

2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.Nós de pórtico

2.1.1.Definição

O termo “nó” define a região comum a vigas e pilares. A palavra ligação também é utilizada para se referir ao encontro destes elementos. O ACI 352-02 (2002) define esses dois termos da seguinte forma: “Nó” é a porção do pilar dentro da maior altura das vigas que concorrem na ligação (Figura 2.1) e “Ligação” é o nó acrescido dos pilares, vigas e lajes adjacentes a esta região.

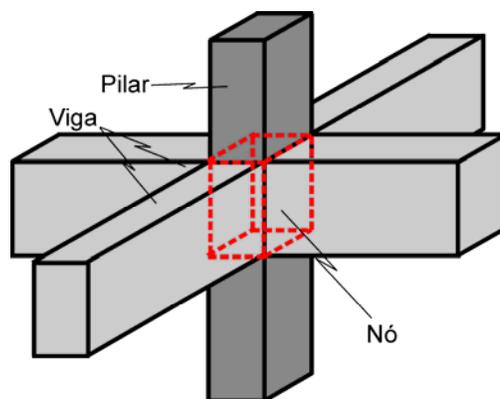


Figura 2.1 – Delimitação do nó.

2.1.2.Tipos de nós de pórtico

O ACI 352-02 (2002) classifica as ligações de acordo com as condições de carregamento e deformabilidade dos seus elementos: tipo 1 são as ligações onde os elementos não apresentam deformações plásticas significativas como, por exemplo, as ligações submetidas a cargas gravitacionais e a pequenas cargas de vento; tipo 2 são as ligações onde os elementos estão sujeitos a deformações alternadas dentro de uma escala plástica e requerem dissipação de energia, como é o caso das ligações submetidas a cargas sísmicas.

Como complemento, as ligações também são classificadas em: internas (Figura 2.2 (a) e (b)), de borda (Figura 2.2 de (c) a (f)) e de canto (Figura 2.2 de (g) a (j)). Nestas figuras, as lajes não estão desenhadas para facilitar na visualização.

As ligações de concreto armado em edifícios podem de uma forma simplista ser classificadas em quatro tipos: ligação viga de cobertura – pilar interno, ligação viga de cobertura – pilar externo, ligação viga – pilar interno e viga – pilar externo (Figura 2.3).

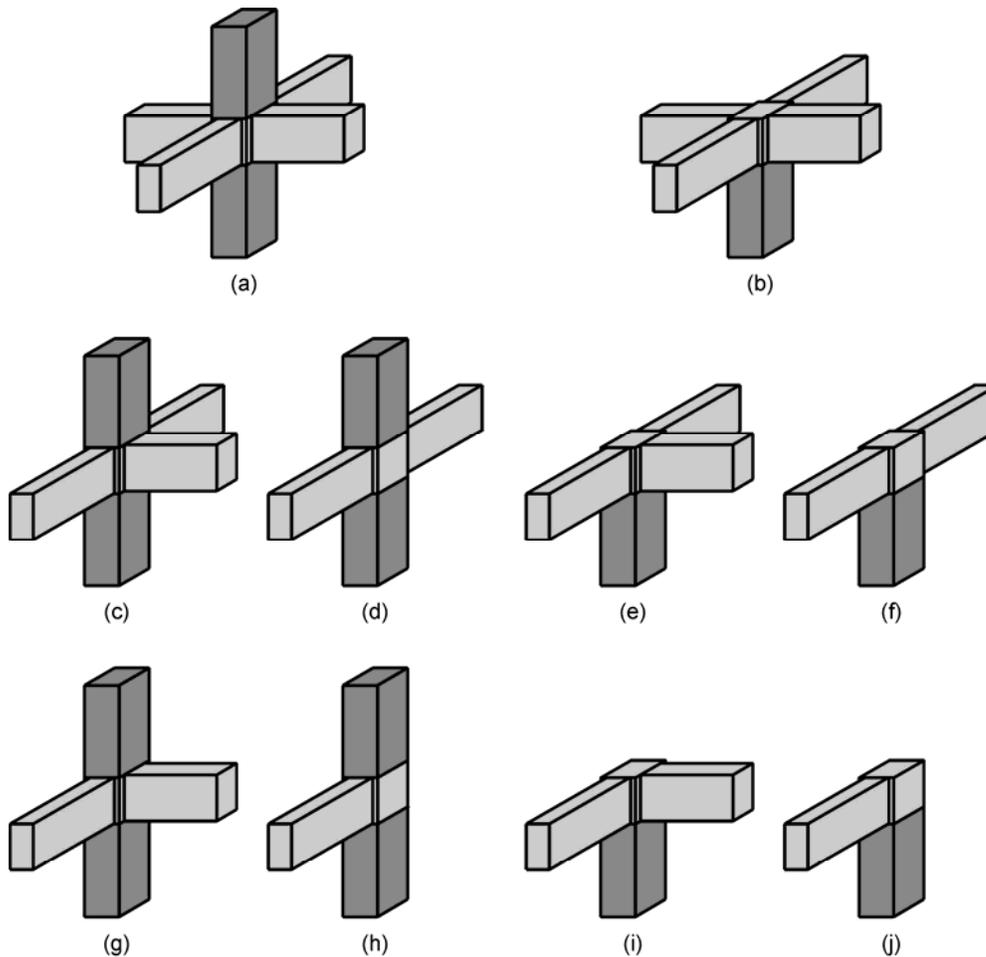


Figura 2.2 – Exemplos de tipos de ligações (as lajes não estão desenhadas para facilitar a visualização) (ACI 352-02, 2002).

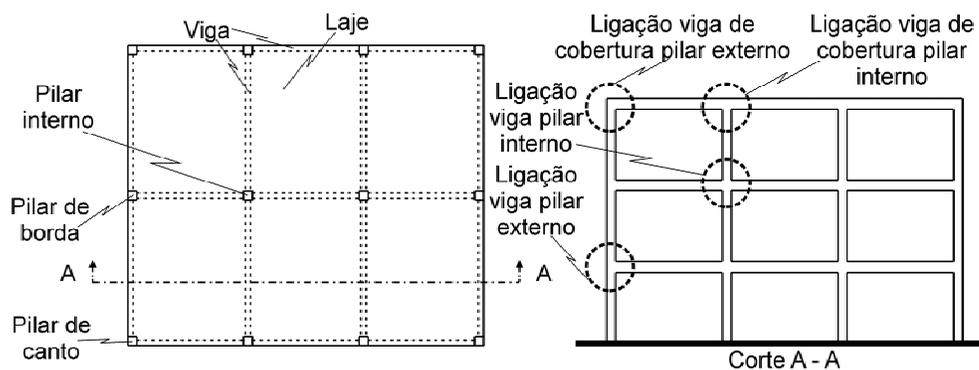


Figura 2.3 – Exemplos de tipos de ligações de concreto armado em edifícios.

2.1.3. Comportamento de nós de pórtico

O comportamento de um nó de concreto armado, confinado nos quatro lados, pode ser exemplificado pelo caso de uma ligação pilar-laje interna (Figura 2.4). A parte superior do nó é submetida a um estado triaxial de compressão, com compressão longitudinal causada pela carga do pilar e tração transversal nos dois sentidos decorrente do momento da laje.

Pelo equilíbrio de forças e momentos, a tração transversal na parte superior do nó é equilibrada pela compressão na parte inferior. Ou seja, somente a parte inferior do nó é submetida a um estado triaxial de compressão, com compressão longitudinal e transversal nos dois sentidos.

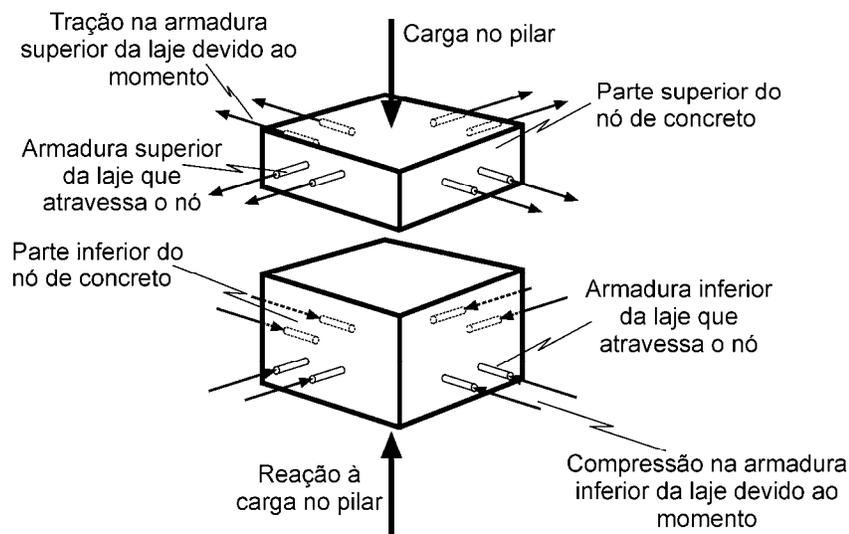


Figura 2.4 – Estado triaxial no nó (Ospina e Alexander, 1997).

2.1.4. Pilares com concreto de elevada resistência atravessados por vigas e/ou lajes com concretos de resistência normal

O emprego de pilares com concreto de alta resistência em conjunto com vigas e/ou lajes com concreto de resistência normal se tornou popular em construções desde 1960 nos Estados Unidos, Canadá e Austrália, por exemplo.

Por economia e facilidade na construção, o concreto da laje é colocado continuamente atravessando o nó pilar-laje. Como resultado, a parte do pilar formada na região entre a laje e o pilar possui um concreto de resistência menor do que no resto do pilar.

Na estrutura resultante, os pilares interceptados pelo concreto do pavimento reduzem a resistência do pilar. Então, surge a dúvida no dimensionamento com relação a qual resistência à compressão deve ser utilizada no cálculo da resistência do nó.

Para que não ocorra uma diminuição na resistência à compressão do nó, tem-se que aumentar as armaduras nessa região, o que pode acarretar um congestionamento indesejável de armadura. Essa conexão pilar-pavimento se torna sempre mais complicada nos casos onde o nó não está totalmente confinado pelo pavimento e onde momentos adicionais devido à excentricidade da carga devem ser considerados.

Na Figura 2.5 (a) até (c), típicas conexões pilar-viga-laje de interior, borda e canto são apresentadas, respectivamente. A Figura 2.5 (d) apresenta o pilar denominado “sanduíche” que é freqüentemente usado para simular o comportamento de um pilar de canto.

As normas apresentam, em geral, três tipos de alternativas para assegurar a segurança da estrutura para pilares com resistência do concreto superior ao concreto do pavimento. Na primeira, o concreto do pilar deve ser usado no nó e levado até certa distância a partir da face do pilar (Figura 2.6 (a)) ao invés de se ter o concreto da laje no nó (Figura 2.6 (b)).

Os valores da distância requerida de acordo com as normas CSA A23.3-94, ACI 318-09 e AS3600-01 são : 500mm e 600mm e 600mm, respectivamente. Tal procedimento é chamado de “*puddling*” ou “*mushrooming*” e cria uma área na laje ao redor do pilar, com o mesmo concreto utilizado no pilar, que pode aumentar a sua resistência à punção. Contudo, esse tipo de procedimento não pode ser realizado quando o concreto do pavimento é auto-adensável, devido a sua alta fluidez.

