



PUBLICACION TECNICA N° 17



San Juan

Argentina

Octubre, 1992

PUBLICACION TECNICA N° 17

CONTENIDO

*Influencia de las Fuentes Sísmicas Potenciales
en el Diseño Sismorresistente.*

ING. JUAN CARLOS CASTANO
DIRECTOR NACIONAL INPRES

Nudos Viga-Columna: Una Revisión Crítica.

ING. ALEJANDRO P. GIULIANO
SUBDIRECTOR NACIONAL INPRES

INFLUENCIA DE LAS FUENTES SISMICAS POTENCIALES EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE

*Por: Ing. Juan Carlos Castano **

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo demostrar con claridad el rol que juegan las fuentes sísmicas potenciales en el diseño sismorresistente y la necesidad de considerar la importancia relativa de cada una de ellas según el tipo de obra que se va a diseñar.

En primer lugar se desarrollan los lineamientos básicos de la metodología recomendada a nivel mundial para la estimación probabilística de las amplitudes máximas de movimiento del terreno, esperadas en un sitio.

Luego se presenta la distribución geográfica de las fuentes sísmicas potenciales en la región centro-oeste argentina, que es la de mayor sismicidad del país, definidas por sus parámetros sismotectónicos.

Posteriormente se analiza el grado de influencia que cada fuente sísmica potencial tiene sobre el sitio de emplazamiento de diferentes obras proyectadas en la región, considerando, fundamentalmente, el terremoto potencial máximo, su correspondiente intervalo de recurrencia y los índices de sismicidad de la fuente.

A continuación se estudia detalladamente la variación de ese grado de influencia en función del tipo de obra a diseñar, resultando que el mismo depende, en último término, del período de recurrencia adoptado para el terremoto de diseño.

Finalmente se muestran los resultados obtenidos en cada uno de los casos considerados, pudiéndose observar claramente la variación de la influencia relativa de cada fuente para cada sitio.

ABSTRACT

The main purpose of this paper consists in showing clearly the rol played by potential seismic sources in earthquake resistant design and the relative incidence of each of them as a function of the type of structure to be designed.

* *Director Nacional del INPRES*

Profesor Titular Universidad Nacional de San Juan

In first place a development is made of the basic methodology recommended worldwide to estimate, in a probabilistic way, maximum ground amplitudes expected to occur in a site due to earthquakes.

Secondly, a geographic distribution of seismic sources in the central-west region of Argentina is presented, with each of them defined by their basic seismotectonic parameters.

Then, the degree of participation of each source on seismic hazard in different sites is analyzed, considering maximum potential earthquake, recurrence interval and seismicity indices.

Finally the results obtained are shown. From them we can see that the degree of incidence of each potential seismic source is not always the same for a site, but it depends on the recurrence period adopted for the design earthquake which is a function of the type of structure to be designed.

INTRODUCCION

El diseño estructural en una región sísmicamente activa requiere conocer las amplitudes máximas de movimiento del terreno que ocurrirán durante la vida útil de la estructura. Sin embargo, el estado actual del conocimiento no nos permite predecir dichas amplitudes, por lo que, para compatibilizar la seguridad con la economía de una obra, es ampliamente aceptable como metodología obtenerlas en forma probabilística, a partir del conocimiento de los parámetros básicos que caracterizan a cada una de las fuentes sísmicas potenciales que tienen influencia sobre el sitio de emplazamiento de la estructura, los que se estiman mediante detallados estudios de paleosismicidad. Por tratarse de resultados probabilísticos, las amplitudes máximas que se adoptan siempre tendrán una cierta probabilidad de excedencia, la que quedará restringida en función del nivel de riesgo aceptable.

La acción sísmica a tener en cuenta en el proyecto surgirá de la estimación del terremoto de diseño en el sitio de interés, el cual representa la amplitud de movimiento del suelo que la estructura podrá resistir exitosamente cuando ocurra dicho terremoto. Es importante aclarar que el término exitosamente se refiere a:

- a) evitar pérdidas de vidas
- b) lograr un nivel aceptable de daños
- c) lograr un nivel aceptable de interrupción de servicios

Como siempre existirá una probabilidad de que ocurra un terremoto de magnitud superior al terremoto de diseño, se deberán evaluar cuidadosamente las pérdidas directas e indirectas que pudieran resultar de esta circunstancia, para definir el nivel aceptable de riesgo.

En función de lo expuesto es fácil darse cuenta que dicho nivel dependerá, para un sitio determinado, del tipo de obra que se va a construir, ya que no será el mismo si se trata de una vivienda familiar, de un edificio de varios pisos, de un complejo hidroeléctrico o de una central nuclear. La cuantificación del nivel de riesgo aceptable es un asunto muy delicado, ya que para lograrla se deben tener en cuenta una serie de factores económicos, políticos y sociales, muchas veces complejos y, generalmente, relacionados entre sí. La complejidad de los mismos es mayor a medida que aumenta la importancia de la obra en relación al número de posibles afectados y al valor económico, tanto de su construcción como de sus servicios. Entre esos factores podemos citar los siguientes:

- a) las consecuencias, para la seguridad de las personas y del medio ambiente, en el caso de que ocurran grandes daños en la obra.
- b) los niveles de peligro sísmico en el sitio de emplazamiento, en términos de intervalos de recurrencia para terremotos de diferentes magnitudes e hipocentros.
- c) el tipo de obra y los requerimientos para su funcionamiento.
- d) el nivel de riesgo que la sociedad y sus representantes están dispuestos a aceptar en el hipotético caso de que ocurra un terremoto de mayor intensidad que el máximo de diseño.
- e) las consecuencias de subestimar el riesgo sísmico, lo que podría llevar a un comportamiento catastrófico de la estructura o a un daño excesivo, en caso de ocurrir un gran terremoto.
- f) las consecuencias de sobrestimar el riesgo sísmico, lo que podría llevar a cancelar el proyecto privando a la región de una obra cuyos servicios reportarían grandes beneficios, o haciendo elevar considerablemente el costo de su construcción.

Podemos definir al nivel aceptable de riesgo como el producto de la probabilidad de falla, que para nuestro caso sería la probabilidad de que la amplitud de movimiento en el sitio supere a la correspondiente al terremoto de diseño, por las consecuencias de dicha falla, consideradas en términos de pérdidas de vida, nivel de daños e interrupción de servicios.

TERREMOTO DE DISEÑO

Con el objeto de representar el efecto sísmico esperado en un sitio cualquiera se selecciona un terremoto hipotético, que cumple con una serie de requerimientos, y al cual se denomina terremoto de diseño.

Teniendo en cuenta que las consecuencias de la falla de una estructura serán muy superiores en el caso de estructuras críticas, llamadas así porque involucran a un gran número de personas y al medio ambiente, respecto a estructuras convencionales, la única manera de mantener el riesgo dentro de límites aceptables es disminuir en forma considerable la probabilidad de falla, lo que en otras palabras significa reducir al máximo la probabilidad de excedencia del terremoto de diseño, o, lo que es lo mismo, aumentar la acción sísmica de proyecto.

Dentro de las llamadas estructuras críticas, las centrales nucleares son las que cuentan con una normativa de diseño más específica, la cual ha sido adoptada a nivel internacional luego de ser recomendada por la OIEA (Organización Internacional de la Energía Atómica). Estas reglamentaciones definen dos terremotos de diseño:

- 1) Terremoto de Cierre Seguro (TCS): es aquél que producirá el máximo nivel de vibración del terreno en el sitio, cualquiera sea el intervalo de recurrencia. A este nivel deben ser diseñadas ciertas estructuras, sistemas y componentes de la central nuclear.
- 2) Terremoto Base de Operación (TBO): es el terremoto que, considerando la geología regional y local, la sismicidad de la zona y las características del suelo en el sitio, puede razonablemente esperarse que afecte a la central durante su vida útil. Es el que producirá un nivel de vibración del terreno para el cual deberán diseñarse los elementos necesarios para que la central continúe operando después del terremoto, sin poner en peligro la salud y la seguridad de las personas y del medio ambiente.

En el caso del diseño de presas existen lineamientos generales que tienen como finalidad proveer una guía para la selección de los parámetros de diseño sísmico y para el análisis y la evaluación de su seguridad y la de sus estructuras conexas. La Comisión Internacional de Grandes Presas ha presentado, en 1985, una Guía para la Selección de los Parámetros Sísmicos en Proyectos de Presas, donde se definen tres terremotos a considerar en el diseño, que son:

- 1) Terremoto Potencial Máximo (TPM): es el mayor terremoto que razonablemente resultare posible de ocurrir a lo largo de una falla comprobada o de una provincia sismotectónica definida. Poca importancia se le debe dar a su periodo de recurrencia, que puede variar desde menos de cien hasta varias decenas de miles de años, dependiendo del

ambiente geológico considerado. Cada fuente sísmica tendrá asociado un TPM, por lo que es normal que varios TPM puedan afectar al sitio de emplazamiento.

Ha sido reconocida actualmente en forma inequívoca, dice esta Guía, la importancia de determinar el TPM a partir de evidencias geológicas en vez de hacerlo usando un corto intervalo histórico, y nuevas técnicas, tales como la paleosismicidad, han demostrado ser irremplazables para estimar el comportamiento de ciertas fallas activas en el largo término.

- 2) Terremoto Máximo de Diseño (TMD): es el que producirá el nivel máximo de amplitud de movimiento del suelo para el cual la presa debe ser proyectada o analizada. En el caso de presas cuya falla podría constituir un grave peligro para muchas personas, el TMD estará caracterizado, normalmente, por un nivel de movimiento igual al correspondiente al TPM y será requerido que la capacidad de llenado de la presa sea mantenida cuando esté sujeta a esa carga sísmica. Si la falla del dique no presenta peligro para las personas, podría aceptarse un nivel de movimiento menor que el correspondiente al TPM para representar al TMD, en base a consideraciones alternativas tales como: el costo del diseño de la presa para un nivel de movimiento especificado y el costo derivado de la falla de la estructura completa.
- 3) Terremoto Base de Operación (TBO): representa el nivel máximo de amplitud de movimiento del suelo que tiene un 50% de probabilidad de no ser excedido en 100 años. El dique, las estructuras conexas y el equipamiento deberán permanecer funcionando después de ocurrido un terremoto de este tipo y los daños deberán ser fácilmente reparables. Las circunstancias podrían justificar el uso de un evento sísmico de mayor o menor severidad, ya que las consecuencias de que el TBO sea excedido son normalmente económicas y no de seguridad para las personas.

Cuando se consideran las estructuras convencionales, clasificadas dentro del Grupo B en las Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes -Reglamento INPRES-CIRSOC 103-, por ser de densidad de ocupación normal y contenido de valor normal, se selecciona un terremoto de diseño que, generalmente, tiene probabilidad de excedencia mayor que en el caso de estructuras críticas, cumpliendo con los principios básicos del diseño sismorresistente. Si bien no existe una normativa específica para estos casos, es común seleccionar un terremoto cuyo intervalo de recurrencia sea de 500 años, lo que es lo mismo decir un terremoto con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, tiempo aceptado como vida útil de la construcción. Según las mencionadas Normas, para el Gran San Juan la amplitud máxima de movimiento del suelo corresponde a una

aceleración efectiva de 0,35 g, que de acuerdo a los estudios de microzonificación corresponde a un terremoto con retorno cada 450 años.

Para las construcciones que cumplen funciones esenciales en casos de terremotos (hospitales, centrales de comunicación, cuarteles de bomberos, centros policiales y militares, etc.), o aquéllas que por su destino pueden ocasionar pérdidas directas o indirectas excepcionalmente elevadas (escuelas, iglesias, hoteles, cines, museos, archivos, etc.), las reglamentaciones prevén un factor de riesgo a tener en cuenta en la determinación de las acciones sísmicas y verificaciones. El mismo tiene un valor, en los Reglamentos Argentinos, de 1,4 para el primer grupo y 1,3 para el segundo, aplicables directamente sobre los valores normales correspondientes al mencionado Grupo B.

PROCEDIMIENTO GENERAL PARA ESTIMAR LAS AMPLITUDES MAXIMAS DE MOVIMIENTO DEL TERRENO ESPERADAS EN UN SITIO

La estimación de las amplitudes máximas de movimiento del terreno esperadas en un sitio de interés requiere cumplimentar, parcial o totalmente, cuatro pasos fundamentales:

- a) delimitar la región sismotectónica que tiene influencia sobre el sitio y determinar en ella los parámetros de sismicidad que la caracterizan.
- b) identificar, ubicar y evaluar cada una de las fuentes sísmicas potenciales dentro de la región.
- c) determinar las funciones de atenuación de las amplitudes máximas de movimiento del terreno con la distancia.
- d) estimar, mediante la aplicación de un modelo probabilístico adecuado, las amplitudes máximas que pueden ocurrir en el sitio, para diferentes niveles de probabilidad y distintos intervalos de tiempo.

Cornell (1968, 1969, 1971) presentó un método para la evaluación probabilística de las amplitudes máximas producidas en un sitio por un movimiento sísmico. Esta técnica fue ampliada por Algermissen y otros (1972, 1975, 1982), en la forma que se muestra esquemáticamente en la Figura 1. Allí puede observarse la secuencia de los cinco pasos enumerados previamente como A, B, C, D, y E.

Dentro de la región sismotectónica definida (A en la Figura 1), se determinan los parámetros de sismicidad a y b , que la caracterizan (B en la Figura 1), los que se obtienen experimentalmente ajustando la relación:

$$\log N (m) = a - b M$$

que vincula las magnitudes sísmicas, M , con las frecuencias de ocurrencia, N . Esta relación, que se obtiene adicionando a los datos instrumentales los estimados para sismos históricos, representa la distribución de la actividad sísmica en el tiempo pasado, la que se asume como una buena representación de la actividad futura.

En general, la región sismotectónica asociada al sitio está integrada por un conjunto de fuentes sísmicas potenciales las que pueden ser de tres clases, como se muestra en la parte A de la figura 1:

Fuente 1: falla geológica activa bien definida.

Fuente 2: área definida solamente por una continua actividad sísmica.

Fuente 3: área donde se presentan combinados los dos casos anteriores.

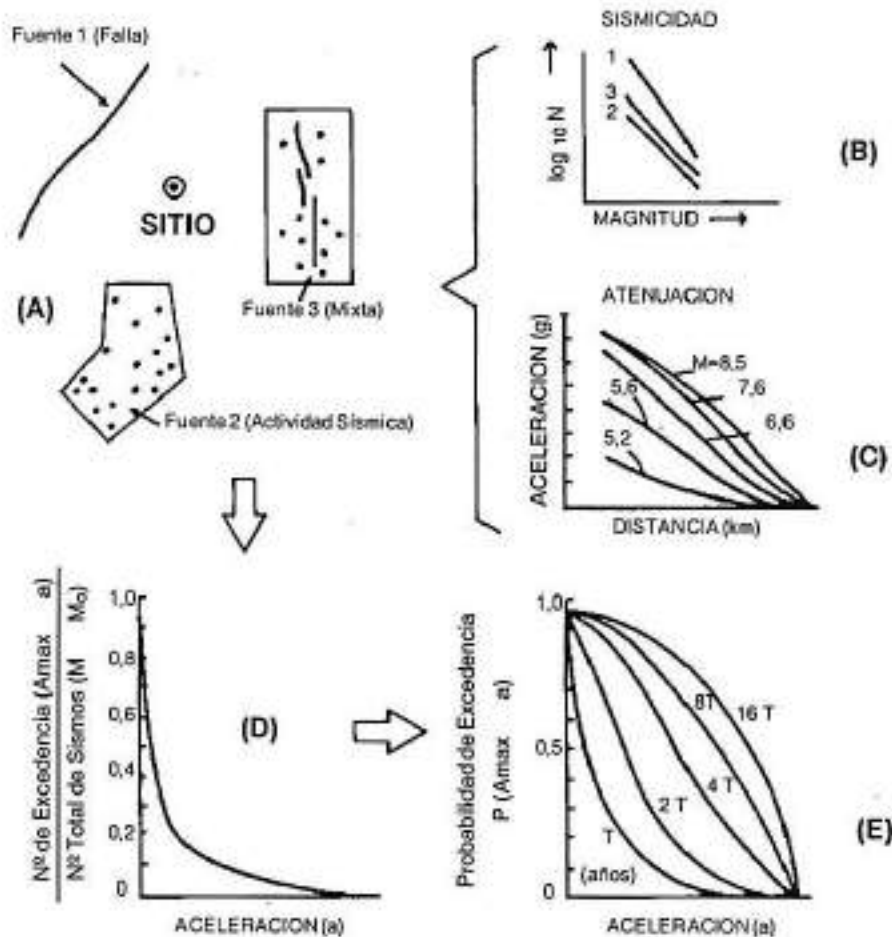


Figura 1: Modelo esquemático para la estimación probabilística del peligro sísmico.

