 0.00, 0.00, 246.952, -23.90, 347.112,
-43.78, 361.411, -143.12, 0.00, 27.98,0., 0.00,0.00622284,
-43.78,0.0010569, -143.12,0., 14.62, 0.00, 0.00, 40.287,
-17.87, 89.557, -50.36, 0.00, 19.99, 0.00, 0.00, 203.43,
-23.90, 456.16, -142.68, 0.00, 27.98, 0.00, 0.00, 246.952,
-23.90, 347.112, -43.78, 361.411, -143.12, 0.00, 27.98,0.,
0.00,0.00622284, -43.78,0.0010569, -143.12,0.,0.,0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 31.68, 31.68, 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 14.62, 0.00,
0.00, 40.287, -17.87, 89.557, -50.36, 0.00, 19.99, 0.00,
0.00, 203.43, -23.90, 456.16, -142.68, 0.00, 27.98, 0.00,
0.00, 246.952, -23.90, 347.112, -43.78, 361.411, -143.12, 0.00,
27.98,0., 0.00,0.00622284, -43.78,0.0010569, -143.12,0.,
14.62, 0.00, 0.00, 40.287, -17.87, 89.557, -50.36, 0.00,
19.99, 0.00, 0.00, 203.43, -23.90, 456.16, -142.68, 0.00,
27.98, 0.00, 0.00, 246.952, -23.90, 347.112, -43.78,
361.411,
-143.12, 0.00, 27.98,0., 0.00,0.00622284, -43.78,0.0010569,
-143.12,0.

**

*UEL PROPERTY,ELSET=columna

5.,0.152E-07,0.486E-01,0.767E-03,0.767E-03,0.152E-07,0.,0.,
0.100E+01, 155000, 0.92E+05,0.000E+00,0.000E+00,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 0.80, 0.80,0.,0., 0.00,
0.00,0.,0.,0.,1., 17.80,4.,4.,
5.,4., 15.54, 0.00, 0.00, 70.77, -19.00, 157.31,
-53.54, 0.00, 63.25, 0.00, 0.00, 898.70, -20.35, 1144.66,
-179.25, 0.00, 88.55, 0.00, 0.00, 1568.88, -20.35, 1782.85,
-72.40, 1568.88, -181.56, 0.00, 88.55,0., 0.00,0.0036208,
-72.40,0.00121216, -181.56,0., 15.54, 0.00, 0.00, 70.77,
-19.00, 157.31, -53.54, 0.00, 63.25, 0.00, 0.00, 898.70,
-20.35, 1144.66, -179.25, 0.00, 88.55, 0.00, 0.00, 1568.88,
-20.35, 1782.85, -72.40, 1568.88, -181.56, 0.00, 88.55,0.,
0.00,0.0036208, -72.40,0.00121216, -181.56,0.,0.,0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 15.54, 0.00,
0.00, 70.77, -19.00, 157.31, -53.54, 0.00, 63.25, 0.00,
0.00, 898.70, -20.35, 1144.66, -179.25, 0.00, 88.55, 0.00,
0.00, 1568.88, -20.35, 1782.85, -72.40, 1568.88, -181.56,
0.00,
88.55,0., 0.00,0.0036208, -72.40,0.00121216, -181.56,0.,
15.54, 0.00, 0.00, 70.77, -19.00, 157.31, -53.54, 0.00,

```

63.25, 0.00, 0.00, 898.70, -20.35, 1144.66, -179.25, 0.00,
88.55, 0.00, 0.00, 1568.88, -20.35, 1782.85, -72.40,
1568.88,
-181.56, 0.00, 88.55,0., 0.00,0.0036208, -72.40,0.00121216,
-181.56,0.
**
*Element, type=B21
6, 1, 2
7, 1, 3
8, 4, 1
9, 1, 5
*Elset, elset=vigas
6, 9
**
*Beam General Section, elset=vigas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0.,0.,-1.
219000., 84231.
**
*Elset, elset=columnas
7, 8
*Beam General Section, elset=columnas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0.,0.,-1.
219000., 84231.
**
**
*Nset, nset=_G10
2,
*Nset, nset=_G11
4,
*Nset, nset=_G12
5,
*Nset, nset=nodo_carga
3,
**
** MATERIALS
**
*Material, name=concreto
*Elastic
219000., 0.3
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: RODILLO1 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G10, 2, 2
** Name: RODILLO2 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G11, 1, 1
_G11, 2, 2
** Name: RODILLO3 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G12, 2, 2
**
**Definicion de la historia de Desplazamientos
**

