

ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS CONSIDERANDO AS LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

Marcelo Cuadrado Marin ¹ & Mounir Khalil El Debs ²

Resumo

No presente trabalho é analisada a estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos frente às principais combinações de ações considerando as ligações viga-pilar semirrígidas, para as condições de modulação e carregamento usualmente empregadas. A ligação viga-pilar considerada é composta por chumbadores retos e capa de concreto moldada no local, com armadura negativa. Esta ligação garante uma boa capacidade resistente ao momento fletor negativo e uma baixa capacidade resistente ao momento fletor positivo. Os esforços solicitantes obtidos nas ligações são comparados com os valores resistentes, considerando o modelo de comportamento elasto-plástico das ligações viga-pilar na estabilidade global da estrutura. Os resultados comprovam a viabilidade de estruturas com até seis pavimentos em concreto pré-moldado com sistema estrutural em que as ligações viga-pilar contribuem para a estabilidade da estrutura.

Palavras-chave: Concreto pré-moldado. Estabilidade global. Ligações semirrígidas.

ANALYSIS OF GLOBAL STABILITY OF MULTI-STOREY PRECAST CONCRETE FRAMED STRUCTURES CONSIDERING SEMI-RIGID CONNECTIONS

Abstract

This paper presents a study on the stability of multi-storey precast concrete framed structures according the load combinations considering semi-rigid beam-to-column connections, with modulation and loading usually employed. The beam-to-column connections are defined by two dowels and cast-in-place concrete topping with longitudinal reinforced bars. This connection presents a good capacity resistant to negative bending moment and a low capacity resistant to positive bending moment. An elastic-plastic model of beam-to-column connection was used to verify the safety on the structure stability analysis. The results show that precast concrete framed structures with up to six floors are viable with semi-rigid beam-to-column connection analyzed.

Keywords: Precast Concrete Structures. Global Stability. Semi-Rigid Connections

¹ Mestre em Engenharia de Estruturas - EESC-USP, cuadrado marin@yahoo.com.br

² Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, mkdebs@sc.usp.br

1 INTRODUÇÃO

O sistema construtivo em concreto pré-moldado tem sua utilização restringida a edificações de pequeno porte quando o sistema estrutural é composto por ligações articuladas. A principal característica de uma estrutura composta por ligações articuladas é a sua maior deslocabilidade, que pode ocasionar problemas de estabilidade.

A estabilidade global de estruturas de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos pode ser assegurada de diversas formas segundo o sistema estrutural adotado. No sistema estrutural constituído por pórticos, a estabilidade global é garantida pelo enrijecimento das ligações viga-pilar e geralmente com pilares engastados na fundação

No presente trabalho são avaliados os esforços solicitantes obtidos nas ligações a partir de combinações de ações adotadas para situações usuais de carregamento e modulação. Os esforços nas ligações viga-pilar semirrígidas são comparados com os valores resistentes, é analisado o modelo de comportamento elásto-plástico da ligação.

O sistema estrutural considerado no presente trabalho é constituído por pórticos com ligação viga-pilar semirrígida e pilares engastados na fundação. A tipologia adotada para a ligação semirrígida nas simulações realizadas é formada por chumbadores retos e capa de concreto moldada no local com armadura passante através dos pilares centrais. Nos pilares de extremidade a armadura de continuidade é ancorada em luvas metálicas. Nas direções em que não for constituído pórtico pela combinação pilar-viga a estabilidade deverá ser assegurada pela rigidez dos pilares.

As forças horizontais provenientes da ação do vento são transferidas para os demais componentes pela laje comportando-se como diafragma.

O objetivo deste trabalho é avaliar as limitações do emprego de ligações viga-pilar semirrígidas na estabilização de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos.

2 FUNDAMENTOS

2.1 Não linearidade geométrica

Os efeitos não lineares geométricos podem ser avaliados basicamente de duas formas, segundo métodos diretos ou iterativos. Dentre os métodos diretos pode ser citado o γ_z , importante indicador da magnitude dos efeitos de segunda ordem.

O coeficiente γ_z teve origem nos estudos de FRANCO & VASCONCELOS (1991), com o objetivo de propor um método simples de se estabelecer a mobilidade da estrutura e uma forma de se estimar, com uma certa precisão, os esforços de segunda ordem. Este coeficiente é utilizado como um fator majorador das ações que causam os efeitos de primeira ordem com intuito de se obter os esforços finais na estrutura, os quais já incluem os esforços de segunda ordem. Desta forma dispensa-se a análise de segunda ordem.

A análise dos efeitos de segunda ordem segundo este método é limitada a estruturas com no mínimo 4 pavimentos e um valor máximo de γ_z igual a 1,3, conforme a ABNT NBR 6118:2003.