Para cada una de las fuentes existentes en la región deberán estimarse los parámetros de sismicidad característicos (B en la Figura 1), empleando alguna de las técnicas siguientes:

- a) largos intervalos de registro sísmico con determinación de magnitudes.
- b) estudios detallados de paleosismicidad, especialmente durante el período Holoceno (últimos 10.000 años).
- c) adaptación de los valores regionales a las características de cada fuente.

El tercer paso, consistente en obtener las funciones de atenuación de las amplitudes sísmicas con la distancia (C en la Figura 1), se materializa mediante el análisis estadístico de los datos obtenidos en acelerogramas logrados durante la ocurrencia de terremotos fuertes. En general, se dispone de muy escasa información de esta clase, especialmente en regiones como la nuestra, donde ocurren pocos terremotos fuertes y es difícil registrarlos por la baja densidad de instrumental de registro. En estos casos es necesario recurrir, parcial o totalmente, a funciones de atenuación obtenidas en otras regiones del mundo, donde se dispone de mayor cantidad de registros y donde las características sismotectónicas son parecidas a las de la zona objeto del estudio.

Finalmente se deben estimar las futuras amplitudes máximas de movimiento del terreno, más probables de ocurrir en el sitio, con sus correspondientes niveles de probabilidad. Para ello se desarrolla un modelo probabilístico que se basa en conocer la distribución de las amplitudes máximas ocurridas en el sitio de interés (D en la Figura 1) y proyectar hacia el futuro ese comportamiento histórico (E en la Figura 1), asumiendo que el mismo se mantendrá en el tiempo. Los estudios de paleosismicidad son fundamentales para este análisis, ya que no se puede estimar con el grado de exactitud requerido, la posible actividad sísmica futura basándose solamente en datos sísmicos históricos e instrumentales.

El modelo probabilístico toma en cuenta una zona ubicada alrededor del lugar donde se desea determinar el peligro sísmico, dentro de la cual pueden producirse terremotos que por su magnitud y distancia generarían amplitudes de movimiento del terreno en dicho lugar, importantes desde el punto de vista del diseño sismorresistente.

El procedimiento general consiste en asumir una región integrada por n fuentes sísmicas potenciales, siendo N_i la frecuencia media anual de ocurrencia de eventos sísmicos con magnitudes $M > M_0$, en la fuente i . Cada uno de estos eventos, E_i , producirá una amplitud máxima de movimiento del terreno en el sitio, fácilmente calculable a partir del conocimiento de la magnitud del sismo, de su ubicación geográfica y de la función de atenuación con la distancia. Si designamos como un evento especial a aquél que se produce

en cualquiera de las fuentes potenciales y da lugar, en el sitio, a una amplitud máxima, A , que supera un valor fijado, a , existirá una probabilidad constante de excedencia de la amplitud, a , en cada evento, lo cual significa que la ocurrencia de un evento especial en el sitio seleccionado, constituye un proceso de Poisson, con razón media anual $\eta(a)$, que es el número esperado de excedencias por año.

Definiendo al peligro sísmico como la probabilidad de que, en el futuro, la amplitud, a , fijada sea excedida por lo menos una vez en el sitio de interés, durante un cierto período, t , de vida útil de la obra proyectada, tendremos:

$$\text{Peligro} = P(A > a | t) = 1 - e^{-\eta(a)t} \approx \eta(a) \cdot t$$

siendo

$$\eta(a) = \sum_{i=1}^n \eta_{(i)} = \sum_{i=1}^n P(A > a | E_i) \cdot N_i$$

donde $\eta_{(i)}$ representa el promedio anual de excedencias en el sitio, provenientes de cada fuente i .

El correspondiente intervalo de recurrencia, T (años), es la inversa de $\eta(a)$, por lo que la amplitud máxima de movimiento del terreno correspondiente al período de retorno de la misma tiene un 63% de probabilidad de ser excedida en ese tiempo.

La probabilidad condicional, $P(A > a | E_i)$, se obtiene aplicando el teorema de probabilidad total, por lo que la razón promedio anual de excedencias se obtiene como :

$$\eta(a) = \sum N_i(M) \int_{M_0}^{M_u} \int_{r=0}^{r=\infty} f(m) \cdot f(r) \cdot P(A > a | m, r) \cdot dm \cdot dr$$

donde $f(m)$ es la función de densidad de probabilidad de las magnitudes sísmicas comprendidas entre M_0 y M_u ; $f(r)$ es la función de densidad de probabilidad de las distancias mínimas desde el sitio a la línea de ruptura sobre la fuente y $P(A > a | m, r)$ representa la probabilidad de que la amplitud máxima de movimiento del terreno exceda el nivel, a , en el sitio, cuando ocurra un terremoto de magnitud, m , a una distancia, r .

Esto significa que en el cálculo de $\eta(a)$ se tienen en cuenta las distribuciones de probabilidad de: (1) las magnitudes sísmicas, (2) las distancias desde cada punto de cada

fuente sísmica hasta el sitio y (3) las atenuaciones regionales de las amplitudes máximas.

FUENTES SISMICAS POTENCIALES

El modelo probabilístico adoptado requiere, para su desarrollo integral, conocer las características básicas que definen a cada una de las fuentes sísmicas potenciales pertenecientes a la región sismotectónica asociada al sitio de emplazamiento de la obra.

Las fuentes sísmicas son áreas o líneas discretas con características propias de sismicidad. Dicha sismicidad puede manifestarse como actividad registrable actualmente o como evidencias concretas de paleosismicidad sobre estructuras sismogénicas, aunque las mismas no presenten sismos recientes.

Si bien las fuentes sísmicas pueden ser de cualquiera de los tres tipos definidos en la Figura 1-A, daremos prioridad en su análisis a las del tipo 1, que son las fallas activas definidas por su traza en superficie, normalmente no relacionadas directamente con actividad microsísmica. Dicha prioridad se fundamenta en que éstas son las fuentes predominantes en la región bajo estudio y, además, se han constituido en las estructuras geológicas generadoras de los grandes terremotos históricos argentinos.

En la práctica ingenieril es ampliamente aceptado el concepto de falla activa para denominar a fallas o segmentos de fallas geológicas que están sometidos a los esfuerzos tectónicos actuales y sobre cuyas superficies de contacto se han producido, durante los últimos 10.000 años (período holoceno), desplazamientos relativos, a veces acompañados de ruptura superficial, los que permanecen como evidencias inconfundibles de terremotos de diferentes magnitudes.

Una falla activa queda completamente definida como fuente sísmica mediante los siguientes parámetros: terremoto potencial máximo (TPM) o terremoto máximo posible de ocurrir en la falla, de acuerdo a las características geométricas y sismotectónicas de la misma; intervalo promedio de recurrencia de dicho terremoto y relación entre magnitudes, M , y frecuencias, N , de la actividad sísmica asociada a la falla.

Estos parámetros pueden ser estimados experimentalmente, ya que la información histórica muestra una buena correlación entre las magnitudes sísmicas y las características básicas que definen la ruptura de la falla (longitud de ruptura, máximo desplazamiento sobre la falla y área de ruptura), correlación que puede ser usada directamente para evaluaciones de paleosismicidad a efectos de inferir la actividad sísmica holocena a partir de las evidencias de ruptura prehistórica.

El procedimiento general para el estudio integral de una falla geológica se basa en

la siguiente metodología:

- a) Métodos de Sensores Remotos: incluye el análisis regional, a través del estudio de imágenes satelitarias, y el análisis zonal mediante el estudio de fotografías aéreas convencionales o empleando técnicas más modernas de fotografías aéreas con ángulos especiales de iluminación solar.
- b) Métodos Geofísicos: incluyen estudios de distribución de la actividad sísmica, que algunas veces está relacionada y sirve para delinear fallas activas. También se pueden emplear técnicas de reflexión sísmica para conocer la geometría de las fallas subyacentes en cuencas sedimentarias. Por otra parte los métodos gravimétricos sirven para estudiar zonas de fallas con fuertes contrastes de densidad. También, en ciertos casos, se pueden conocer algunas características de fallas activas aplicando el método magnético.
- c) Métodos Topográficos: consisten en realizar perfiles topográficos sobre zonas previamente seleccionadas, como parte integrante del análisis geomórfico. Tienen como objetivo identificar y poner en evidencia la presencia de roturas de pendientes y quiebres asociados a escarpas o bien escalones topográficos de diferente jerarquía geomórfica.
- d) Métodos Directos: sirven para realizar la fase final y más importante de la evaluación del fallamiento activo. Consisten básicamente, en excavar trincheras o calicatas exploratorias perpendiculares al rumbo de la falla, que dejen al descubierto el perfil no alterado de la misma. Sobre él se efectúan las evaluaciones de paleorupturas y de direcciones de deslizamientos, que son complementadas por dataciones de muestras específicas, las que permiten establecer los intervalos de recurrencia y los correspondientes ritmos medios de deformación.

La Figura 2 muestra las relaciones generales que existen entre período de recurrencia, magnitud máxima y ritmo medio de deformación de una falla. Este último aspecto está expresado en cm/año y también por medio de las características globales de la expresión geomórfica para cada agrupamiento de deformación, dejando aclarado que esta descripción debe tomarse como promedio, ya que factores tales como el clima, el tiempo transcurrido desde el último terremoto, etc., pueden afectar seriamente las formas expuestas. En dicha figura se observa que conociendo dos de los parámetros involucrados puede determinarse el tercero.

Las correlaciones experimentales de la Figura 2 se complementan con otras que toman en cuenta diferentes parámetros, fundamentalmente la magnitud sísmica expresada en función de la longitud de ruptura superficial de la falla o del desplazamiento máximo debido a terremotos.

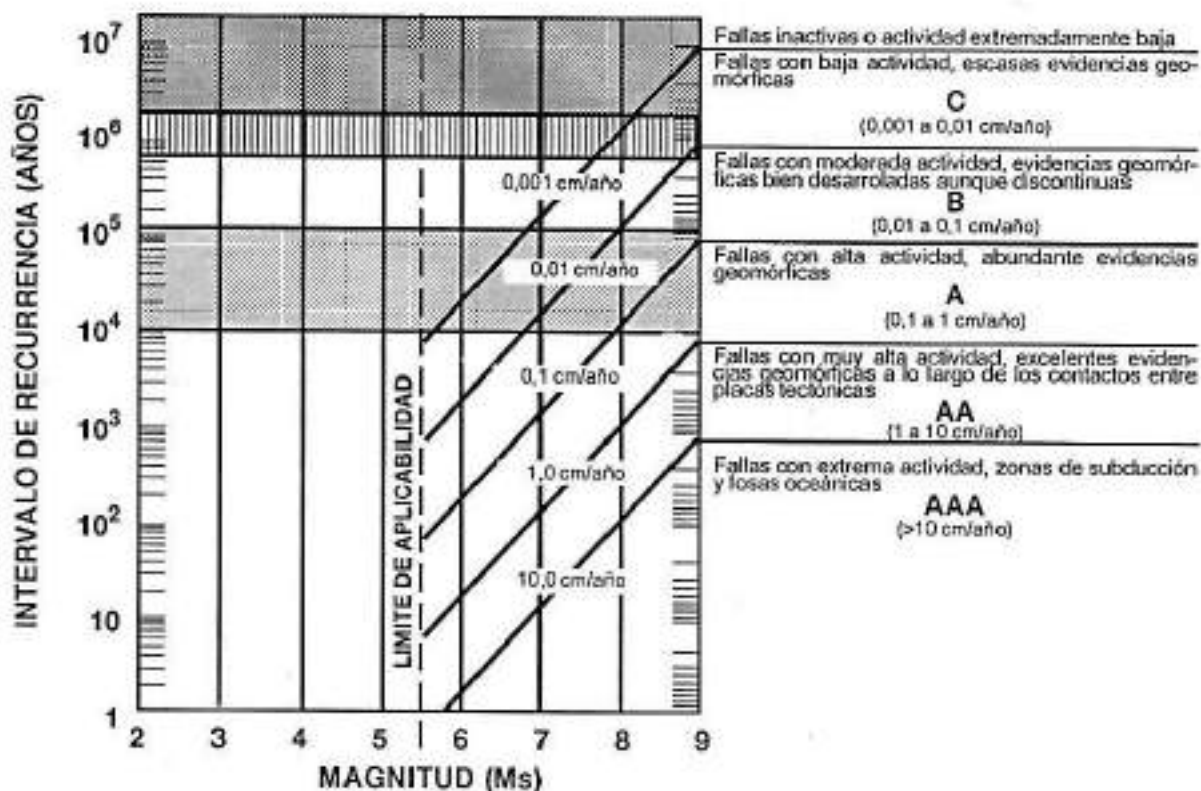


Figura 2: Relación entre intervalos de recurrencia, ritmo medio de deformación y magnitud (Según Slemmons, 1986)

Diferentes autores, utilizando parcial o totalmente la metodología descrita, han evaluado las fuentes sísmicas potenciales de la región sismotectónica objeto de este estudio, que es la más sísmicamente activa de nuestro país. De todos ellos, el INPRES, ha aportado la mayor información a través de los estudios de microzonificación sísmica del Gran San Juan y del Gran Mendoza. En la Figura 3 se presenta un compendio de los resultados obtenidos y en la Tabla 1 se resumen las características más importantes de dichas fuentes, agrupadas en zonas según corresponda.

INFLUENCIA RELATIVA DE LAS FUENTES SISMICAS POTENCIALES SOBRE DIFERENTES TIPOS DE OBRAS

Una vez definidas las fuentes sísmicas potenciales y sus parámetros característicos es necesario, a efectos de calcular la influencia de cada una de ellas sobre un sitio de interés, estimar dos correlaciones de fundamental importancia: (1) atenuación de las amplitudes máximas de movimiento del suelo en función de la distancia, para cada magnitud y (2) longitud de ruptura de falla en función de la magnitud. Ambas relaciones son experimentales, dependiendo su grado de precisión de la cantidad de registros de acelerogramas disponibles, especialmente para terremotos de elevadas magnitudes.

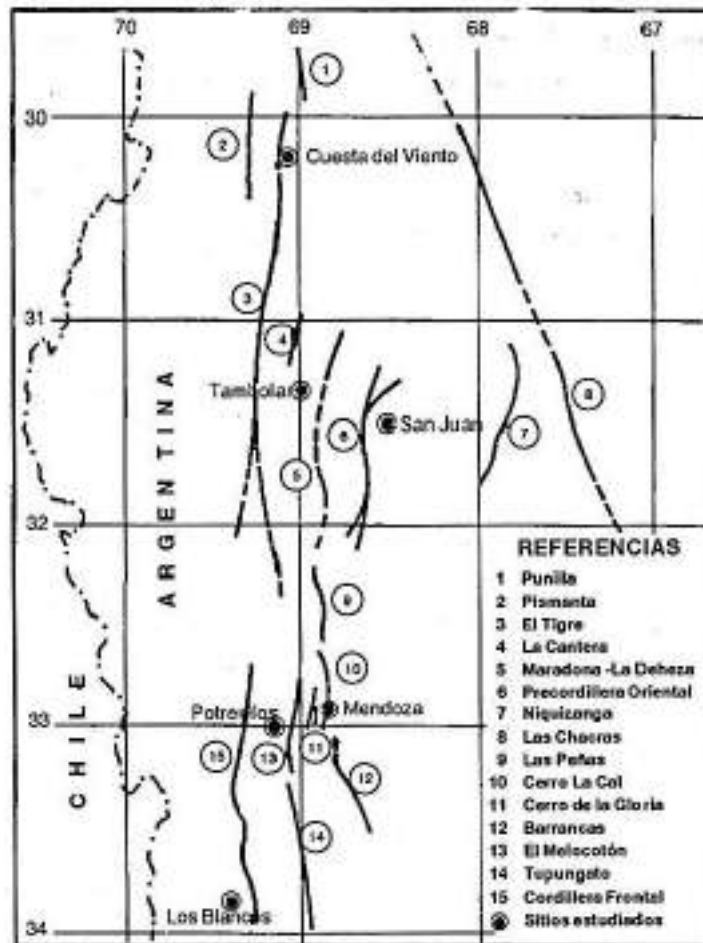


Figura 3: Distribución de las fallas activas en la región y ubicación de los sitios donde se estimaron las aceleraciones máximas del terreno.