```

bdigitalula.ve

```
**
*****
***** 1 *****
*****
**
*STEP, INC=20000
*STATIC
1., 10., 0.1, 1.
*BOUNDARY
nodo_carga, 1, 1, 0.29
**
**
** salidas postprocesador
**
*EL PRINT, ELSET= TODOS, FREQ=1
SDV
*NODE PRINT, NSET=nodos, FREQ=1
U
RF
**
*EL FILE, elset= TODOS, FREQ=1
SDV
*NODE FILE, NSET=nodos, FREQ=1
U
RF
**
*RESTART, WRITE, FREQUENCY=1
**
**
*Output, field, frequency=1
*Node Output
U,
RF,
*OUTPUT, HISTORY, FREQUENCY=1
*NODE OUTPUT, NSET=nodos
U
RF
**
*END STEP
**
```

bdigitalula.ve

Archivo de entrada para la simulación: Hatamoto, Bessho y Matsuzaki. WB-3.

```
*Heading
Modelo de viga plana NODO INTERNO (Hatamoto, Bessho y Matsuzaki) WB-3
** Job name: analisis Model name: Model-1
**
**
**
**
**
**
**
**definicion de los nodos
**
*Node
    1,      0.,      0.
    2,    -60.00,      0.
    3,      0.,     36.25
    4,      0.,    -36.25
    5,     60.00,      0.
**
**
*Nset, nset=_G10
  2,
*Nset, nset=_G11
  4,
*Nset, nset=_G12
  5,
*Nset, nset=nodo_carga
  3,
*Nset, nset=nodos
  2,3,4,5
**
**
*USER
ELEMENT, NODES=2, UNSYMM, TYPE=U1, COORDINATES=2, PROPERTIES=210, VARIABLES=22
  1, 2, 6
**
**
*ELEMENT, TYPE=U1
**
**columna2
  2, 1, 3
**
**columna3
  3, 1, 4
**
**viga1
  1, 1, 2
**
**viga4
  4, 1, 5
**
*ELSET, ELSET=viga
  1, 4
**
```

```

*ELSET,ELSET=columna
2,3
**
**
*ELSET,ELSET=TODO
1,2,3,4
**
**Propiedades
**
*UEL PROPERTY,ELSET=viga
5.,0.250E-07,0.173E-01,0.148E-03,0.148E-03,0.250E-07,0.,0.,
0.100E+01, 700000, 0.15E+06,0.000E+00,0.000E+00,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 0.98, 0.98,0.,0., 45.23,
45.23,0.,0.,0.,1., 10.30,4.,4.,
5.,4., 22.02, 0.00, 0.00, 46.70, -26.93, 103.79,
-75.88, 0.00, 29.98, 0.00, 0.00, 247.61, -36.71, 467.26,
-224.83, 0.00, 41.97, 0.00, 0.00, 362.397, -36.71, 526.785,
-73.73, 531.951, -227.52, 0.00, 41.97,0., 0.00,0.28808E-01,
-73.73,0.25027E-02, -227.52,0., 22.02, 0.00, 0.00, 46.70,
-26.93, 103.79, -75.88, 0.00, 29.98, 0.00, 0.00, 247.61,
-36.71, 467.26, -224.83, 0.00, 41.97, 0.00, 0.00, 362.397,
-36.71, 526.785, -73.73, 531.951, -227.52, 0.00, 41.97,0.,
0.00,0.28808E-01, -73.73,0.25027E-02, -227.52,0.,0.,0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 45.23, 45.23, 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 22.02, 0.00,
0.00, 46.70, -26.93, 103.79, -75.88, 0.00, 29.98, 0.00,
0.00, 247.61, -36.71, 467.26, -224.83, 0.00, 41.97, 0.00,
0.00, 362.397, -36.71, 526.785, -73.73, 531.951, -227.52, 0.00,
41.97,0., 0.00,0.28808E-01, -73.73,0.25027E-02, -227.52,0.,
22.02, 0.00, 0.00, 46.70, -26.93, 103.79, -75.88, 0.00,
29.98, 0.00, 0.00, 247.61, -36.71, 467.26, -224.83, 0.00,
41.97, 0.00, 0.00, 362.397, -36.71, 526.785, -73.73,
531.951,
-227.52, 0.00, 41.97,0., 0.00,0.28808E-01, -73.73,0.25027E-02,
-227.52,0.
**
*UEL PROPERTY,ELSET=columna
5.,0.152E-07,0.486E-01,0.767E-03,0.767E-03,0.152E-07,0.,0.,
0.100E+01, 1100000, 0.92E+05,0.000E+00,0.000E+00,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 0.98, 0.98,0.,0., 0.00,
0.00,0.,0.,0.,1., 17.80,4.,4.,
5.,4., 15.54, 0.00, 0.00, 70.77, -19.00, 157.31,
-53.54, 0.00, 63.25, 0.00, 0.00, 898.70, -20.35, 1144.66,
-179.25, 0.00, 88.55, 0.00, 0.00, 1568.88, -20.35, 1782.85,
-72.40, 1568.88, -181.56, 0.00, 88.55,0., 0.00,0.0036208,
-72.40,0.00121216, -181.56,0., 15.54, 0.00, 0.00, 70.77,
-19.00, 157.31, -53.54, 0.00, 63.25, 0.00, 0.00, 898.70,
-20.35, 1144.66, -179.25, 0.00, 88.55, 0.00, 0.00, 1568.88,
-20.35, 1782.85, -72.40, 1568.88, -181.56, 0.00, 88.55,0.,
0.00,0.0036208, -72.40,0.00121216, -181.56,0.,0.,0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 15.54, 0.00,
0.00, 70.77, -19.00, 157.31, -53.54, 0.00, 63.25, 0.00,