Dentre os métodos iterativos pode ser citado o método no qual a matriz de rigidez da estrutura é corrigida em virtude da configuração deformada da estrutura, esta forma de análise é considerada não aproximada e não possui limitações de

aplicação. No trabalho de CORREA (1991) é apresentada extensa revisão bibliográfica sobre a NLG, o tema é tratado de forma elucidativa, onde são definidas as matrizes de rigidez que contemplam a NLG em sua totalidade.

No presente trabalho os esforços atuantes na estrutura são avaliados com o auxílio do programa em elementos finitos ANSYS que contempla a não linearidade geométrica. Serão apresentados os valores de γ_z para cada modelo analisado.

2.2 Não linearidade física

A consideração da não linearidade física pode ser feita de forma aproximada ou não aproximada. Na forma aproximada a não linearidade física é considerada por meio de reduções da inércia bruta da seção dos elementos. Na forma não aproximada a consideração é feita segundo o diagrama $M \times N \times 1/r$. Sendo assim é considerada de forma consistente a influência da força normal presente em pilares ou da área e arranjo da armadura passiva e ativa presente em vigas. Além disso, o efeito da fluência pode ser contemplado. No presente trabalho a rigidez será definida segundo o diagrama $M \times N \times 1/r$. Na Figura 1 pode ser observado o diagrama $M \times N \times 1/r$ segundo a ABNT NBR 6118:2003 para análise da rigidez dos elementos.

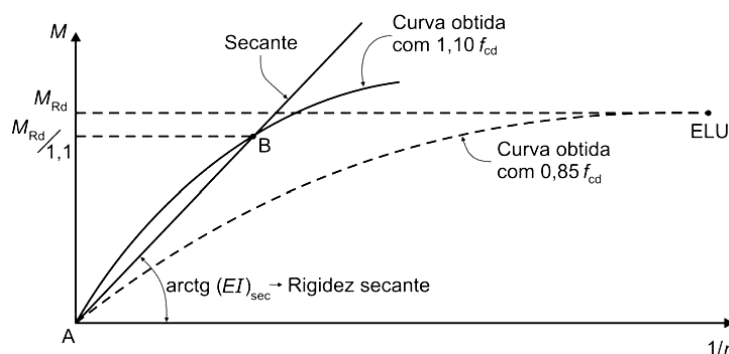


Figura 1 – Relação momento x curvatura [ABNT NBR 6118:2003].

No diagrama ilustrado na Figura 1 podem ser observadas duas curvas, uma construída com o valor de $0,85f_{cd}$ de tensão no concreto e outra com o valor de $1,1f_{cd}$.

A curva construída com o valor de $0,85f_{cd}$ é utilizada na definição da capacidade resistente das seções no ELU.

Segundo FRANÇA (1991), o cálculo da rigidez obtido a partir das relações constitutivas baseadas em valores de cálculo da resistência podem conduzir a uma super avaliação dos efeitos da não linearidade. Para efeito de consideração da rigidez a tensão de compressão de projeto no concreto deve ser multiplicada por 1,10. Este coeficiente leva em consideração que nem todas as seções do elemento estrutural sejam constituídas de material com valores correspondentes a quantis estatísticos inferiores, isto é, nem todas as seções são afetadas pelas condições que compõem o coeficiente γ_m , coeficiente de ponderação das resistências.

O equacionamento para construção dos diagramas $M \times N \times 1/r$ pode ser encontrado no trabalho de MARIN (2009). No mesmo trabalho são apresentados valores dos coeficientes redutores de rigidez para elementos empregados em estruturas usuais de concreto pré-moldado com múltiplos pavimentos. Os coeficientes foram obtidos a partir da rigidez secante das seções. Todas as análises numéricas contemplaram a consideração da NLF segundo o diagrama $M \times N \times 1/r$, inclusive as análises onde foi definido o coeficiente γ_z .

2.3 Ligações semirrígidas

Em geral as ligações viga-pilar presentes nas estruturas de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado apresentam comportamento semirrígido ao momento positivo e negativo e de resistência total ao momento negativo e parcial ao momento positivo. Os diagramas momento x rotação das ligações são caracterizados por três parâmetros importantes, resistência, rigidez da ligação e ductilidade. A resistência foi definida pelo momento de plastificação da ligação. A rigidez foi definida pela relação entre o momento de plastificação da ligação e sua respectiva rotação, portanto a rigidez é tomada como secante. A ductilidade da ligação é entendida como a máxima capacidade de rotação da ligação, neste trabalho é considerado que a máxima rotação da ligação corresponde a 2,5 vezes a rotação associada ao momento de plastificação. O diagrama momento x rotação da ligação pode ser representado segundo modelo linear, bi-linear, tri-linear ou não linear. No presente trabalho será considerado o modelo linear e bilinear. No modelo linear será definida apenas a rigidez secante ao momento positivo e negativo da ligação, não sendo delimitado o momento de plastificação e do trecho correspondente à plastificação. Estes parâmetros são apresentados no diagrama bi-linear momento x rotação. O comportamento assimétrico da ligação ao momento positivo e negativo é ilustrado na Figura 2.