La región considerada, a pesar de ser la de mayor actividad sísmica del país, no presenta antecedentes de registros de acelerogramas de terremotos fuertes, excepto uno a 70 Km del epicentro correspondiente al terremoto del 23 de noviembre de 1977 ($M_s = 7,4$; $A_{max} = 0,18$ g en la sede del INPRES). Por lo tanto, los pocos datos disponibles corresponden a eventos sísmicos con magnitudes no superiores a seis. Esto hace difícil obtener relaciones de atenuación con datos locales cuando se trata de magnitudes importantes.

En el presente trabajo se han empleado las curvas de atenuación de aceleraciones que se muestran en la Figura 4, resultantes de combinar adecuadamente los escasos datos instrumentales obtenidos en la región con los correspondientes a las intensidades sísmicas estimadas para terremotos históricos, con el agregado de los resultados alcanzados en otras regiones del mundo con similares características sismotectónicas y gran cantidad de registros.

TABLA 1
Características fundamentales de las fuentes sísmicas potenciales localizadas en la
región centro-oeste argentina

Fuente	Longitud de rotura (Km)	Terremoto histórico asociado	T P M estimado	
			Mag. (Ms)	Rec.(años)
1-Fallas				
Punilla-La Bolsa	300	27-10-1894 / Ms 7,5	7,6	900
El Tigre	420	—	7,8	1.250
Pismanta	50	—	7,2	4.000
Precord. Oriental	120	15-01-1944 / Ms = 7,4	7,5	400
Niquizanga	90	23-11-1977 / Ms = 7,4	7,7	4.000
Maradona-Deheza	130	11-06-1952 / Ms = 7,0	7,2	8.000
Las Chacras	180	—	7,0	3.000
La Cantera	20	19-03-1924 / Ms = 6,2	6,9	5.000
Los Cerrillos	85	—	7,5	5.000
Cerro La Cal	30	—	7,0	1.300
Cerro La Gloria	20	—	6,5	10.000
Barrancas	30	20-03-1861 / Ms = 7,0	7,0	600
Melocotón	40	—	7,0	4.000
Tupungato	80	—	7,0	1.000
Cord. Frontal	250	—	7,7	5.000
2-Zonas				
Subducción	—	14-04-1927 / Ms = 7,1	7,5	500
Sureste San Juan	—	—	6,0	200
Noreste Mendoza	—	17-12-1920 / Ms = 6,0	6,0	200
Chile Central	—	11-11-1922 / Ms = 8,4	8,5	100

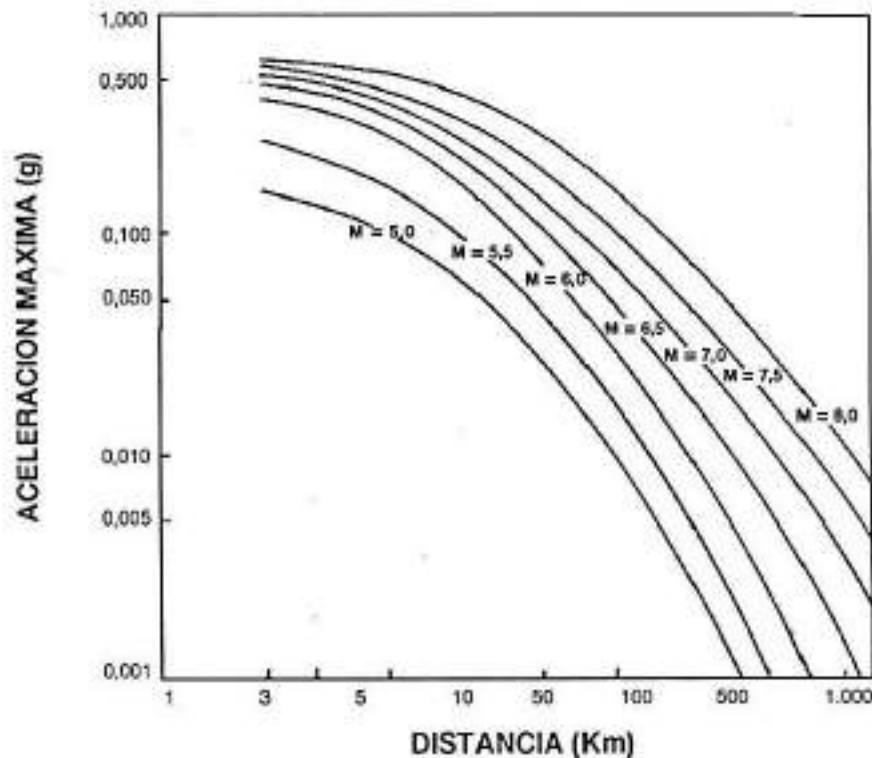


Figura 4: Funciones medias de atenuación de las aceleraciones máximas para terremotos superficiales

Estas curvas se refieren a valores de amplitudes máximas de movimiento del terreno en suelo firme (roca), debiéndose hacer las correcciones del caso para los otros tipos de suelo.

Para el cálculo de la función de probabilidad de la menor distancia desde la falla al sitio, es necesario conocer algún tipo de relación que vincule la longitud máxima de ruptura con cada magnitud sísmica.

En la región objeto de este estudio existen fallas de rumbo y fallas inversas, ambas constituyendo fuentes sísmicas potenciales. Por tal razón y dada la ausencia de relaciones obtenidas con datos locales, se han considerado las existentes a nivel mundial, de acuerdo al siguiente detalle:

a) Para fallas inversas, relación de Bonilla (1984)

$$M_s = 5,71 + 0,916 \log L \quad (L \text{ en Km})$$

b) Para fallas de rumbo, relación Slemmons (1977)

$$M_s = 4,65 + 1,351 \log L \quad (L \text{ en Km})$$

Con el objeto de comparar la influencia relativa de las diferentes fuentes sísmicas, fundamentalmente las fallas activas más importantes, se consideraron seis sitios de interés, tres en la Provincia de San Juan (Proyectos Cuesta del Viento y Tambolar y ciudad de San Juan) y tres en la Provincia de Mendoza (Proyectos Los Blancos y Potrerillos y ciudad de Mendoza). En cada uno de esos sitios se obtuvieron las aceleraciones máximas esperadas para diferentes intervalos de tiempo, con sus correspondientes probabilidades de no excedencia. Dichos valores se graficaron, resultando las curvas que se presentan en las Figuras 5 y 6.

Del análisis de la Figura 5 se desprende lo siguiente:

- a) Cualquier obra a diseñar en el sitio de emplazamiento del proyecto Tambolar requerirá aceleraciones mayores que las correspondientes a otra similar que se proyecte en Cuesta del Viento, siempre que la exigencia del diseño permita una probabilidad de excedencia del 15% o superior en 50 años, o lo que es lo mismo, un intervalo de recurrencia de la amplitud máxima no mayor que 300 años. Cuando los requerimientos estén sobre esos valores, las aceleraciones de diseño en Cuesta del Viento serán superiores a las del Tambolar, llegándose a diferencias de alrededor de 0,15 g para períodos de retorno de 10.000 años.
- b) Toda obra a diseñar en la ciudad de San Juan requerirá aceleraciones mayores que otras similares que se proyecten en Cuesta del Viento o Tambolar, siempre y cuando los requerimientos de diseño sean compatibles con una probabilidad de excedencia del 7% o superior, lo que es equivalente a un intervalo de recurrencia de la aceleración máxima inferior a 700 años. Cuando las exigencias de proyecto superen estos valores, las aceleraciones del diseño en Cuesta del Viento serán mayores que en la ciudad de San Juan.

El porqué de este comportamiento se explica analizando en forma conjunta la Figura 3 y la Tabla 1. Allí se ve que la ciudad de San Juan está influenciada, casi exclusivamente, por la falla de la Precordillera Oriental (Nº 6 en la Figura 3), cuyo TPM (Terremoto Potencial Máximo) alcanza una magnitud $M_s = 7,5$ con un intervalo de recurrencia $T_r = 400$ años; mientras que el sitio de emplazamiento del Proyecto Cuesta del Viento está totalmente dominado por la Falla El Tigre (Nº 3 en la figura 3), cuyo TPM está caracterizado por una $M_s = 7,8$ y un $T_r = 1.250$ años. En consecuencia, los valores de aceleraciones máximas aumentarán, en cada caso, hasta que los requerimientos de diseño se acerquen al período de retorno del TPM, a partir de los cuales permanecerán casi constantes.

En el caso del Proyecto Tambolar, son varias las fallas (Nº 3, 4, 5 y 6 en la Figura 3) que influyen en el cálculo del valor final de las amplitudes máximas, especialmente la

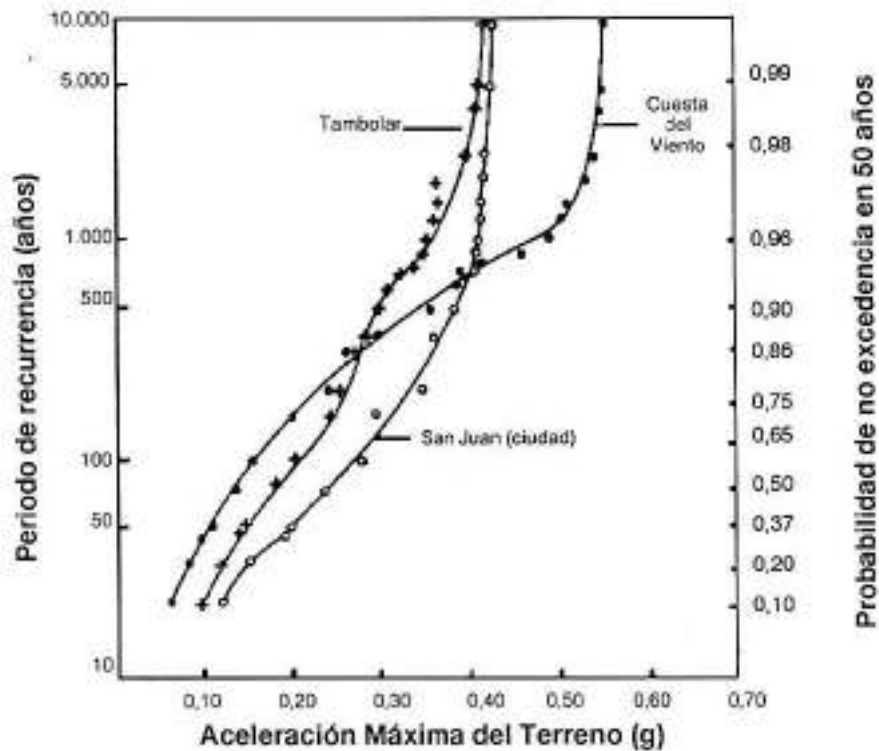


Figura 5: Valores medios de la aceleración máxima del terreno en diferentes sitios de la Provincia de San Juan, en función de los períodos de recurrencia y las probabilidades de no excedencia

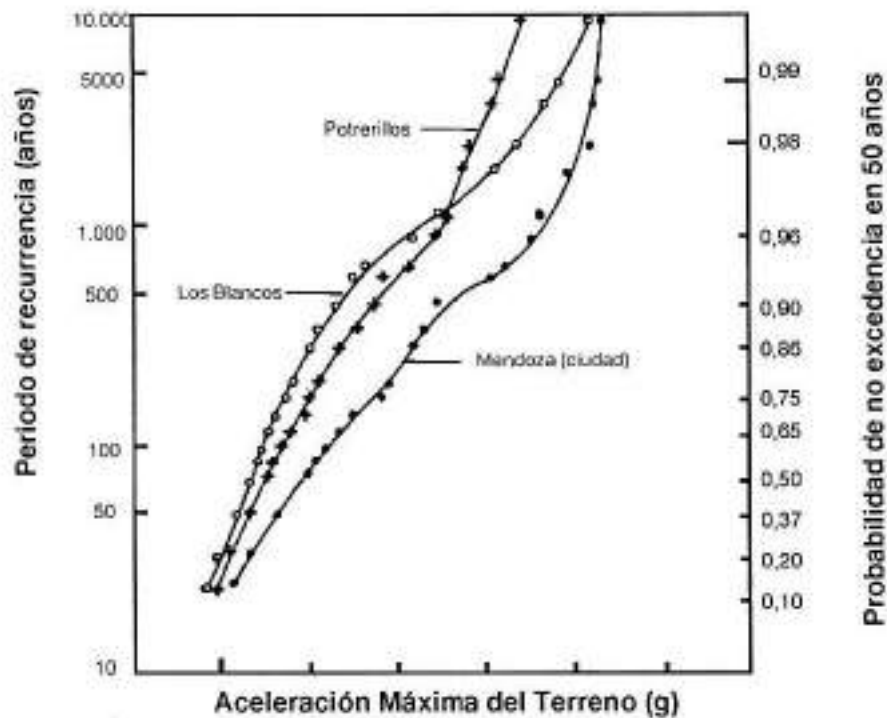


Figura 6: Valores medios de la aceleración máxima del terreno en diferentes sitios de la Provincia de Mendoza, en función de los períodos de recurrencia y las probabilidades de no excedencia

falla N° 6 cuando los intervalos de recurrencia son cortos, lo que hace que las aceleraciones de diseño resulten superiores respecto a Cuesta del Viento para probabilidades de excedencia del 15% o mayores, lo que corresponde a un período de retorno inferior a 300 años.

De la misma manera podemos analizar los resultados presentados en la Figura 6. Allí se observa que, para igual tipo de estructura, los requerimientos de diseño serán siempre mayores en la ciudad de Mendoza que en los sitios donde están proyectados los emprendimientos de Potrerillos y Los Blancos. Esto se debe a que la ciudad de Mendoza está afectada por fallas muy cercanas, especialmente por la falla de la calle Perú (N° 10 en la Figura 3), que prácticamente la atraviesa, y por la de Barrancas (N° 12 en la Figura 3), las que si bien tienen magnitudes máximas moderadas ($M_s = 7,0$), las cortas distancias al sitio y los intervalos de retorno del TPM relativamente pequeños, hacen que las aceleraciones máximas resultantes sean muy elevadas.

Comparando los sitios de emplazamiento de Potrerillos y Los Blancos se observa que, para probabilidades de excedencia del 4% o mayores (intervalos de recurrencia menores de 1.400 años), el primero tiene mayores exigencias de proyecto que Los Blancos. A partir de esos valores la situación se invierte, llegando la diferencia a casi 0,10 g para 10.000 años. Esto se debe a que Los Blancos está afectado casi exclusivamente por la falla de la Cordillera Frontal (N° 15 en la Figura 3), cuyo TPM tiene una $M_s = 7,7$ y un $T_r = 5.000$ años, mientras que Potrerillos está influenciado por varias fallas con menores períodos de recurrencia para sus correspondientes TPM, pero también con menores magnitudes.

CONCLUSIONES

El análisis realizado en este trabajo nos muestra claramente que cualquier estudio de riesgo sísmico requiere, para su implementación acertada, conocer con precisión las características de cada una de las fuentes sísmicas potenciales regionales; es decir su localización, geometría y los correspondientes parámetros de sismicidad y recurrencia que la caracterizan.

Este procedimiento es imprescindible cuando se trata de diseño de grandes obras de infraestructura, ya que el desconocimiento del marco tectónico regional y local lleva, generalmente, a sobredimensionar la estructura con el consiguiente aumento de costo, por aplicación de un criterio netamente conservador, consistente en trasladar el mayor terremoto histórico de la región al sitio de emplazamiento de la obra y tomar la amplitud máxima resultante como la del terremoto potencial máximo que pueda afectarla.

Solamente en los casos donde es imposible localizar y caracterizar las fuentes sísmicas potenciales por procedimientos geológicos y sismológicos, se acepta todavía recurrir a este procedimiento para evaluar el peligro sísmico.

Los resultados obtenidos en este estudio no sólo confirman lo dicho anteriormente, sino que muestran en forma fehaciente la influencia relativa que cada fuente potencial tiene sobre un sitio, en función de la importancia y de la vida útil de la obra. Esto significa que una misma fuente sísmica puede tener mayor o menor influencia en el diseño sismorresistente de una estructura en un mismo sitio, lo que dependerá del tipo de obra y de la finalidad de su construcción.