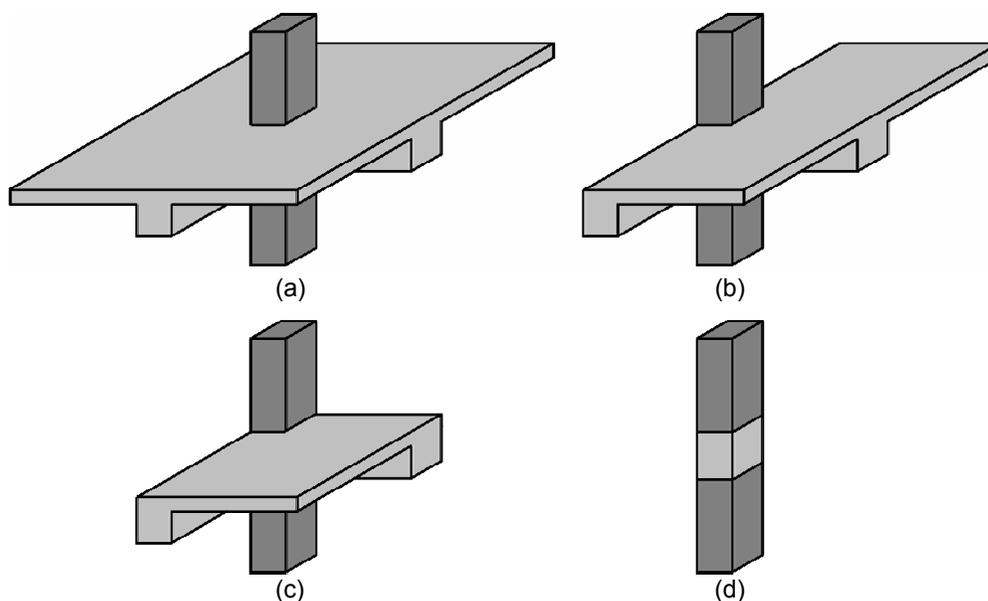


Figura 2.5 – Conexões viga-laje-pilar: interior (a), borda (b), canto (c) e pilar sanduíche (d) (Portella *et al.*, 1999).

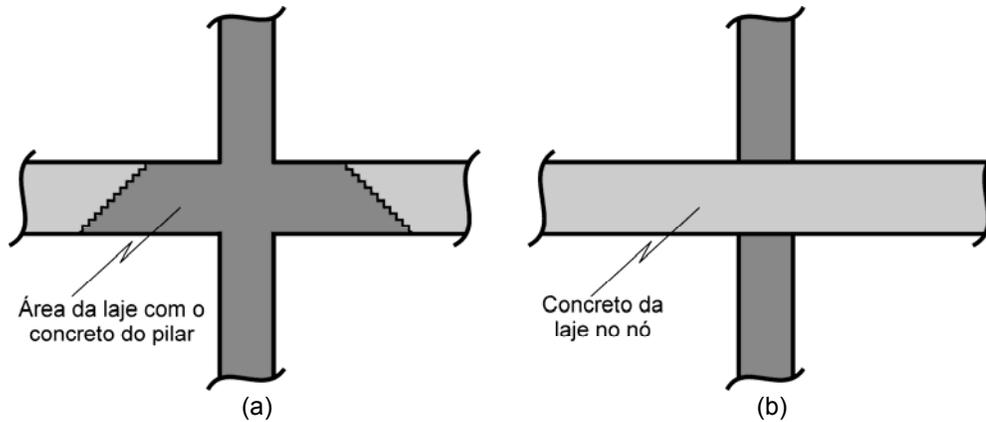


Figura 2.6 – Conexões laje-pilar: (a) concreto do nó é o mesmo do pilar, (b) concreto do nó é o mesmo da laje.

A segunda forma é prover armaduras longitudinal e transversal adequadas no pilar para compensar a baixa resistência do concreto da laje. O uso desse método pode resultar em congestionamento na região pilar-viga-laje, a qual tende normalmente a ser armada pesadamente. A adição de conectores e espirais também aumenta o custo da construção.

Por último, uma alternativa que as normas só indicam para o caso de pilares adequadamente confinados por vigas e/ou laje por todos os lados é o uso de uma resistência do concreto efetiva. Essa alternativa é empregada quando se tem uma diferença superior a 40 por cento entre a resistência à compressão do concreto do pilar e do pavimento. Para valores abaixo de 40 por cento, a resistência efetiva do nó é considerada igual à resistência à compressão do concreto do pilar.

2.1.5.Carga e modo de ruptura

Em uma ligação de concreto armado em edifícios submetidos a cargas verticais, a ruptura pode ocorrer no pilar, acima ou abaixo do nó, caso o concreto do nó apresente resistência à compressão superior ao do pilar devido ao efeito do confinamento nessa região. Esse tipo de ruptura também pode ocorrer se o concreto do pilar também for usado no nó ou quando há armadura adicional no nó para assegurar o confinamento.

A ruptura pode ocorrer no nó quando a armadura dentro do nó escoar e causar grandes deformações e conseqüentemente ocorre a ruptura por esmagamento do concreto na zona comprimida. Outra possibilidade é o concreto do pilar possuir resistência à compressão superior à resistência do concreto confinado do nó.

Nos ensaios com cargas aplicadas no pavimento, os autores Siao (1994), Ospina e Alexander (1997) e Ali Shah (2003a) consideram que a carga atuante no nó é a mesma que está sendo aplicada no pilar superior. Essa é a alternativa mais conservativa, pois a resistência efetiva será calculada com a carga do pilar menos carregado. Porém, os autores Wahab e Alexander (2005) consideram que a carga que é aplicada no nó é igual à soma da carga aplicada no pilar superior e dois terços da carga aplicada no pavimento. Jungwirth (1998) recomenda que seja feita a soma da carga aplicada no pilar superior e da carga total aplicada no pavimento.

2.2. Concreto confinado

Os dois tipos de confinamento do concreto são descritos a seguir:

- Confinamento ativo: Ocorre devido à cargas externas, e faz com que o concreto fique sob um estado triaxial de compressão.
- Confinamento passivo: É obtido quando o concreto é submetido a tensões de compressão crescentes que provocam fissuras internas e a expansão lateral do concreto contra os estribos e/ou barras longitudinais que atravessam o concreto.

O valor do coeficiente de Poisson do concreto é aproximadamente 0,20. Quando a deformação do concreto se aproxima de 0,002 o valor do coeficiente de Poisson cresce rapidamente até atingir valores maiores que 0,50. A Figura 2.7 apresenta as curvas tensão – deformação e coeficiente de Poisson – deformação.

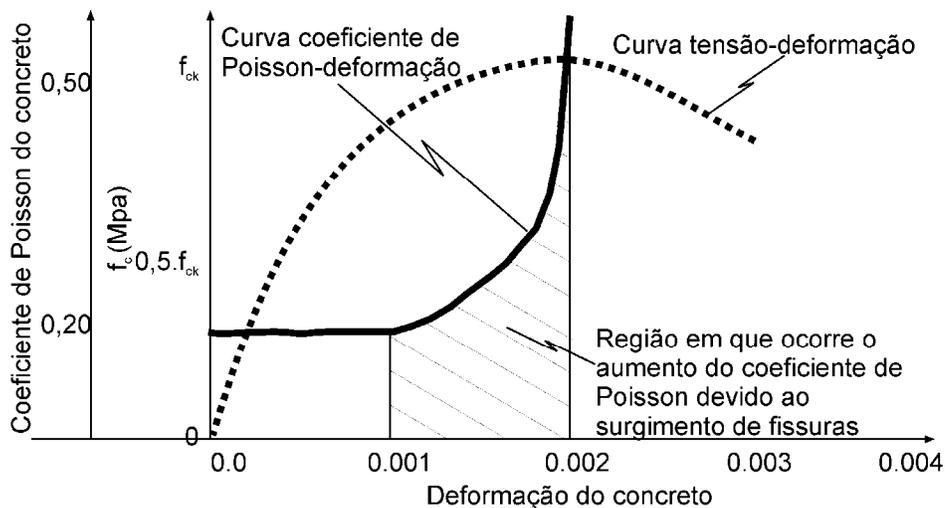


Figura 2.7 – Curvas tensão – deformação e coeficiente de Poisson – deformação (Guimarães, 2003).

Quando o concreto está fissurado, o confinamento passivo aumenta um pouco a resistência à compressão do concreto. Este confinamento reduz a expansão do concreto fissurado, aumentando a deformação máxima do concreto.

O confinamento pouco afeta o comportamento até a deformação do concreto atingir o valor de 0,002. Quando esta deformação passa a ser de 0,0035, o concreto não confinado (concreto fora do estribo) começa a se romper e se despregar do núcleo do concreto (concreto dentro do estribo).

2.3.Fatores que afetam a resistência efetiva

O método usado para estimar a capacidade de um pilar atravessado por um pavimento com concreto de resistência à compressão menor, consiste em tratar a conexão pilar-pavimento como parte de um pilar isolado. A capacidade última P_u da seção transversal de um pilar sob carga centrada é, de acordo com o ACI 318-09, CSA A23.3-94 e AS3600-01, $P_u = A_s \cdot f_y + (A_c - A_s) \cdot \alpha_1 \cdot f_c$. O fator α_1 é igual a 0,85 nas normas ACI 318-09 e AS3600-01. Na norma CSA A23.3-94 α_1 varia de acordo com a resistência do concreto.

Bianchini *et al.* (1960) rearranjou a equação do ACI 318-56 (a equação do ACI 318-09 é a mesma equação do ACI 318-56) com o intuito de estimar a resistência à compressão de um corpo-de-prova cilíndrico hipotético, que representaria a resistência do concreto no nó, e que poderia ser comparado aos valores dos corpos-de-prova com os concretos do pilar e do pavimento.

O fator α_1 representava, na ocasião, a relação entre a tensão de compressão de um pilar de concreto carregado axialmente pelo valor da resistência à compressão de um corpo-de-prova cilíndrico, com dimensões 150 mm x 300 mm, com o concreto deste mesmo pilar. O fator $\alpha_1=0,85$ data de uma pesquisa realizada por Richart e Brown (1934).

Por coincidência o valor do coeficiente de modificação k_{mod} , proposto por Rüschi (1960), é 0,85. O uso deste coeficiente representa que nos estados-limites últimos de solicitações normais, a resistência do concreto à compressão vale $0,85 \cdot f_c$.

De acordo com Fusco (1995), $k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3}$, sendo $k_{mod}=0,85=1,20 \cdot 0,95 \cdot 0,75$. O coeficiente $k_{mod,1}=1,20$ representa o acréscimo da resistência do concreto após os 28 dias de idade. O valor da relação entre a

resistência à compressão obtida na estrutura e a resistência medida em um corpo-de-prova cilíndrico de dimensões 150 mm x 300 mm é considerada pelo uso do coeficiente $k_{mod,2}=0,95$. O coeficiente $k_{mod,3}=0,75$ está relacionado ao efeito de cargas de longa duração.

Nos ensaios reportados na literatura sobre ligações pilares-vigas e/ou lajes de concreto de diferentes resistências, por serem de curta duração e com a data do ensaio próxima dos 28 dias após a concretagem, somente os coeficientes $\alpha_1=0,85$ (Richart e Brown, 1934) ou $\alpha_1=k_{mod,2}=0,95 \cong 1,0$ (Rüsch, 1960) poderiam ser usados.

2.3.1. Presença de laje e/ou vigas com ou sem cargas aplicadas

Bianchini *et al.* (1960) realizaram um extenso estudo com diferentes tipos de espécimes sem carga aplicada no pavimento. A Figura 2.8, obtida desse estudo, indica que a inclinação das retas que relacionam a resistência efetiva f_{ce} do nó e a resistência à compressão do concreto f_{cc} aumenta conforme o número de lados dos espécimes que estão sendo restringidos pelo concreto circunvizinho ao pilar ao longo da altura da viga e/ou laje.

A eficiência dos espécimes internos da Série Viga – Tipo I foi um pouco superior aos da Série Laje – Tipo I. Isso ocorre provavelmente devido a maior restrição do concreto de menor resistência na Série Viga – Tipo I, obtida devido à projeção extra de concreto e pelo uso de armadura adicional.