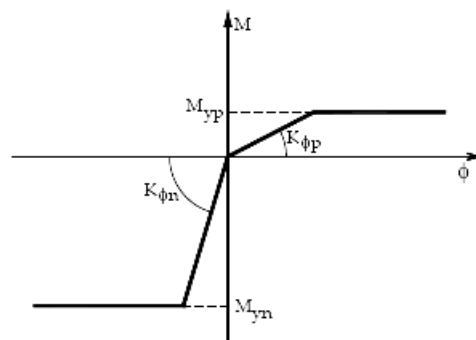


Figura 2 – Diagrama bilinear momento x rotação [EL DEBS *et al* (2010)]

A assimetria é atribuída à característica e ao mecanismo resistente da ligação viga-pilar das estruturas. O comportamento assimétrico da ligação confere não linearidade ao problema, não sendo válida a superposição de efeitos. A configuração mais usual de ligação viga-pilar nas estruturas de múltiplos pavimentos é ilustrada na Figura 3.

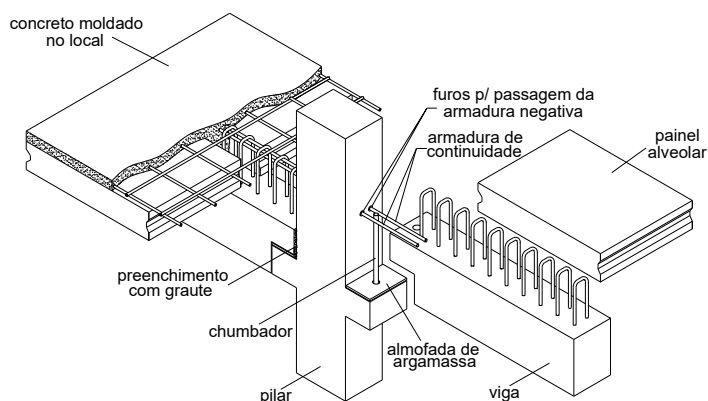


Figura 3 - Ligação viga-pilar semirrígida com pino chumbador [BALDISSERA (2006)]

A definição da resistência e da rigidez da ligação pode ser obtida pelo método dos componentes, onde é analisada a contribuição de cada elemento da ligação no mecanismo resistente. A formulação utilizada para definição da resistência e rigidez da ligação pode ser encontrada em EL DEBS et al (2010). A Figura 4 ilustra os componentes deformáveis da ligação viga-pilar ao momento negativo e positivo, respectivamente.

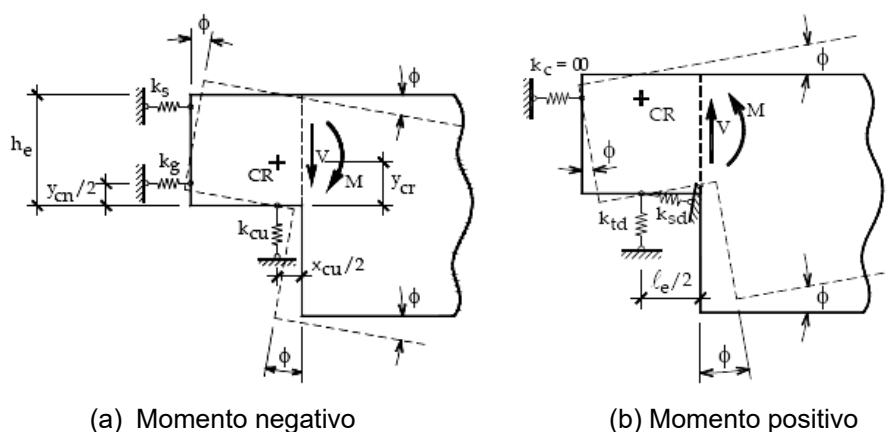


Figura 4 - Posição deformada da extremidade da viga e os componentes deformáveis: (a) momento negativo e (b) momento positivo [EL DEB et al (2010)]

2.4 Processo construtivo

O processo construtivo e sua influência nas estruturas em concreto pré-moldado em viga de seção composta pode ser dividido basicamente em duas etapas.

Na primeira, as ligações apresentam comportamento articulado e a estrutura está submetida à ação do peso próprio das vigas, lajes e da capa de concreto ainda sem nenhuma resistência. Em uma segunda etapa, após a capa apresentar resistência, as ligações apresentam comportamento semirrígido. Nesta etapa a estrutura é submetida a ação proveniente da ação variável de utilização, do revestimento do piso, da alvenaria de vedação e da ação do vento.

Conforme ilustram as Figuras 3 e 5, a seção da viga em concreto pré-moldado é composta pela capa em concreto moldado no local, geralmente existem três situações de cálculo para a viga em seção composta.

Na primeira situação, onde a seção resistente da viga é representada pela seção em concreto pré-moldado, a única ação sobre a mesma é o peso próprio. Esta situação ganha importância quando a viga possui armadura ativa, deve-se portanto, verificar as tensões atuantes no elemento na situação em vazio.