REFERENCIAS

- 1.- Bastias, H.: "Análisis de desplazamientos y velocidades en el área diferencial de Precordillera, Provincia de San Juan". Revista Asoc. Geol. Argentina, XLII (3 - 4), pp 261-266, 1987.
- 2.- Castano, J. C. y Bastias, H.: "Evaluación del riesgo sísmico en base a un análisis sismotectónico". Publicación N° 7, INPRES, 1984.
- 3.- Castano, J. C.: "Aspectos generales del terremoto de Mendoza, Argentina, del 26 de enero de 1985". Revista Geofísica del IPGH, N° 22-23, Dic. 1985.
- 4.- Castano, J. C.: "Gran Mendoza, el núcleo urbano expuesto al mayor nivel de riesgo sísmico en la República Argentina". Publicación del Instituto Geográfico Nacional de España, 1986.
- 5.- Castano, J. C.: "Actualización del estudio de riesgo sísmico y determinación de los parámetros para el diseño sismorresistente, en el sitio de emplazamiento de la Presa El Tambolar, Provincia de San Juan". Estudio preparado por contrato para el Gobierno de San Juan, Febrero 1987.
- 6.- Castano, J. C.: "Estimación de las principales características del terremoto argentino del 27 de octubre de 1894, a partir del análisis de sus efectos". XV Reunión Científica de la AAGG, Catamarca, 1988.
- 7.- Castano, J. C. y Mingorance, F.: "Estimación del peligro sísmico en el sitio de emplazamiento de la Presa Cuesta del Viento, para su aplicación al diseño sismorresistente". Revista Geofísica del IPGH, en prensa, 1991.
- 8.- Castano, J. C. y Zamarbide, J. L.: "Fuentes sismogénicas, sismicidad histórica y peligro sísmico, en la zona centro-oeste argentina". Revista Geofísica del IPGH, en prensa, 1991.

- 9.-International Atomic Energy Agency (IAEA): "Earthquake and associated topics in relation to nuclear power plant siting, a Safety Guide" Safety Series N° 50-SG-91. Viena, Austria, 1979.
- 10.-INPRES: "Microzonificación sísmica del Valle del Tulum, Provincia de San Juan, Argentina". Informe Técnico General, Vol. I, II y III, Argentina, 1982.
- 11.-INPRES: "Microzonificación Sísmica del Gran Mendoza". Informe Técnico General, Vol. I al VII. Argentina, 1990.
- 12.-INPRES - CIRSOC: "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes". INPRES-CIRSOC 103, 1983.
- 13.-National Research Council: "Active Tectonics". National Academy Press, 1986.
- 14.-Regairaz, A. C.: "Rasgos neotectónicos del piedemonte cuyano (San Juan, Mendoza y San Luis), Argentina". Zbl. Geol. Paleont. Teil I, II -11 - 12 - 1541 - 1554, Alemania.
- 15.-Slemmons, D. B. y otro: "Maximum credible earthquake magnitudes for the Calaveras and Hayward fault zones". California Division of Mines and Geology, Special-Paper 62, pp. 115-124, 1982.
- 16.-United States Committee on Large Dams: "Guidelines for selecting seismic parameters for dam projects". October 1985.

NUDOS VIGA-COLUMNA: UNA REVISION CRITICA

*Alejandro P. Giuliano**

RESUMEN

Se presenta un estado del arte sobre el comportamiento y diseño sismorresistente de nudos viga-columna interiores de hormigón armado. Primeramente se estudia el comportamiento no lineal ante cargas cíclicas reversibles de un nudo con ductilidad completa. Se discuten los mecanismos de resistencia al corte a la luz de recientes investigaciones. Se reevalúan los resultados de ensayos realizados, agregando como criterio adicional a los existentes la distorsión lateral de piso. Se discute la influencia de la losa y de las vigas transversales en un nudo plano y espacial. Se analizan críticamente las prescripciones que contienen los reglamentos neozelandés, americano y especialmente el Reglamento argentino INPRES-CIRSOC 103. Se discuten las estructuras con ductilidad limitada. Finalmente se sugieren cambios a la normativa actual vigente en nuestro país y se indican posibles líneas de investigación futura.

* *Subdirector Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES)*

INTRODUCCION

El comportamiento de nudos viga-columna de hormigón armado ante cargas inducidas por terremotos es hoy motivo de controversia. A pesar de la abundante investigación experimental y analítica que se ha desarrollado y se desarrolla sobre el tema, no existe un enfoque único sobre los criterios de comportamiento y consecuentemente sobre la metodología a aplicar en el diseño sismorresistente. Más aún, las prescripciones que al respecto contienen los reglamentos muestran una falta de uniformidad en los criterios normativos, conduciendo frecuentemente a resultados divergentes [10].

El interés por el comportamiento de los nudos viga-columna ante sollicitaciones cíclicas reversibles como las inducidas por los terremotos, es relativamente reciente. Esto quizás se deba en parte a que son muy pocas o ninguna las estructuras sometidas a terremotos destructivos ocurridos en el mundo, cuyo colapso parcial o total puede atribuirse a un mal comportamiento de los nudos. A pesar de ello, en los últimos quince años ha habido un interés creciente en el tema, como consecuencia de que los modernos códigos sismorresistentes contienen prescripciones cada vez más estrictas en relación con el diseño de vigas y columnas, quedando de esta manera el nudo, como el elemento más débil de la cadena. El trabajo de investigación pionero en este tema fue, sin duda, el desarrollado por Hanson y Corner [1], quienes por primera vez ensayaron un modelo de nudo viga-columna de hormigón armado ante cargas horizontales cíclicas reversibles. Como resultado de sus investigaciones concluyeron que el mecanismo de resistencia al corte en el nudo era similar al correspondiente a una viga de hormigón armado. Esto es, el plano potencial de falla estaba constituido por una grieta diagonal que formaba un ángulo de 45° con el eje de la viga, y la resistencia al corte del nudo era aditiva, es decir, una parte del corte actuante era absorbida por el hormigón y la otra por la armadura transversal, de manera similar a lo que ocurre en las vigas. Esta investigación fue realizada en 1967 y fue incorporada al Reglamento A.C.I. de 1971.

A este trabajo pionero le siguieron varios que modificaron sustancialmente las conclusiones de Hanson y Corner, y en general pueden agruparse en dos escuelas o dos tendencias claramente definidas. Ellas son la escuela neozelandeza y la escuela americana, aunque en ambas hayan contribuido investigadores de diferentes países.

A raíz de la discrepancia existente entre ambas escuelas se está realizando un programa conjunto entre investigadores de Nueva Zelanda, EE.UU., Japón y China a fin de uniformar criterios. Las primeras conclusiones de este programa aparecen en las

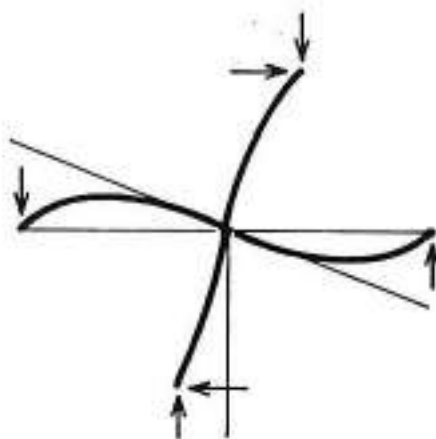
memorias de la última Conferencia Mundial de Ingeniería Sismorresistente desarrollada en Japón en 1988.

En el presente trabajo se analizan los diferentes enfoques que existen sobre el tema, se reevalúan los mismos a la luz de las últimas investigaciones, se analizan las prescripciones normativas que al respecto contienen diferentes reglamentos, y finalmente se formulan recomendaciones para el diseño sismorresistente de nudos viga-columna de hormigón armado, así como posibles líneas de investigación futura.

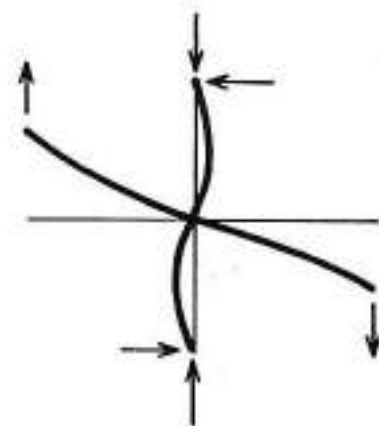
COMPORTAMIENTO NO-LINEAL DE UN NUDO INTERIOR VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO ANTE CARGAS CICLICAS REVERSIBLES.

El comportamiento de un nudo viga-columna interior de hormigón armado bajo cargas cíclicas reversibles que lo hagan incursionar fuertemente en el campo inelástico puede entenderse a través de un análisis secuencial de un subensamblaje estructural constituido por dos vigas y dos columnas que se entrecruzan y que se han aislado de la estructura cortándolas en la mitad de sus luces, tal como indican los esquemas de la Fig. 1.

La carga horizontal puede imaginarse aplicada en los extremos de la columna (Fig. 1a) para lo cual los extremos de las vigas deben estar enlazados de forma tal que sólo puedan girar y desplazarse libremente en dirección horizontal.



1a - Carga en la Columna



1b - Carga en las Vigas

Figura 1. Esquemas para Ensayos de Nudos.

El esquema puede invertirse, esto es, imaginar la carga aplicada en los extremos de las vigas, esta vez en dirección vertical, y sostener los extremos de las columnas en forma similar a como se hacía con las vigas en el esquema anterior (Fig. 1b).

Estos dos esquemas se han utilizado para ensayar diversos subensamblajes. El de la Fig. 1a, es más conveniente, ya que permite reproducir el efecto P-Delta.

Si con cualquiera de los esquemas anteriores (Fig. 1a ó 1b), se aplica una carga (o más propiamente una deformación) de manera de simular estáticamente la acción sísmica y se admite que el diseño del subensamblaje sigue el criterio de columna fuerte-viga débil, condición deseable prescrita en todos los códigos, de manera que las rótulas plásticas se formen en los extremos de las vigas y no en los de las columnas, y se carga monotónicamente al modelo, éste evolucionará en un diagrama carga-deformación, según la curva OA (Fig. 2). En el punto A, se han formado rótulas plásticas en los extremos de las vigas que concurren al nudo. Si, por ejemplo, la viga de la derecha está sometida a momento negativo y la viga de la izquierda a momento positivo, aparecerán fuertes grietas de flexión en la parte superior de la viga derecha y en la parte inferior de la viga izquierda. El acero traccionado de ambas vigas habrá entrado en la fase de endurecimiento y el hormigón ubicado en las partes superior e inferior de las vigas derecha e izquierda, respectivamente, no estará en contacto con las caras de la columna en el nudo.

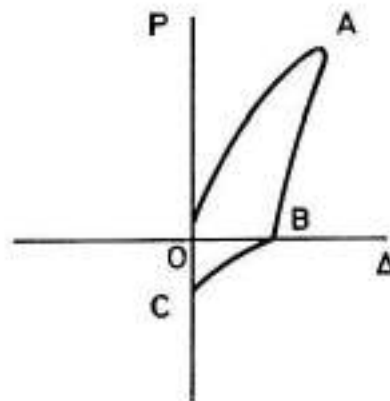


Figura 2. Ciclo de Histéresis: Puntos Característicos.

En el punto A pueden presentarse dos situaciones distintas. Si el ancho de la columna es lo suficientemente grande como para que la longitud de adherencia de las

armaduras traccionadas se logre dentro del nudo, las barras estarán traccionadas en un lado y comprimidas en el otro. Así, por ejemplo, la armadura superior estará traccionada en la cara derecha y comprimida en la izquierda. Si, por el contrario, el ancho de la columna es insuficiente como para que la longitud de adherencia de las barras no pueda lograrse en el interior del nudo, la barra se anclará en las vigas, fuera del nudo, y en tal situación la armadura estará traccionada en ambos lados. Así, la pérdida de adherencia no significa que las barras se “escapen”, ya que se anclan en la viga del otro lado. No obstante, como muestra la Fig. 3, la situación es muy comprometida porque se recarga el hormigón comprimido, en primer lugar, por la redistribución de tensiones entre el acero y el hormigón, y en segundo lugar, porque el brazo elástico de la cupla disminuye, debiendo aumentar, en consecuencia, la magnitud de los esfuerzos internos. Esto puede conducir a una rotura prematura por agotamiento de la resistencia del hormigón en la zona comprimida de la viga.

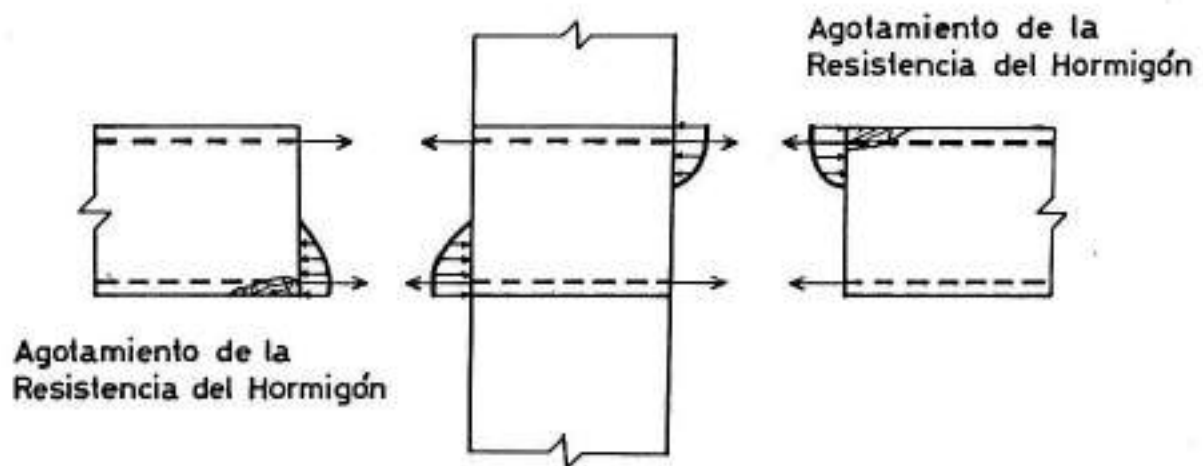


Figura 3. Equilibrio de Esfuerzos en Vigas y Nudos.

Por otra parte, al perderse la contribución del acero comprimido, la sección doblemente armada se transforma en una sección con armadura simple, disminuyendo drásticamente su ductilidad de curvatura. La Fig. 4 muestra ductilidades de curvatura de secciones doblemente armadas, en función de la cuantía de la armadura traccionada ρ , para diferentes relaciones entre la cuantía de la armadura comprimida y traccionada ρ/ρ , y para un hormigón de resistencia característica de 17 MPa. Se observa que para un valor determinado de ρ , la ductilidad de curvatura aumenta a medida que lo hace la relación ρ/ρ . Así, por ejemplo, si la cuantía ρ es del 1% y la relación $\rho/\rho = 0,5$, mínimo permitido

en zona sísmica 4 [32], la ductilidad de curvatura es igual a 8 (ocho). La pérdida de compresión del acero conduce a una disminución de dicha ductilidad a 4 (cuatro), esto es, se reduce en un 50%. Este porcentaje se eleva a medida que la relación ρ'/ρ aumenta. Debe tenerse presente que la ductilidad global de desplazamiento de una estructura aporticada se logra principalmente merced a la ductilidad de curvatura de las vigas, y en menor medida, de las columnas que la componen. Así, drásticas disminuciones de la ductilidad de curvatura disponible, conducen a grandes reducciones de la ductilidad global disponible. La relación entre la ductilidad local y la ductilidad global es variable, pero en general puede afirmarse que fluctúa entre 3 y 5. Así, para obtener una ductilidad global disponible de 4, las ductilidades locales deberán alcanzar valores comprendidos entre 12 y 20. De esta manera, la pérdida de compresión del acero necesariamente conduce a un comportamiento inadecuado de la estructura ante un futuro terremoto severo, pudiendo llegar, incluso, al colapso parcial o total.

