

147  
2ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-  
COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO ANTE  
CARGAS CICLICAS REVERSIBLES**

**TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :**

**OSCAR VICENTE TIBURCIO**



**FALLA DE ORIGEN**

**CIUDAD UNIVERSITARIA**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## SIMBOLOGIA

- $A_s$  = Area de acero de refuerzo.
- $d_s$  = Distancia entre la capa de acero de refuerzo inferior y el plano común.
- $d'_s$  = Distancia entre la capa de acero de refuerzo superior y el plano común.
- $E_s$  = Módulo de elasticidad del acero.
- $f'_c$  = Resistencia del concreto a compresión.
- $f_{so}$  = Esfuerzo del acero en el límite de la conexión con la viga.
- $f_{sx}$  = Esfuerzo local en el acero.
- $f_y$  = Esfuerzo de fluencia en el acero de refuerzo.
- $L$  = Longitud de la barra de refuerzo longitudinal.
- $L_c$  = Longitud de la región de concreto confinado.
- $L_o$  = Longitud del punto de aplicación de la carga al plano común.
- $L_p$  = Longitud plástica de la viga.
- $L_u$  = Longitud de la región de concreto no confinado.
- $M$  = Momento aplicado en la conexión.
- $P$  = Carga aplicada en el extremo de la viga.
- $P-\Delta$  = Curva carga - desplazamiento.
- $q$  = Esfuerzo de adherencia.
- $S$  = Deslizamiento de la barra de refuerzo.
- $\Delta$  = Desplazamiento.
- $\Delta_e$  = Deflexión elástica.
- $\epsilon_c$  = Deformación unitaria del concreto.
- $\epsilon_{sx}$  = Deformación local del acero de refuerzo.
- $\rho$  = Factor característico.
- $\theta_f$  = Rotación relativa de la viga con respecto a la columna.
- $\theta_p$  = Rotación plástica.
- $\theta_t$  = Rotación total.
- $\rho$  = Perímetro de la barra de refuerzo.

## INDICE

CAPITULO I	INTRODUCCION.....	1
1.1.	Antecedentes.....	1
1.2.	Objetivos.....	3
1.3.	Alcance.....	4
1.4.	Limitaciones.....	5
CAPITULO II	RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	7
2.1.	Resultados experimentales obtenidos.....	7
2.2.	Resultados teóricos arrojados por los modelos analíticos.....	11
2.3.	Limitaciones de los experimentos.....	12
2.4.	Comparaciones con otros estudios.....	15
2.5.	Otras comparaciones.....	16
CAPITULO III	MODELOS ANALITICOS.....	18
3.1.	Modelos analíticos.....	18
3.2.	Análisis de resultados teóricos.....	22
3.3.	Modelos analíticos en forma general.....	23
3.4.	Limitaciones que se tienen para la calibración de los modelos analíticos vistos en este trabajo.....	25
3.5.	Estudios previos.....	26
CAPITULO IV	CALIBRACION DE LOS MODELOS ANALITICOS.....	27
4.1.	Descripción.....	27
4.2.	Registros experimentales analizados.....	28
4.3.	Evaluación de los parámetros.....	29
CAPITULO V	CONCLUSIONES.....	33
	BIBLIOGRAFIA.....	35
	FIGURAS.....	37
	GRAFICAS.....	48
	TABLAS.....	50
	AGRADECIMIENTOS.....	56

## CAPITULO I. INTRODUCCION.

### 1.1- ANTECEDENTES.

En estructuras de concreto reforzado, las conexiones viga-columna son regiones que estan delimitadas por las fronteras de las trabes y las columnas que concurren a dicha conexi:n que tambien se denomina nudo. Cuando una estructura se encuentra sujeta a cargas sismicas, las conexiones viga-columna se ven sometidas a las mas desfavorables combinaciones de fuerzas internas y constituye una de las regiones criticas de la estructura, por lo que deben estar dise:adas para disipar gran cantidad de energia pues resulta claro que las estructuras de concreto deben ser capaces de cumplir las condiciones de resistencia y ductilidad impuestas por la acci:n sismica.

En agosto de 1985 se inicia en el Instituto de Ingenieria un proyecto de tipo experimental en el cual se contempla la fabricaci:n y ensaye de un grupo de conexiones, ocho en total, para tratar de profundizar el escaso conocimiento que se tiene sobre el comportamiento de las conexiones viga-columna de concreto reforzado. Este proyecto surge de la necesidad de conocer los fenomenos de deterioro y falla que sufren las conexiones al estar sometidas a solicitaciones de tipo ciclico como lo son los sismos.

Es interesante recordar que el Reglamento de Construcción vigente para el D.F. versión 1987 se muestra extremadamente pobre respecto al diseño de tales conexiones e incluso reglamentos de construcción más avanzados como los correspondientes a E.U., Japón y Nueva Zelanda reconocen abiertamente la carencia de conocimiento sobre el comportamiento de las conexiones. Desde 1985 han surgido en el Instituto de Ingeniería una serie de trabajos sobre los resultados obtenidos del estudio de las conexiones y más adelante, en esta tesis, revisaremos brevemente dichas publicaciones.

Las conexiones ensavadas en el Instituto de Ingeniería, pretendían ser a escala natural o sea, sus dimensiones permitían la utilización de acero de refuerzo en sus diámetros más utilizados en la práctica de edificación, y fueron construidas respetando las limitaciones que se tenían en las capacidades de los equipos de aplicación de cargas del Laboratorio de estructuras del Instituto. Las conexiones eran bidimensionales, correspondiendo a la clasificación de exteriores e intermedias y fueron ensayadas aplicandoles cargas cíclicas reversibles en el extremo de la viga, y a algunos especímenes se les aplicó también carga axial en la columna. Posteriormente se darán más detalles sobre las características de armado y dimensiones de los especímenes.

A partir de los resultados experimentales obtenidos de los ensayos de las conexiones se realiza la interpretación de los mismos y se aplican a estudios de tipo teórico y corresponde a esta segunda etapa o sea; es la aplicación de los resultados experimentales obtenidos de los ensayos a un modelo analítico específico. Los resultados experimentales se encuentran en otros trabajos, los cuales serán citados en su oportunidad.

#### 1.2- OBJETIVOS.

Los principales objetivos que se persiguieron con el presente estudio se pueden enumerar de la siguiente forma:

- a).- Investigar experimentalmente, el comportamiento de las conexiones viga-columna de concreto reforzado sujetas a cargas cíclicas.
- b).- Observar el comportamiento histerético de conexiones viga-columna sujetas a cargas cíclicas.
- c).- Tener un mayor conocimiento sobre el comportamiento de la relación (P- $\Delta$ ) de conexiones exteriores viga-columna de concreto reforzado ante cargas cíclicas para poder reproducirlas teóricamente.
- d).- Mejorar estudios sobre fenómenos asociados con la falla de conexiones viga-columna de concreto reforzado ante cargas cíclicas.

e).- Con la ayuda de la evidencia experimental tratar de dar recomendaciones al Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal en vigor, para asegurar un buen comportamiento de las conexiones viga-columna de concreto reforzado en la gran mayoría de estructuras de concreto reforzado hechas a base de marcos.

### 1.3- ALCANCE.

La realización del presente estudio se apoya principalmente en los resultados experimentales obtenidos del ensayo de las conexiones, los cuales se encuentran principalmente en la referencia 1 titulada "Comportamiento de conexiones viga-columna de concreto reforzado ante cargas cíclicas", realizado en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

El estudio que se realizó como base para esta tesis consistió en la definición del tema, que consiste en la recopilación bibliográfica, realización de una parte del programa experimental, obtención de resultados experimentales, interpretación de resultados, revisión de modelos analíticos y elaboración de conclusiones.



Esta tesis abarca la aportación que produce la revisión de modelos analíticos que tratan de dar solución al problema, como lo es la predicción de resultados experimentales del comportamiento histerético de la relación Carga-Desplazamiento (P- $\Delta$ ), de conexiones exteriores viga-columna de concreto reforzado sujetas a cargas cíclicas. En este trabajo no se propondrán modelos analíticos originales, de hecho solamente estará sujeto a hacer revisiones a algunos modelos analíticos que pretendan reproducir los resultados experimentales que proporciona el ensaye de conexiones viga-columna de concreto reforzado sujetas a cargas cíclicas. Como se verá a lo largo de este trabajo, todavía persiste la gran escasez de evidencias experimentales para muchos fenómenos asociados al comportamiento de las conexiones por lo que como parte esencial de esta tesis, señalaremos las distintas fuentes de carencias y propondremos las medidas necesarias para vencer estas carencias.

#### 1.4- LIMITACIONES.

Entre las limitaciones que presenta el principal modelo teórico manejado en esta tesis se encuentra la diferencia existente en la calidad de los materiales que se utilizan en la construcción de los especímenes que son ensayados para evaluar los parámetros del modelo, ya que las propiedades correspondientes a concretos y aceros que se utilizan originalmente en el modelo teórico son distintas a las que se tienen en México.

Esta limitación constituye una importante característica porque los modelos teóricos utilizados para describir el comportamiento histerético tanto del acero como del concreto son los principales requisitos necesarios para la calibración del modelo teórico principal manejado en esta tesis, y de aquí que una adecuada representación de la calidad de los materiales empleados en los especímenes, está asociada a un buen funcionamiento del modelo.