As situações de cálculo seguem a sequência de execução e solicitação da viga em seção composta. A segunda situação, caracterizada pela ação do peso próprio da viga, da laje e da capa, possui esquema estrutural isostático para efeito de dimensionamento da viga. Segundo a sequência construtiva, a vedação é executada após a capa estrutural da laje atingir a resistência especificada em projeto. Desta forma o esquema estrutural apresentado na segunda situação sofre uma alteração para a ação do peso próprio da capa, de isostático para hiperestático. Com o decorrer do tempo os efeitos reológicos do concreto provocam um aumento da deformação do elemento e, portanto induzem a uma mudança na configuração do diagrama de momento fletor, provocando o aparecimento de momento fletor negativo

junto aos apoios causado pelo peso próprio da capa. Neste trabalho não é considerado este efeito, portanto considera-se mantido o esquema estrutural e de carregamento apresentado na Tabela 1 para a segunda situação.

Após a capa adquirir resistência, a seção da viga assume uma altura maior e a ligação apresenta comportamento semirrígido. Sendo assim, a terceira situação de cálculo fica definida, onde a viga é submetida à ação do peso próprio do revestimento do piso e da ação variável de ocupação. As situações de cálculo da viga estão apresentadas na Tabela 1:

Tabela 1 - Situações de cálculo de uma viga em seção composta

SITUAÇÃO	ALTURA DA VIGA	CARREGAMENTO	ESQUEMA
1ª	H_v	G_{VIGA}	ISOSTÁTICO
2ª	H_v	$G_{VIGA} + G_{LAJE} + G_{CAPA}$	ISOSTÁTICO
3ª	$H_v + \Delta H_v$	$G_{REVEST.} + Q$	HIPERESTÁTICO

H_v : altura da seção da viga; ΔH_v : altura do complemento da seção da viga formada pela soma da altura da laje e da capa moldada in loco; G_{VIGA} : peso próprio da viga; G_{LAJE} : peso próprio da laje; G_{CAPA} : peso próprio da capa; $G_{REVEST.}$: peso próprio do revestimento; Q : ação variável

A seção genérica da viga em concreto pré-moldado composta pela capa de concreto moldada in loco pode ser observada na Figura 5.

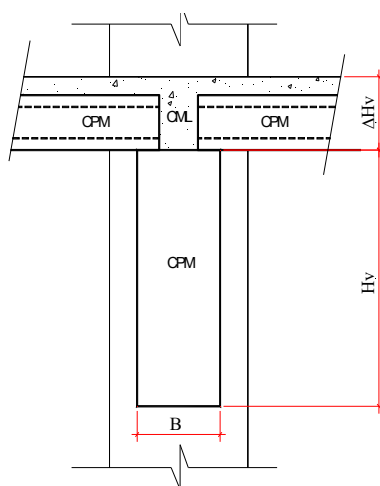
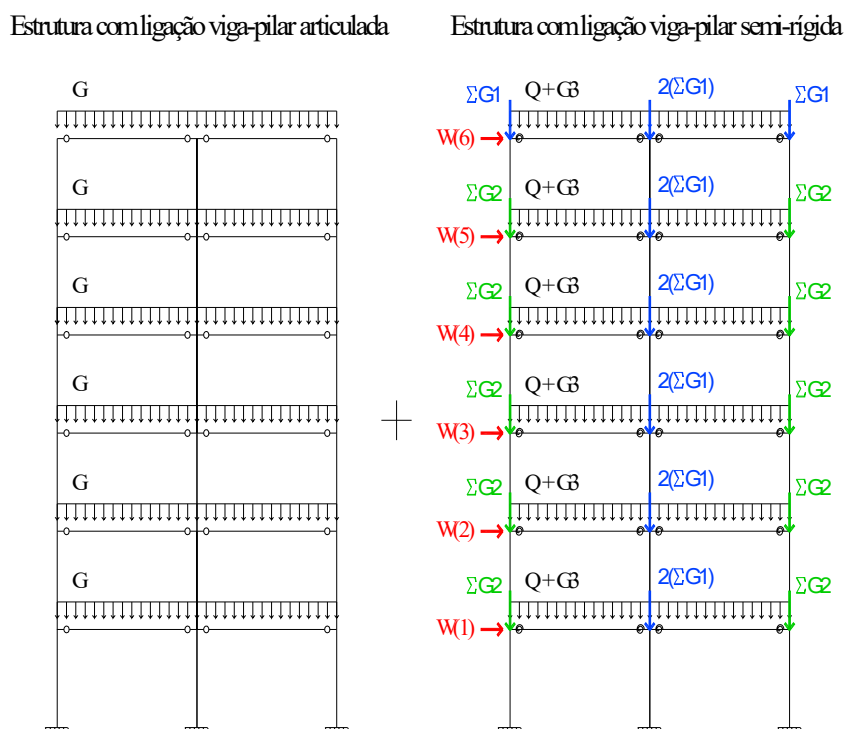


Figura 5 – Seção transversal genérica de uma viga em concreto pré-moldado composta

Na Figura 6 é ilustrado o esquema de modelagem estrutural e a soma de efeitos das fases construtivas da estrutura no processamento. Primeiramente a estrutura foi modelada considerando a configuração articulada das ligações viga-pilar e a atuação do peso próprio da viga em concreto pré-moldado, da laje em concreto pré-moldado e da capa moldada in loco.