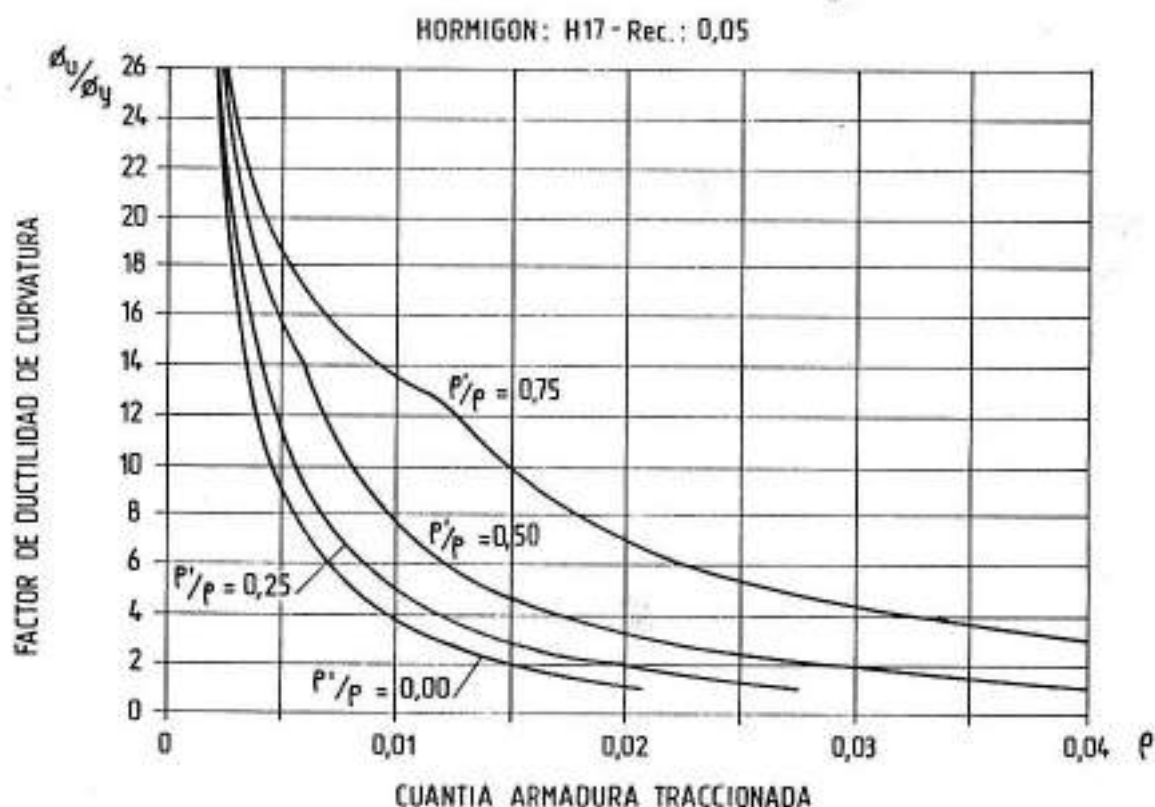


Figura 4. Ductilidad de Secciones Doblemente Armadas.

Por lo expuesto se deduce que el control de la adherencia de las barras longitudinales que atraviesan el nudo constituye un punto primordial a tener en cuenta en los criterios

de comportamiento.

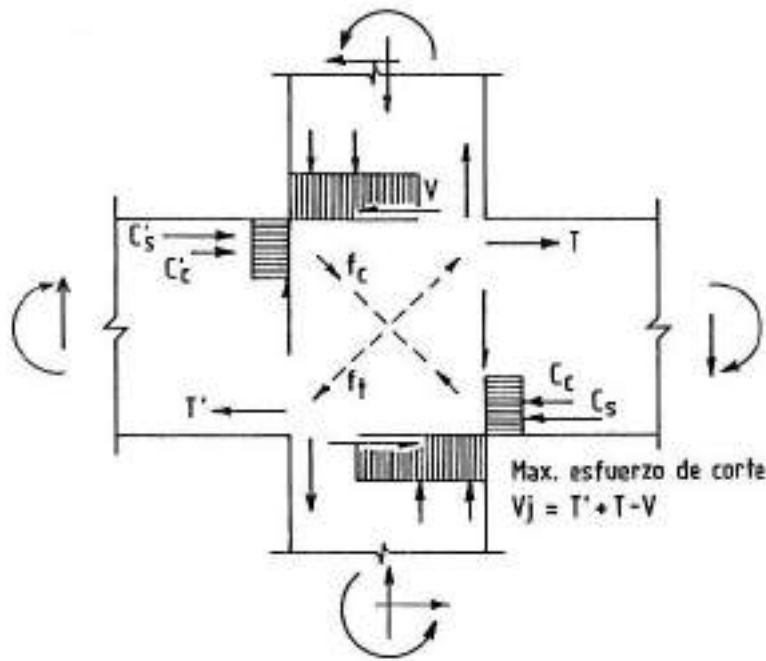
Si se inicia el proceso de descarga se arriba al punto B (Fig. 2), donde la carga aplicada es nula pero queda una deformación residual debido a que el acero, en la etapa de carga, sobrepasó el umbral de fluencia e incluso entró en la fase de endurecimiento. En esta situación, las grietas flexionales en las zonas de formación de las rótulas plásticas no se cierran, manteniéndose separadas del nudo las partes superior e inferior de las vigas derecha e izquierda respectivamente.

Si se prosigue con el proceso de carga, ahora en sentido opuesto, las grietas de flexión aparecerán en la parte inferior de la viga derecha y superior de la viga izquierda como consecuencia de la inversión de los momentos flectores. Es de hacer notar que las grietas correspondientes al Punto A no se han cerrado totalmente. Las secciones están ahora agrietadas en la parte superior e inferior. Así, se arriba al punto C, en donde la deformación es nula pero las grietas correspondientes al momento positivo, por ejemplo en la viga derecha, han progresado hacia arriba juntándose con las correspondientes al momento negativo, las cuales todavía no se cerraron, formándose así una grieta vertical que atraviesa toda la sección, quedando la viga unida al nudo solamente por las armaduras pasantes. En esta situación, la cupla interna está suministrada únicamente por el acero. La rigidez del subensamblaje disminuye considerablemente, presentando el ciclo histerético un “estrangulamiento”, disminuyendo también la capacidad de disipación de energía. Esta situación es, sin duda, la más comprometida para la adherencia de las barras pasantes.

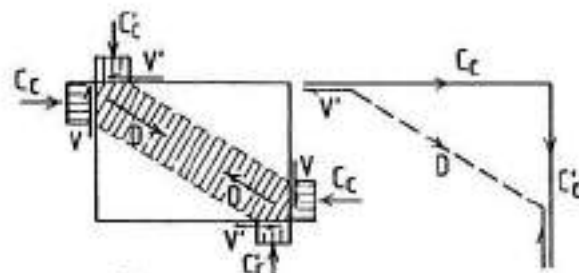
Si se sigue cargando por encima del punto C, llega un momento en que las zonas de compresión de las vigas entran en contacto nuevamente con el nudo, exhibiendo el ciclo de histéresis una fase de “endurecimiento”, esto es, de aumento pronunciado de la rigidez.

MECANISMO DE RESISTENCIA AL CORTE EN UN NUDO INTERIOR.

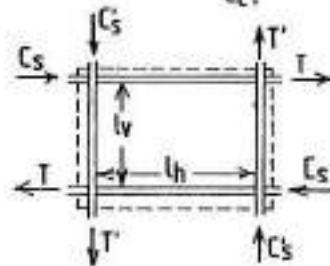
La Fig. 5a, muestra los esfuerzos que actúan en un nudo interno. De acuerdo con Paulay [2-4-5], deben existir dos mecanismos que coadyuven a resistir el corte. El primer mecanismo, Fig. 5b, está constituido por una biela de hormigón que atraviesa diagonalmente el nudo. Esta biela es capaz de equilibrar las compresiones transmitidas por el hormigón de vigas y columnas con los esfuerzos de corte. Para poder equilibrar los esfuerzos transmitidos por la armadura al núcleo del nudo, si se admite que el mismo se encuentra fuertemente fisurado, será necesario contar con un mecanismo de celosía (Fig. 5b), constituido por las bielas de hormigón que se forman entre fisura y fisura, trabajando en compresión, y por la armadura vertical y horizontal. Obsérvese que se forma un campo en compresión diagonal,



5 a. Esfuerzos en un Nudo Interno



5 b. Mecanismo de Biela



5 c. Mecanismo de Celosía

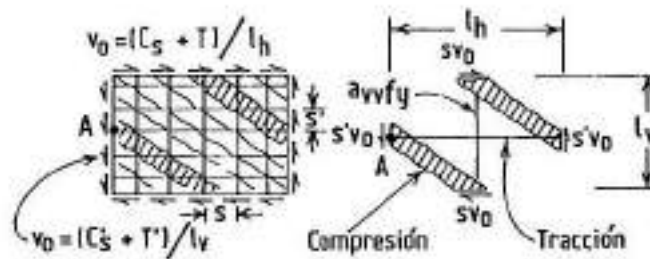


Figura 5. Idealización del Mecanismo de Resistencia al Corte en un Nudo Interno.

que solamente puede existir si en los bordes del nudo existen compresiones capaces de mantenerlo. Estas compresiones pueden lograrse, en dirección horizontal, con armadura transversal o con un cable pretensado ubicado a mitad de altura en las vigas, mientras la compresión en dirección vertical, puede lograrse mediante la carga axial en las columnas o con barras longitudinales convenientemente ancladas.

La justificación de la existencia de la biela comprimida que atraviesa diagonalmente el nudo, se basa en ensayos de laboratorio [2-4-5], los cuales demostraron que el plano potencial de falla era una grieta diagonal que se extendía entre esquinas opuestas del nudo, en contraposición con el supuesto original de Hanson y Corner que admitía que la grieta era a 45° [3]. Obsérvese que el éxito del mecanismo de celosía radica en una buena adherencia de las barras que atraviesan el nudo.

El corte absorbido por la biela comprimida se conoce como el corte que absorbe el hormigón, mientras que el corte absorbido por el mecanismo de celosía, como el corte absorbido por el acero.

Según Paulay y otros [4-5], la contribución de cada uno de estos mecanismos a la resistencia al corte del nudo ante carga monotónica creciente es aproximadamente del 50%.

Sin embargo, y siempre de acuerdo con las referencias [4-5], ante cargas cíclicas reversibles, la fluencia de las armaduras de las vigas penetra progresivamente en el nudo. La distribución de las tensiones de adherencia, que se supone uniforme dentro del nudo, empieza a concentrarse hacia el centro, en la forma esquematizada en la Fig. 6. Así, parte de las tensiones de adherencia que absorbía la biela de hormigón cuando la distribución era uniforme (Fig. 7), debe ahora ser transmitida por el mecanismo de celosía. Por otra parte, al formarse las grietas verticales en la superficie de contacto entre vigas y columnas, disminuye el ancho de la biela, la cual además, se encuentra sometida a compresiones y tracciones alternadas. Como consecuencia de todo ello, Paulay y otros, consideran que a medida que se incursiona en el campo de las deformaciones inelásticas reversibles, el mecanismo de la biela de hormigón se deteriora progresivamente, haciéndose cada vez más preeminente el mecanismo de celosía, esto es, la contribución del acero. Se llega así, en algunos casos, cuando la carga normal en la columna es pequeña, a considerar que la biela se degrada totalmente, debiéndose absorber todo el corte con armadura.

Esta teoría, que constituye la base de la escuela neozelandeza, ha dado origen a las prescripciones que contiene el reglamento de Nueva Zelanda para el diseño sismorresistente de nudos viga-columna [26-27]. Además, es sin duda, el primer enfoque racional sobre el

mecanismo de resistencia al corte de un nudo. El enfoque primero de Hanson y Corner, tiene el mérito de haberse adelantado en el tiempo y de haber abierto el camino, y con ello, la discusión del problema. Pero hoy, no existe duda que el comportamiento de un nudo y el de una viga no pueden ser asimilables [3].

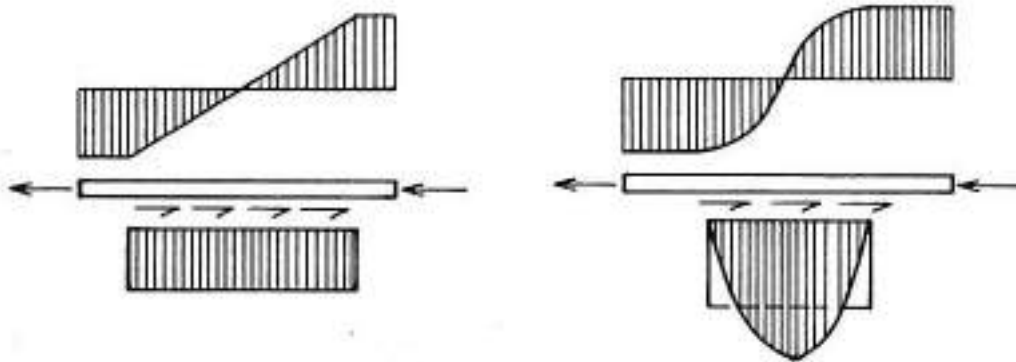


Figura 6. Idealización de las Condiciones de Adherencia según Paulay.

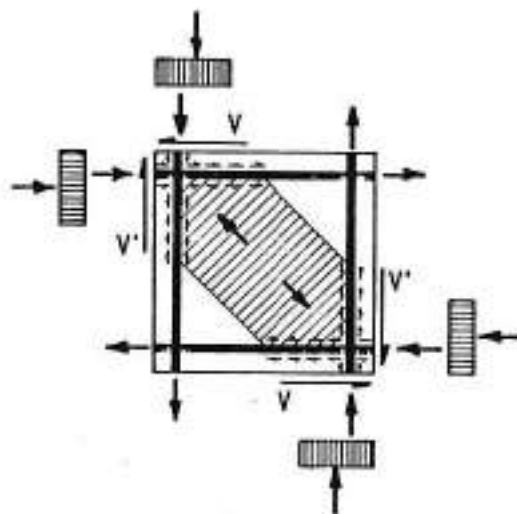


Figura 7. Transferencia de Esfuerzos de Adherencia por el Mecanismo de Biela.

La aplicación de las prescripciones que contiene el Reglamento neozelandés conduce frecuentemente a congestiones importantes de armaduras en los nudos. Más aún, las limitaciones sobre el máximo diámetro de las armaduras longitudinales de las vigas que

atraviesan el nudo [$d \leq h/(25 \div 35)$; h : ancho de la columna], derivadas de requerimientos de adherencia, son de difícil cumplimiento en la práctica. El procedimiento de diseño usual consiste en dimensionar vigas y columnas, y verificar el nudo. Esto hace que frecuentemente, debido a la limitación en los diámetros, la cantidad de barras de acero a colocar sea excesiva. Una solución del problema consistiría en cambiar el procedimiento de diseño, esto es, dimensionar el nudo y luego verificar las vigas y columnas [20].

CORTE RESISTIDO POR EL HORMIGÓN.

Todos los inconvenientes mencionados, derivados de la aplicación práctica de la teoría de Paulay y otros, conducen a examinarla más cuidadosamente.

En primer lugar, se hace necesario verificar si efectivamente la biela de hormigón se degrada, y en caso que así sea, en qué magnitud. La Fig. 8, extraída de la referencia [12], muestra un histograma construido con base en ensayos realizados en nudos viga-columna con cuantías volumétricas de armadura transversal entre 0% y 1%. En el eje de abscisas se indica la relación entre la resistencia al corte máxima después de la fluencia bajo carga monotónica y la mínima resistencia al corte bajo carga cíclica (Q_c^I/Q_m^I). Estas resistencias, en general, corresponden a niveles distintos de deformación. Se observa que el mayor número de ensayos corresponde a una relación Q_c^I/Q_m^I comprendida entre 0,70 y 0,80. Esto significa que con una cuantía pequeña de armadura transversal ($0 \leq \rho \leq 0,01$), el hormigón en el nudo tiene que resistir la mayoría, si no toda, la carga aplicada. Esto es, la resistencia de la biela de hormigón no se degrada en forma apreciable, contrariando así la teoría sustentada por Paulay. Más aún, Hamada y otros [12], demostraron que en la carga última, la compresión en la biela no está relacionada con las características de adherencia de las barras pasantes a través del nudo. Como muestra la Fig. 9, aunque existe mucha diferencia entre la adherencia de barras conformadas y de barras embebidas en parafina, la compresión C en la biela es casi la misma cuando se alcanza la carga última. Esto muestra claramente que la contribución del hormigón en la resistencia al corte de un nudo sometido a cargas cíclicas, no sólo no puede despreciarse, aún bajo condiciones adversas (carga normal nula en la columna), sino que constituye una fuente importante, tal vez la mayor, de la resistencia total.