Otras limitaciones de importancia que surgen al tratar de calibrar el modelo principal manejado en esta tesis son las grandes diferencias existentes en las especificaciones de los reglamentos de construcción ya que el modelo principal fue calibrado originalmente utilizando el reglamento ACI-ASCE 352 y en la presente calibración se utiliza el RDF-87. Esto se puede ver en la influencia que ejerce por ejemplo la cantidad de estribos en la curva esfuerzo-deformación unitaria para el concreto, Fig.(1.1). Otra diferencia es el efecto que produce el espaciado de los estribos en la eficiencia del confinamiento del concreto, Fig.(1.2). este espaciado a su vez previene el pandeo del refuerzo longitudinal en su caso.

## CAPITULO II. RESULTADOS EXPERIMENTALES.

### 2.1- RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS.

Ademas de los resultados experimentales obtenidos en los experimentos realizados en conexiones viga-columna de concreto reforzado ante cargas ciclicas, se tienen diversos fenomenos entre los cuales se pueden mencionar: el agrietamiento debido a cortante y a flexion en la viga y en la region de la conexi3n, perdida de adherencia del acero de refuerzo en la viga, pandeo del refuerzo longitudinal, desprendimiento del concreto de recubrimiento de la columna en ambas caras de la conexi3n, aplastamiento del concreto en el paño de la viga. Estos fenomenos ejercen gran influencia en el comportamiento de las conexiones por lo que a continuaci3n describiremos brevemente el comportamiento de los especimenes tratando de ubicar dichos fenomenos.

En el especimen D-5 se observó un agrietamiento originado principalmente por cortante y flexi3n tanto en la viga como en la region del nudo, otro fenomeno que se present3 fue el desprendimiento del concreto de recubrimiento de la columna, en la region del nudo, despues de un cierto numero de ciclos de carga. En el plano de interseccion de la viga con la columna, denominado "plano comun", se present3 una grieta a lo largo de dicho plano, Fig.(2.1). La falla que se presento fue por flexi3n en la viga.

Los fenómenos mencionados anteriormente, contribuyeron fuertemente en el comportamiento del espécimen, predominando la pérdida de adherencia en la falla de dicho espécimen.

En el comportamiento observado en el espécimen D-6 también se presentaron grietas originadas por flexión y cortante en la viga y en la conexión, predominando en la viga las grietas por flexión, Fig.(2.2). Al igual que el espécimen D-5, se presentó también el agrietamiento del plano de intersección entre la viga y la columna a lo largo del mismo. Al someter al espécimen a un cierto número de ciclos de carga se presentó el desprendimiento del concreto de recubrimiento de la columna en ambas caras de la región de la conexión. La falla observada en dicho espécimen fue similar a la que se presentó en el espécimen D-5. Esta falla estuvo asociada también a la pérdida de adherencia del refuerzo longitudinal. Un aspecto importante en el ensaye de este espécimen es que se aplicó una carga axial de 100 tons., en la columna, la cual no repercutió mucho en el comportamiento de la respuesta del espécimen.

En el espécimen D-7 al aplicar ciclos de carga se generaron primeramente grietas por flexión, originándose a continuación grietas por cortante, al igual que los especímenes anteriores también se generó una grieta a lo largo del plano de intersección de la viga con la columna. Posteriormente se observó un deterioro en el concreto del lado donde se localiza el menor porcentaje de acero de refuerzo longitudinal de la viga.

Este deterioro se originó cerca de la región de la conexión, un fenómeno interesante que se presentó en este espécimen fue el pandeo del refuerzo longitudinal del lado donde se localiza el menor porcentaje de acero de refuerzo, justamente donde se había deteriorado el concreto, el pandeo del refuerzo se suscitó entre la separación de dos estribos de refuerzo transversal, Fig.(2.3).

La falla del espécimen D-7 fue por flexión, asociada a la pérdida de adherencia del refuerzo longitudinal de la viga en la zona de anclaje, presentándose pandeo del refuerzo longitudinal. La aplicación de cargas a este espécimen fue también en forma similar a las aplicadas a los especímenes anteriores.

Los fenómenos observados en el espécimen D-8 fueron el acortamiento de la columna debido a la aplicación de una carga axial en la columna, posteriormente le siguió la aparición de grietas por flexión y cortante en la viga y en la región del nudo, predominando en el patrón de grietas observado, las originadas por flexión, pero las grietas más grandes y anchas en la viga fueron las debidas a cortante. Una característica importante que se introdujo en este espécimen fue que se le proporcionaron placas soldadas en el armado de refuerzo longitudinal en la región del nudo, para ayudar a resistir la falla por pérdida de adherencia en el acero de refuerzo longitudinal que se había presentado en los anteriores especímenes.

Las evidencias experimentales observadas durante el ensaye del espécimen D-8 señalan que dichas placas previnieron adecuadamente la falla por pérdida de adherencia del refuerzo longitudinal pero a cambio de esto se observó una gran cantidad de daño en la región del nudo provocado principalmente por la presencia de las placas de anclaje. Es importante señalar que se incluyeron 16 placas de 5cm x 16cm x 3/8" las cuales representan una gran densidad de acero junto con las barras de armado, en la región del nudo.

Una peculiaridad de este espécimen fue el gran número de lecturas de los instrumentos que se tomaron en cada ciclo de carga pues en los otros especímenes solo se tomaron lecturas en los máximos y mínimos niveles de carga y en este espécimen se hacían varios recesos en cada ciclo para tomar lecturas. Esto originó una gran cantidad de resultados obtenidos y complicó la interpretación de los mismos. Además, se alcanzaron mayores niveles de carga y desplazamiento aplicados a la viga de este espécimen que los alcanzados por los anteriores especímenes.

También, al igual que los otros especímenes se presentó el agrietamiento del plano de intersección entre la viga y la columna. Por otra parte, se observó el desprendimiento del concreto de recubrimiento de la columna en ambas caras de la región de la conexión, presentándose al final del ensaye la falla por un gran deterioro de la región del nudo y generar un doblado de la columna fuera del plano de la conexión.

## 2.2- RESULTADOS TEORICOS ARROJADOS POR LOS MODELOS ANALITICOS.

El modelo teorico principal analizado en este estudio esta basado en los mecanismos que contribuyen a la deformacion de la conexi3n viga-columna de concreto reforzado sujeta a ciclos de carga. El modelo de la junta consiste en una conexi3n viga-columna de concreto reforzado que se encuentra sometida a un momento flexionante que le produce un deslizamiento del refuerzo longitudinal tanto superior como inferior, Fig.(2.4) Por otra parte, dicho momento tambien le provoca una rotaci3n en la conexi3n, la cual esta constituida por la rotaci3n relativa de la viga con respecto a la columna ( $\theta_r$ ) y la rotaci3n plástica ( $\theta_p$ ) de la viga, en la regi3n inelastica de la viga, Fig.(2.5).

Para la obtenci3n del deslizamiento del refuerzo longitudinal, el modelo de la junta se apoya en el modelo de deslizamiento, el cual consiste en la representaci3n de una barra de acero de refuerzo longitudinal alojada en el interior de una conexi3n interior viga-columna de concreto. dicha barra se encuentra sujeta a fuerzas de tensi3n y/o compresi3n ( $f_{t1}$  y  $f_{c2}$ ), en ambos extremos de la barra, Fig.(2.6). Estas fuerzas en los extremos de la barra representan los esfuerzos a los que est3n sometidas las barras de refuerzo en algun nivel de carga durante la historia de cargas.

El valor de los parámetros y variables obtenidos para cada uno de los modelos tienen un razonable grado de aproximación, corroborándose estos resultados con los obtenidos por otros autores, ya sean teóricos o experimentales, refs.(5) y (6).

### 2.3- LIMITACIONES DE LOS EXPERIMENTOS.

Cabe hacer mención de que entre las limitaciones experimentales que se tienen en el programa experimental, se tiene que los especímenes de conexiones viga-columna ensayados en el proyecto desarrollado en el Instituto de Ingeniería son únicamente conexiones de marcos planos, siendo que en la práctica de edificación las que con más frecuencia se presentan son las conexiones viga-columna de marcos tridimensionales. También es importante hacer la observación de que aunque la losa es un elemento estructural que generalmente se supone que no produce gran influencia en la respuesta de la conexión cuando esta se encuentra bajo la acción de cargas cíclicas, experimentos realizados por Eshani y Wight en la Universidad de Michigan, Ref.(7) han demostrado que los especímenes de conexiones viga-columna que contienen una porción de losa, muestran distinto comportamiento histéretico respecto de los especímenes que no la tienen. De aquí se concluye que los especímenes que no incluyen a la losa, tendrán un comportamiento muy distinto y que los resultados obtenidos en conexiones sin losa deberán ser manejados con ciertas reservas.



Por otra parte, la acción de la losa también puede interactuar significativamente en el comportamiento de la viga, el cual es otro aspecto que no fue tomado en cuenta en el programa experimental realizado en el Instituto de Ingeniería y utilizado en la presente tesis. La presencia de la losa ejerce influencia tanto en la viga como en la región de la junta por dos aspectos principales que son: el aumento en la resistencia y por el confinamiento que ejerce sobre las regiones adyacentes a la losa.

Existen otro tipo de limitaciones dentro de los experimentos realizados en el Instituto de Ingeniería y se refieren principalmente a los siguientes aspectos: historia de cargas, posición de ensaye, toma de lecturas en los experimentos y deficiencias en la instrumentación.

Respecto a la historia de cargas encontramos que la carga que se aplica es de tipo cuasidinámico o sea que la variable tiempo no ha sido controlada en la ejecución de los ensayes; esto implica que varios fenómenos como la pérdida de adherencia en el anclaje de refuerzo y en el endurecimiento del mismo pueden estar fuertemente influenciados por este tipo de carga. En los ensayes realizados en el Instituto de Ingeniería, es común que para cada ciclo de carga a desplazamientos aplicados, se tenga una duración de varias decenas de minutos, además de que cada ciclo se interrumpe para la obtención de lecturas de los instrumentos de medición.