```

```

0.00, 898.70, -20.35, 1144.66, -179.25, 0.00, 88.55, 0.00,
0.00, 1568.88, -20.35, 1782.85, -72.40, 1568.88, -181.56,
0.00,
88.55,0., 0.00,0.0036208, -72.40,0.00121216, -181.56,0.,
15.54, 0.00, 0.00, 70.77, -19.00, 157.31, -53.54, 0.00,
63.25, 0.00, 0.00, 898.70, -20.35, 1144.66, -179.25, 0.00,
88.55, 0.00, 0.00, 1568.88, -20.35, 1782.85, -72.40,
1568.88,
-181.56, 0.00, 88.55,0., 0.00,0.0036208, -72.40,0.00121216,
-181.56,0.
**
*Element, type=B21
6, 1, 2
7, 1, 3
8, 4, 1
9, 1, 5
*Elset, elset=vigas
6, 9
**
*Beam General Section, elset=vigas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0.,0.,-1.
219000., 84231.
**
*Elset, elset=columnas
7, 8
*Beam General Section, elset=columnas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0.,0.,-1.
219000., 84231.
**
**
*Nset, nset=_G10
2,
*Nset, nset=_G11
4,
*Nset, nset=_G12
5,
*Nset, nset=nodo_carga
3,
**
** MATERIALS
**
*Material, name=concreto
*Elastic
219000., 0.3
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: RODILLO1 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G10, 2, 2
** Name: RODILLO2 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G11, 1, 1
_G11, 2, 2
** Name: RODILLO3 Type: Displacement/Rotation

```

bdigitalula.ve

```

*Boundary
_G12, 2, 2
**
**Definicion de la historia de Desplazamientos
**
**
*****
***** 1 *****
*****
**
*STEP, INC=20000
*STATIC
1., 10., 0.1, 1.
*BOUNDARY
nodo_carga, 1, 1, 0.36
**
**
** salidas postprocesador
**
*EL PRINT, ELSET= TODOS, FREQ=1
SDV
*NODE PRINT, NSET=nodos, FREQ=1
U
RF
**
*EL FILE, elset= TODOS, FREQ=1
SDV
*NODE FILE, NSET=nodos, FREQ=1
U
RF
**
*RESTART, WRITE, FREQUENCY=1
**
**
*Output, field, frequency=1
*Node Output
U,
RF,
*OUTPUT, HISTORY, FREQUENCY=1
*NODE OUTPUT, NSET=nodos
U
RF
**
*END STEP
**