A partir desta situação obteve-se o diagrama de momento fletor da estrutura para esta primeira condição. Em uma segunda etapa, a estrutura foi modelada considerando a efetivação das ligações viga-pilar semi-rígidas. Nesta etapa, é considerado o peso próprio da vedação executada após a capa da laje atingir a resistência especificada em projeto. Além disto, é considerado o peso próprio do revestimento executado, da ação variável de ocupação e da ação do vento. Para efeito de análise não-linear geométrica, o carregamento proveniente da primeira condição é tomado como concentrado nos nós da interface pilar-consolo. Vale

ressaltar que os diagramas $M \times N \times 1/r$ utilizados na modelagem da estrutura contemplaram o carregamento da estrutura na combinação de ações utilizada. O esquema de modelagem ilustrado na Figura 6 tem por objetivo apresentar uma forma de se obter a soma dos esforços de momento fletor para as situações em que a ligação apresenta comportamento articulado e semirrígido.



G: Corresponde ao peso próprio da laje, da viga em concreto pré-moldado e da capa moldada *in loco* por unidade de comprimento;

Q: Corresponde à ação variável de utilização por unidade de comprimento;

$\Sigma G1$: Corresponde à força resultante no trecho de influência do peso próprio da laje, da viga em concreto pré-moldado e da capa moldada *in loco*;

$\Sigma G2$: Corresponde à força resultante no trecho de influência do peso próprio da laje, da viga em concreto pré-moldado, da capa moldada *in loco* e do peso próprio da vedação;

G3: Corresponde ao peso próprio do revestimento do piso;

W: Corresponde à força resultante da ação do vento por pavimento.

Figura 6 - Esquema de modelagem estrutural e soma de efeitos para fases construtivas no processamento

2.5 Combinações de ações

Nos exemplos numéricos foram consideradas duas combinações para o ELU, na primeira combinação, segundo a expressão (1), a ação do vento é considerada como ação variável principal e a ação variável de ocupação como secundária. Esta combinação tem importância para a verificação da estabilidade global da estrutura. A segunda combinação, segundo a expressão (2), não contempla a contribuição da ação variável de utilização, a sua verificação é de suma importância na análise das ligações devido ao momento positivo provocado pela ação do vento. O valor de γ_g assume o valor de 1,3 para consideração do peso próprio das estruturas em concreto pré-moldado e 1,4 para a capa moldada *in loco*.

$$F_{d,1} = \gamma_g \cdot G + 1,4(W + 0,7 \cdot Q) \quad (1)$$

$$F_{d,2} = \gamma_g \cdot G + 1,4 \cdot W \quad (2)$$

3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE DE RESULTADOS

Foram avaliadas estruturas com 6, 5 e 4 pavimentos com modulações de 7,5 m e 10 m. As cargas acidentais consideradas foram de 3 e 5 kN/m².

Na Tabela 2 pode ser observada a variação de seção dos pilares adotada de acordo com a modulação da estrutura e número de pavimentos.

Tabela 2 – Seções de pilares segundo a geometria da estrutura

Seção(cm)	Modulação(m)	Nº de pavimentos
40x40	7,5 e 10	4
50x50	7,5	5 e 6
60x60	10	5 e 6

As ações atuantes na estrutura são definidas segundo cada combinação de ações. Na análise da estabilidade global a ação do vento é tomada em todas as combinações, portanto, considera-se que a vedação da estrutura já foi executada.

Uma vez definidas as ações atuantes na estrutura, é feita a caracterização dos elementos de viga e pilar com o auxílio dos diagramas M x N x 1/r construídos por ferramenta de cálculo desenvolvida em MARIN (2009). Sendo assim, a resistência e a rigidez, dos elementos são caracterizados. Os diagramas M x N x 1/r descrevem a não linearidade física dos elementos.

A consideração do efeito reológico do concreto é contemplada na modelagem das vigas por meio de coeficientes lineares de fluência. Para efeito de análise da estabilidade global adota-se o coeficiente linear de fluência igual a 2 na construção dos diagramas M x N x 1/r. A consideração da fluência deve ser avaliada segundo a natureza e a história de carregamento da estrutura. Nas combinações de ações utilizadas na análise da estabilidade global, a ação permanente e geralmente parte da ação variável atuam na estrutura. Sendo assim, é importante a consideração do efeito reológico do concreto. A ação do vento é de curta duração, e este comportamento é ponderado na modelagem dos pilares, onde a fluência não é considerada na construção dos diagramas M x N x 1/r. Embora as ações sejam consideradas segundo seus valores de projeto, ou seja, majorados, considera-se a ação da fluência atuando nestes carregamentos por simplificação na análise do problema.