Respecto a la posición de ensaye; el espécimen fue ensayado en un plano vertical que ha girado  $90^\circ$  respecto de la posición que tendría en su posición normal en un edificio. Esto puede tener cierta influencia pues la acción gravitatoria sobre toda la columna induce combinaciones de esfuerzos que normalmente no se tienen en una conexión real; sin embargo a pesar de esta limitación se decidió ensayar de la forma usada, por las enormes ventajas que ofrecía.

La captura de registros en los ensayos se realizó en forma discreta y solo para algunos puntos correspondientes a situaciones de mayor significancia como son los puntos en que la gráfica (P -  $\Delta$ ) se hace máxima o se hace cero; existió sin embargo, la opción de hacer varios recesos durante la generación de cada ciclo (P -  $\Delta$ ), lo cual se hizo en el espécimen D-8, para tomar registros de los instrumentos. Finalmente, la instrumentación utilizada en los ensayos fue en términos generales la necesaria aunque no la adecuada; se detectó, sin embargo, que para ciertos fenómenos que no se esperaban la instrumentación resultó demasiado pobre, tal es el caso para los fenómenos de pérdida de adherencia y pandeo del refuerzo longitudinal registrados en algunos especímenes. La instrumentación empleada fue la mínima necesaria para la obtención de la información esencial del comportamiento del espécimen pero no fue la adecuada pues se recurrió sistemáticamente a la toma de registros manuales, o sea, se utilizaron micrómetros de carátula, volímetros digitales y escalas métricas para algunas mediciones de interés.

Estas mediciones debieron realizarse en forma automática mediante captadores de datos electrónicos que enviaran los datos captados directamente a una computadora, o sea, la captación de datos realizada durante los ensayos se realizó en forma anticuada y esto repercutió directamente en las modalidades de los ensayos y en la duración de los mismos. Aunque estas limitaciones afectan de una u otra forma la obtención de resultados, la interpretación de estos últimos condujo a ciertas conclusiones que pueden considerarse válidas pero para su extrapolación a aplicaciones directas deberán ser consideradas de nuevo.

#### 2.4- COMPARACIONES CON OTROS ESTUDIOS.

Es posible realizar gran cantidad de comparaciones entre los resultados experimentales y los resultados teóricos obtenidos en el presente estudio o en estudios previos. En lo que resta de este capítulo haremos algunas observaciones pertinentes, relativas al manejo de las posibles comparaciones entre los diversos resultados obtenidos. Las dificultades que se tienen al comparar resultados experimentales con resultados teóricos generados por los modelos analíticos, tienen como origen principal en la mayoría de los casos el estar sujetos por una parte a limitaciones impuestas por el nivel de desarrollo del modelo y por otra parte, algunas bases en las que se fundan dichos modelos son de naturaleza empírica o sea, obtenidas mediante observación.

Estos aspectos repercuten definitivamente cuando se trata del caso de compara gráficas, fenómenos, etc., entre resultados teóricos y experimentales. De ahí la dificultad que se presenta al hacer este tipo de comparación ya que las variaciones que se tengan difieran en un cierto porcentaje las teóricas de las experimentales, considerándose los resultados teóricos proporcionados como aceptables o con un buen grado de aproximación con respecto a los resultados experimentales, debido a la similitud que se encuentra entre ambos.

Con relación a lo que se debe hacer para subsanar las limitaciones experimentales obtenidas, es realizar estudios experimentales de conexiones viga-columna de concreto reforzado en donde se tome en cuenta la interacción de la losa en la viga y en la conexión.

## 2.5- OTRAS COMPARACIONES.

En la referencia (4) se realiza entre otras cosas, una comparación entre los resultados experimentales obtenidos en el ensaye del espécimen D-7 del proyecto de la referencia (1), y los resultados teóricos proporcionados por un modelo propuesto en esta referencia. Dicha comparación se realiza para los ciclos de histéresis ( $P - \Delta$ ), llegándose a concluir que la curva teórica difiere de la curva experimental en un cierto porcentaje, debido a que en la curva experimental se consideró la característica del endurecimiento del acero al ser sometido a cargas cíclicas reversibles, lo cual no se toma en cuenta en el modelo analítico.

Sin embargo, a pesar de algunas limitaciones que presenta el modelo, los resultados arrojados por el modelo son confiables por la similitud que presentaron dichas curvas con las experimentales.

Una situación que se hace notar en el estudio de la referencia (4) es que al hacer comparaciones entre resultados experimentales y resultados teóricos proporcionados por los modelos analíticos, se señala que antes de realizar estas comparaciones se debe realizar un extenso programa experimental en el que se estudien los diversos parámetros experimentales que intervienen en los modelos analíticos utilizados para determinar el comportamiento de los especímenes y establecer su influencia en dichas comparaciones.

### CAPITULO III. MODELOS ANALITICOS.

#### 3.1- MODELOS ANALITICOS.

La metodología del siguiente estudio consistió en un conjunto de actividades que giraron alrededor de la recopilación bibliográfica de modelos analíticos existentes en la bibliografía previa que intentaran reproducir los fenómenos experimentales generados en los ensayos de conexiones viga-columna de concreto reforzado ante cargas cíclicas, no solo de especímenes ensayados en el Instituto de Ingeniería sino de especímenes de diversos estudios experimentales realizados en diversos países y reportados en la bibliografía previamente revisada. La metodología en su mayor parte estuvo dirigida a la calibración de los modelos analíticos que se adaptaron al problema. Se maneja un modelo analítico principal el cual es capaz de reproducir las curvas histeréticas carga-desplazamiento (P-L) de los especímenes ensayados. Este modelo fue propuesto originalmente en la referencia (2) y se basa principalmente en las rotaciones elásticas y plásticas de ciertas secciones del espécimen; la primera rotación considerada es la relativa de la viga respecto a la columna, denominada ( $\theta_r$ ) y la rotación plástica en la región inelástica de la viga, denominada ( $\theta_p$ ). En la Fig.(2.5), se esquematizan estas variables las cuales serán discutidas a continuación: Para la obtención de la rotación relativa de la viga con respecto a la columna ( $\theta_r$ ), el modelo se basa en los resultados obtenidos en el modelo de deslizamiento de la barra de refuerzo en una conexión interior viga-columna de concreto.

El modelo de deslizamiento consiste en una barra de acero de refuerzo alojada en el interior de una conexión interior viga-columna de concreto, la barra se encuentra sujeta a fuerzas de tensión y/o compresión ( $f_{s01}$  y  $f_{s02}$ ), en ambos extremos de la barra, Fig.(2.6). Estas fuerzas en los extremos de la barra representan los esfuerzos a los que están sometidas las barras de refuerzo en algún nivel de carga durante la historia de cargas. La conexión se subdivide en regiones: Dos primeras regiones exteriores no confinadas extendiéndose una distancia ( $L_u$ ), y una región confinada que se extiende a una distancia ( $L_c$ ) en el interior de la conexión, Fig.(2.6).

Los parámetros y variables necesarios para la calibración de los modelos se obtienen a partir de las curvas esfuerzo-deformación unitaria para el acero y el concreto en el caso del modelo de la junta, y para el modelo de deslizamiento se obtiene el esfuerzo local de adherencia y su correspondiente deslizamiento local, a partir de la idealización de la relación adherencia local-deslizamiento local, Fig.(3.1). Un inconveniente que se presenta al utilizar la idealización adherencia local-deslizamiento local, es que solo se cuenta con la idealización para cargas cíclicas en un solo sentido a tensión y no se tiene la idealización de adherencia - deslizamiento bajo cargas cíclicas reversibles. A continuación, con los valores de los parámetros obtenidos para el modelo de deslizamiento se calculan los valores de las siguientes variables para cada uno de los niveles de carga correspondientes a cada ciclo:

$$k = \frac{f_{qmax}}{SL \ln f/\alpha} \dots \dots \dots (1)$$

$$K1 = \sqrt{\frac{k \psi}{A_s E_s}} \dots \dots \dots (2)$$

$f_{s01}$  (se obtiene de la curva esfuerzo-deformación del acero).

$$q_A = \frac{k f_{s01}}{E_s K1 \tanh (K1 L_a) + 1/2 k (\psi L_u/A_s)} \dots \dots (3)$$

$$f_{s2} = f_{s01} - 1/2 q_A (\psi L_u/A_s) \dots \dots \dots (4)$$

$$K2 = \frac{f_{s2}}{E_s K1 \sinh (K1 L_a)} \dots \dots \dots (5)$$

$$f_{ax} = f_{s01} - \psi q_A/2 A_s L_u (L_l - x)^2 \dots \dots \dots (6)$$

$$S1 = K2 \cosh (K1 L_a) + \int_a^x dx \dots \dots \dots (7)$$



En donde  $q_a$ ,  $f_{sx}$  y  $S_l$  son el esfuerzo de adherencia, el esfuerzo en el acero y el deslizamiento respectivamente. Las distancias;  $L_a$ ,  $L_u$  y  $L_l$  se muestran esquemáticamente en la Fig.(2.6);  $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo;  $\gamma$  es el perímetro de la barra de refuerzo;  $A_s$  es el área de la barra de refuerzo;  $\delta_{sx}$  es la deformación en el acero de refuerzo;  $q_{m\acute{a}x.}$  es el esfuerzo máximo de adherencia;  $S_L$  es el deslizamiento local correspondiente al punto del máximo esfuerzo de adherencia y  $\alpha$  es un factor característico que depende del tipo de confinamiento.