```

bdigitalula.ve

Archivo de entrada para la simulación: Hatamoto, Bessho y Matsuzaki. WB-4.

```
*Heading
Modelo de viga plana NODO INTERNO (Hatamoto, Bessho y Matsuzaki) WB-4
** Job name: analisis Model name: Model-1
**
**
**definicion de los nodos
**
*Node
    1,      0.,      0.
    2,    -60.00,      0.
    3,      0.,     36.25
    4,      0.,    -36.25
    5,     60.00,      0.
**
**
*Nset, nset=_G10
  2,
*Nset, nset=_G11
  4,
*Nset, nset=_G12
  5,
*Nset, nset=nodo_carga
  3,
*Nset, nset=nodos
  2,3,4,5
**
**
*USER
ELEMENT,NOBES=2,UNSYMM,TYPE=U1,COORDINATES=2,PROPERTIES=210,VARIABLES=22
  1,2,6
**
**
*ELEMENT,TYPE=U1
**
**columna2
  2, 1, 3
**
**columna3
  3, 1, 4
**
**viga1
  1, 1, 2
**
**viga4
  4, 1, 5
**
*ELSET,ELSET=viga
  1,4
**
*ELSET,ELSET=columna
  2,3
**
**
*ELSET,ELSET=TODO
```

1,2,3,4

**

**Propiedades

**

*UEL PROPERTY,ELSET=viga

5.,0.247E-07,0.230E-01,0.196E-03,0.196E-03,0.247E-07,0.,0.,
0.100E+01, 850000, 0.21E+06,0.000E+00,0.000E+00,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 0.9, 0.9,0.,0., 58.80,
58.80,0.,0.,0.,1., 10.30,4.,4.,
5.,4., 29.43, 0.00, 0.00, 62.39, -35.98, 138.68,
-101.39, 0.00, 39.97, 0.00, 0.00, 220.50, -49.20, 400.50,
-299.69, 0.00, 55.96, 0.00, 0.00, 320.19, -49.20, 457.00,
-99.30, 461.67, -303.09, 0.00, 55.96,0., 0.00,0.003367706,
-99.30,0.00053898, -303.09,0., 29.43, 0.00, 0.00, 62.39,
-35.98, 138.68, -101.39, 0.00, 39.97, 0.00, 0.00, 220.50,
-49.20, 400.50, -299.69, 0.00, 55.96, 0.00, 0.00, 320.19,
-49.20, 457.00, -99.30, 461.67, -303.09, 0.00, 55.96,0.,
0.00,0.003367706, -99.30,0.00053898, -303.09,0.,0.,0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 58.80, 58.80, 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 29.43, 0.00,
0.00, 62.39, -35.98, 138.68, -101.39, 0.00, 39.97, 0.00,
0.00, 220.50, -49.20, 400.50, -299.69, 0.00, 55.96, 0.00,
0.00, 320.19, -49.20, 457.00, -99.30, 461.67, -303.09, 0.00,
55.96,0., 0.00,0.003367706, -99.30,0.00053898, -303.09,0.,
29.43, 0.00, 0.00, 62.39, -35.98, 138.68, -101.39, 0.00,
39.97, 0.00, 0.00, 220.50, -49.20, 400.50, -299.69, 0.00,
55.96, 0.00, 0.00, 320.19, -49.20, 457.00, -99.30, 461.67,
-303.09, 0.00, 55.96,0., 0.00, 0.003367706, -99.30,0.0005389884,
-303.09,0.