A resistência e a rigidez das ligações viga-pilar são caracterizadas segundo o método dos componentes, definindo-se basicamente o momento de plastificação, a rigidez secante e o momento de ruptura caracterizado pela máxima rotação da ligação, conforme apresentado na seção 2.3.

A análise da estrutura segue com o auxílio do programa ANSYS, as relações M x N x 1/r de vigas e pilares e M x rotação das ligações são inseridas como entrada de dados e o processamento da estrutura é realizado.

Desta forma a não linearidade física foi incorporada no modelo pela utilização do elemento finito BEAM188(ANSYS), que permite que a relação constitutiva dos elementos seja expressa pela relação momento x curvatura.

A discretização adotada para modelagem da estrutura via método dos elementos finitos para os pilares foi de 8 elementos finitos por trecho de pilar, onde

cada trecho corresponde a região entre pavimentos. Nas vigas foram adotados 16 elementos finitos por trecho de viga, onde cada trecho fica definido pela região entre consolos.

Os elementos de ligação foram modelados com o elemento COMBIN39(ANSYS). Este elemento permite que a relação momento x rotação seja representada de forma não linear e assimétrica. O elemento de ligação é introduzido na estrutura por meio da criação de um elemento finito de comprimento nulo, posicionado entre o elemento finito representante do consolo e o elemento finito representante da viga. O esquema de modelagem da ligação semirrígida viga-pilar está ilustrado na Figura 7, a ligação transmite momento fletor, força cortante e força normal.

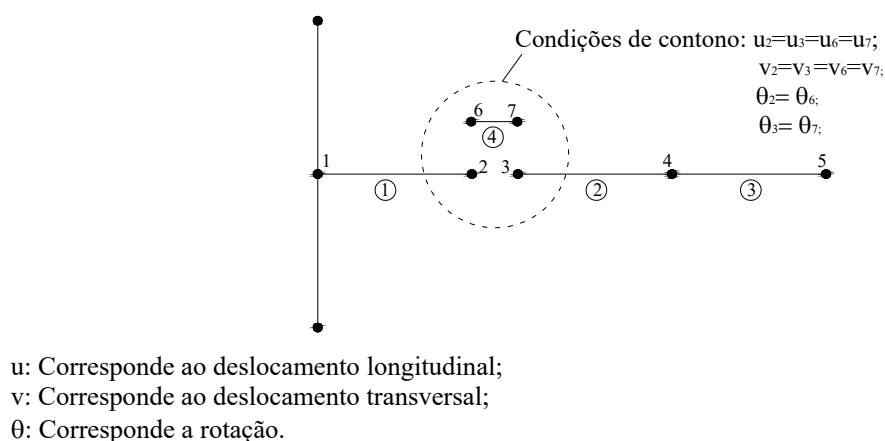


Figura 7 - Esquema de modelagem da ligação na estrutura em concreto pré-moldado

Tendo em vista os objetivos do trabalho, é analisado um arranjo estrutural usual em edificações de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos, conforme ilustra a Figura 8. Na análise numérica, a estrutura é analisada segundo a direção y, com modelagem em pórtico plano. A análise da estrutura na direção x não é contemplada no presente trabalho, embora seja importante na avaliação da estabilidade global do arranjo estrutural estudado.

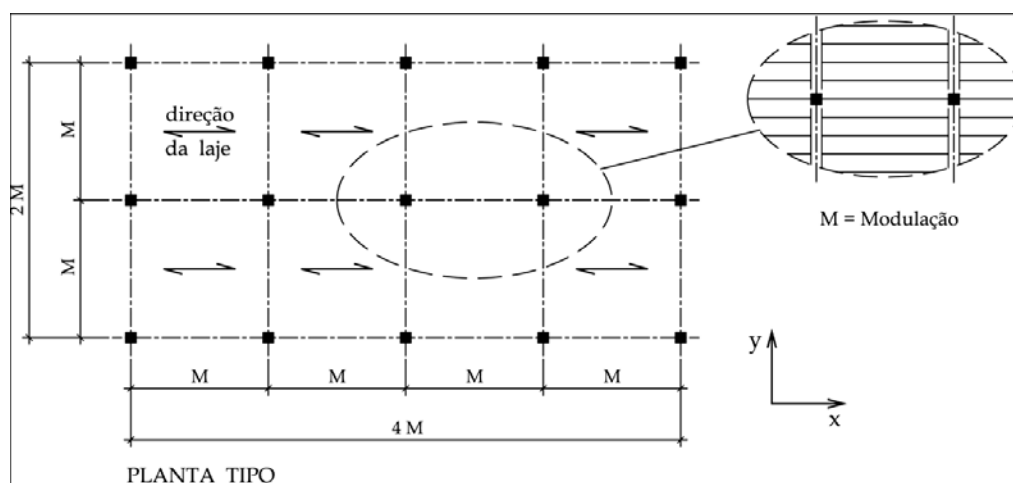


Figura 8 – Arranjo estrutural estudado

As ações atuantes na estrutura podem ser divididas segundo a modulação estrutural estudada, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 – Ações verticais atuantes na estrutura segundo modulação

M(m)	Q(kN/m ²)	G _{LAJES} (kN/m ²)	G _{CAPA} (kN/m ²)	G _{REVEST.} (kN/m ²)
7,5	3 ou 5	2,2	1,5	0,5
10,0	3 ou 5	2,6	1,5	0,5

M é a modulação, conforme Figura 8.