El valor obtenido de desplazamiento relativo ( $S_l$ ), tanto para el acero de refuerzo superior como para el acero de refuerzo inferior, son los valores que utiliza el modelo de la junta para obtener el valor de la variable ( $\theta_f$ ), posteriormente se calcula el valor de la rotación plástica ( $\theta_p$ ), finalmente se obtiene la deflexión de la viga ( $\Delta$ ), para su correspondiente nivel de carga.

$$\theta_f = \frac{S_l - S_b}{d_s - d'_s} \dots \dots \dots (8)$$

$$\theta_p = \frac{\delta_{sat} - \delta_{sb}}{d_s - d'_s} (L_p) \dots \dots \dots (9)$$

$$\Delta = \theta_f L_o + \theta_p (L_o - L_p) + \Delta_s \dots \dots \dots (10)$$

### 3.2- ANALISIS DE RESULTADOS TEORICOS.

El modelo analítico propuesto por Harajli en la ref.(2) está basado en realidad en los mecanismos que contribuyen a la deformación de la conexión viga-columna de concreto reforzado sujeta a ciclos de carga, estos mecanismos que utiliza son:

- a).- La rotación inelástica relativa de la viga con respecto a la columna, que ocurre en el extremo de la viga conectado a la columna.
- b).- El deslizamiento relativo del acero de refuerzo con respecto al concreto circundante en el interior de la conexión.

Este modelo se utiliza en conjunción con el modelo de deslizamiento relativo del acero de refuerzo, el cual es propuesto en la referencia (3) por Harajli y Mukkadam; Este último modelo se utiliza para calcular el deslizamiento de las barras de refuerzo en una conexión interior viga-columna de concreto; dicho modelo se basa en los siguientes conceptos:

- 1).- El equilibrio existente entre el acero en tensión y/o compresión y las fuerzas de adherencia localizadas a lo largo de la barra de anclaje.
- 2).- La relación entre la fuerza local de adherencia-deslizamiento local para el refuerzo.

Para el desarrollo de los modelos mencionados anteriormente se deben tener en cuenta algunos factores importantes que influyen en el comportamiento histerético de conexiones viga-columna de concreto reforzado bajo cargas cíclicas. Estos factores pueden utilizarse además, para desarrollar otros modelos que reproduzcan de una manera confiable el comportamiento histerético de miembros de concreto reforzado para la predicción del comportamiento de conexiones viga-columna en estructuras.

Es posible que en estudios de respuesta dinámica de estructuras se puedan utilizar los componentes de los modelos para generar modelos que puedan reproducir el comportamiento de las conexiones viga-columna ante acciones dinámicas o en su defecto, establecer qué influencias le produce el comportamiento de dichas conexiones a los elementos estructurales adyacentes a ellas.

### 3.3- MODELOS ANALITICOS EN FORMA GENERAL.

En esta tesis consideraremos que un modelo analítico es un conjunto de relaciones con solución que ligan las variables que describen un objeto, un proceso o una situación real. Pretendiendo simular su comportamiento poniendo de relieve ciertos modos de explicación, en donde las relaciones empíricas se traducen a relaciones matemáticas o lógicas entre las variables que figuran en dicha relación.

Estas variables son de varias clases entre las que se encuentran las siguientes:

- Variables de entrada o de decisión, de mando o de causa.
- Variables de salida o de observación, de medida de resultados o de efecto.
- Variables intermedias, introducidas para la comodidad de la descripción o que corresponden a otros parámetros fundamentales del proceso.

Ya establecidos estos conceptos tenemos que en el campo experimental se encuentra su mayor aplicación, utilizándose para explicar fenómenos, interpretación de teorías, en diseños preliminares, reproducir comportamientos de ciertos fenómenos, etc., permitiendo la generación de datos, a partir de sus características fundamentales.

La elección de un modelo determinado condiciona la explicación consecuente, ya que puede eliminar o simplificar algunos aspectos, o al contrario, resaltar otros. Existen modelos que se asemejan bastante al comportamiento real de ciertos fenómenos, pero debido a la multitud de variables que manejan y a su compleja interrelación, los hace difíciles de aplicar, por lo que se deben desarrollar modelos que sean menos complicados.

### 3.4- LIMITACIONES QUE SE TIENEN PARA LA CALIBRACION DE LOS MODELOS ANALITICOS VISTOS EN ESTE TRABAJO.

Una limitación importante que se tiene en la calibración del modelo de deslizamiento del acero de refuerzo es la utilización de la idealización de la relación empírica adherencia local-deslizamiento local del acero de refuerzo, debido a que esta idealización solo toma en consideración la acción para carga cíclica y monótona en una sola dirección y no toma en cuenta la acción cuando se trata de carga cíclica reversible; esta limitación tiene su origen en la dificultad que se tiene al tratar de realizar experimentos que sean capaces de registrar la relación adherencia local-deslizamiento para ciclos de carga reversibles o sea que se tengan alternadamente cargas a tensión y a compresión en las barras ancladas en especímenes de concreto.

Por otra parte con relación al modelo de la junta, la limitación a la que se encuentra sujeta la calibración de este modelo es que la curva esfuerzo-deformación unitaria para el concreto solo toma en cuenta nuevamente la acción para carga cíclica y monótona en un solo sentido a compresión y no considera la acción para carga cíclica reversible a tensión.

Debido a que en el desarrollo del modelo original de la junta propuesto por Harajli se hacen consideraciones para acero preesforzado, esto puede considerarse como otra limitación importante, debido a que en la mayor parte de las construcciones de especímenes se utiliza refuerzo normal, en México.

Las anteriores limitaciones descritas corresponden exclusivamente al modelo teórico pero será necesario tomar en cuenta las limitaciones descritas anteriormente en la sección (2.3) y que surgen al tratar de aplicar los modelos a las conexiones ensayadas.

### 3.5- ESTUDIOS PREVIOS.

En la referencia (4), se realiza una evaluación de algunos modelos analíticos propuestos para la predicción de las relaciones esfuerzo de adherencia-deslizamiento. Esta evaluación se realiza haciendo un análisis detallado de cada modelo; correspondiendo esto a hacer observaciones con respecto a la mejor aplicación de cada modelo y las ventajas o desventajas que presenta uno con relación a otro. Por otra parte en la misma ref.(4) se propone una ley para esfuerzo de adherencia-deslizamiento, así como la aplicación de la misma a resultados experimentales. Esta ley se debe al desarrollo y calibración de un modelo analítico que es propuesto en esta referencia. Cabe hacer mención de que entre las conclusiones a las que se llega en dicha referencia es muy notorio el énfasis que se le da al problema de la pérdida de adherencia así como también el establecimiento de que los modelos analíticos constituyen una herramienta fundamental en la reproducción de fenómenos experimentales y que el mejoramiento de ellos ayudará a mejores comprensiones en la investigación del comportamiento de conexiones viga-columna de concreto reforzado ante cargas cíclicas.

## CAPITULO IV. CALIBRACION DE LOS MODELOS ANALITICOS.

### 4.1. DESCRIPCION.

En la calibración de los modelos analíticos se utilizó la idealización del modelo de deslizamiento para el caso de una conexión exterior viga-columna de concreto reforzado, en la idealización para conexiones exteriores la diferencia que se presenta es que la zona no confinada a compresión ( $L_u$ ), se sustituye por un gancho a  $90^\circ$  como se muestra en la figura (4.1).

La conexión exterior viga-columna utilizada para la evaluación de los parámetros necesarios para calibrar los modelos tanto para el de deslizamiento como para el modelo de la junta, se obtuvieron a partir de los registros del ensayo del espécimen D-7, para carga fuerte y para carga débil. dicho espécimen presentó las dimensiones mostradas en la fig.(4.2). Los materiales con que fue fabricado dicho espécimen cumplieron con las características presentadas en la tabla 1. Se consideró que para el análisis del modelo teórico propuesto por Harajli es suficiente aplicarlo a un solo espécimen de los ensavados en el Instituto de Ingeniería, quedando pendiente, por razones de espacio, su utilización en otros especímenes que tuvieron distintas características al D-7.

#### 4.2. REGISTROS EXPERIMENTALES ANALIZADOS.

En esta sección haremos una breve descripción de algunos registros obtenidos de los ensayos de los especímenes ensayados en el Instituto de Ingeniería; se recomienda revisar la ref.(1), para obtener mayores detalles sobre la instrumentación y secuencia de ensayo de dichos especímenes. Se supondrá que la ref.(1) es conocida por los interesados en profundizar sobre los experimentos realizados sobre conexiones viga-columna exteriores.

Los registros experimentales utilizados en esta tesis para representar el comportamiento histerético de una barra de la viga anclada en la conexión viga-columna, fueron los obtenidos por los micrómetros colocados en el yugo inferior y por un deformímetro eléctrico pegado a la barra en la zona del plano común entre viga y columna Fig.(4.3). De los micrómetros se dedujo el deslizamiento de la barra; y el nivel de carga al que fue sometida dicha barra se obtuvo del deformímetro eléctrico.

Para obtener los ciclos histeréticos de la barra se reprodujo la historia de deformaciones del deformímetro eléctrico mostrados en la Fig.(4.4). Por otra parte también se obtuvo la curva esfuerzo - deformación para carga cíclica del concreto, para conocer su comportamiento Fig.(4.5).