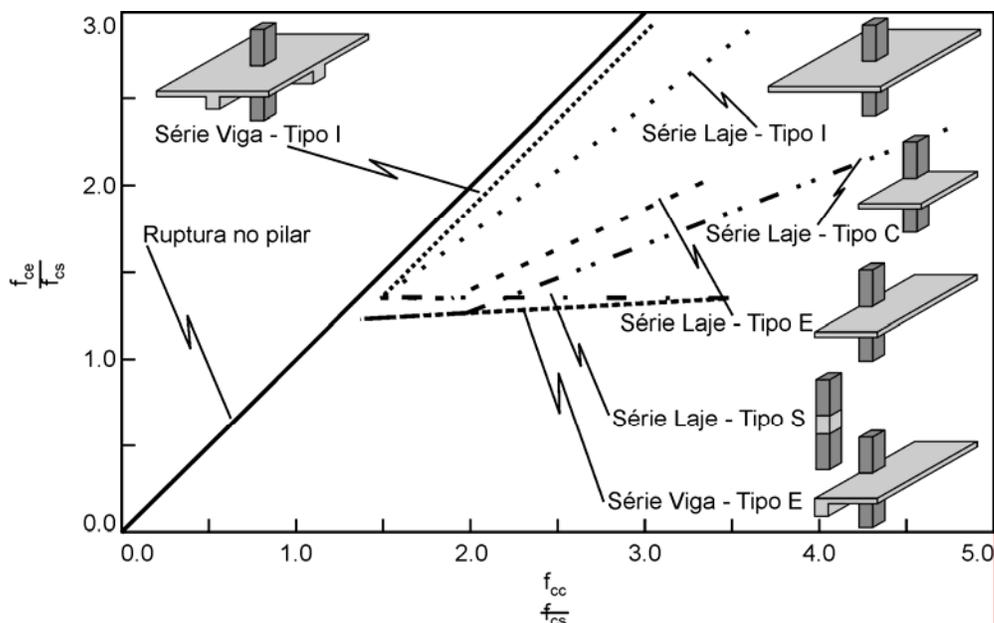


Figura 2.8 – Efeito do tipo de espécime, onde f_{ce} foi calculado com $\alpha_1=1,00$ (Bianchini *et al.*, 1960).

Observa-se que os espécimes de borda da Série Laje – Tipo E (nó pilar-laje) apresentaram eficiência superior aos da Série Viga – Tipo E (nó pilar-viga-laje). Isso se justifica pela primeira ter confinamento nos três lados ao longo da altura da laje enquanto na Série Viga – Tipo E só dois lados estavam confinados ao longo da altura da viga. Nos espécime da Série Sanduíche – Tipo S o ganho de resistência enquanto o valor da relação f_{cc}/f_{cs} aumenta é irrisório.

Uma característica da maioria dos programas experimentais de diversos autores é a ausência de carga no pavimento. Em uma estrutura com carga de serviço atuando no pavimento, essa produz uma significativa deformação de tração na armadura de flexão superior na vizinhança do pilar. Sendo assim, tal deformação pode apresentar um efeito prejudicial à resistência do nó.

A Figura 2.9 apresenta o comportamento de um nó pilar-laje interno sem carga na laje. Sob uma carga axial de compressão no pilar, o concreto do nó expande lateralmente devido ao coeficiente de Poisson. Se a laje está descarregada, as armaduras superior e inferior da laje tendem a restringir essa expansão. A força de tração na armadura é equilibrada pela força resultante das tensões de compressão do concreto da laje ao redor do nó.

A pressão de confinamento é suposta como uniformemente distribuída sobre a extensão da altura do nó, caracterizando um estado triaxial de compressão. No nó há tração nas armaduras superior e inferior da laje, pois estas armaduras restringem a expansão lateral do nó.

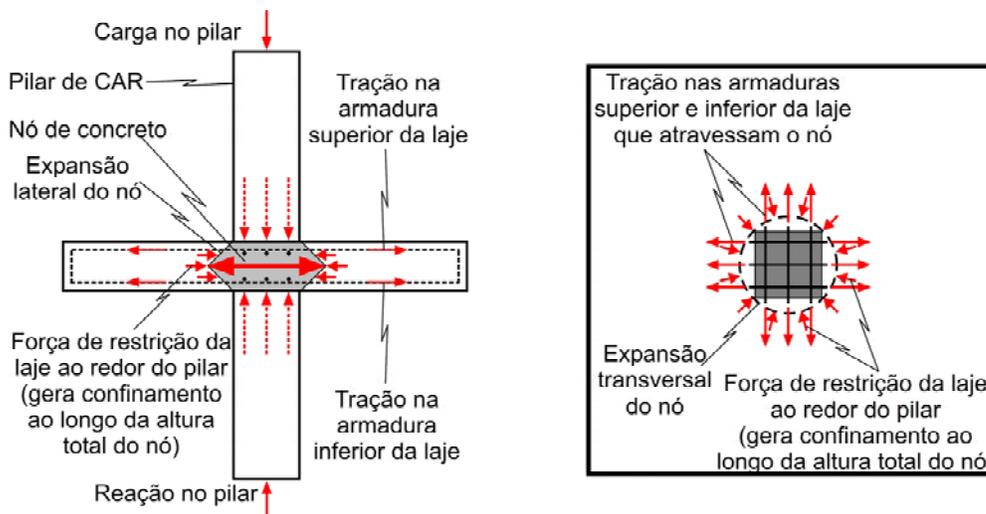


Figura 2.9 – Nó pilar-laje interno sem carga aplicada na laje (Ali Shah, 2003a).

Contudo, se a laje ao redor estiver carregada, Figura 2.10, a ação do momento da laje coloca a parte superior do nó em tração e a inferior em compressão. Abaixo da linha neutra, o bloco de compressão da laje em flexão

confina ativamente o nó. Acima dessa linha, o nó não está confinado pela laje ao redor. No nó há tração na armadura superior da laje e dependendo da taxa de armadura inferior e de sua posição, esta também pode estar tracionada.

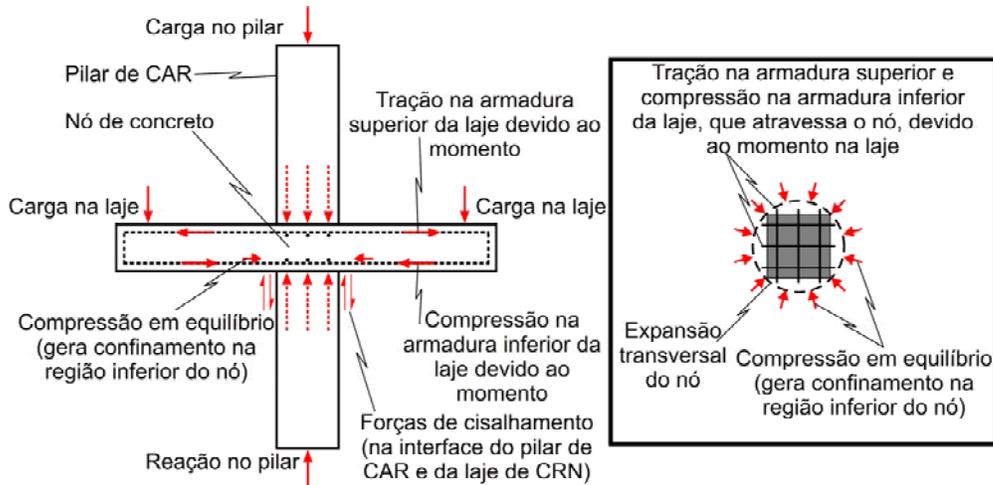


Figura 2.10 – Nó pilar-laje interno com carga aplicada na laje (Ali Shah, 2003a).

A Figura 2.11 mostra que para os espécimes sem carga na laje a deformação da armadura na face do nó, medido pelo extensômetro B, é sempre menor do que no centro, medido pelo extensômetro A. Para os espécimes com carga na laje, a deformação na face do nó é maior do que no centro do nó após a carga na laje ter sido aplicada.

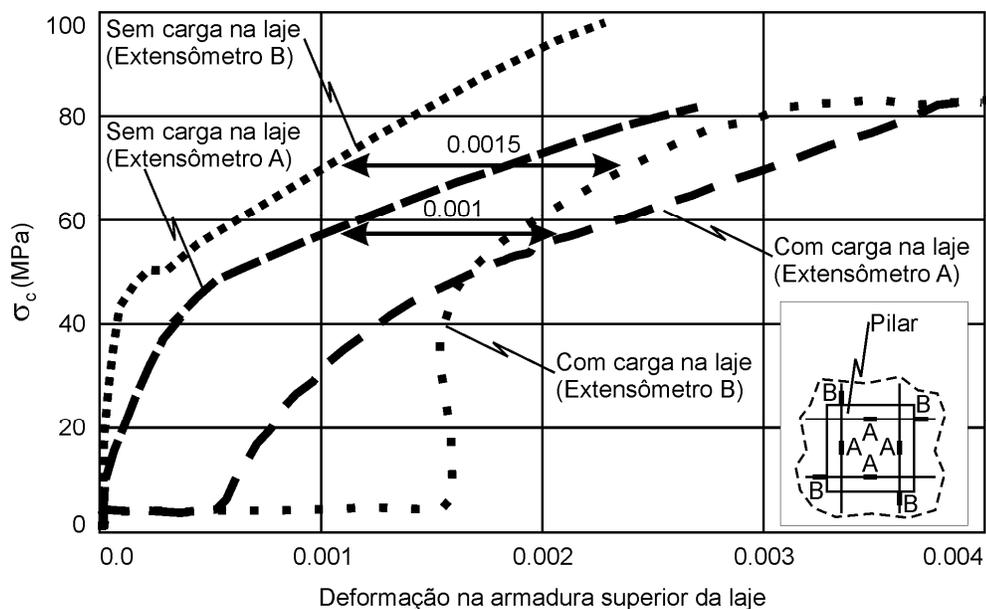
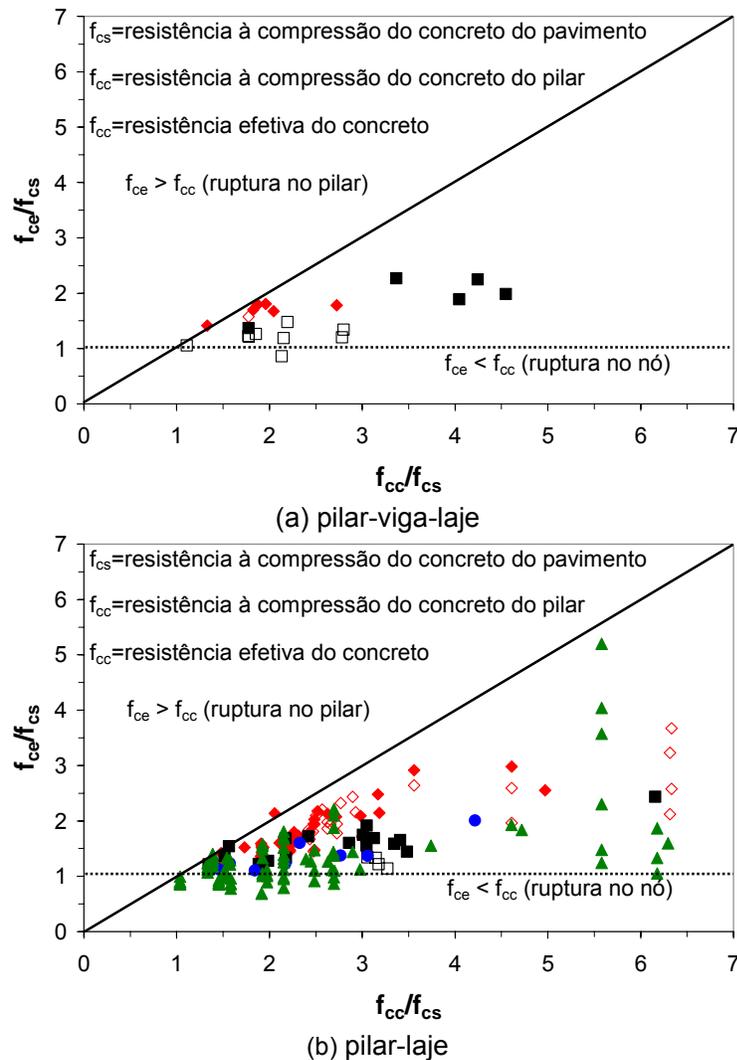


Figura 2.11 – Deformação dos espécimes sem e com carga na laje Ospina e Alexander (1998).