**

*UEL PROPERTY,ELSET=columna

5.,0.152E-07,0.486E-01,0.767E-03,0.767E-03,0.152E-07,0.,0.,
0.100E+01, 1100000, 0.92E+05,0.000E+00,0.000E+00,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 0.90, 0.90,0.,0., 0.00,
0.00,0.,0.,0.,1., 17.80,4.,4.,
5.,4., 15.54, 0.00, 0.00, 70.77, -19.00, 157.31,
-53.54, 0.00, 63.25, 0.00, 0.00, 898.70, -20.35, 1144.66,
-179.25, 0.00, 88.55, 0.00, 0.00, 1568.88, -20.35, 1782.85,
-72.40, 1568.88, -181.56, 0.00, 88.55,0., 0.00,0.00343976,
-72.40,0.001151552, -181.56,0., 15.54, 0.00, 0.00, 70.77,
-19.00, 157.31, -53.54, 0.00, 63.25, 0.00, 0.00, 898.70,
-20.35, 1144.66, -179.25, 0.00, 88.55, 0.00, 0.00, 1568.88,
-20.35, 1782.85, -72.40, 1568.88, -181.56, 0.00, 88.55,0.,
0.00,0.00343976, -72.40,0.001151552, -181.56,0.,0.,0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 15.54, 0.00,
0.00, 70.77, -19.00, 157.31, -53.54, 0.00, 63.25, 0.00,
0.00, 898.70, -20.35, 1144.66, -179.25, 0.00, 88.55, 0.00,
0.00, 1568.88, -20.35, 1782.85, -72.40, 1568.88, -181.56,
0.00,
88.55,0., 0.00,0.00343976, -72.40,0.001151552, -181.56,0.,
15.54, 0.00, 0.00, 70.77, -19.00, 157.31, -53.54, 0.00,
63.25, 0.00, 0.00, 898.70, -20.35, 1144.66, -179.25, 0.00,

```

88.55, 0.00, 0.00, 1568.88, -20.35, 1782.85, -72.40,
1568.88,
-181.56, 0.00, 88.55,0., 0.00,0.00343976, -72.40,0.001151552,
-181.56,0.
**
*Element, type=B21
6, 1, 2
7, 1, 3
8, 4, 1
9, 1, 5
*Elset, elset=vigas
6, 9
**
*Beam General Section, elset=vigas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0.,0.,-1.
219000., 84231.
**
*Elset, elset=columnas
7, 8
*Beam General Section, elset=columnas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0.,0.,-1.
219000., 84231.
**
**
*Nset, nset=_G10
2,
*Nset, nset=_G11
4,
*Nset, nset=_G12
5,
*Nset, nset=nodo_carga
3,
**
** MATERIALS
**
*Material, name=concreto
*Elastic
219000., 0.3
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: RODILLO1 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G10, 2, 2
** Name: RODILLO2 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G11, 1, 1
_G11, 2, 2
** Name: RODILLO3 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G12, 2, 2
**
**Definicion de la historia de Desplazamientos
**
**

```

bdigitalula.ve

```
*****
***** 1 *****
*****
**
*STEP,INC=20000
*STATIC
1.,10.,0.1,1.
*BOUNDARY
nodo_carga,1,1,0.36
**
**
** salidas postprocesador
**
*EL PRINT,ELSET= TODOS,FREQ=1
SDV
*NODE PRINT,NSET=nodos,FREQ=1
U
RF
**
*EL FILE,elset= TODOS,FREQ=1
SDV
*NODE FILE,NSET=nodos,FREQ=1
U
RF
**
*RESTART,WRITE,FREQUENCY=1
**
**
*Output, field, frequency=1
*Node Output
U,
RF,
*OUTPUT,HISTORY,FREQUENCY=1
*NODE OUTPUT,NSET=nodos
U
RF
**
*END STEP
**
```

bdigitalula.ve

Archivo de entrada para la simulación: Durrani y Wigth.

```
*Heading
ensayo de viga plana NODO INTERNO- Durrani "S2"
**
**
**definicion de los nodos
**
*Node
    1,          0.,          0.
    2,        -145.10,          0.
    3,          0.,        122.55
    4,          0.,        -122.55
    5,        145.10,          0.
**
**
*Nset, nset=_G10
  2,
*Nset, nset=_G11
  4,
*Nset, nset=_G12
  5,
*Nset, nset=nodo_carga
  3,
*Nset, nset=nodos
  2,3,4,5
**
**
*USER
ELEMENT, NODES=2, UNSYMM, TYPE=U1, COORDINATES=2, PROPERTIES=110, VARIABLES=22
1,2,6
**
**
*ELEMENT, TYPE=U1
**
**columna2
  2, 1, 3
**
**columna3
  3, 1, 4
**
**viga1
  1, 1, 2
**
**viga4
  4, 1, 5
**
*ELSET, ELSET=viga
  1,4
**
*ELSET, ELSET=columna
  2,3
**
**
*ELSET, ELSET=TODO
  1,2,3,4
```