Ensayos realizados por Menheit y Jirsa [8], concuerdan con las conclusiones anteriores al demostrar que una mayor cantidad de armadura transversal en el nudo no aumenta sensiblemente su resistencia al corte.

Precisamente, basadas en las recomendaciones de Menheit y Jirsa, las prescripciones tentativas del ATC 3-06 [29-30], establecen una armadura transversal mínima en los nudos, siempre que la tensión nominal de corte no supere el valor de $\sqrt{\sigma'_{bk}}$ (MPa).

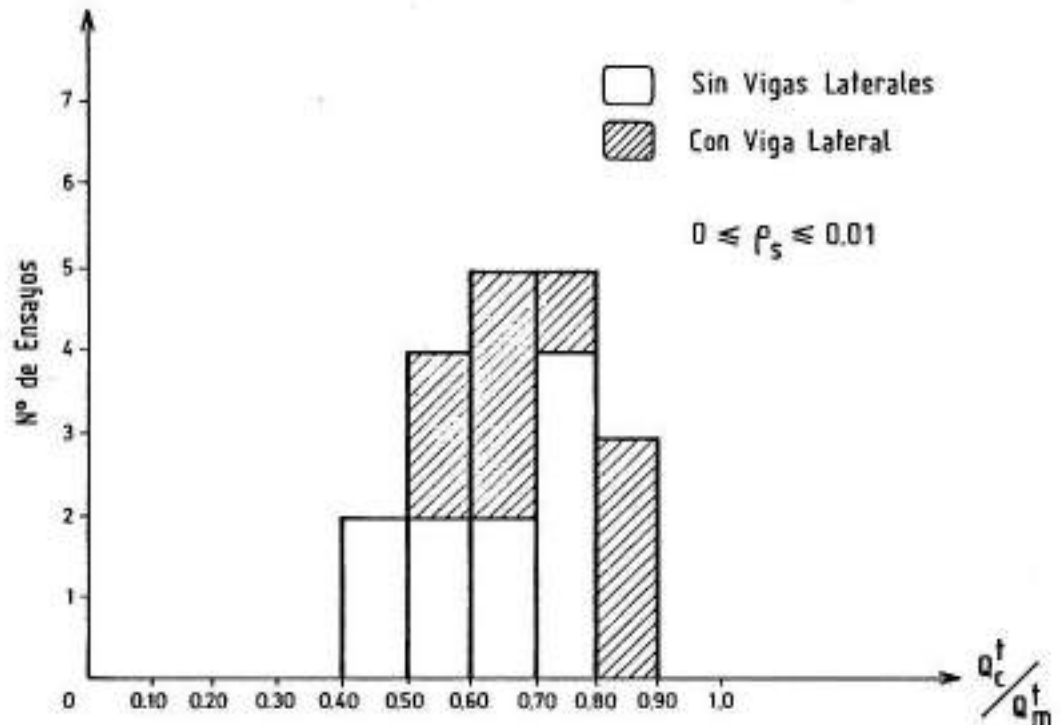


Figura 8. Contribución del Hormigón a la Resistencia de un Nudo bajo Cargas Cíclicas.

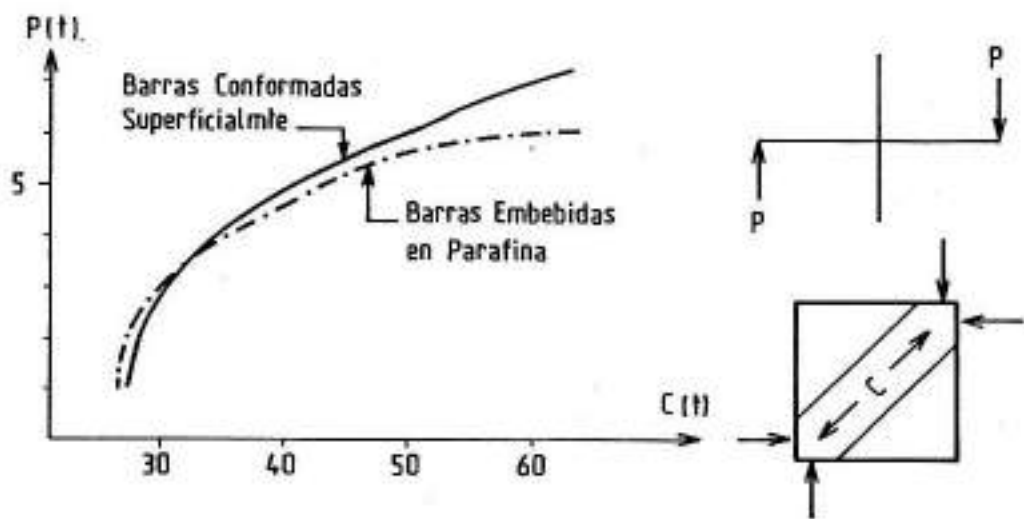


Figura 9. Carga en Función de la Resultante en la Biela.

RIGIDEZ Y CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA.

Hasta el momento se han discutido solamente los problemas derivados de la resistencia al corte del nudo. En el diseño sismorresistente no sólo es importante la resistencia, sino también la rigidez, principalmente sus posibles degradaciones ante cargas cíclicas. Si estas degradaciones son importantes, aún cuando la resistencia se mantenga, los ciclos de histéresis presentarán estrangulamientos, reduciéndose así la capacidad de disipación de energía de la estructura.

La influencia que la cantidad de armadura transversal y el nivel de la tensión nominal de corte operante tienen sobre las características de rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía, puede observarse en la Fig. 10 extraída de la referencia [14-15].

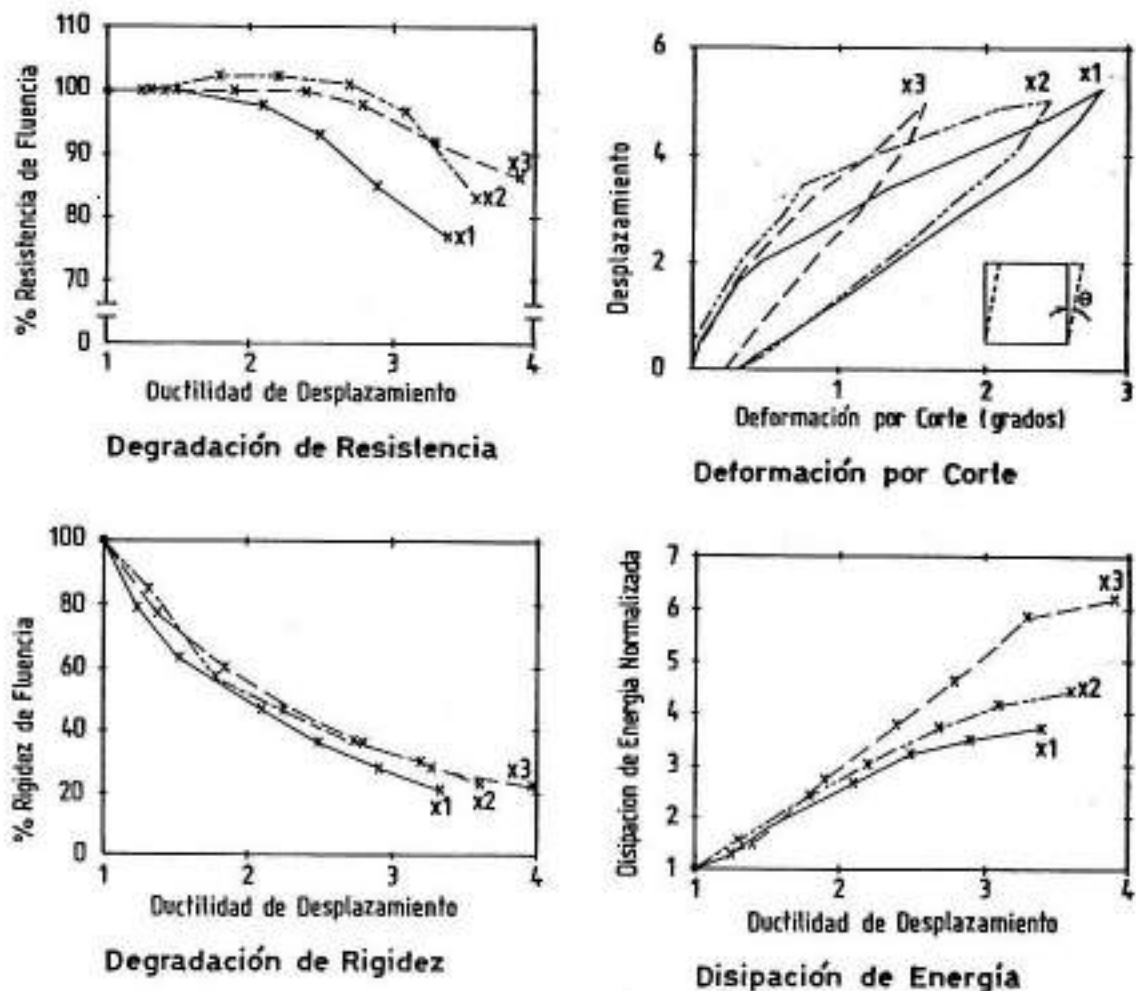


Figura 10. Rigidez, Resistencia y Capacidad de Disipación de Energía en un Nudo Interior.

Se ensayaron 3 especímenes: X1, X2, X3. El X1 y el X3 tienen la misma cantidad de armadura transversal ($\rho_h=0,76\%$), pero diferentes niveles de la tensión nominal de corte ($1,02 \sqrt{\sigma_{bk}}$; $0,8 \sqrt{\sigma_{bk}}$). Por otro lado, el X1 y el X2 tienen la misma tensión de corte pero diferentes cuantías de la armadura transversal ($\rho_h^{X1}=0,76\%$; $\rho_h^{X2}=1,15\%$).

Se observa que una mayor cantidad de armadura transversal y un menor nivel de la tensión nominal de corte, mejoran las características de rigidez y de disipación de energía. Sin embargo, un menor nivel en la tensión nominal de corte resulta más efectivo que una mayor cantidad de armadura transversal, al reducir la deformación por corte del nudo y aumentar la energía disipada.

Ante fuertes incursiones en el campo no lineal, la adherencia de las barras pasantes se degrada. Es imposible evitar totalmente este proceso; sin embargo, puede limitarse a niveles controlables. Para ello, resulta necesario limitar el diámetro de las armaduras a un máximo, en relación con el ancho de la columna. Al respecto, las recomendaciones del Comité ACI-ASCE 352 para el diseño de nudos viga columna [28], incorporadas a la última versión del Reglamento ACI [6], prescriben que $d \leq h/20$.

DISTORSION LATERAL DE PISO.

Hasta el momento, todos los resultados que se han discutido provienen de subensamblajes ensayados hasta el estado último. Todos los códigos limitan la distorsión lateral de piso a un máximo admisible en una estructura. El control de la distorsión lateral de piso resulta necesario para reducir los daños en las componentes no estructurales y para limitar los efectos P-Delta.

La mayoría de los ensayos realizados en el mundo han sido llevados a cabo con poca o ninguna carga vertical en la columna. Más aún, en muchos de ellos, se cargaban las vigas, manteniendo indesplazables los extremos de las columnas, de acuerdo con el esquema de la Fig. 1b. En consecuencia, los resultados no reflejan la influencia de los efectos P-Delta.

La Fig. 11 muestra, por el contrario, los lazos de histéresis obtenidos por Soleimani y otros [6], correspondientes a un subensamblaje de un nudo interior del tercer piso, de una estructura de veinte pisos. Se observa un importante "estrangulamiento" en los lazos y la formación de un mecanismo cinemático inestable. Este comportamiento está directamente relacionado con el efecto P-Delta.

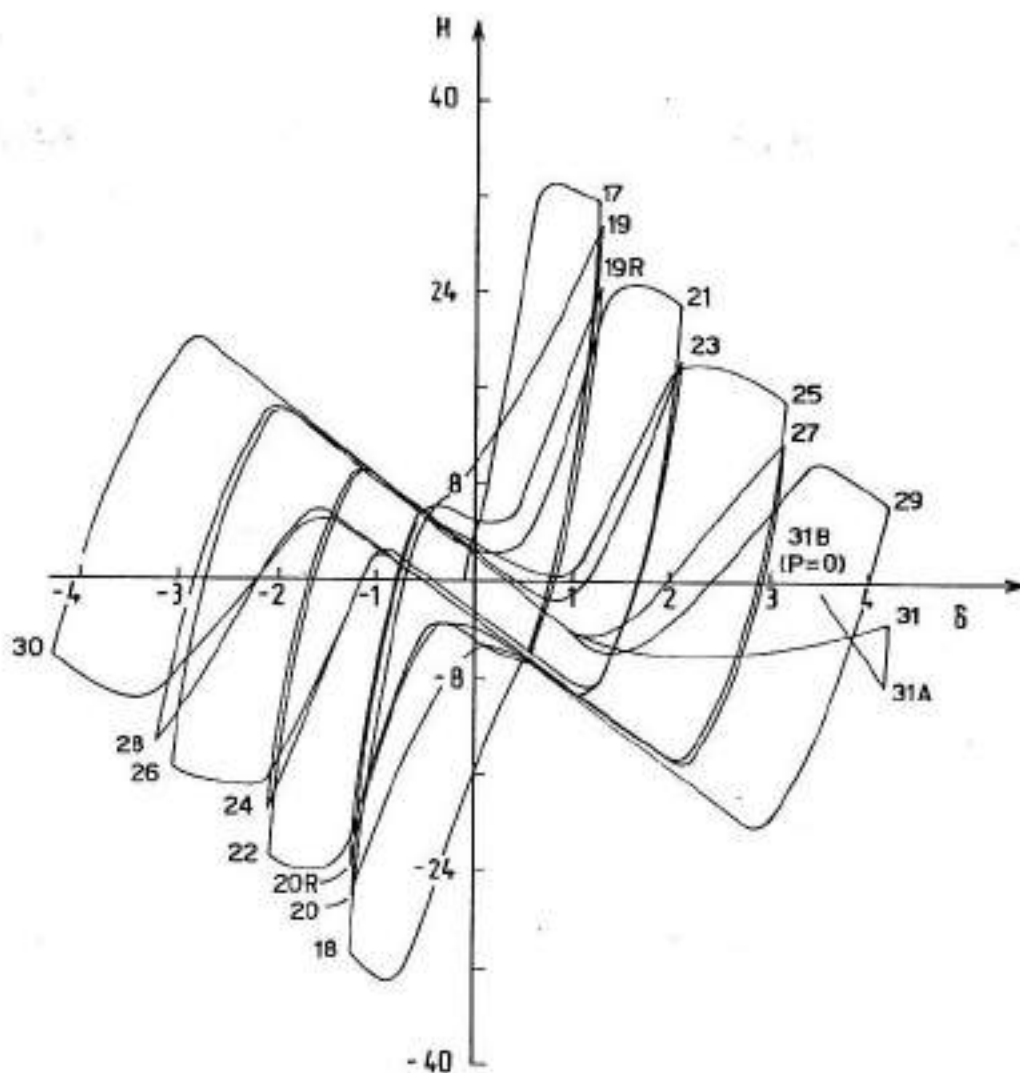


Figura 11. Influencia del Efecto P-Delta en el Comportamiento de un Nudo Interno.

Es de hacer notar que el ejemplo anterior constituye un caso extremo de un rápido deterioro de los ciclos de histéresis, causado por el pegado de los strain-gages a las barras de acero, al reducir las longitudes disponibles de anclaje de las armaduras de las vigas. No obstante, los autores consideran [6], que una situación similar podría presentarse en la práctica debido a una mala calidad de la mano de obra.

Por lo expuesto, resulta imprescindible adoptar, como criterio adicional de comportamiento en nudos viga-columna, una distorsión lateral de piso máxima. Usualmente los reglamentos estipulan valores cercanos al 2%. Adoptando como criterio de comportamiento un máximo para la distorsión lateral de piso del 2%, pueden reevaluarse los ensayos

realizados a fin de comprobar, si para la deformación correspondiente a la distorsión de piso adoptada, el comportamiento del nudo es o no aceptable. Simultáneamente, deberá verificarse que las ductilidades máximas de desplazamiento también lo sean. Así, por ejemplo, en la Fig. 12 [14-15], se han trazado las verticales correspondientes a una distorsión lateral de piso del 2%. Se observa que para ese nivel de deformación, no existen degradaciones importantes de resistencia ni de rigidez, más precisamente, el espécimen X1, que fallara por corte y adherencia, recién para una distorsión del 4% presenta una pérdida de resistencia del 10%, elevándose a un 25% cuando la distorsión alcanza el 5%. El espécimen X2, que fallara por rotulación en los extremos de las vigas, no registró pérdidas sustanciales de resistencia y rigidez hasta un valor de la distorsión de piso del 4%. El espécimen X3, que fallara por corte y adherencia, tampoco registró mayores degradaciones hasta alcanzar una distorsión de piso del 4%.