As curvas das deformações do espécime com a laje carregada são praticamente paralelas àquelas do espécime sem carga na laje. O efeito do carregamento na laje é aumentar a deformação da tração transversal de cerca de 0,001 para a linha central do pilar, e de cerca de 0,0015 na face do pilar.

2.3.2. Razão entre as resistências à compressão dos elementos

A redução no ganho da resistência pode ser atribuída a maior diferença entre os concretos do pilar e do pavimento, condições impróprias de confinamento, armadura longitudinal insuficiente ou qualquer erro comum dos procedimentos de concretagem. Na Figura 2.12 temos a relação entre as razões f_{cc}/f_{cs} e f_{ce}/f_{cs} nos espécimes de nó pilar-viga-laje e pilar-laje da literatura.



◇ pilar interno com carga □ pilar de borda com carga ● pilar de canto sem carga
 ◆ pilar interno sem carga ■ pilar de borda sem carga ▲ pilar sanduíche sem carga

Figura 2.12 – Razão f_{ce}/f_{cs} vs. f_{cc}/f_{cs} , onde f_{ce} foi calculado com $\alpha_1=1,00$.

Segundo Bianchini *et al.* (1960), abaixo de um valor crítico da razão f_{cc}/f_{cs} entre as resistências dos concretos do pilar e do pavimento, a resistência efetiva f_{ce} do concreto do nó é superior ou igual à resistência f_{cc} do concreto do pilar, resultando em uma provável ruptura no pilar. Acima do valor crítico, ocorrerá uma redução na resistência do pilar devido à interseção do concreto da laje; para este caso a resistência efetiva do concreto do nó f_{ce} é menor do que f_{cc} , resultando em uma ruptura no nó.

Para pilares de canto e de borda, não são obtidos benefícios substanciais com o aumento da resistência à compressão do concreto do pilar para além de 1,4 vezes a do pavimento. Para pilares internos esse valor é igual a 1,5. Ali Shah (2003b) diverge da adoção desses limites por causa dos resultados divergentes obtidos na literatura e devido a ausência de dados entre o intervalo de 1,0 a 1,4 da razão f_{cc}/f_{cs} .

2.3.3. Razão h/c entre a altura da viga e/ou laje e a menor dimensão do pilar

O confinamento passivo, que leva ao aumento da resistência do concreto da região de ligação pilar-pavimento, é proveniente em sua quase totalidade da existência do pavimento ao redor dessa região. Em muitos casos, a razão h/c do nó é menor do que 1/2 e freqüentemente menor do que 1/3. Entretanto, uma razão h/c do nó igual a um ou mais é razoável para lajes cogumelo ou para nós de pilares retangulares (Ospina e Alexander, 1998).

O valor de f_{ce}/f_{cs} para um dado valor de f_{cc}/f_{cs} aumenta com o decréscimo do valor de h/c , e a taxa de aumento da razão f_{ce}/f_{cs} é maior para as maiores razões de f_{cc}/f_{cs} . Isso pode ser observado na Figura 2.13, que apresenta o gráfico da relação f_{cc}/f_{cs} versus f_{ce}/f_{cs} para espécimes de nó pilar-sanduiche com valores da razão h/c iguais para cada série de dados de Shu e Hawkins (1992).

Ao aumentar a razão h/c , o decréscimo na relação f_{ce}/f_{cs} é menor em pilares de canto do que em pilares internos, pois no segundo há uma maior área confinada pelo concreto do pavimento.

Para uma armadura do pavimento com área de aço constante, que atravessa horizontalmente o nó, quando a razão h/c cresce, devido ao aumento da altura h do nó, a razão f_{ce}/f_{cs} decresce mais do que se a taxa dessa

armadura for mantida constante. Isto ocorre devido a maior área que a armadura deverá confinar com o aumento da relação h/c .

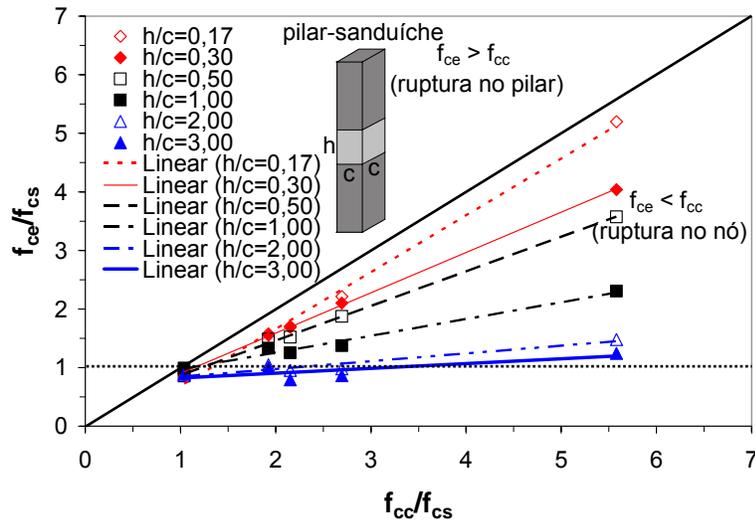


Figura 2.13 – Razão f_{cc}/f_{cs} vs. f_{ce}/f_{cs} para diferentes valores de h/c , onde f_{ce} foi calculado com $\alpha_1=1,00$ (Shu e Hawkins, 1992).

Quando a razão h/c cresce, devido à diminuição da largura c do nó, a razão f_{ce}/f_{cs} aumenta mais quando a área de aço do pavimento que atravessa o nó é mantida constante do que se a taxa dessa armadura é mantida constante. A justificativa para tal é a menor área que a armadura deverá confinar com o aumento da relação h/c .

No trabalho de Freire (2003), no caso de pilares internos, o maior valor de f_{ce} encontrado foi referente à relação h/c intermediária de valor igual a 0,67. Porém, a taxa da armadura longitudinal desse espécime era maior ou igual à dos demais, justificando assim o fato de apresentar uma maior resistência efetiva.

Tula *et al.* (2000) ensaiaram pilares de seção circular. No que diz respeito à influência da razão h/c eles divergiram dos demais autores, pois concluíram que f_{ce}/f_{cs} aumenta com o aumento da razão h/c , para um dado valor de f_{cc}/f_{cs} . Essa conclusão só foi possível porque a taxa de armadura foi mantida constante em todos os espécimes que foram comparados.

2.3.4. Armadura longitudinal da viga e/ou laje

A resistência efetiva do nó aumenta quando a taxa da armadura da viga e/ou laje aumenta. Isso ocorre pelo aumento da restrição oferecida pela

armadura do pavimento. Esta restrição é normalmente diferente para cada um dos três tipos de pilares: canto, borda e interno.

McHarg *et al.* (2000a) utilizou espécimes com a armadura superior da laje distribuída uniformemente e com uma maior concentração das barras superiores na vizinhança do pilar, consistente com as normas ACI 318-95 e CSA A23.3-94, respectivamente. Os espécimes foram ensaiados à punção antes da aplicação da carga axial no pilar. Foi observado um aumento de 10% na resistência efetiva do nó devido ao uso da armadura mais concentrada. A Figura 2.14 apresenta a curva carga *versus* deformação desses espécimes.

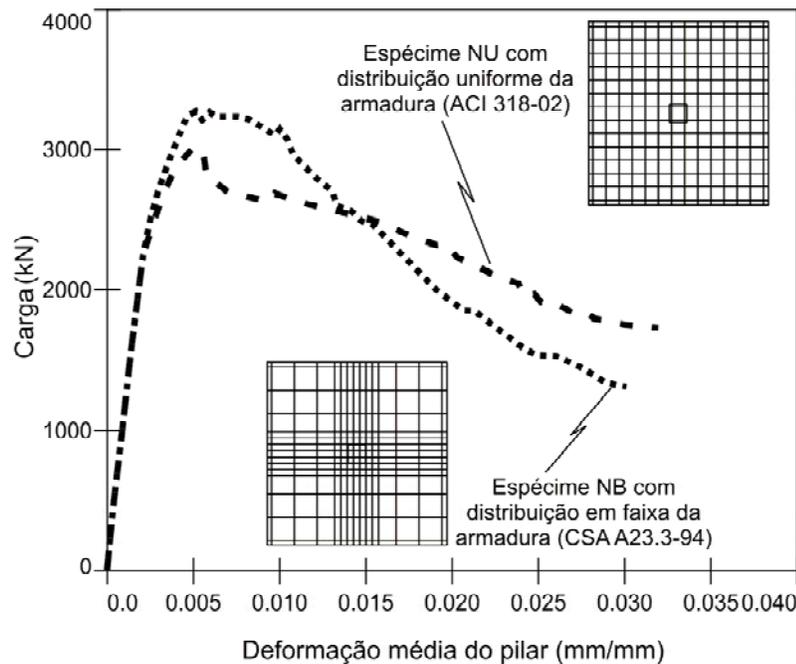


Figura 2.14 – Efeito da distribuição da armadura superior da laje na resistência do nó (McHarg *et al.*, 2000a).

2.3.5. Razão entre dimensões do pilar

Ospina e Alexander (1998) e Lee e Mendis (2004) compararam pilares internos e sanduíche respectivamente, com seções transversais quadradas e retangulares (Figura 2.15). O resultado nos pilares internos é o aumento da relação f_{ce}/f_{cs} em 14% e 21%, e nos pilares sanduíche o aumento é de 2% e 5%, indicando a importância do confinamento dado pela laje ao redor do pilar.

Ambos os autores sugerem que a menor dimensão do pilar deve ser usada em equações (como por exemplo, as contidas nas Tabelas 2.1 e 2.2, páginas 43 e 44 deste capítulo) para calcular a resistência efetiva à compressão de pilares retangulares.

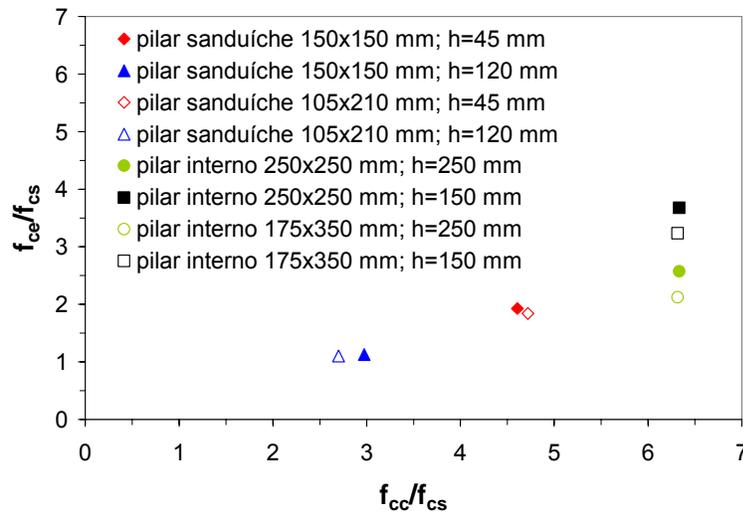


Figura 2.15 – Razão f_{cc}/f_{cs} versus f_{ce}/f_{cs} para pilares sanduíche (Lee e Mendis, 2004) e internos (Ospina e Alexander, 1997) com seção quadrada e retangular, onde f_{ce} foi calculado com $\alpha_1=1,00$.

2.3.6. Excentricidade da carga aplicada no pilar

Bianchini *et al.* (1960) afirmam que os efeitos da excentricidade da carga aplicada no pilar estão relacionados ao estado de tensão no nó pilar-pavimento, onde pilares de borda e de canto, quando carregados excentricamente, podem suportar cargas maiores, desde que a excentricidade esteja no sentido mais favorável para equilibrar as tensões que atuam na seção transversal do pilar do que os nós carregados com carga centrada. Contudo, estes autores não realizaram ensaios com carga excêntrica no pilar e não foram encontrados outros trabalhos sobre este assunto.

2.3.7. Uso de armadura espiral, tirante ou estribo no nó

Gamble e Klinar (1991) ensaiaram um espécime pilar-laje, sem carga na laje e com armadura em espiral ao longo do nó. Esse espécime apresentou comportamento similar aos outros, porém a resistência à compressão do pilar foi alcançada. A deformação máxima nas barras da laje foram menores do que a dos outros espécimes.