Para la calibración del modelo propuesto por Harajli se recurrió sistemáticamente a diversos registros obtenidos del ensaye del espécimen D-7 y en lo que resta de este capítulo se usó el criterio de citar los registros experimentales obtenidos, a medida que vayan siendo necesario conocerlos. Para la etapa actual, los registros ya mencionados son estrictamente necesarios.

#### 4.3. EVALUACION DE LOS PARAMETROS.

La conexión del espécimen D-7 posee una longitud total (L) de 32.50 cm., compuesta por una porción no confinada de concreto ( $L_u$ ) de 4.5 cm. y una porción confinada ( $L_a$ ) igual a 28 cm., Fig.(4.6), el refuerzo con barras del número 6. Los valores de relación esfuerzo local de adherencia - deslizamiento local, se obtuvieron a partir de las gráficas obtenidas en un estudio realizado sobre dicha relación, para diferentes números de barras, en la Universidad de Berkeley en California, ref.(5), para barras de refuerzo del #6, ancladas en concreto confinado con un  $f'_c$  de  $300 \text{ kg/cm}^2$ , el esfuerzo máximo de adherencia ( $q_{m\acute{a}x.}$ ) es de  $13.50 \text{ N/mm}^2 = 137 \text{ kg/cm}^2$ , y su correspondiente deslizamiento local es de 1mm., Fig.(4.7). El parámetro ( $\alpha$ ) es un factor característico que depende del tipo de confinamiento, para nuestro caso por tratarse de confinamiento a base de estribos rectangulares  $\alpha = 0.40$ .

Por otra parte para determinar el parámetro (k) se utilizaron los siguientes factores (f) para  $f(q_{\max.})$ :  $f = 1, 0.75$  y  $0.50$ , generandose tres diferentes valores para  $(q_{\max.})$ , estos valores son :

$$q_{\max} = 173.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\max} = 103.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\max} = 68.80 \text{ kg/cm}^2$$

Para aplicar el modelo de deslizamiento a conexiones exteriores viga-columna a los ensayos llevados a cabo en el Instituto de Ingenieria de la U.N.A.M., se hace la siguiente propuesta: A pesar de que las propiedades correspondientes a concretos y aceros de la relación esfuerzo local de adherencia - deslizamiento local son distintas a las que se tienen en México, se puede aplicar el factor de  $(0.75q_{\max.})$ , a las condiciones nacionales, para tener congruencias entre los resultados y tratar de evitar así, las discrepancias entre la calidad de los materiales.

Aplicando el modelo de deslizamiento con los parámetros siguientes:  $f=0.75$  ;  $q_{\max}=137.50 \text{ kg/cm}^2$  ;  $S_1=0.05 \text{ cm}$  ;  $e=2.718$  ;  $\alpha=0.40$ ; se obtiene el siguiente valor del parámetro (k), utilizando la ecuación (1):

$$k = 1208.04 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor del parámetro  $k$  obtenido, se utiliza ; ya sea cuando se trata de carga fuerte o de carga débil, entendiéndose por carga fuerte aquella que provoca tensión en el acero longitudinal del lado fuerte de la viga y por carga débil aquella que causa tensión en el acero longitudinal del lado débil de la viga; esta convención se muestra en la Fig.(4.8).

Los resultados obtenidos para el modelo de desplazamiento, para el cual se utilizaron los parámetros mencionados anteriormente, se generaron utilizando las ecuaciones del (1) al (7) respectivamente, dichos resultados se muestran en las tablas II y III. En dichas tablas, para la obtención del valor de  $f_{so}$ , columna 4, se utiliza la gráfica (1) en la cual se entra con la deformación del acero longitudinal de la viga en el plano común (esta deformación es la que proporciona el deformámetro eléctrico), y se obtiene el número de carga, posteriormente con esta deformación se entra a la gráfica (2) y se obtiene el valor de  $(f_{so})$ .

A continuación utilizando los valores proporcionados por el modelo de deslizamiento y sustituyendolos en las ecuaciones (8),(9) y (10), del modelo de la junta, se obtienen los resultados proporcionados en las tablas IV y V. En donde finalmente se obtiene la deflexión de la viga ( $\Delta$ ), para su correspondiente nivel de carga.

Al hacer infinidad de puntos y respetando la convención de los aceros positivo y negativo de la sección transversal de la viga es posible obtener los ciclos histeréticos carga-desplazamiento ( $P-\Delta$ ) los cuales se muestran en las figuras (4.9) y (4.10), las cuales corresponden a las curvas experimentales y teóricas respectivamente del espécimen D-7. Como puede observarse de las figuras mencionadas, existe una buena concordancia entre los resultados teóricos y experimentales. Puede concluirse que para este espécimen y para los niveles de desplazamiento graficados, el modelo de Harajli se comporta adecuadamente. Existe por tanto buena potencialidad para utilizar este modelo en la generación teórica de los ciclos histeréticos ( $P-\Delta$ ) de diversos especímenes lo cual queda fuera del alcance de la presente tesis y deberá realizarse en estudios futuros.

## CAPITULO V. CONCLUSIONES.

1.- Aunque no se proponen modelos analiticos originales, se revisan dos modelos propuestos en la bibliografia referente al tema y se exploran sus aplicaciones a la reproduccion de los ciclos de histereticos (P-1), de conexiones viga-columna de concreto reforzado los cuales fueron ensayados en el Instituto de Ingenieria, U.N.A.M.

2.- Al explorar la aplicabilidad de los modelos analiticos considerados en esta tesis, surgen en primer lugar las limitaciones en cuanto al conocimiento de ciertos fenomenos que ejercen gran influencia en el comportamiento de tales conexiones. Las limitaciones son principalmente sobre resultados experimentales para los que no se han hecho intentos para obtenerlos en nuestro pais. Existen sin embargo, algunos resultados parciales los cuales han sido obtenidos en otros paises y tienen la enorme desventaja de que los especimenes de esos estudios fueron construidos con materiales muy distintos a los fabricados en nuestro pais.

3.- Se hacen propuestas especificas sobre los distintos estudios experimentales que son necesarios para subsanar los aspectos faltantes detectados en esta tesis. Se hace la aclaracion de que dichos estudios son muy caros pues requieren de instalaciones especiales las cuales en los actuales tiempos no se tienen en Mexico; ademas, dichos estudios son generalmente muy tardados y requieren de personal muy especializado para llevarlos a cabo y poder interpretar los resultados arrojados por los experimentos.

4.- Entre las distintas aportaciones de esta tesis se tienen las distintas discusiones hechas con el fin de analizar la importancia de los distintos fenomenos que influyen en el comportamiento de las conexiones viga-columna. Los modelos analiticos analizados fueron seleccionados de entre varios existentes en la bibliografia previa, y fueron seleccionados por su extremada sencillez. Los modelos seleccionados tienen gran potencialidad.

5.- De las comparaciones hechas entre los resultados experimentales obtenidos de los especimenes ensayados en el Instituto de Ingenieria y los resultados teoricos obtenidos con los modelos analiticos seleccionados, se puede observar una buena concordancia con las partes iniciales de las curvas (P-1); o sea, existe una buena concordancia entre teoria y experimentacion para niveles relativamente bajos de desplazamientos, disparandose despues las diferencias observadas. Lo anterior se puede justificar por la ausencia de resultados experimentales sobre algunos fenomenos para estos rangos de desplazamientos.

## BIBLIOGRAFIA.

- 1).- Baeza, J. "Comportamiento de conexiones viga-columna de concreto reforzado"; Informe interno, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., Junio de 1988.
- 2).- Harajli, M. H., "Behavior of partially prestressed concrete joints under cyclic loading" Journal Estructural Engineering, Vol. 114 No. 11, Nov., 1988.
- 3).- Harajli M. H. and Mukkadam M. "Slip of steel bars in concrete joints under cyclic loading" Journal Estructural Engineering, Vol. 114 No. 9 September, 1988.
- 4).- Esteva J. A., "Estudios Analíticos sobre la pérdida de adherencia en uniones viga-columna de concreto reforzado". Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., Octubre de 1989.
- 5).- Eligehausen, R., Popov, E.P., and Bertero, V.V. (1983) "Local bond stress-slip relationship of deformed bars under generalized excitations" Report No. UCB/EERC-83/23, Univ. of California, Berkeley, Calif.

6).- Filippou, F.C., Popov, E.P., and Bertero, V.V. (1983) "Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints" Report No. UCB/EERC-83/19, Univ. of California Berkeley, Calif.

7).- Eshani; Wight; "Behavior of external reinforced concrete beam to column connections subjected to earthquake type loading". Report UMEE 82R5, the university of Michigan, 1983.



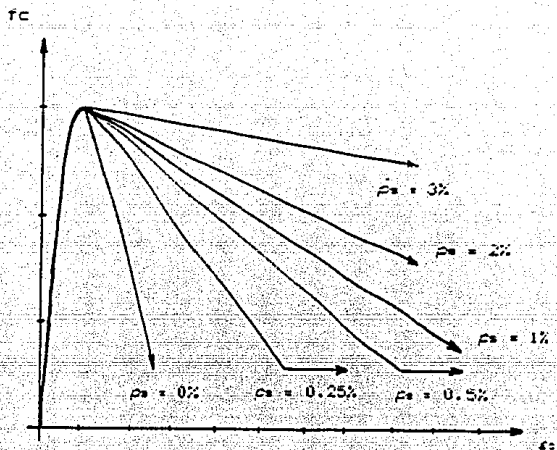


Fig.1.1 Influencia de la cantidad de estribos en la curva esfuerzo deformación para el concreto

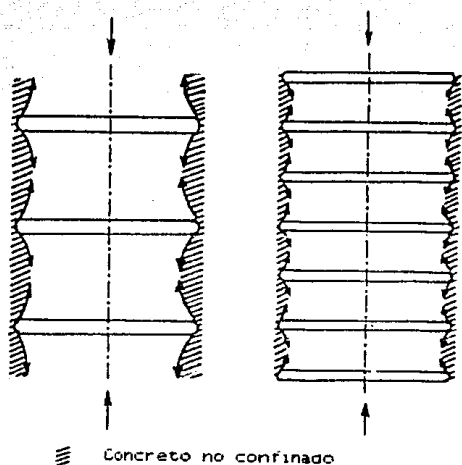


Fig.1.2 Efecto del espaciamiento del acaro transversal en la eficiencia del confinamiento.