Los resultados de análisis similares al anterior correspondientes a ensayos realizados en la Universidad de Texas, la Universidad de California Berkeley y la Universidad de Canterbury [7-8-9-11-13], indican que las conclusiones anteriores son generales. Así, si bien los subensamblajes ensayados en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, muestran globalmente un mejor comportamiento que los demás, si se adopta como criterio de comportamiento una distorsión máxima de piso del 2%, todos resultan igualmente aceptables, aunque las cuantías de armadura transversal en los ensayos neozelandeces sean sustancialmente mayores. Más aún, Park y Dai Ruitong [25], en un reciente trabajo concluyen que la cantidad de armadura transversal que prescribe la norma neozelandesa NZS 3101 [26] para el diseño de nudos viga-columna es excesivamente conservadora, y podría disminuirse.

ROL DE LA ARMADURA TRANSVERSAL.

De acuerdo con el criterio neozelandés, la armadura transversal, así como la vertical, en un nudo interno, tiene como función principal absorber la parte del esfuerzo de corte total operante, que no absorbe el hormigón. Contrariamente, las recomendaciones del Comité ACI-ASCE 352 [28], incorporadas a la última versión del Código ACI-318 [31] prescriben una armadura transversal mínima de confinamiento, siempre que el esfuerzo de corte no supere los siguientes valores:

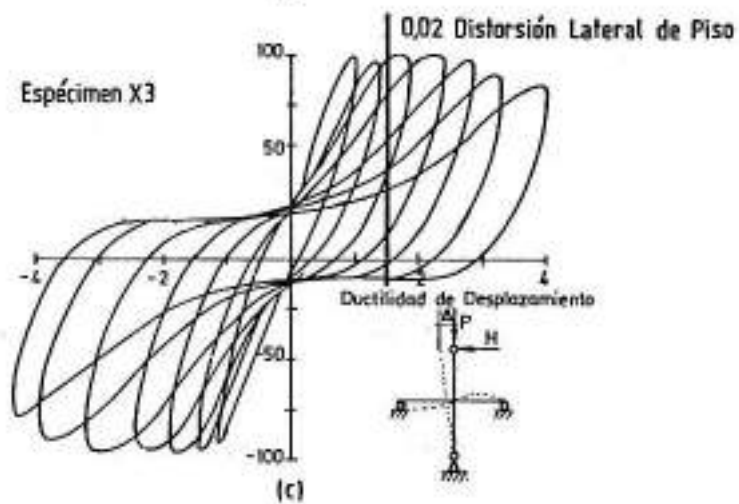
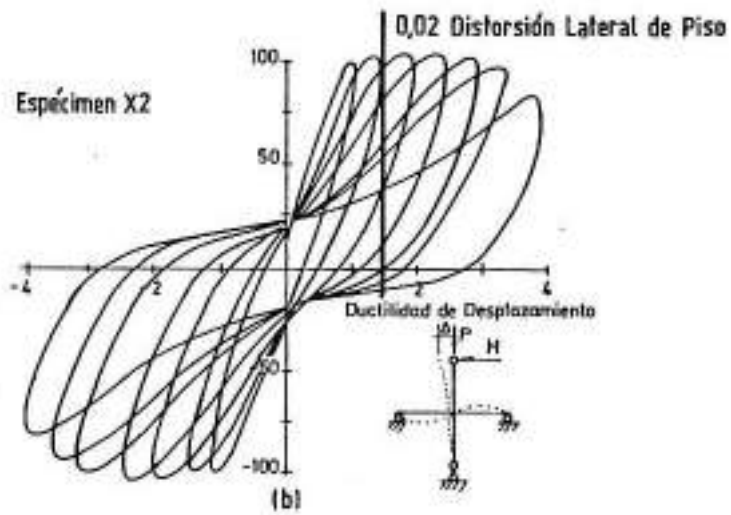
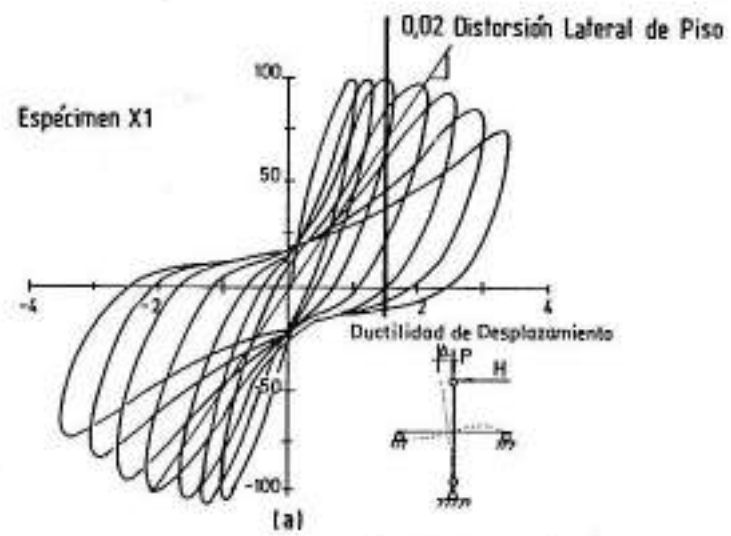


Figura 12. Ciclos de Histéresis.

$$V_n = 1,4 \sqrt{\sigma_{bk}(\text{MPa})} b_j h \quad (\text{nudos interiores})$$

$$V_n = 1,0 \sqrt{\sigma_{bk}(\text{MPa})} b_j h \quad (\text{nudos exteriores})$$

$$V_n = 0,8 \sqrt{\sigma_{bk}(\text{MPa})} b_j h \quad (\text{nudos esquineros})$$

Obsérvese que el esfuerzo de corte máximo admitido es mayor en nudos interiores, admitiéndose así, implícitamente, un mayor confinamiento provisto por las vigas transversales. Por otro lado, el esfuerzo de corte máximo es, en general, menor que el prescrito en el Reglamento neozelandés ($V_n = 1,5 \sqrt{\sigma_{bk}} b_j h$), llegando a ser muy importante la diferencia, en el caso de nudos exteriores y esquineros.

Así, mientras en el Reglamento neozelandés la armadura transversal se concibe para resistir el corte, en el Reglamento americano lo hace para confinar el núcleo de hormigón, preservando la integridad de la biela.

Un trabajo reciente de Aoyama y otros [21], demuestra que el rol de la armadura transversal en un nudo es, principalmente, confinar el hormigón más que resistir el corte.

Para demostrar lo anterior, se detalló un nudo en la forma indicada en la Fig. 13. Esta disposición de la armadura transversal permite discriminar las deformaciones provocadas por la absorción del corte y las desarrolladas por el confinamiento del núcleo de hormigón. La Fig. 14, ilustra la relación entre las fuerzas transferidas del nudo por tensiones de adherencia F_b , y la suma del corte total más el corte de piso $V_p + V_{col}$, en función de la distorsión de piso.

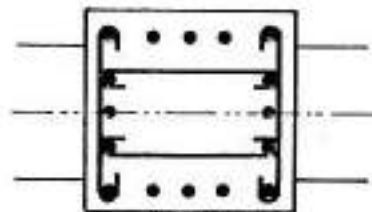


Figura 13. Armadura Transversal en el Nudo.

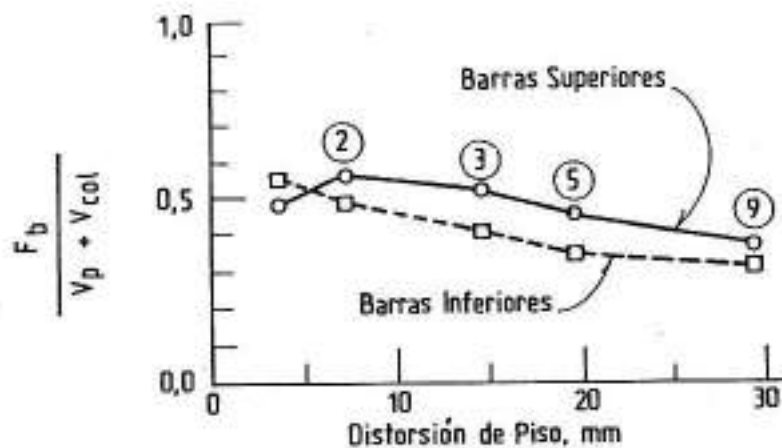


Figura 14. Contribución de los Esfuerzos de Adherencia.

Los puntos 2; 3; 5 y 9, corresponden a distorsiones de piso de 1/200; 1/100; 1/75 y 1/50, respectivamente. Se observa que la contribución de las fuerzas de adherencia disminuye a medida que aumenta la distorsión de piso, lo cual indica que la adherencia se deteriora gradualmente, alcanzando un 30% del corte total más el corte de piso, cuando la distorsión es de 1/50 (2%). En la Fig. 15, se muestran las deformaciones en las armaduras transversales. Se observa que las deformaciones de los estribos ubicados en la dirección de la carga, se vuelven casi constantes para distorsiones de piso mayores de 1/100, y no alcanzan la tensión de fluencia (0.2%). Esto demuestra que la contribución del mecanismo de celosía disminuye con la degradación de la adherencia a lo largo de las barras. Por otro lado, las deformaciones en los estribos ubicados en dirección perpendicular a la de la carga, aumentan con la distorsión de piso, pero no alcanzan la fluencia, al menos hasta una distorsión de 1/50 (2%), por lo que la cuantía de la armadura transversal, 0,35%, es suficiente para confinar el núcleo de hormigón.

INFLUENCIA DE LA LOSA Y DE LAS VIGAS TRANSVERSALES.

Hasta el momento, la discusión se ha centrado en el comportamiento de subensamblajes planos. Recientes investigaciones [16-17-18-19-23-24], demuestran que el comportamiento de un nudo con vigas en dos direcciones ortogonales y losa, es diferente al de un nudo plano.

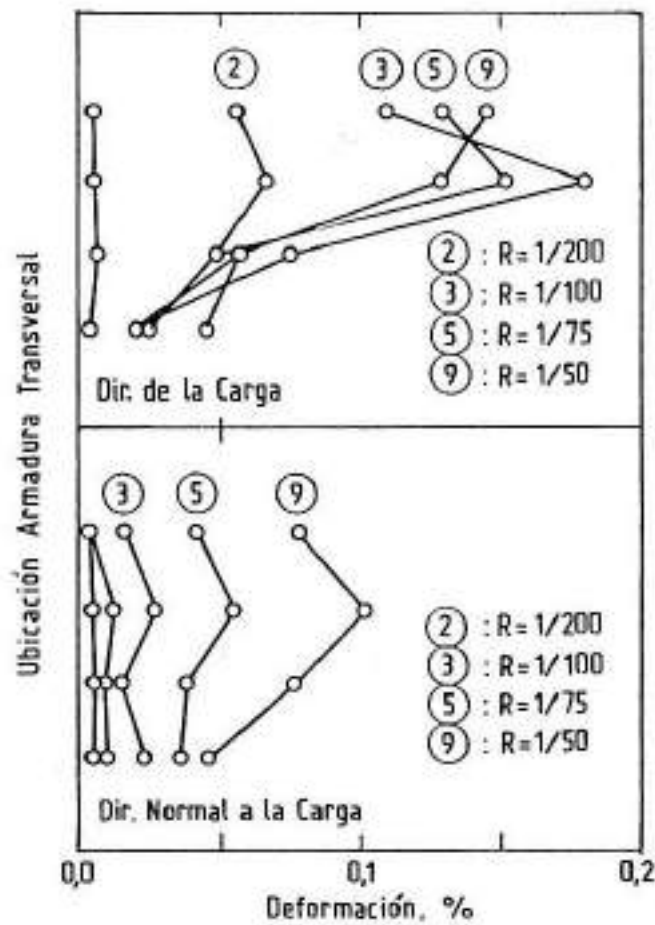
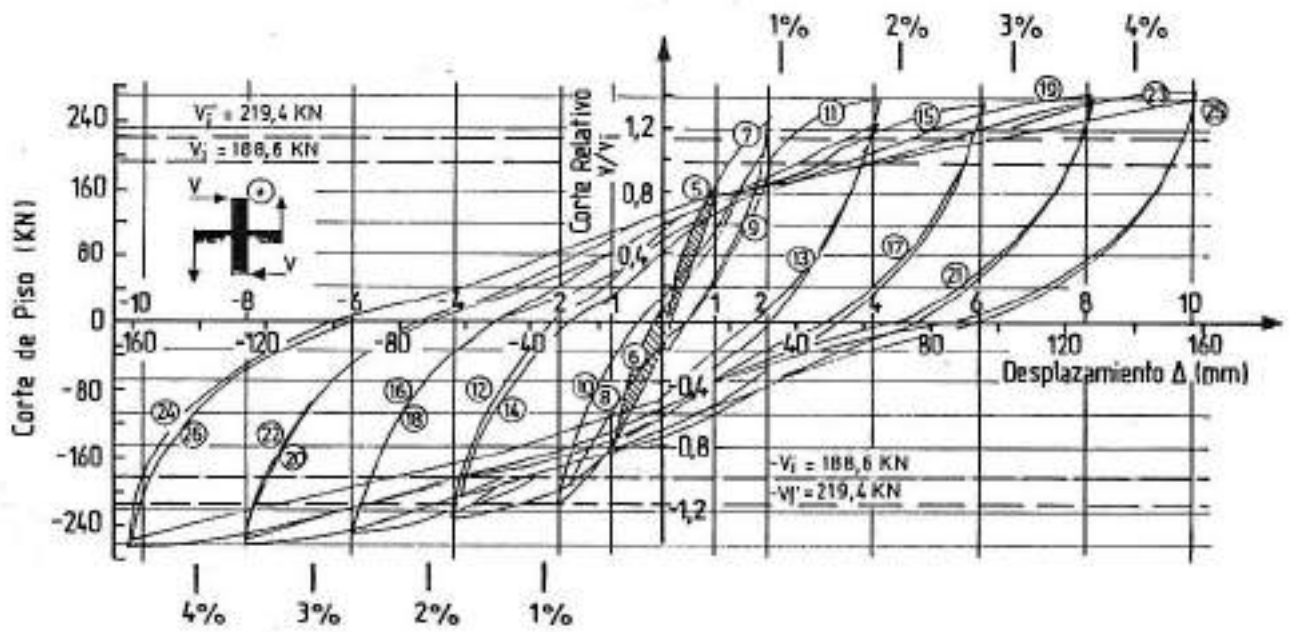


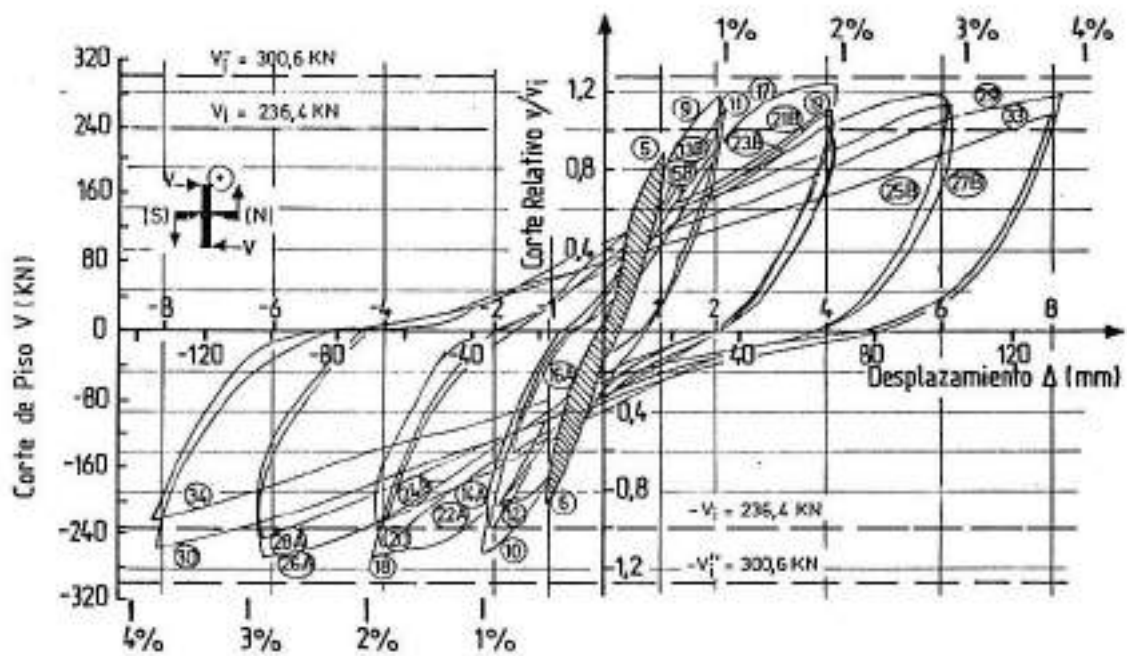
Figura 15. Deformaciones en la Armadura Transversal.