A presença de tirantes horizontais faz o nó pilar-laje ficar mais rígido e conseqüentemente resulta em uma menor deformação nas faces do pilar e dentro do nó. É benéfico o uso de tirantes de aço com alta resistência, uma vez que reduz o congestionamento de armadura no nó. O uso de aços de alta

resistência como armadura longitudinal do pilar também ajuda consideravelmente a aumentar a ductilidade dos espécimes. Estes aços são caracterizados pelo grande valor tensão de escoamento, como por exemplo, nas barras Dywidag feitas com aço St 85/105 este valor é de 850 MPa.

2.3.8. Uso de concreto de elevada resistência no nó

A Figura 2.16 apresenta a curva tensão-deformação de dois espécimes de nós pilar-laje testados por Ospina e Alexander (1998), um com o núcleo do nó (concreto dentro do estribo) feito com concreto do pilar e o outro com o concreto da laje, onde se observa que o espécime com núcleo de CAR tem maior resistência. Lee *et al.* (2008) também observaram que esse aumento da resistência e da rigidez do nó pode ser comparado ao ganho obtido em espécimes que utilizam o “*puddling*”.

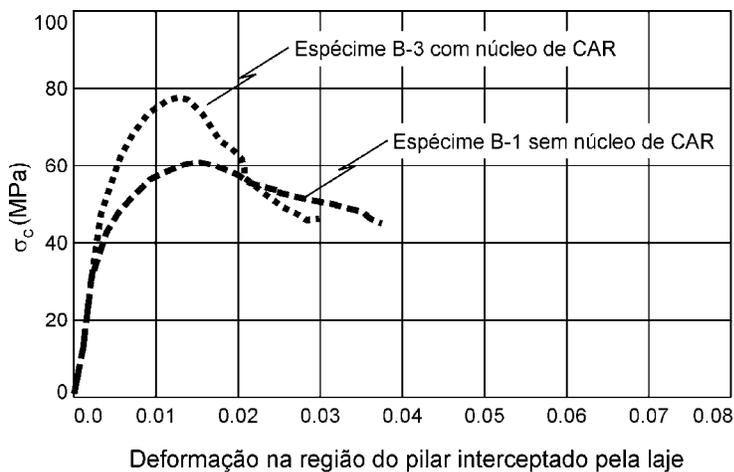


Figura 2.16 – Efeito do núcleo de concreto de alta resistência na resistência do nó (Ospina e Alexander, 1997).

Schenck e Schneider (2005), após o ensaio de oito espécimes pilar-laje, observaram que o uso de um cilindro de aço (Figura 2.17), o qual era atravessado pela armadura da laje e posteriormente preenchido com o concreto de menor resistência da laje, permite que as altas cargas do pilar superior, feito com CAR ou CONAD, fossem transmitidas através do nó para o pilar inferior.

Wahab e Alexander (2005) ensaiaram dois espécimes de pilares com concreto de alta resistência interceptado em uma direção por uma viga e ao redor por uma laje, ambas com concreto de menor resistência à compressão. Eles afirmam que tendo 74% da seção do pilar, no nó, com concreto de alta

resistência, os espécimes atingem a resistência total do pilar. Contudo, apesar dessa ser uma alternativa ao uso do “*puddling*”, esses autores sugerem que mais estudos devem ser realizados para determinar limites no dimensionamento dessa região.

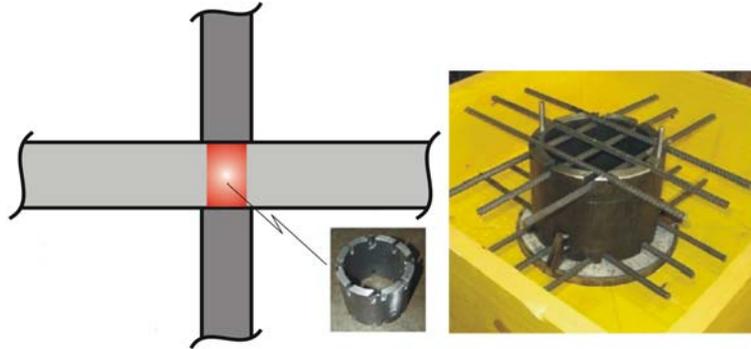


Figura 2.17 – Cilindro de aço usado por Schenck e Schneider (2005).

2.4. Comportamento de pilares com concreto de maior resistência atravessados por viga e/ou laje com concreto de menor resistência

A ruptura nos pilares ocorre pelo esmagamento do concreto após o escoamento da armadura do pilar. A natureza da ruptura depende do que ocorre dentro ou fora do nó. Nos casos onde a ruptura é pelo esmagamento dentro do nó, há um comportamento consideravelmente dúctil. Nos outros casos, quando a resistência à compressão do concreto do nó aproxima-se da resistência do concreto do pilar a ruptura desses espécimes ocorre no pilar de forma brusca e explosiva.

Para pilares isolados, com resistência à compressão do concreto constante ao longo do pilar sob carga centrada, as fissuras verticais aparecem primeiro nas faces do pilar quando se tem cargas próximas a de ruptura. Nos espécimes de pilar-sanduíche, onde há diferentes classes de concreto ao longo do pilar, as primeiras fissuras verticais aparecem no concreto mais fraco situado entre os concretos dos pilares, nessa região posteriormente ocorre a ruptura.

Para pilares tipo sanduíche com pequeno valor da relação h/c e com uma resistência do concreto do nó próxima a do pilar, as fissuras não aparecem necessariamente primeiro na área do nó e sim, mais freqüentemente, na área do pilar. A medida que as razões h/c e f_{cc}/f_{cs} aumentam, a ruptura fica cada vez mais restrita à área do nó. A Figura 2.18 apresenta o desenho do espécime de pilar sanduíche D-SC1 ensaiado por Ospina e Alexander (1997), com relação h/c igual a 1,0.

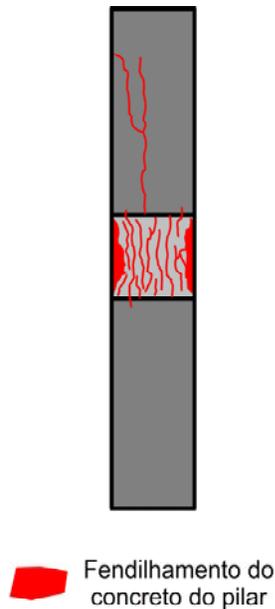


Figura 2.18 – Modelo de fissuração apresentado por Ospina e Alexander (1997) para o espécime D-SC1 com relação h/c igual a 1,0.

Para os espécimes de pilares de canto e de borda sem aplicação de carga no pavimento, três estágios de fissuração são observados por Bianchini *et al.* (1960) e Gamble e Klinar (1991). No primeiro, fissuras verticais aparecem na face exterior, ou faces, do concreto da laje no trecho entre os pilares de cima e de baixo. Segue-se então a fissuração da laje ao redor do perímetro do pilar de cima e do pilar de baixo. Por fim as fissuras se estendem a partir das fissuras ao redor do perímetro do pilar até os lados da laje, diretamente sobre a armadura da laje.

Os nós pilar-laje internos sem carregamento na laje, ensaiados por Ospina e Alexander (1997), se comportam da mesma forma que os espécimes testados por Bianchini *et al.* (1960) e Gamble e Klinar (1991). A Figura 2.19 ilustra um modelo típico de fissura em um espécime pilar-laje interior sem carga na laje.

As Fissuras na laje são observadas primeiramente quando a tensão aplicada no pilar excede a resistência do concreto do nó. Neste nível, as barras longitudinais do pilar dentro do nó escoam. Com o decorrer do ensaio, as fissuras seguem do pilar em direção à borda da laje. Ao final, formam-se fissuras no meio das bordas que progridem em direção do pilar. Todas essas fissuras atravessam a espessura total da laje.

As partes superior e inferior do pilar permanecem sem fissuras até próximo à carga de ruptura. Neste ponto, fissuras de fendilhamento penetram em ambas

as partes superior e inferior do pilar. O fato das fissuras penetrarem depende do grau de confinamento oferecido localmente pela armadura da laje. A maioria das lajes, na ligação pilar-laje, tem mais armadura superior do que inferior, e nesses casos, quando atuam apenas cargas gravitacionais e/ou pequenas cargas de vento, as fissuras penetram mais na parte inferior do pilar do que na superior. Gamble e Klinar (1991) também reportam esse efeito.

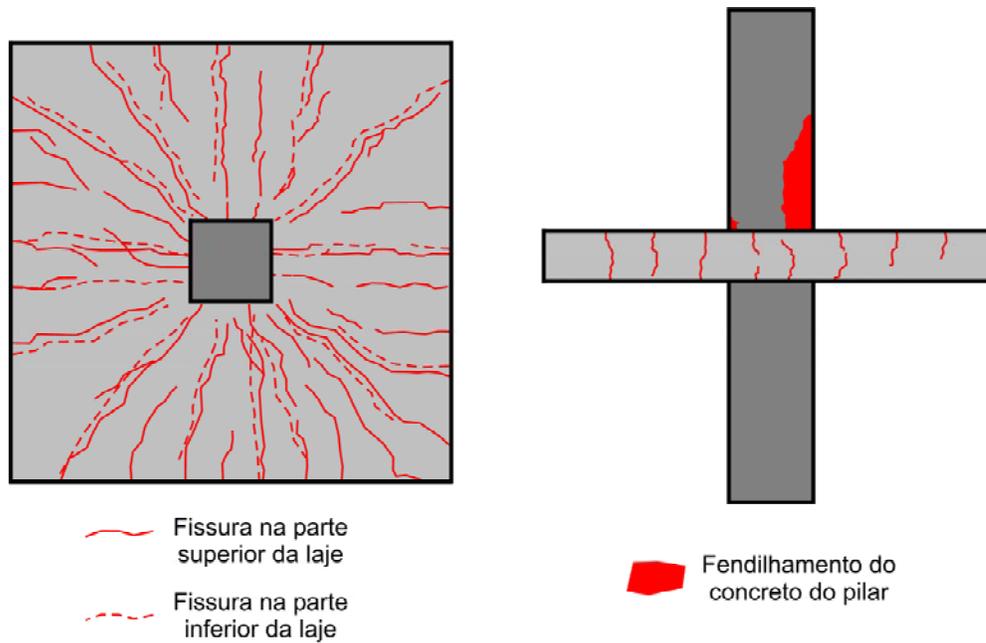


Figura 2.19 – Modelo de fissuração apresentado por Ospina e Alexander (1997) para o espécime B-4 sem carregamento na laje.

Para os espécimes nós pilar-viga-laje de borda e internos sem aplicação de carga no pavimento, testados por Bianchini *et al.* (1960), três estágios de fissuração são observados. Os primeiros dois estágios são semelhantes aos dos espécimes pilar-laje. O fendilhamento das vigas na parte de baixo da laje constitui o terceiro estágio de fissuração.

A fissuração dos espécimes com cargas na laje é visivelmente diferente do que é visto em espécimes sem cargas no pavimento. Um modelo típico de fissuração para um espécime com laje carregada é apresentado na Figura 2.20.

Quando a laje é carregada, fissuras de flexão surgem na superfície superior da laje, diretamente acima das armaduras, e estendem-se do pilar até a borda da laje. A armadura do pilar no nó escoava quando a tensão aplicada alcança a resistência à compressão do concreto do nó. Neste ponto, e no

decorrer do ensaio, é necessário ajustar freqüentemente os atuadores hidráulicos, que atuam na laje, para manter a carga constante.