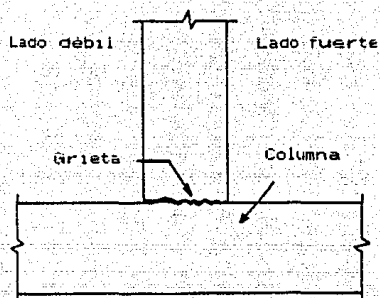


Fig.2.1 Grieta en el plano común

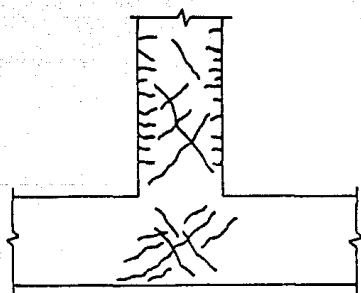


Fig.2.2 Patrón de grietas.

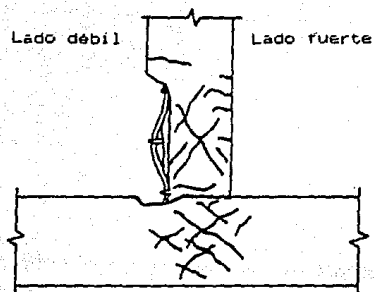


Fig.2.3. Pandeo del refuerzo longitudinal en la viga.

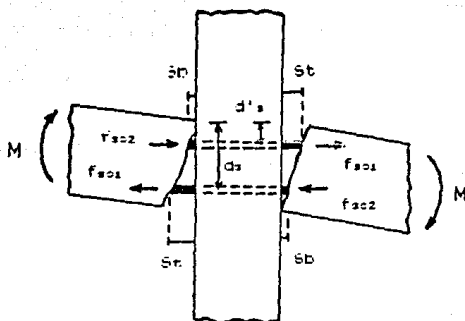


Fig.2.4. Deslizamiento del refuerzo en el interior de la junta Viga-columna.

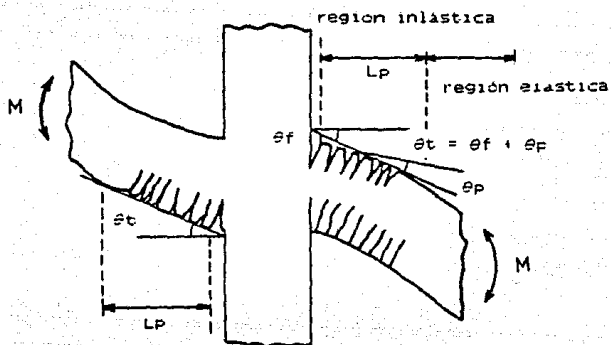


Fig.2.5. Componentes de la rotación en la región inelástica de la junta viga-columna.

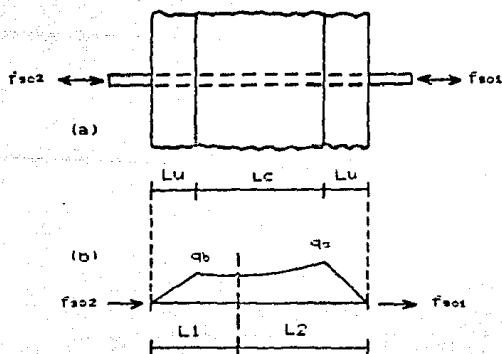


Fig.2.6. (a) Barra de refuerzo anclada en la junta interior viga-columna de concreto.  
(b) Distribución de los esfuerzos de adherencia.

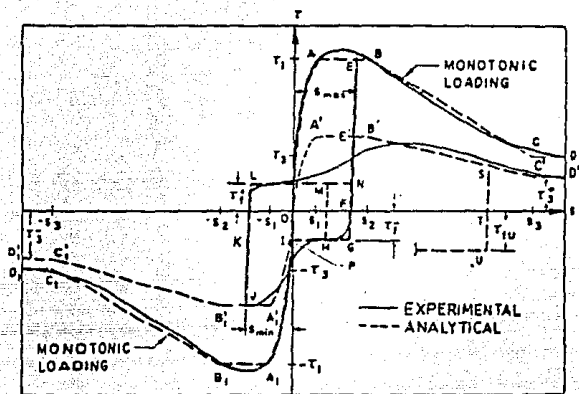


Fig. 3.1. Idealización de la relación esfuerzo de adherencia - deslizamiento.

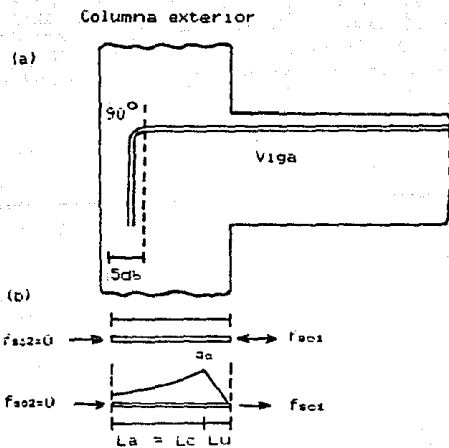


Fig. 4.1. (a) Idealización de la barra de refuerzo anclada en la junta interior viga-columna.  
(b) Distribución de los esfuerzos de adherencia.

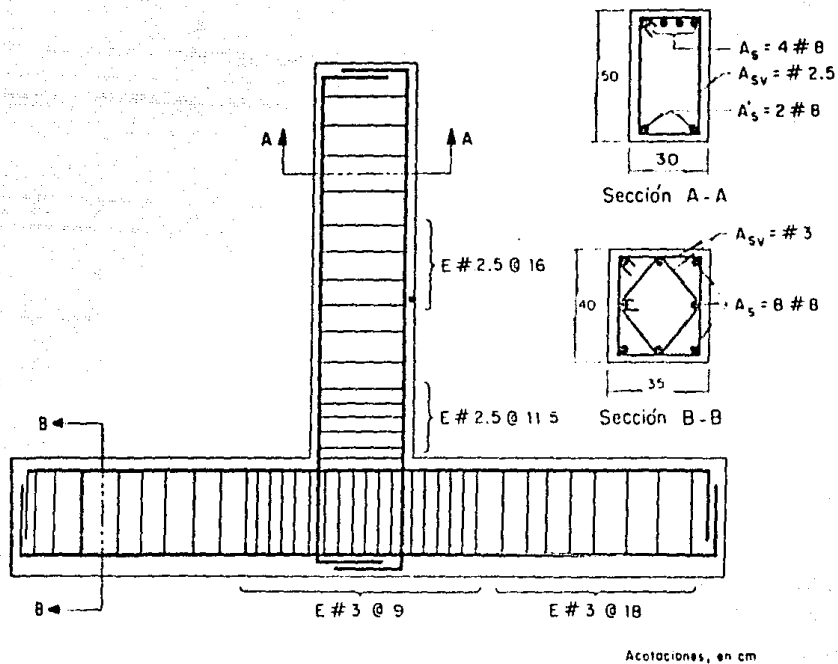


Fig. 4. 2. ESPECIMENES DEL PRESENTE ESTUDIO.

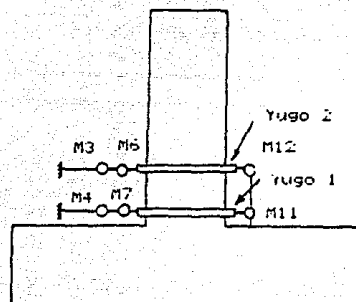


Fig.4.3. Yugos en la viga.

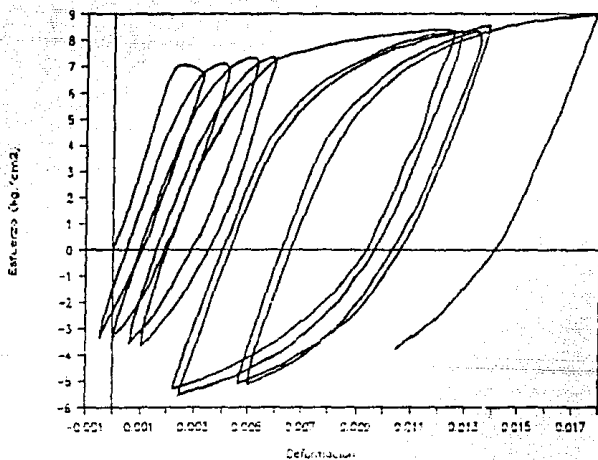


Fig.4.4. Ciclos de histéresis esfuerzo - deformacion registrados experimentalmente.