**

**Propiedades

**

*UEL PROPERTY,ELSET=viga

5.,0.239E-08,0.191E+00,0.661E-03,0.661E-03,0.239E-08,0.,0.,
0.100E+01, 36600472.64, 314503.53,0.,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 0.80, 0.80,0.,0., 475.84,
439.84,0.,0.,0.,1., 36.91,4.,4.,
5.,4., 46.27, 0.00, 0.00, 348.36, -69.00, 867.89,
-185.18, 0.00, 91.50, 0.00, 0.00, 1509.47,-129.64, 2859.22,
-481.95, 0.00, 143.65, 0.00, 0.00, 1905.53, -54.50, 2916.40,
-152.81, 5868.69, -491.59, 0.00, 143.65,0., 0.00,0.17061E-02,
-167.25, 0.23913E-03, -491.59,0., 46.27, 0.00, 0.00, 345.67,
-69.90, 867.89, -185.18, 0.00, 91.50, 0.00, 0.00, 1373.05,
-138.63, 2853.20, -481.95, 0.00, 143.65, 0.00, 0.00, 1740.72,
-54.50, 2910.27,-120.38, 4914.05, -491.59, 0.00, 143.65,0.,
0.00,0.17828E-02,-176.54,0.23965E-03, -491.59,0.,0.,0.,
0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,
0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,
0.,0.,0.,439.84,475.84,0.,0.,0.,
0.,0.,0.,0.,0.,0., 46.27, 0.00,
0.00, 345.67, -69.90, 867.89, -185.18, 0.00, 91.50, 0.00,
0.00, 1373.05, -138.63, 2853.20, -481.95, 0.00, 143.65, 0.00,
0.00, 1740.72, -54.50, 2910.27,-120.38, 4914.05, -491.59, 0.00,
143.65,0., 0.00,0.17828E-02,-176.54,0.23965E-03, -491.59,0.,
46.27, 0.00, 0.00, 348.36, -69.00, 867.89,-185.18, 0.00,
91.50, 0.00, 0.00, 1509.47,-129.64, 2859.22, -481.95, 0.00,
143.65, 0.00, 0.00, 1905.53,-54.50,2916.40,-152.81, 5868.69,
-491.59, 0.00, 143.65,0., 0.00,0.17061E-02, -167.25, 0.23913E-03,
-491.59,0.

**

*UEL PROPERTY,ELSET=columna

5.,0.495E-09,0.237E+00,0.113E-02,0.113E-02,0.495E-09,0.,0.,
0.100E+01, 29766356.98, 351964.29,0.,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 0.80, 0.80,0.,0.,0.00,
0.00,0.,0.,0.,1., 31.20,4.,4.,
5.,4., 55.24, 0.00, 0.00, 363.04, -82.92, 907.97,
-221.09, 0.00, 171.01, 0.00, 0.00, 3322.09, -97.73, 5463.83,
-511.66, 0.00, 268.49, 0.00, 0.00, 4262.09, -97.73, 6200.52,
-148.13, 6552.03, -510.24, 0.00, 268.49,0., 0.00,1.388280E-03,
-148.13,0.1484306E-03, -510.24,0., 55.24, 0.00, 0.00, 363.04,
-82.92, 907.97,-221.09, 0.00, 171.01, 0.00, 0.00, 2768.41,
-97.73, 4553.19, -511.66, 0.00, 268.49, 0.00, 0.00, 3551.74,
-97.73, 5167.10, -148.13, 5460.03, -510.24, 0.00, 268.49,0.,
0.00,1.586606E-03,-148.13,0.1696354E-03, -510.24,0.,0.,0.,
0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,
0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,
0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,0.,
0.,0.,0.,0.,0.,0., 55.24, 0.00,
0.00, 363.04, -82.92, 907.97,-221.09, 0.00, 171.01, 0.00,
0.00, 2768.41, -97.73, 4553.19, -511.66, 0.00, 268.49, 0.00,
0.00, 3551.74, -97.73, 5167.10, -148.13, 5460.03, -510.24, 0.00,
268.49,0., 0.00,1.586606E-03,-148.13,0.1696354E-03, -510.24,0.,
55.24, 0.00, 0.00, 363.04, -82.92, 907.97,-221.09, 0.00,
171.01, 0.00, 0.00, 3322.09, -97.73, 5463.83, -511.66, 0.00,
268.49, 0.00, 0.00, 4262.09, -97.73, 6200.52, -148.13, 6552.03,
-510.24, 0.00, 268.49,0., 0.00,1.388280E-03,-148.13,0.1484306E-03,

```

-510.24,0.
**
*Element, type=B21
6, 1, 2
7, 1, 3
8, 4, 1
9, 1, 5
*Elset, elset=vigas
6, 9
**
*Beam General Section, elset=vigas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0.,0.,-1.
219000., 84231.
**
*Elset, elset=columnas
7, 8
*Beam General Section, elset=columnas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0.,0.,-1.
219000., 84231.
**
**
*Nset, nset=_G10
2,
*Nset, nset=_G11
4,
*Nset, nset=_G12
5,
*Nset, nset=nodo_carga
3,
**
** MATERIALS
**
*Material, name=concreto
*Elastic
219000., 0.3
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: RODILLO1 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G10, 2, 2
** Name: RODILLO2 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G11, 1, 1
_G11, 2, 2
** Name: RODILLO3 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G12, 2, 2
**
**Definicion de la historia de Desplazamientos
**
**
*****
***** 1 *****
*****