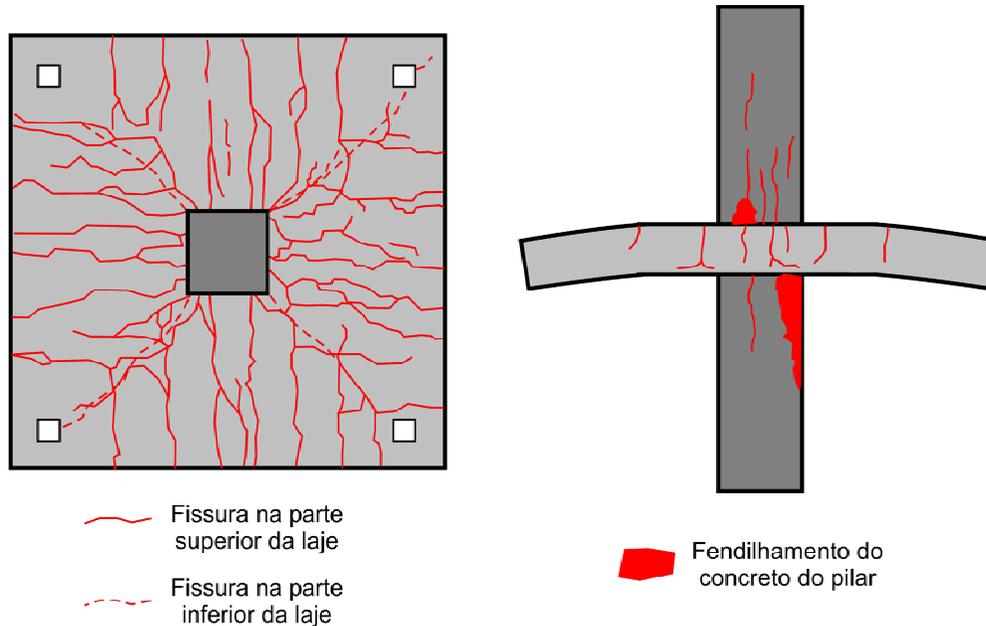


Figura 2.20 – Modelo de fissuração apresentado por Ospina e Alexander (1997) para o espécime B-2 com carregamento na laje.

Após o escoamento da armadura da laje, fissuras surgem na face da parte superior do pilar. No restante do ensaio estas fissuras abrem, indicando que o concreto da laje contribui pouco ou nada no confinamento na parte superior do nó. Por fim, as fissuras de fendilhamento estendem-se principalmente a partir da metade inferior do nó, região confinada pelo bloco de compressão formado na flexão da laje, até a parte superior do pilar.

A Figura 2.21 apresenta as tensões de compressão e de tração para cada estágio de carregamento, visualizadas na metade de um espécime de pilar-laje interno, com carga na laje, ensaiado por Lee *et al.* (2008). A análise não-linear e tridimensional foi realizada com o programa em elementos finitos DIANA. As áreas claras e escuras representam compressão e tração, respectivamente.

No estágio inicial de carregamento, Figura 2.21 (a), há tensão de tração no concreto do recobrimento do pilar, sendo que o interior apresenta compressão. Com o aumento da carga do pilar, Figura 2.21 (b) e (c), a tensão de tração no nó aumenta. Ao atingir a carga de pico, Figura 2.21 (d), há tensão de tração por todo o pilar, menos no interior das partes internas dos pilares superior e inferior.

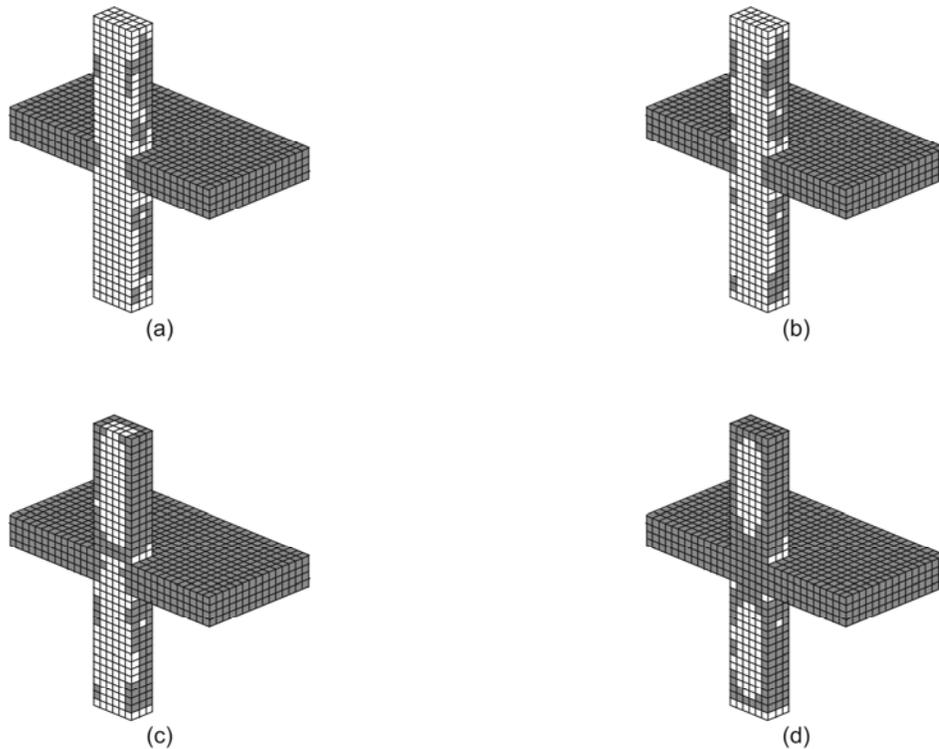


Figura 2.21 – Tensão de tração (parte escura) e de compressão (parte clara) obtida por Lee *et al.* (2008) nos estágios de carga: (a) início do carregamento; (b) carga de escoamento; (c) após o escoamento; (d) carga de pico.

2.5. Normas e métodos de cálculo

Todas as normas e métodos de cálculo citados a seguir são referentes aos espécimes nó pilar-viga-laje e/ou pilar-laje internos, de borda e/ou canto e são apresentados nas Tabelas 2.1 e 2.2. As normas e métodos de cálculo são apresentados conforme indicado pelos seus autores. Com exceção dos métodos do CEB-FIP (1990), Siao (1994) e Quirke *et al.* (2006), todos os demais métodos foram desenvolvidos baseados em valores experimentais de f_{ce} em que o coeficiente α_1 adotado é igual a 0,85.

O trabalho de Bianchini *et al.* (1960) foi o primeiro a tratar de pilares com concreto de resistência elevada atravessados por pavimentos com concreto de resistência normal. Seu método de cálculo para estimar a resistência efetiva do nó é baseado em resultados experimentais. Entre as suas conclusões afirma-se que se o valor da razão f_{cc}/f_{cs} for inferior a 1,5 e 1,4 para pilares internos e de borda ou canto, respectivamente, a resistência efetiva do nó não sofrerá decréscimo.

Tabela 2.1 – Métodos de cálculo para pilares internos.

Pilar interno – Interceptados por viga e/ou laje		
Bianchini <i>et al.</i> (1960)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,5$	$f_{ce} = f_{cc}$
	$3,0 > f_{cc}/f_{cs} > 1,5$ p/ pilar-laje $2,0 > f_{cc}/f_{cs} > 1,5$ p/ pilar-viga-laje	$f_{ce} = 0,75.f_{cc} + 0,375.f_{cs}$
CEB-FIP (1990)	$f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{ce} = f_{cs} \cdot (1,000 + 5,0.f_1/f_{cs})$ se $f_1 < 0,05.f_{cs}$ $f_{ce} = f_{cs} \cdot (1,125 + 2,5.f_1/f_{cs})$ se $f_1 > 0,05.f_{cs}$ $f_1 = (A_s.f_y)/(c.h)$
CSA A23.3-94 (1994)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,4$	$f_{ce} = f_{cc}$
	$f_{cc}/f_{cs} > 1,4$	$f_{ce} = 0,25.f_{cc} + 1,05.f_{cs}$
Siao (1994)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,0$	$f_{ce} = f_{cc}$
	$f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{ce} = f_{cs} + k_1.k_2.f_1$
		$k_2 = b/c$; $k_1 \leq 5$; $f_1 = k_3 \cdot (A_s.f_y)/(c.h)$ $k_3 = 4 \cdot (\phi_1/\phi_2)^2 \cdot (f_{y1}/f_{y2}) \cdot (L_2/L_1) \leq 1$ (k_2 e k_3 são usado somente quando há vigas)
AS 3600 (2001)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 2,0$	$f_{ce} = f_{cc}$
ACI 318-09 (2009)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,4$	$f_{ce} = f_{cc}$
	$2,5 > f_{cc}/f_{cs} > 1,4$	$f_{ce} = 0,75.f_{cc} + 0,35.f_{cs}$
Freire (2003)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,4$	$f_{ce} = f_{cs} \cdot \left[(f_{cc}/f_{cs})^{1,125} + 0,790 \cdot (h/c)^{0,884} \right]$
	$f_{cc}/f_{cs} > 1,4$	$-0,458 \cdot (f_{cc}/f_{cs}) \cdot (h/c) \leq f_{cc}$
Pilar interno – Interceptados por laje		
Gamble e Klinar (1991)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,4$	$f_{ce} = f_{cc}$
	$f_{cc}/f_{cs} > 1,4$	$f_{ce} = 0,47.f_{cc} + 0,67.f_{cs} \geq 1,4.f_{cs}$
Kayani (1992)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,0$	$f_{ce} = f_{cc}$
	$f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{ce} = 2,5.f_{cc}.f_{cs}/(f_{cc} + f_{cs})$
Ospina e Alexander (1997)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,4$	$f_{ce} = f_{cc}$
	$f_{cc}/f_{cs} > 1,4$	$f_{ce} = \left(\frac{0,25}{h/c} \right) . f_{cc} + \left(1,4 - \frac{0,35}{h/c} \right) . f_{cs}$; $h/c \geq 0,33$
Ali Shah (2003a)	$f_{cc}/f_{cs} > 1,4$	$f_{ce} = 0,60.f_{cc} + 0,512 \cdot \left(\frac{\rho + 3,20}{h/c + 2,50} \right) . f_{cs}$; s/ carga na laje
		$f_{ce} = 0,35.f_{cc} + 0,532 \cdot \left(\frac{\rho + 4,12}{h/c + 1,47} \right) . f_{cs}$; c/ carga na laje
Tue <i>et al.</i> (2005)	$4,0 \geq f_{cc}/f_{cs} \geq 1,4$	$f_{ce} = 0,25.f_{cc} + 0,550 \cdot \left(\frac{\rho + 4,00}{h/c + 1,50} \right) . f_{cs}$ $0,25 \leq h/c \leq 1,25$; $0,50 \leq \rho \leq 2,00$; c/ carga na laje
Ali Shah e Ribakov (2008)	$f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{ce} = \left(2,14 \cdot \sqrt[3]{f_{cc}} \cdot \sqrt[3]{f_{cs}} / \left(\sqrt[3]{f_{cc}} + \sqrt[3]{f_{cs}} \right) \right)^3$

Tabela 2.2 – Métodos de cálculo para pilares de borda e/ou canto.