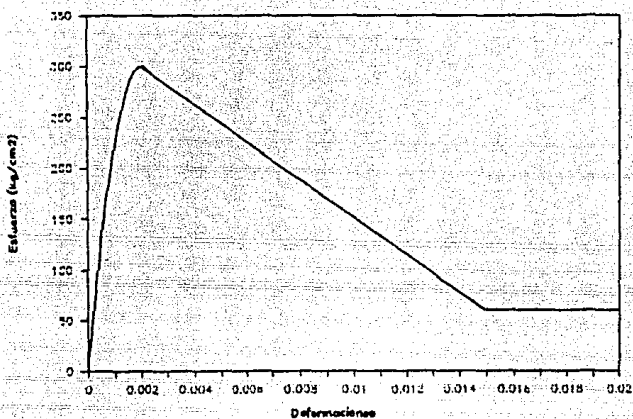


Fig.4.5. Curva esfuerzo - deformación para el concreto confinado por estribos rectangulares.

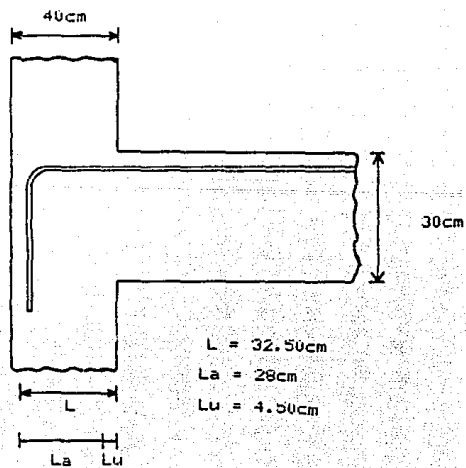


Fig.4.6. Dimensiones de la junta del espécimen b-7.



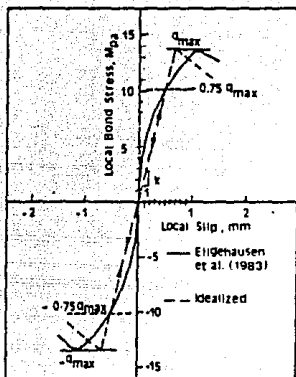


Fig.4.7. Idealización de la relación adherencia-deslizamiento

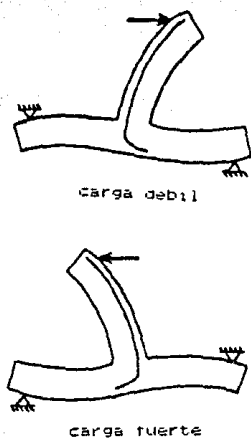


Fig.4.8. Notación para carga debil y carga fuerte.

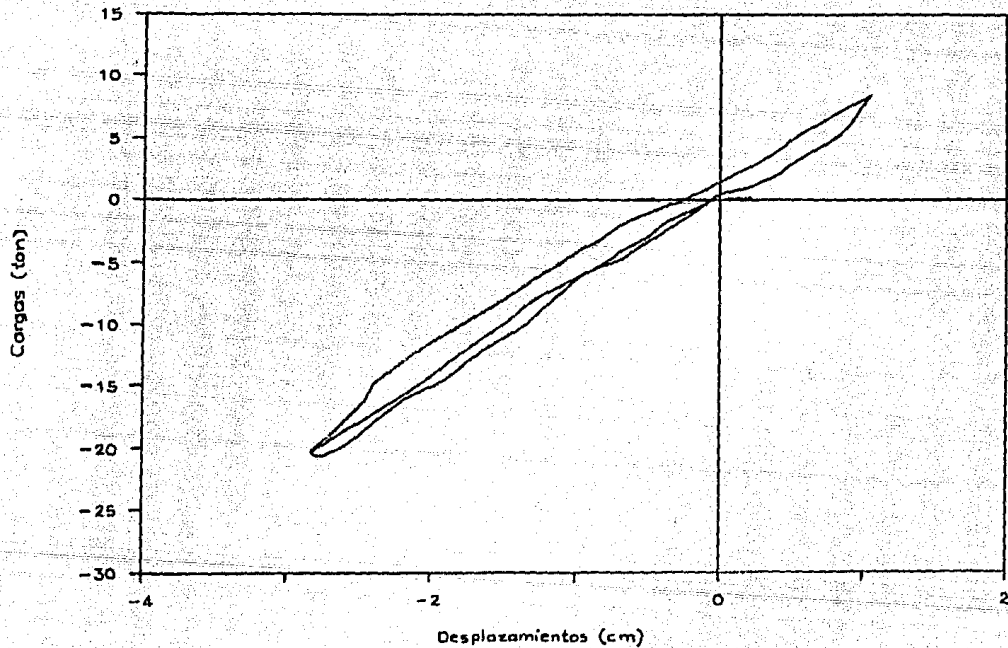


Fig.4.9. Curva carga-desplazamiento experimental.

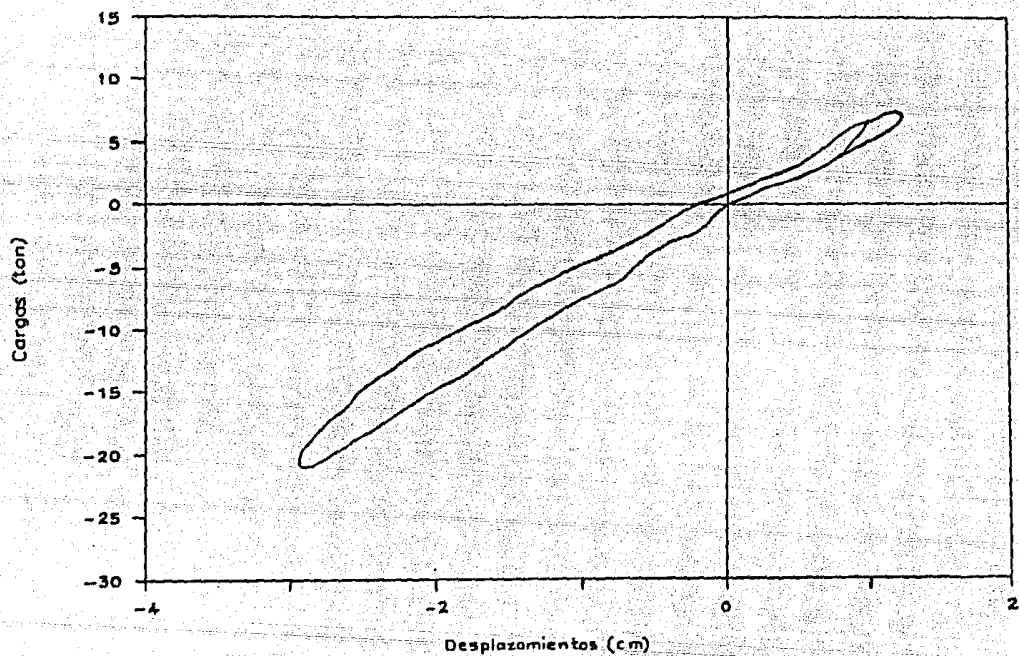
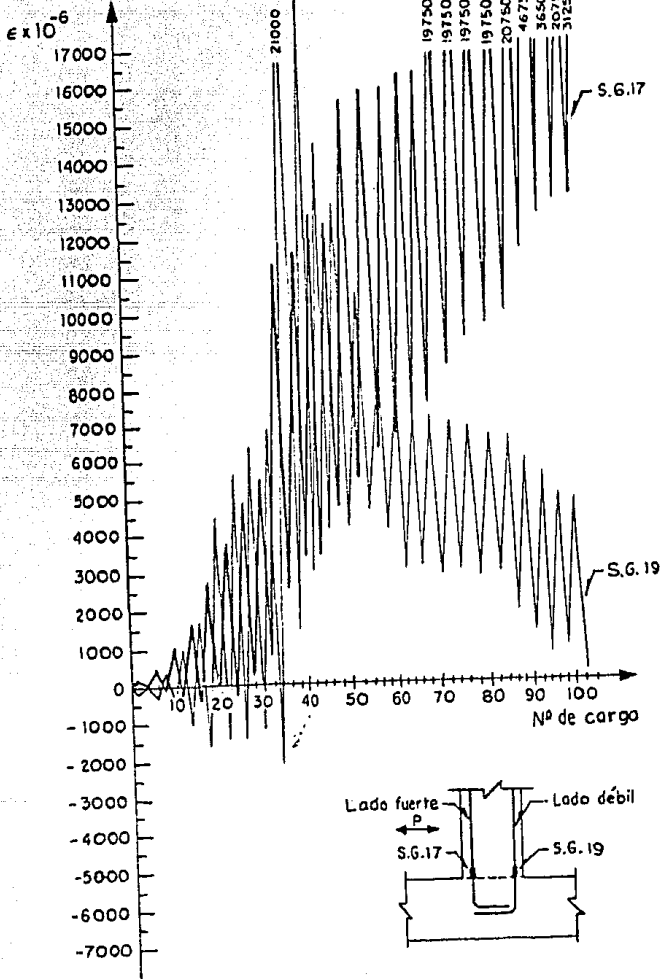
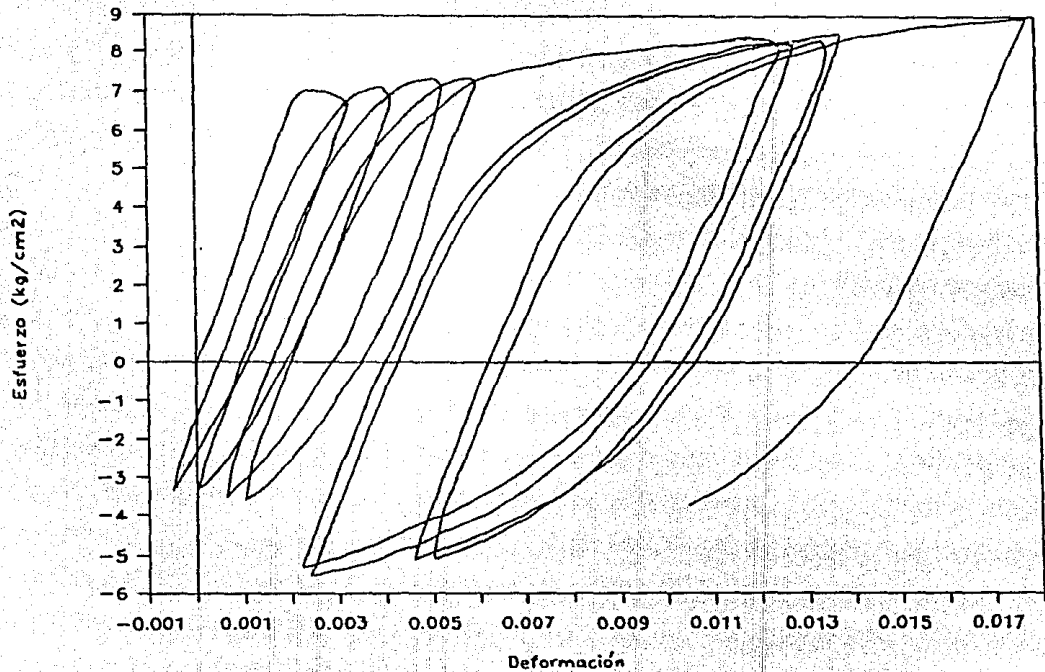