Não foi considerada emenda em pilares, uma vez que pilares de até 26m de comprimento geralmente não possuem grandes limitações em relação à produção, transporte e montagem. Considera-se para todos os casos estudados um carregamento de 10 kN/m por pavimento em todo o perímetro da estrutura proveniente do peso próprio da alvenaria.

Para efeito de análise de carregamento será considerada uma espessura média da capa estrutural de 0,06 m, contemplando desta forma a contraflecha das lajes alveolares.

A ação do vento na estrutura com modulação de 7,5 m e 10 m está apresentada na Tabela 4 e 5 respectivamente.

Tabela 4 – Ação do vento na estrutura com modulação de 7,5 m

Ação do vento - Direção Y												
Módulo 7,5 m				6 PAV			5 PAV			4 PAV		
h(m)	S ₂	V _k (m/s)	Q(kN/m ²)	H/L1	C _a	F _a (kN)	H/L1	C _a	F _a (kN)	H/L1	C _a	F _a (kN)
4	0,76	34,20	0,717	0,80	1,24	28,11	0,67	1,21	27,43	0,53	1,18	26,75
8	0,80	36,00	0,794	0,80	1,24	31,46	0,67	1,21	30,70	0,53	1,18	29,94
12	0,85	38,25	0,897	0,80	1,24	34,97	0,67	1,21	34,12	0,53	1,18	33,28
16	0,89	40,05	0,983	0,80	1,24	37,41	0,67	1,21	36,50	0,53	1,18	17,40
20	0,91	40,95	1,028	0,80	1,24	39,09	0,67	1,21	18,66			
24	0,93	41,85	1,074	0,80	1,24	19,97						

h.: cota do pavimento; H: altura da estrutura; V_k: Velocidade característica;

S₂: Fator que compõe V_k; q: pressão dinâmica; L1: maior dimensão da edificação em planta; C_a: Coeficiente de arrasto; F_a: Força de arrasto

Tabela 5 - Ação do vento na estrutura com modulação de 10,0 m

Ação do vento - Direção Y												
Módulo 10 m				6 PAV			5 PAV			4 PAV		
h(m)	S ₂	V _k (m/s)	q(kN/m ²)	H/L1	C _a	F _a (kN)	H/L1	C _a	F _a (kN)	H/L1	C _a	F _a (kN)
4	0,76	34,20	0,717	0,60	1,19	34,13	0,50	1,16	33,27	0,40	1,16	33,27
8	0,80	36,00	0,794	0,60	1,19	37,82	0,50	1,16	36,86	0,40	1,16	36,86
12	0,85	38,25	0,897	0,60	1,19	42,69	0,50	1,16	41,61	0,40	1,16	41,61
16	0,89	40,05	0,983	0,60	1,19	46,80	0,50	1,16	45,62	0,40	1,16	22,81
20	0,91	40,95	1,028	0,60	1,19	48,93	0,50	1,16	23,85			
24	0,93	41,85	1,074	0,60	1,19	25,55						

A Figura 9 ilustra o arranjo de armadura adotado para os pilares das estruturas, foi adotada a mesma taxa de armadura para toda a seção longitudinal do

pilar, a taxa geométrica de amadura corresponde em média a 3,0%. O concreto utilizado é especificado com $f_{ck} = 35$ MPa.

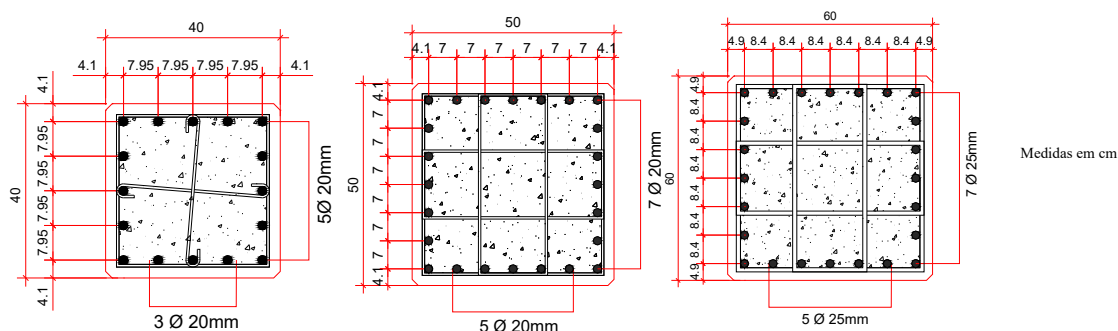


Figura 9 – Seção transversal e arranjo de armadura para pilar P(40x40), P(50x50) e P(60x60)