La losa colada monolíticamente con las vigas, aumenta la capacidad resistente de éstas. Este aumento resulta despreciable cuando el ancho de colaboración de la losa está comprimido (momento positivo), pero es muy importante cuando está traccionado (momento negativo). Investigaciones recientes [16-17-18-19-23-24], demuestran que el ancho de colaboración, dentro del cual se ubica la armadura de la losa que contribuye a la sobrerresistencia de la viga, aumenta con la ductilidad. Para ductilidades grandes ($\mu \geq 6$), puede llegar a colaborar todo el ancho de la losa [16-17-18-19-23-24].

Al aumentar la capacidad resistente de las vigas, aumenta la probabilidad de que se formen rótulas plásticas en los extremos de las columnas si aquel incremento de capacidad resistente no ha sido tenido debidamente en cuenta. Esta sobrerresistencia es diferente en



16 a. Nudo Plano



16 b. Nudo Espacial

Figura 16. Respuesta de un Nudo Plano y de un Nudo Espacial

nudos planos y en nudos espaciales. La Fig. 16 [23], muestra el comportamiento de dos nudos con losa, el de la Fig. 16a, es un nudo plano y el de la Fig. 16b, un nudo espacial. "Vi" indica el esfuerzo de corte en la columna basado en una estimación conservativa del ancho de colaboración de la losa en tracción (2 a 4 veces el espesor de la losa) medido a partir de las caras de la columna, mientras que Vi* indica el corte en la columna calculado con la participación de todo el espesor. Se observa que en el nudo plano (Fig. 16a), Vi* es alcanzado y sobrepasado, mientras que en el nudo espacial (Fig. 16b), no se logra la participación completa de la losa, ni siquiera con el endurecimiento del acero. Por otro lado, se observa una menor capacidad de disipación de energía en el nudo espacial a pesar del confinamiento provisto por las vigas transversales. Al respecto, el código ACI 318 [31], permite aumentar la resistencia al corte de un nudo cuando existen vigas transversales. Sin embargo, este confinamiento parece ser totalmente efectivo cuando estas vigas están descargadas. En realidad, actualmente se reconoce que el comportamiento de un nudo espacial es inferior al de un nudo plano.

Debe tenerse presente que toda la discusión anterior se basa en ensayos sobre ensamblajes aislados. En realidad, en una estructura, los nudos no están aislados, sino que presentan continuidad. Esta, posibilita una redistribución de esfuerzos, la cual hace que su comportamiento varíe radicalmente en relación con el de un nudo aislado de la estructura. La referencia [22], constituye por el momento, la única evidencia experimental sobre el tema.

DISEÑO DE NUDOS SEGUN EL REGLAMENTO INPRES-CIRSOC 103.

El Reglamento argentino vigente, INPRES-CIRSOC 103 [32], considera dos tipos de hormigones sismorresistentes: el convencional y el dúctil. Para el primero, se sigue un criterio de confinamiento, al requerirse una armadura transversal igual a la de confinamiento del extremo de la columna más armada.

Como armadura vertical se debe colocar una sección, por lo menos, igual al 40% de la máxima sección de armadura longitudinal de columna, ubicada en un plano perpendicular al de flexión de la viga.

El esfuerzo de corte actuante en el nudo se limita a $2,0 Z \tau_{03} d_c b_j$, siendo Z el factor de zona sísmica ($Z=1$ en la zona 4) y τ_{03} la tensión de corte límite correspondiente al renglón 5 de la tabla 18 del Reglamento CIRSOC-201.

El diámetro máximo de las armaduras longitudinales de las vigas, que atraviesan

el nudo, es aproximadamente igual a $h/20$.

En el caso del hormigón sismorresistente dúctil, las armaduras transversales y verticales siguen un criterio de resistencia al corte, similar al enfoque neozelandés.

El esfuerzo de corte actuante en el nudo se limita a $2,2 Z \tau_{03} d_c b_j$. El diámetro máximo de las armaduras longitudinales de las vigas que atraviesan el nudo, es igual a $h/25$.

En general, podría afirmarse que para el caso del hormigón sismorresistente convencional se sigue el criterio americano, mientras que para el caso del dúctil, se sigue el criterio neozelandés. Sin embargo, estos dos criterios no aparecen como excluyentes, sino como complementarios.

En realidad, el enfoque que sustenta el Reglamento, supone que para ductilidades limitadas del orden de 4, el mecanismo de la biela de hormigón no está degradado y además, asume que el corte transmitido por las barras pasantes, que no puede absorber la biela, se cubre con la armadura transversal de confinamiento y con la armadura vertical. Así, la armadura transversal cumple la doble función de confinamiento y resistencia.

Para ductilidades mayores que 4, se supone que la biela se ha degradado totalmente en el caso de que no exista carga axial significativa, y por lo tanto, prevalece el mecanismo de celosía. El criterio sustentado por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, que en su momento trató de conciliar dos enfoques que parecían contradictorios, debe, de acuerdo con el criterio del autor, revisarse a la luz de las últimas investigaciones realizadas, cuyas conclusiones más importantes se han expuesto en este trabajo; principalmente, la incorporación como criterio adicional de comportamiento en un nudo de la distorsión lateral de piso máxima admisible, y la influencia de la losa y del comportamiento espacial de un nudo.

En tal sentido, no resulta admisible, hoy, considerar un enfoque de confinamiento restringido a estructuras de ductilidad limitada. Este criterio debe ser extendido para estructuras de ductilidad completa. Además, la influencia de la losa debe ser tenida explícitamente en cuenta en el Reglamento. Para asegurar que las rótulas plásticas se produzcan en las vigas y no en las columnas, la prescripción que obliga a que la suma de los momentos resistentes de las vigas sea menor o al menos igual que la suma de los momentos resistentes de las columnas que concurren al nudo es claramente insuficiente, aún cuando la influencia de los modos superiores de vibración no sea importante, [17-18].

Algunas investigaciones demuestran que esta relación puede llegar a 2,0. Para ello es necesario que el Reglamento prescriba un ancho de colaboración. Con base en lo expuesto

anteriormente, se estima que debe adoptarse el ancho completo en nudos planos, y algo menos en nudos espaciales.

NUDOS CON DUCTILIDAD LIMITADA.

Las estructuras con ductilidad limitada ($3 \leq \mu \leq 4$) han sido, en general, objeto de poca atención. En relación con el comportamiento de nudos viga-columna, la referencia [25] comienza a tratar el tema.

Este tipo de estructuras merece, a criterio del autor, especial atención, particularmente en un país como la Argentina en donde no abunda la mano de obra calificada. La ventaja que presentan, radica en que los requerimientos de detallamiento pueden relajarse considerablemente en relación con las estructuras de ductilidad completa, a expensas de una mayor resistencia.

Durante el terremoto de Chile de 1985, las estructuras a base de muros de hormigón armado se comportaron, en general, en forma excelente, aunque el diseño y detallamiento de las mismas seguía los criterios de un hormigón armado normal (no sismorresistente) [33]. Cabe hacer notar que la densidad de muros existentes era mayor que la mínima requerida, por lo que presentaban sobrerresistencias que permitieron una limitada demanda de ductilidad.

En relación con los nudos viga-columna, las conclusiones de la referencia [25], aunque tentativas, permiten entrever un relajamiento importante, principalmente referido al diámetro máximo de las barras que atraviesan el nudo, derivado de requerimientos de adherencia. Es este quizás uno de los aspectos más conflictivos en la práctica, y de no fácil resolución en estructuras con ductilidad completa. No obstante, en estructuras con ductilidad limitada, las primeras conclusiones [25] indican que la limitación podría incluso eliminarse.

Existe una urgente necesidad de profundizar las investigaciones en este tema.

CONCLUSIONES.

- 1- Si como criterio adicional de comportamiento sismorresistente de un nudo interior viga-columna, se acepta una distorsión máxima de piso del 2%, la armadura transversal tiene como función principal confinar al hormigón.
- 2- La resistencia al corte del nudo puede considerarse como provista por la biela de hormigón, independientemente de las condiciones de adherencia de las barras pasantes.

- 3- Las prescripciones del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 para el hormigón sismorresistente dúctil, conducen a cuantías de armaduras transversal y vertical excesivas, principalmente cuando la carga axial en la columna es baja. Además, el criterio sustentado no es correcto.
- 4- Para el hormigón sismorresistente convencional, el criterio utilizado es válido para estructuras con ductilidad completa.
- 5- El ancho de colaboración de una losa, colada monolíticamente con las vigas, debe ser tenido en cuenta al evaluar la capacidad resistente de momento negativo de las vigas que concurren al nudo. Este ancho de colaboración, puede extenderse a toda la losa en nudos planos, y algo menos, en nudos espaciales con ductilidad completa.
- 6- La relación entre la suma de las capacidades resistentes de las vigas y columnas que concurren a un nudo no debe ser inferior a 1,4.
- 7- Existe una urgente necesidad de profundizar las investigaciones en nudos con ductilidad limitada. Se estima que los requerimientos de confinamiento (cuantía de la armadura transversal) pueden reducirse en relación con los correspondientes a ductilidad completa. Además, la limitación del diámetro máximo de las barras pasantes podría eliminarse.

REFERENCIAS.

- [1] - Hanson, N.W.; Comer, H.W., "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam - Column Joints", *Journal of the Structural División, ASCE*, October 1967.
- [2] - Park, R.; Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, New York 1975.
- [3] - Uzumeri, S.M., "Strength and Ductility of Cast-in-Place Beam - Column Joints", "Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones", SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977.
- [4] - Paulay, T., "Capacity Design of Reinforced Concrete Ductile Frames", *Proceedings of a Workshop on Earthquake - Resistant Reinforced Concrete Building Construction*, Bertero, V.V. (editor), Vol 3, University of California at Berkeley, 1977.
- [5] - Paulay, T.; Park, R.; Priestley, M.J.N., "Reinforced Concrete Beam - Column Joints under Seismic Actions", *ACI Journal*, November 1978.

- [6] - Soleimani, D.; Popov, E.P.; Bertero, V.V., "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Beam - Column Subassemblages", *ACI Journal*, November 1979.
- [7] - Bertero, V.V., "Seismic Behavior of Structural Concrete Linear Elements and their Connections", *Symposium on Structural Concrete under Seismic Actions*, C.E.B. Bulletin, Rome, May 1979.
- [8] - Meinheit, D.F.; Jirsa, J.C., "Shear Strength of R/C Beam - Column Connections", *Journal of the Structural Division, ASCE*, November 1981.
- [9] - Park, R.; Gaerty, L.; Stevenson, E.C., "Tests on an Interior Reinforced Concrete Beam . Column Joint", *Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake*, Vol 14, N° 2, June 1981.
- [10] - Jirsa, J.O., "Beam - Column Joints: Irrational Solutions to a Rational Problem", *Significant Development in Engineering Practice and Research, SP-72*, American Concrete Institute, Detroit, 1981.
- [11] - Jirsa, J.O., "Seismic Behavior of R.C. Connections (Beam - Column Joints) State-of-the-Art", *Proceedings 7 WCEE, Istanbul, Turkey*, September 1980.
- [12] - Zhang, Liande; Jirsa, J.C., "A Study of Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam - Column Joint", Phil M. Ferguson, *Structural Engineering Laboratory Report, N° 82-1*, The University of Texas at Austin, February 1982.
- [13] - Sangchao, Zhu; Jirsa, J.C., "A Study of Band Deterioration in Reinforced Concrete Beam - Column Joints", Phil M. Ferguson, *Structural Engineering Laboratory Report N° 83-1*, The University of Texas at Austin, July 1983.
- [14] - Durrani, A. J.; Wight, J.K., "Behavior of Interior Beam to Column Connections Under Earthquake - Type Loading", *ACI Journal*, May 1985.
- [15] - Durrani, A.J.; Wight, J.K., "Experimental Study of Interior Beam to Column Connections Subjected to Reversed Cyclic Loading", *Proceedings 8 WCEE, San Francisco, California U.S.A.*, July 1984.
- [16] - Ehsani, M.R.; Wight, J.K., "Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake - Type Loading", *Proceedings, 8 WCEE, San Francisco, California U.S.A.*, July 1984.
- [17] - Leon, R.T., "The Effect of Floor Member Size on the Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints", *Proceedings, 8 WCEE, San Francisco, California, U.S.A.*, July 1984.

- [18] - Leon, R.; Jirsa, J.O., "Bidirectional Loading of R.C. Beam-Column Joints", *Earthquake Spectra*, Vol 2, N° 3, May 1986.
- [19] - Kitayama, K.; Otani, S.; Aoyama, H., "Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Slab Subassemblages Subjected to Bi-Directional Load Reversals", *Proceedings, 910 CEE*, Tokyo-Kyoto, Japan, August 1988.
- [20] - Leon, R.T., "Anchorage Requirements in Interior R.C. Beam-Column Joints", *Proceedings, 9 WCEE*, Vol IV, Tokyo-Kyoto, Japan, August 1988.
- [21] - Aoyama, H.; Otani, S.; Kitayama, K., "Design Criteria for Reinforced Concrete Interior Beam-Column Connections", *Proceedings, 9 WCEE*, Vol IV, Tokyo-Kyoto, Japan, August 1988.
- [22] - Zerbe, H.E.; Durrami, A.J., "Seismic Behavior of Indeterminate R/C Beam to Column Connections Subassemblies", *Proceedings, 9 WCEE*, Vol IV, Tokyo-Kyoto, Japan, August 1988.
- [23] - Paulay, T., "Seismic Behavior of Beam Column Joints in Reinforced Concrete Space Frames", *Proceedings, 9 WCEE*, Vol VIII, Tokyo-Kyoto, Japan, August 1988.
- [24] - Kurose, Y.; Guimaraes, G.N.; Kreger, M.E.; Jirsa, J.O., "Evaluation of Slab-Beam-Column Joint Response under Bidirectional Loading", *Proceedings, 9 WCEE*, Vol VIII, Tokyo-Kyoto, Japan, August 1988.
- [25] - Park, R.; Dai Ruitong, "A Comparison of the Behaviour of Reinforced Concrete Beam Column Joints Designed for Ductility and Limited Ductility", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol 21, N° 4, December 1988.
- [26] - "Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS 3101 Part 1: 1982", *Standards Association of New Zealand*, Wellington, 1982.
- [27] - "Commentary on the Design of Concrete Structures, NZS 3101 Part 2; 1982", *Standards Association of New Zealand*, Wellington, 1982.
- [28] - ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures", *ACI Journal*, May 1985.
- [29] - Applied Technology Council, "Tentative Provision for the Development of Seismic Regulations for Buildings", *National Bureau of Standards, Special Publication 510*, June 1978.
- [30] - National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHPP), "Recommended

Provision for the Development of Seismic Regulation for New Buildings”, Federal Emergency Management Agency, 1985 Edition.

- [31] - “Building Code Requeriments for Reinforced Concrete” (ACI 318-89) and Commentary - ACI 318R-89.
- [32] - Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, “Reglamento INPRES-CIRSOC 103”.
- [33] - Moehle, J., P.;Wallace, J.W., “Ductility and Detailing Requirements of Shear Wall Buildings”, 5º Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Vol. 1, Santiago, Chile, Agosto 1989.

PUBLICACION TECNICA N° 17

CONTENIDO

*Influencia de las Fuentes Sísmicas Potenciales
en el Diseño Sismorresistente.*

ING. JUAN CARLOS CASTANO
DIRECTOR NACIONAL INPRES

Nudos Viga-Columna: Una Revisión Crítica.

ING. ALEJANDRO P. GIULIANO
SUBDIRECTOR NACIONAL INPRES