Fig.4.10. Curva carga-desplazamiento teórica.

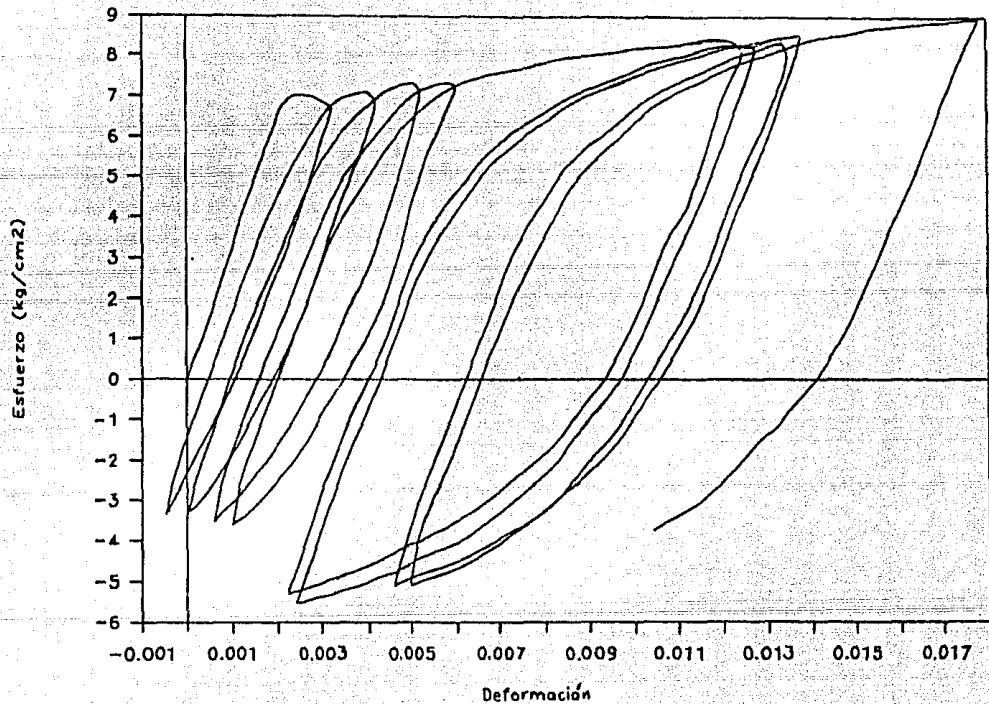
### Especimen D-7



Gráfica 1 Deformación del acero longitudinal de la viga en el plano común.



Gráfica 2 Ciclos de histéresis registrados experimentalmente.



Gráfica 2 Ciclos de histéresis registrados experimentalmente.

<p>CONCRETO</p>	<p><math>f'c = 300\text{kg/cm}^2</math></p> <p><math>s_d = 0.003</math></p> <p><math>\gamma_c = 138564.10\text{kg/cm}^2</math></p>
<p>ACERO</p>	<p>Barras del #6</p> <p><math>f_y = 4200\text{kg/cm}^2</math></p> <p><math>s_s = 0.03</math></p> <p><math>E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2</math></p>

TABLA 1. Características de los materiales.

Carga	k	K1	f <sub>s01</sub>	q <sub>a</sub>	f <sub>s<sub>a</sub></sub>	K <sub>2</sub>	f <sub>s<sub>x</sub></sub>	St
ton.	Kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>		Kg/cm <sup>2</sup>	cm.
4	1208.04	.008697	884.2	237.62	817.24	.19101	257.5	.21290
8	1208.04	.008697	1768.4	475.26	1634.5	.38203	735.02	.40537
12	1208.04	.008697	2652.6	712.9	2451.7	.57303	1102.5	.60731
16	1208.04	.008697	3536.8	950.5	3268.9	.76403	1470.1	.80483
20	1208.04	.008697	4421.0	1188.1	4086.3	.95508	1837.6	1.0034
24	1208.04	.008697	5305.3	1425.8	4903.5	1.1460	2205.1	1.2037

TABLA II(a). Valores obtenidos para los parámetros del modelo de deslizamiento, para el acero de refuerzo superior sujeto a tensión, para carga fuerte.



Carga	k	K1	fe01	qa	fsa	K2	fax	Sb
ton.	kg/cm3	cm2	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2		kg/cm2	cm.
4	1208.04	.01230	673.7	92.13	621.80	.07196	273.04	.09136
8	1208.04	.01230	1347.4	184.26	1243.53	.14390	546.10	.16419
12	1208.04	.01230	2021.1	276.39	1865.30	.21562	819.10	.24539
16	1208.04	.01230	2694.7	368.50	2487.01	.28780	1092.15	.321755
20	1208.04	.01230	3368.4	460.63	3108.80	.35875	1365.20	.39929
24	1208.04	.01230	4042.1	552.80	3730.50	.43189	1638.10	.47638

TABLA II(b). Valores obtenidos para los parámetros del modelo de deslizamiento, para el acero de refuerzo inferior sujeto a compresión, para carga fuerte.

Carga	k	EI	$f_{s01}$	$\eta_1$	$f_{s02}$	$\eta_2$	$f_{s03}$	$\eta_3$
ton.	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>
2	1208.04	.01230	889.80	117.850	793.6	.09184	348.40	.11291
4	1208.04	.01230	1719.50	235.110	1586.90	.18364	697.10	.21076
6	1208.04	.01230	2579.30	352.700	2380.50	.27547	1045.50	.30918
8	1208.04	.01230	3439.10	470.250	3174.10	.36731	1393.80	.40735
10	1208.04	.01230	4298.80	587.800	3967.50	.45912	1742.50	.50528
12	1208.04	.01230	5190.50	709.800	4790.45	.55436	2103.70	.61996

TABLA III(a). Valores obtenidos para los parámetros del modelo de deslizamiento, para el acero de refuerzo superior sujeto a tensión, para carga débil.

Carga	K	K1	fsc1	qa	fsa	K2	fsx	Sb
ton.	Kg/cm3	cm2	Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2		Kg/cm2	cm.
2	1208.04	.00869	148.60	39.90	127.30	.03209	61.80	.04785
4	1208.04	.00869	297.20	79.90	274.70	.06420	123.50	.09092
6	1208.04	.00869	445.80	119.80	412.10	.09632	185.30	.13411
8	1208.04	.00869	594.50	159.80	549.50	.12843	247.10	.17792
10	1208.04	.00869	743.10	199.70	686.80	.16052	308.90	.21971
12	1208.04	.00869	891.70	241.10	829.30	.19295	372.90	.26231
14	1208.04	.00869	1040.70	281.30	967.40	.22511	435.10	.29827

TABLA III(b). Valores obtenidos para los parametros del modelo de deslizamiento, para el acero de refuerzo inferior sujeto a compresión, para carga debil.

Carga	St	Sb	Sp	Sf	Se	A
ton.	cm	cm			cm	cm
4	.21290	.09126	.000176	.002894	.043219	.546541
8	.40527	.16419	.000026	.003742	.026437	1.07254
12	.60731	.24529	.000176	.008617	.129656	1.61161
16	.80433	.32175	.000615	.011502	.173876	2.16924
20	1.00234	.39929	.000820	.014384	.218092	2.71512
24	1.2037	.47636	.002489	.017218	.262212	3.26016

TABLA IV. Valores obtenidos para los parámetros del modelo de la junta, para carga fuerte.

Carga	St	Sb	Sp	Sf	Se	A
ton.	cm	cm			cm	cm
2	.112908	.047647	.000176	.001549	.021639	.294936
4	.210753	.090916	.000293	.003091	.043219	.588644
6	.307196	.114114	.000322	.004634	.064828	.887040
8	.407348	.147921	.000732	.006177	.086437	1.17784
10	.506276	.180708	.001464	.007752	.108047	1.50391
12	.619964	.232311	.000615	.009229	.129656	1.73726
14	.717246	.266270	.006150	.010737	.151265	2.02349

TABLA V. Valores obtenidos para los parámetros del modelo de la junta, para carga débil.

**AGRADECIMIENTOS.**

**Al M.I. Julio C. Baeza Balam por el apoyo proporcionado en la elaboraci3n de esta tesis, agradeciendote la confianza y la amistad que me brindastes.**