Pilar de borda e/ou canto – Interceptados por viga e/ou laje		
Bianchini <i>et al.</i> (1960) e ACI 318-09 (2009)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,4$ $f_{cc}/f_{cs} > 1,4$	$f_{ce} = f_{cc}$ $f_{ce} = f_{cs}$
CEB-FIP (1990)	$f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{ce} = f_{cs} \cdot (1,000 + 5,0 \cdot f_1/f_{cs})$ se $f_1 < 0,05 \cdot f_{cs}$ $f_{ce} = f_{cs} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot f_1/f_{cs})$ se $f_1 > 0,05 \cdot f_{cs}$ $f_1 = \left(\frac{A_s \cdot f_y}{c \cdot h} \right) \cdot \frac{n^\circ \text{ de lados não conf.}}{n^\circ \text{ de lados conf.}}$
Shu e Hawkins (1992)	$f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{ce} = f_{cs} + (f_{cc} - f_{cs}) / (0,4 + 2,66 \cdot h/c)$
CSA A23.3-94 (1994)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,0$ $f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{ce} = f_{cc}$ $f_{ce} = f_{cs}$
Siao (1994)	$f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,0$ $f_{ce} = f_{cc}$ $f_{ce} = f_{cs} + k_1 \cdot k_2 \cdot f_1$; $k_2 = b/c$ $k_1 \leq 3,75$ (borda) e $k_1 \leq 2,50$ (canto) $f_1 = k_3 \cdot (A_s \cdot f_y) / (c \cdot h)$ $k_3 = 4 \cdot (\phi_1/\phi_2)^2 \cdot (f_{y1}/f_{y2}) \cdot (L_2/L_1) \leq 1$ (k_2 e k_3 são usado somente quando há vigas)
Freire (2003)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,4$ $f_{cc}/f_{cs} > 1,4$	$f_{ce} = f_{cs} + 0,143 \cdot f_{cs} \cdot (f_{cc}/f_{cs})^{1,413} \cdot (h/c)^{-0,652} < f_{cc}$
Subramanian (2006)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,0$ $f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{ce} = f_{cc}$ $f_{ce} = f_{cc} / (7,50 \cdot h/c) + [1,30 - 0,39 / (h/c)] \cdot f_{cs}$
Pilar de borda e/ou canto – Interceptados por laje		
Kayani (1992)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,0$ $f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{ce} = f_{cc}$ $f_{ce} = 2,0 \cdot \lambda_G \cdot f_{cc} \cdot f_{cs} / (f_{cc} + f_{cs})$ $\lambda_G = 1,0$ (borda) e $\lambda_G = 0,9$ (canto)
Lee e Mendis (2004)	Ver Tabela 2.3	$f_{ce} = \sigma_y / U_u$ $\sigma_y = f_{cc} \cdot (f_{cc(t)} + a \cdot f_{cs}) / (f_{cc(t)} + a \cdot f_{cc})$; $a = h / (c \cdot 4,1)$ $f_{cc(t)} = 0,4 \cdot \sqrt{f_{cc}}$ (Clause 6.1.1.3 AS 3600-01) $U_u = \sqrt{f_{cc} / f_{equ}}$; $f_{equ} = f_{cs} \cdot (3,6 - 1,7 \cdot h/c)$
Pilar de borda – Interceptados por laje		
Gamble e Klinar (1991)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 1,4$ $f_{cc}/f_{cs} > 1,4$	$f_{ce} = f_{cc}$ $f_{ce} = 0,85 \cdot f_{cs} + 0,32 \cdot f_{cc} \geq 1,40 \cdot f_{cs}$
AS 3600 (1994)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 2,0$	$f_{ce} = f_{cc}$; $h/c \leq 0,50$
Ospina e Alexander (1997)	$f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{ce} = 1,20 \cdot f_{cs} \leq f_{cc}$
Pilar de canto – Interceptados por laje		
AS 3600 (1994)	$f_{cc}/f_{cs} \leq 2,0$	$f_{ce} = f_{cc}$; $h/c \leq 0,25$
Ospina e Alexander (1997)	$f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{ce} = 1,40 \cdot f_{cs} \leq f_{cc}$
Pilar de borda – Interceptados por viga		
Quirke <i>et al.</i> (2006)	$f_{cc}/f_{cs} > 1,0$	$f_{ce} = f_{cc} \cdot \left(\frac{1}{6} - \frac{h}{60 \cdot c} \right) + f_{cs} \cdot \left(\frac{7}{6} - \frac{h}{24 \cdot c} \right) \leq f_{cc}$

Tabela 2.3 – Valor crítico da razão f_{cc}/f_{cs} de acordo com o valor de h/c (Lee e Mendis, 2004).

Razão de aspecto h/c	Valor crítico da relação f_{cc}/f_{cs}
$\leq 0,3$	1,7
$\leq 0,4$	1,5
$\leq 0,5$	1,4
$\leq 0,6$	1,3
$\leq 0,7$	1,2
$\leq 0,8$ até 1,0	1,1

Ambas as normas CSA A23.3-M84 e ACI 318-95, que são praticamente idênticas à norma ACI 318-63, se baseiam nos resultados de Bianchini *et al.* (1960). Uma simplificação que essas normas fazem é adotar o valor limite de f_{cc}/f_{cs} igual a 1,4 para todos os tipos de pilares: internos; de borda; e de canto.

A norma CSA A23.3-94, posteriormente, apresenta uma mudança significativa na sua forma de estimar a resistência efetiva de um pilar interno enquanto a norma ACI 318-02 (até a sua versão ACI 318-09, 2009) opta simplesmente por inserir um limite máximo para a relação f_{cc}/f_{cs} , com base nos resultados de Ospina e Alexander (1997).

O método do CEB-FIP (1990) apresenta um modelo para se estimar o ganho de resistência de um concreto confinado. Este modelo é avaliado nos trabalhos de Santos e Stucchi (2006) e Caporrino (2007) associado a um programa que utiliza o método dos elementos finitos. O resultado em ambos os casos é satisfatório e é coerente com os resultados experimentais obtidos.

O método de Gamble e Klinar (1991) é baseado em uma análise de regressão linear dos seus dados experimentais adicionados ao de Bianchini *et al.* (1960). O uso da equação que fornece o limite inferior é indicado para fins de dimensionamento. Nesse método só é estimada a resistência efetiva de pilares internos e de borda.

No método de cálculo de Kayani (1992) *apud* Ospina e Alexander (1997), a resistência efetiva é sugerida como sendo proporcional à razão entre o produto das resistências à compressão do concreto do pilar e da laje pela soma das mesmas. Ali Shah junto com Ribakov, em 2008, apresentam um método baseado na mecânica dos materiais, comumente usado em materiais compósitos, que se assemelha à fórmula de Kayani (1992).

Shu e Hawkins (1992) desenvolvem o seu método a partir dos ensaios de espécimes pilar-sanduiche. Eles utilizam o método dos mínimos quadrados para achar os melhores valores das constantes utilizadas.

No método de Siao (1994), a resistência efetiva do nó é a soma da resistência à compressão do pavimento e a pressão de confinamento originada pela armadura da viga ou laje que passa pelo pilar. A relação entre a largura da viga e do pilar também é considerada nesse método.

Ospina e Alexander (1997) sugerem para pilares internos uma fórmula na qual quando a razão h/c é menor que $1/3$ a fórmula é a mesma apresentada pela norma ACI 318-95 e quando a razão h/c é igual a 1 a expressão se torna idêntica a da norma CSA A23.3-94.

Para o caso de pilares de borda, Ospina e Alexander (1997) sugerem utilizar o método da norma ACI 318-95. Para pilares de canto as normas CSA A23.3-94 e ACI 318-95 não representam bem os ensaios, adotando assim um valor intermediário entre essas duas normas.

Freire (2003) propõe um método de cálculo baseado na regressão múltipla dos dados f_{ce}/f_{cs} (variável dependente), f_{cc}/f_{cs} e h/c (variáveis independentes) utilizando os dados de espécimes pilar-laje internos, de borda e de canto de diversos autores e dos seus próprios ensaios.

Ali Shah (2003a) apresenta em seu método de cálculo fórmulas distintas para nós pilar-laje internos submetidos ou não a carregamento na laje. Tue *et al.* (2005), assim como Ali Shah (2003a), insere a taxa de armadura da laje na fórmula para estimar a resistência efetiva do nó.

Lee e Mendis (2004) fazem uma analogia ao método proposto por Hilsdorf (1969) para um problema de alvenaria estrutural. No problema original há dois materiais, o tijolo e a argamassa, com resistência à compressão e módulo de elasticidade diferentes, assim como em uma estrutura pilar-laje com diferentes classes de concretos sob compressão axial.

Subramanian (2006) sugere que a norma Indiana pode usar o método proposto por ele para pilares de borda e canto interceptados por viga e/ou laje. Para pilares internos ele sugere o método de Ospina e Alexander (1997).

Quirke *et al.* (2006) desenvolveram o seu método de cálculo baseados em ensaios experimentais, com e sem carga aplicada na viga, e análises paramétrica utilizando um programa em elementos finitos.

2.6. Avaliação de normas e métodos de cálculo

Na análise de alguns dos métodos de cálculo apresentados nesta revisão bibliográfica (Tabelas 2.1 e 2.2) são utilizados os dados dos ensaios fornecidos pelos autores de acordo com a Tabela 2.4. Os testes estão divididos de acordo

com o tipo de espécime, nó pilar-viga-laje ou pilar-laje, e a sua posição, interno, borda ou canto. Os valores com um asterisco são referentes aos espécimes com carga aplicada no pavimento.

O Anexo A apresenta os dados dos ensaios utilizados para avaliar os métodos de cálculo, enquanto o Anexo B apresenta os gráficos obtidos. Esses gráficos são referentes à razão f_{cc}/f_{cs} , relativa às resistências à compressão do concreto do pilar e do concreto do pavimento *versus* a razão $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$, relativa à resistência efetiva dos espécimes obtida experimentalmente e estimada por um método de cálculo. O valor de $f_{ce,exp.}$ é calculado utilizando-se o coeficiente α_1 com o mesmo valor que é utilizado pelos autores para calcular o $f_{ce,mét.cálc.}$.

Para complementar, também são apresentados os gráficos da razão h/c , entre a espessura total do pavimento, viga mais laje ou laje, do espécime e a menor dimensão do pilar, *versus* a razão $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$.

As séries de dados apresentadas nos gráficos são divididas em espécimes pilar-viga-laje e pilar-laje, sendo ambas subdivididas em com e sem carregamento aplicado no pavimento. O método de cálculo que apresenta um limite para o seu uso, tem esse limite adicionado ao gráfico. Os métodos utilizam os dados disponíveis na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Testes encontrados na literatura.

Autores	Interno		Borda		Canto
	Pilar-viga-laje	Pilar-laje	Pilar-viga-laje	Pilar-laje	Pilar-laje
Bianchini <i>et al.</i> (1960)	3	11	9	9	9
Gamble e Klinar (1991)	–	6	–	6	–
Siao (1994)	3+1*	–	1*	–	–
Ospina e Alexander (1997)	–	4+14*	–	2+4*	–
Jungwirth (1998)	–	1*	–	–	–
McHarg <i>et al.</i> (2000)	–	2**	–	–	–
Tula <i>et al.</i> (2000)	–	8	–	–	–
Shehata (2002)	–	3	–	–	–
Freire (2003)	–	8	–	–	–
Ali Shah <i>et al.</i> (2005)	–	6*	–	–	–
Wahab e Alexander (2005)	–	–	4*	–	–
Santos e Stucchi (2006)	–	4	–	–	–
Total	6+1*	44+23*	9+5*	17+4*	9

*Espécime ensaiado com carga aplicada no pavimento

**Espécime ensaiado após aplicar carga no pavimento até a ruptura do pavimento

As Tabelas 2.5 e 2.6 contêm os valores médios da razão $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ dos métodos de cálculo, para os espécimes escolhidos na Tabela 2.4 de acordo com as premissas abaixo:

- Espécimes de concreto armado;
- Pilar com seção quadrada;
- Concreto do nó é o mesmo do pavimento;
- Razão f_{cc}/f_{cs} igual ou superior a 1,4;
- Pilar sanduíche não entra no cálculo.

Tabela 2.5 – Valores médios de $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ dos métodos de cálculo para pilares internos.

Autores	Interno			
	Pilar-viga-laje		Pilar-laje	
	sem carga	com carga	sem carga	com carga
	5 testes	1 teste	35 testes	20 testes
Bianchini <i>et al.</i> (1960)**	1,13	1,09	0,97	0,92
CEB-FIP (1990)*	1,10	1,15	1,07	1,38
Gamble e Klinar (1991)**	–	–	1,16	1,16
CSA A23.3-94 (1994)**	1,28	1,24	1,26	1,34
Siao (1994)*	1,10	1,05	1,07	1,20
Kayani (1992)**	–	–	1,20	1,32
Ospina e Alexander (1997)**	–	–	1,16	1,21
ACI 318-09 (2009)**	1,13	1,09	0,98	0,93
Freire (2003)**	1,39	1,29	1,02	1,03
Ali Shah (2003a)**	–	–	1,01	1,10
Tue <i>et al.</i> (2005)**	–	–	1,17	1,29
Ali Shah e Ribakov (2008)**	–	–	1,15	1,22

*Valores de $f_{ce,exp.}$ e $f_{ce,mét.cálc.}$ calculados com $\alpha_1=1,00$

**Valores de $f_{ce,exp.}$ e $f_{ce,mét.cálc.}$ calculados com $\alpha_1=0,85$

Quanto à avaliação de pilares internos atravessados por viga e laje, os métodos de Bianchini *et al.* (1960), CEB-FIP (1990), Siao (1994) e ACI 318-09 (2009) apresentaram os melhores resultados, sendo que Siao (1994) utilizou a mesma base de dados em seu método. Os métodos CSA A23.3-94 (1994) e Freire (2003), por utilizar somente dados de pilar-laje para gerar os seus coeficientes, apresentam valores de $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ muito acima de 1,0.