```

bdigitalula.ve

```
**
*STEP, INC=20000
*STATIC
1., 40., 0.1, 1.
*BOUNDARY
nodo_carga, 1, 1, 2.248
**
**
** salidas postprocesador
**
*EL PRINT, ELSET= TODOS, FREQ=1
SDV
*NODE PRINT, NSET=nodos, FREQ=1
U
RF
**
*EL FILE, elset= TODOS, FREQ=1
SDV
*NODE FILE, NSET=nodos, FREQ=1
U
RF
**
*RESTART, WRITE, FREQUENCY=1
**
*OUTPUT, HISTORY, FREQUENCY=1
*NODE OUTPUT, NSET=nodos
U
RF
**
*END STEP
**
```

bdigitalula.ve

Archivo de entrada para la simulación: La Fabe y Wigth.

```
*Heading
ensayo de viga plana -Union Externa- La Fabe y Wigth
** Job name: analisis Model name: Model-1
**
**
**definicion de los nodos
**
*Node
    1,      0.,      0.
    2,    226.06,      0.
    3,      0.,    111.76
    4,      0.,   -111.76
**
**
*Nset, nset=_G10
  2,
*Nset, nset=_G11
  4,
*Nset, nset=nodo_carga
  3,
*Nset, nset=nodos
  2,3,4
**
**
*USER
ELEMENT, NODES=2, UNSYMM, TYPE=U1, COORDINATES=2, PROPERTIES=210, VARIABLES=22
1,2,6
**
**
*ELEMENT, TYPE=U1
**
**columna2
2, 1, 3
**
**columna3
3, 1, 4
**
**viga1
1, 1, 2
**
**
*ELSET, ELSET=viga
1
**
*ELSET, ELSET=columna
2,3
**
**
*ELSET, ELSET= TODOS
1,2,3
**
**Propiedades
**
*UEL PROPERTY, ELSET=viga
```

bdigitalula.ve

```

5.,0.943E-09,0.178E+00,0.527E-03,0.527E-03,0.943E-09,0.,0.,
0.100E+01, 12052462.10, 699084.39,0.,0.,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 0.80, 0.80,0.,0., 984.97,
825.34,0.,0.,0.,1., 26.67,4.,4.,
5.,4., 98.82, 0.00, 0.00, 510.59,-147.38,1422.08,
-391.09, 0.00, 110.44, 0.00, 0.00, 1434.03,-249.79, 4339.89,
-753.33, 0.00, 199.22, 0.00, 0.00, 1712.58, -249.79, 3343.75,
-251.33, 4348.53, -768.40, 0.00, 199.22,0., 0.00,1.78572E-03,
-251.33,4.5594E-06, -768.40,0., 98.82, 0.00, 0.00, 515.84,
-144.88,1272.08,-391.09, 0.00, 110.44, 0.00, 0.00, 1808.68,
-224.03, 4352.14, -753.33, 0.00, 199.22, 0.00, 0.00, 2098.25,
-224.03, 4359.84, -225.50, 4359.76, -768.40, 0.00, 199.22,0.,
0.00,1.61199E-03,-225.50,4.3869E-05, -768.40,0.,0.,0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 825.34, 984.97, 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 98.82, 0.00,
0.00, 515.84,-144.88,1272.08,-391.09, 0.00, 110.44, 0.00,
0.00, 1808.68, -224.03, 4352.14, -753.33, 0.00, 199.22, 0.00,
0.00, 2098.25, -224.03, 4359.84, -225.50, 4359.76, -768.40,
0.00,
199.22,0., 0.00,1.61199E-03,-225.50,4.3869E-05, -768.40,0.,
98.82, 0.00, 0.00, 510.59,-147.38,1422.08,-391.09, 0.00,
110.44, 0.00, 0.00, 1434.03,-249.79, 4339.89, -753.33, 0.00,
199.22, 0.00, 0.00, 1712.58, -249.79, 3343.75, -251.33, 4348.53,
-768.40, 0.00, 199.22,0., 0.00,1.78572E-03,-251.33,4.5594E-06,
-768.40,0.

```

**

*UEL PROPERTY,ELSET=columna

```

5.,0.868E-09,0.110E+00,0.268E-03,0.268E-03,0.868E-09,0.,0.,
0.100E+01, 8981484.30, 378876.47,0.,0.,0.,0.,0.,
0.,0.,0., 0.80, 0.80,0.,0., 379.06,
379.06,0.,0.,0.,1., 31.75,4.,4.,
5.,4., 23.51, 0.00, 2.41, 275.95, -92.51, 953.56,
-511.31, 0.00, 85.92, 0.00, 1.09, 1152.77, -89.67, 2121.18,
-511.31, 0.00, 95.76, 0.00, 16.09, 1586.57, -97.12, 2381.42,
-197.72, 2604.19, -511.31, 0.00, 95.76,0., 16.09,0.6427768E-03,
-197.72,1.9562772E-04, -511.31,0., 23.51, 0.00, 2.41, 275.95,
-92.51, 953.56,-511.31, 0.00, 85.92, 0.00, 1.09, 1152.77,
-89.67, 2121.18, -511.31, 0.00, 95.76, 0.00, 16.09, 1586.57,
-97.12, 2381.42, -197.72, 2604.19, -511.31, 0.00, 95.76,0.,
16.09,0.6427768E-03,-197.72,1.9562772E-04, -511.31,0.,0.,0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 379.06, 379.06, 0., 0., 0.,
0., 0., 0., 0., 0., 0., 23.51, 0.00,
2.41, 275.95, -92.51, 953.56,-511.31, 0.00, 85.92, 0.00,
1.09, 1152.77, -89.67, 2121.18, -511.31, 0.00, 95.76, 0.00,
16.09, 1586.57, -97.12, 2381.42, -197.72, 2604.19, -511.31, 0.00,
95.76,0., 16.09,0.6427768E-03,-197.72,1.9562772E-04, -511.31,0.,
23.51, 0.00, 2.41, 275.95, -92.51, 953.56,-511.31, 0.00,
85.92, 0.00, 1.09, 1152.77, -89.67, 2121.18, -511.31, 0.00,
95.76, 0.00, 16.09, 1586.57, -97.12, 2381.42, -197.72, 2604.19,
-511.31, 0.00, 95.76,0., 16.09,0.6427768E-03,-197.72,1.9562772E-04,
-511.31,0.

```

**

*Element, type=B21

```

6, 1, 2
7, 1, 3
8, 4, 1
*Elset, elset=vigas
6
**
*Beam General Section, elset=vigas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0.,0.,-1.
219000., 84231.
**
*Elset, elset=columnas
7, 8
*Beam General Section, elset=columnas, Poisson = 0.3, Section=RECT
0.001, 0.001
0.,0.,-1.
219000., 84231.
**
**
*Nset, nset=_G10
2,
*Nset, nset=_G11
4,
*Nset, nset=nodo_carga
3,
**
** MATERIALS
**
*Material, name=concreto
*Elastic
219000., 0.3
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
** Name: RODILLO1 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G10, 2, 2
** Name: RODILLO2 Type: Displacement/Rotation
*Boundary
_G11, 1, 1
_G11, 2, 2
**
**Definicion de la historia de Desplazamientos
**
**
*****
***** 1 *****
*****
**
*STEP, INC=20000
*STATIC
1.,10.,0.1,1.
*BOUNDARY
nodo_carga,1,1,0.5588
**
**
** salidas postprocesador

```

bdigitalula.ve

```
**
*EL PRINT,ELSET=TODOs,FREQ=1
SDV
*NODE PRINT,NSET=nodos,FREQ=1
U
RF
**
*EL FILE,elset=TODOs,FREQ=1
SDV
*NODE FILE,NSET=nodos,FREQ=1
U
RF
**
*RESTART,WRITE,FREQUENCY=1
**
*OUTPUT,HISTORY,FREQUENCY=1
*NODE OUTPUT,NSET=nodos
U
RF
**
*END STEP
**
```

bdigitalula.ve

C.C.COMPARTIR-NO COMERCIAL