Para o caso de pilares internos atravessados somente por laje, novamente os métodos de Bianchini *et al.* (1960), CEB-FIP (1990), Siao (1994) e ACI 318-09 (2009) apresentaram bom resultado no caso em que não há carga na laje. Os métodos de Freire (2003) e Ali Shah (2003a) apresentam boa estimativa nos dois casos e são praticamente idênticos porque usam, na maior parte, a mesma

base de dados. Os demais métodos apresentam valores de $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ entre 1,14 e 1,25, laje sem carga, e entre 1,17 e 1,35, laje com carga.

Tabela 2.6 – Valores médios de $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ dos métodos de cálculo para pilares de borda e de canto.

Autores	Borda				Canto
	Pilar-viga-laje		Pilar-laje		Pilar-laje
	s/ carga	c/ carga	s/ carga	c/ carga	s/ carga
	8 testes	5 testes	17 testes	4 testes	9 testes
Bianchini <i>et al.</i> (1960)	1,44	2,29	1,89	1,48	1,60
CEB-FIP (1990)	0,79	1,35	1,02	0,99	0,89
Gamble e Klinar (1991)	–	–	1,08	0,79	–
Shu e Hawkins (1992)	1,17	1,42	1,06	0,82	1,00
Kayani (1992)	–	–	1,31	0,97	1,30
CSA A23.3-94 (1994)	1,44	2,29	1,89	1,48	1,60
Siao (1994)	0,87	1,19	1,02	0,97	0,89
Ospina e Alexander (1997)	–	–	1,35	1,06	1,33
ACI 318-09 (2009)	1,44	2,29	1,89	1,48	1,60
Freire (2003)	1,11	1,35	1,05	0,82	0,97
Lee e Mendis (2004)	–	–	1,40	1,35	1,09
Subramanian (2006)	1,15	1,66	1,50	1,11	1,35
Quirke <i>et al.</i> (2006)	0,88	1,21	–	–	–

*Valores de $f_{ce,exp.}$ e $f_{ce,mét.cálc.}$ calculados com $\alpha_1=1,00$

**Valores de $f_{ce,exp.}$ e $f_{ce,mét.cálc.}$ calculados com $\alpha_1=0,85$

A análise de pilares de borda atravessados por viga e laje, assim como para pilares internos, é difícil de ser feita devido a pouca disponibilidade de dados. Com exceção do CEB-FIP (1990), Siao (1994) e Quirke *et al.* (2006), todos os métodos apresentam valores de $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ superiores a 1,0.

A norma CEB-FIP (1990) e os métodos de Gamble e Klinar (1991), Shu e Hawkins (1992), Siao (1994) e Freire (2003) apresentam os valores de $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ mais próximos a 1,0 para pilares com laje de borda quando não há carga atuando na laje. Quando há carga, somente a norma CEB-FIP (1990) e o método de Siao (1994) mantêm o valor de $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ próximo a 1,0, enquanto os demais métodos reduzem bruscamente esse valor.

Para pilares de canto só há casos em que este é atravessado por laje e sem carga aplicada na mesma. Neste caso, os métodos de Shu e Hawkins (1992), Freire (2003) e Lee e Mendis (2004) apresentam os valores de $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ mais próximos a 1,0. A norma CEB-FIP (1990) e o método de Siao (1994) são os únicos a apresentar esse valor inferior a 1,0.

2.7.Considerações finais

Do trabalho de Bianchini *et al.* (1960) até as pesquisas realizadas a partir dos anos 90, há um grande intervalo de tempo sem que as normas do ACI e CSA, que desenvolveram as suas provisões baseadas neste único trabalho de 1960, fossem questionadas. Isso se deve principalmente ao fato que estes estudos são referentes a ligações do tipo 1 (ligações submetidas à cargas gravitacionais e/ou pequenas cargas de vento) enquanto a maioria dos estudos realizados nestes países são referentes a ligações do tipo 2 (ligações submetidas à carga sísmica).

Um dos questionamentos que se pode fazer às normas do ACI e CSA é a adoção da premissa que se a relação f_{cc}/f_{cs} for inferior ou igual a 1,4, a resistência efetiva f_{ce} pode ser adotada igual a resistência à compressão f_{cc} do concreto do pilar. Ali Shah (2003b) afirma que a adoção desta premissa pode levar a resultados contra a segurança e deveria ser retirada das normas.

Outro aspecto importante, e controverso, diz respeito à geometria de um nó pilar-viga, pois a norma do ACI informa que para o uso da resistência efetiva as vigas devem fornecer confinamento “adequado” nas quatro faces do pilar. Neste caso não há qualquer quantificação de qual seria um valor “adequado”, o que pode gerar interpretações dúbias quanto a qual geometria de um nó pilar-viga pode ser aplicada.

Espera-se que um nó pilar-viga, cujas vigas não confinam, por exemplo, 60% da face lateral do pilar, situação passível de ocorrer na prática, obtenha a resistência efetiva próxima a de um pilar sanduíche. Esse fato se torna mais grave na medida em que os pilares passam a ser retangulares, como visto na Figura 2.22.

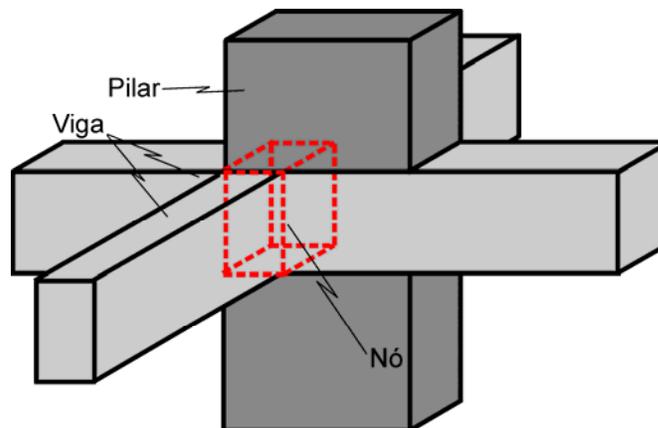


Figura 2.22 – Exemplo de nó pilar-viga, onde a seção transversal do pilar é retangular.

Mesmo o cálculo da resistência efetiva f_{ce} , que na maioria das pesquisas realizadas utiliza o coeficiente $\alpha_1=0,85$ (coeficiente baseado no trabalho de Richart e Brown, 1934) é questionável, visto que α_1 pode ser adotado igual a 1,0 (valor aproximado do coeficiente $k_{mod,2}=0,95 \cong 1,00$ sugerido por Rüschi, 1960). As Tabelas 2.7 e 2.8 apresentam os valores médios de razão $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$, com o valor de $f_{ce,exp.}$ calculado com $\alpha_1=1,00$.

Com exceção da norma CEB-FIP (1990) e do método de Siao (1994), todos os demais métodos de cálculo têm o seu valor médio da razão $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ reduzido em relação aos valores apresentados nas Tabelas 2.5 e 2.6. Muitos dos valores de $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ que antes eram superiores a 1,0 passam a ser próximos ou inferiores a 1,0.

Devido ao grande número de variáveis que interferem na resistência efetiva do nó, muitas das conclusões feitas em pesquisas anteriores são equivocadas ou superestimadas. A redução da resistência efetiva à medida que o carregamento no pavimento aumenta é superestimada por Ospina e Alexander (1997) pois, não há estribos no pilar ao longo do nó e nem 5 cm ou 10 cm, dependendo da série estudada, acima e abaixo do nó.

Tabela 2.7 – Valores médios de $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ dos métodos de cálculo para pilares internos, onde $f_{ce,exp.}$ é calculada com $\alpha_1=1,00$.

Autores	Interno			
	Pilar-viga-laje		Pilar-laje	
	sem carga	com carga	sem carga	com carga
	5 testes	1 teste	30 testes	21 testes
Bianchini <i>et al.</i> (1960)**	0,96	0,93	0,82	0,78
CEB-FIP (1990)*	1,10	1,15	1,07	1,38
Gamble e Klinar (1991)**	–	–	0,99	0,99
CSA A23.3-94 (1994)**	1,09	1,05	1,07	1,14
Siao (1994)*	1,10	1,05	1,06	1,21
Kayani (1992)**	–	–	1,02	1,12
Ospina e Alexander (1997)**	–	–	0,99	1,03
ACI 318-09 (2009)**	0,96	0,93	0,83	0,79
Freire (2003)**	1,18	1,10	0,87	0,88
Ali Shah (2003a)**	–	–	0,86	0,94
Tue <i>et al.</i> (2005)**	–	–	0,99	1,10
Ali Shah e Ribakov (2008)**	–	–	0,98	1,04

*Valores de $f_{ce,exp.}$ e $f_{ce,mét.cálc.}$ calculados com $\alpha_1=1,00$

**Valores de $f_{ce,exp.}$ e $f_{ce,mét.cálc.}$ calculados com $\alpha_1=0,85$

Tabela 2.8 – Valores médios de $f_{ce,exp.}/f_{ce,mét.cálc.}$ dos métodos de cálculo para pilares de borda e de canto, onde $f_{ce,exp.}$ é calculada com $\alpha_1=1,00$.

Autores	Borda				Canto
	Pilar-viga-laje		Pilar-laje		Pilar-laje
	s/ carga	c/ carga	s/ carga	c/ carga	s/ carga
	8 testes	5 testes	17 testes	4 testes	9 testes
Bianchini <i>et al.</i> (1960)**	1,22	1,95	1,61	1,26	1,36
CEB-FIP (1990)*	0,79	1,35	1,02	0,99	0,89
Gamble e Klinar (1991)**	–	–	0,92	0,67	–
Shu e Hawkins (1992)**	0,99	1,21	0,90	0,70	0,85
Kayani (1992)**	–	–	1,11	0,82	1,11
CSA A23.3-94 (1994)**	1,22	1,95	1,61	1,26	1,36
Siao (1994)*	0,87	1,19	1,02	0,97	0,89
Ospina e Alexander (1997)**	–	–	1,15	0,90	1,13
ACI 318-09 (2009)**	1,22	1,95	1,61	1,26	1,36
Freire (2003)**	0,94	1,15	0,89	0,70	0,82
Lee e Mendis (2004)**	–	–	1,19	1,15	0,93
Subramanian (2006)**	0,98	1,41	1,28	0,94	1,15
Quirke <i>et al.</i> (2006)**	0,75	1,03	–	–	–

*Valores de $f_{ce,mét.cálc.}$ calculados com $\alpha_1=1,00$

**Valores de $f_{ce,mét.cálc.}$ calculados com $\alpha_1=0,85$

Somente Tula *et al.* (2000) conseguem demonstrar que a resistência efetiva aumenta conforme a relação entre a altura h da viga e a dimensão c da seção do pilar aumenta, pois nos seus ensaios a taxa da armadura do pavimento é mantida constante. Nas demais pesquisas a quantidade de aço e a dimensão c do pilar são mantidas constantes, enquanto a altura da viga ou da laje aumenta. Como resultado, a taxa de armadura e conseqüentemente a resistência efetiva diminuem.

A realização de testes com espécimes com carga aplicada no pavimento é necessária, pois desta forma consegue-se uma condição mais próxima da realidade. Dentro deste contexto, o uso de uma excentricidade acidental na carga aplicada no pilar também é importante por está ser uma situação passível de ocorrer na prática.