Na Figura 10 podem ser observadas as seções transversais e os arranjos de armadura das vigas destinadas as estruturas com modulação de 7,5 m e 10 m, respectivamente. Considera-se para o concreto pré-moldado $f_{ck} = 40$ MPa na viga com armadura ativa e $f_{ck} = 35$ MPa na viga com armadura passiva. No concreto moldado *in loco* da capa considerou-se $f_{ck} = 20$ MPa. A armadura ativa presente na seção é composta por cordoalhas CP 190 RB 12,7 e a armadura passiva em aço CA-50.

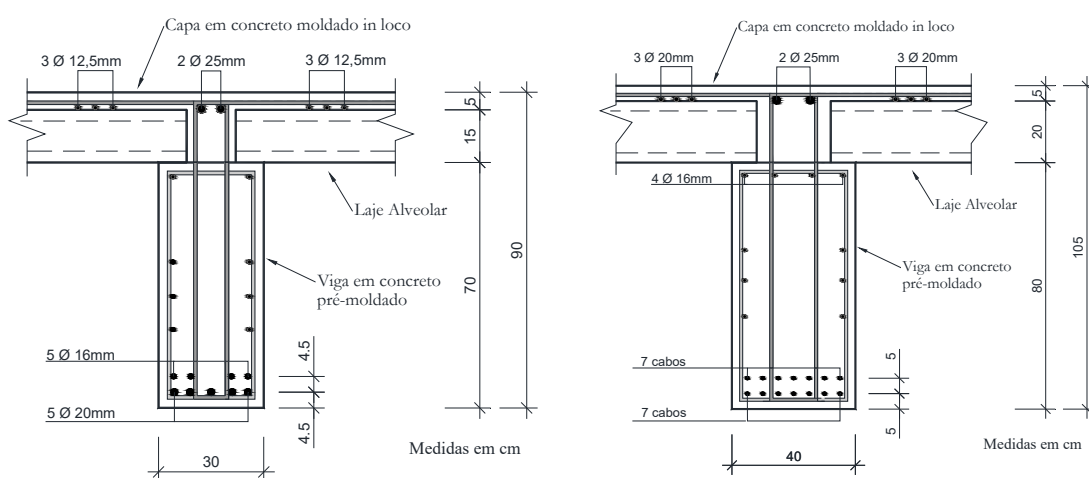


Figura 10 – Seção transversal e arranjo de armadura para viga destinada a estrutura com modulação de 7,5 m e 10 m.

As Tabelas 6 e 7 apresentam a rigidez (K) e o momento resistente da ligação viga-pilar ao momento (M_y) positivo e negativo segundo a posição do pilar para as estruturas com modulação de 7,5 m e 10 m.

Tabela 6 - Rigidez e momentos resistentes nas ligações destinadas a estrutura com modulação de 7,5 m

	PC		PL		PC/PL		
	$M_{neg(1)}$	$M_{neg(2)}$	$M_{neg(1)}$	$M_{neg(2)}$	$M_{pos(3)}$	$M_{pos(4)}$	$M_{pos(5)}$
K (MN.m/rad)	121,34	430,96	65,13	213,4	10,41	14,96	41,76
M_y (kN.m)	309,21	583,26	193,25	349,8	38,71	55,74	93,14

PC (Pilar central); PL (Pilar Lateral);

(1)Viga com extremidade em dente gerber

(2)Viga com extremidade sem recorte

(3) Viga com extremidade em dente gerber e chumbador com $f_{yd}=209\text{MPa}$ (4) Viga com extremidade em dente gerber e chumbador com $f_{yd}=435\text{MPa}$ (5) Viga com extremidade sem recorte, chumbador com $f_{yd}=435\text{MPa}$ Na Figura 2 estão indicados os significados de rigidez(K) e momento resistente(M_y)

Tabela 7 - Rigidez e momentos resistentes nas ligações destinadas a estrutura com modulação de 10 m

	PC		PL		PC/PL		
	$M_{neg(1)}$	$M_{neg(2)}$	$M_{neg(1)}$	$M_{neg(2)}$	$M_{pos(3)}$	$M_{pos(4)}$	$M_{pos(5)}$
K (MN.m/rad)	299,98	1060,13	148,09	459,8	15,64	22,49	60,80
M_y (Kn.m)	687,14	1291,75	350,98	618,5	49,07	70,67	116,20

A Figura 11 ilustra o diagrama bilinear momento x rotação da ligação viga-pilar junto ao pilar central para a modulação de 7,5m e viga com extremidade em dente gerber.

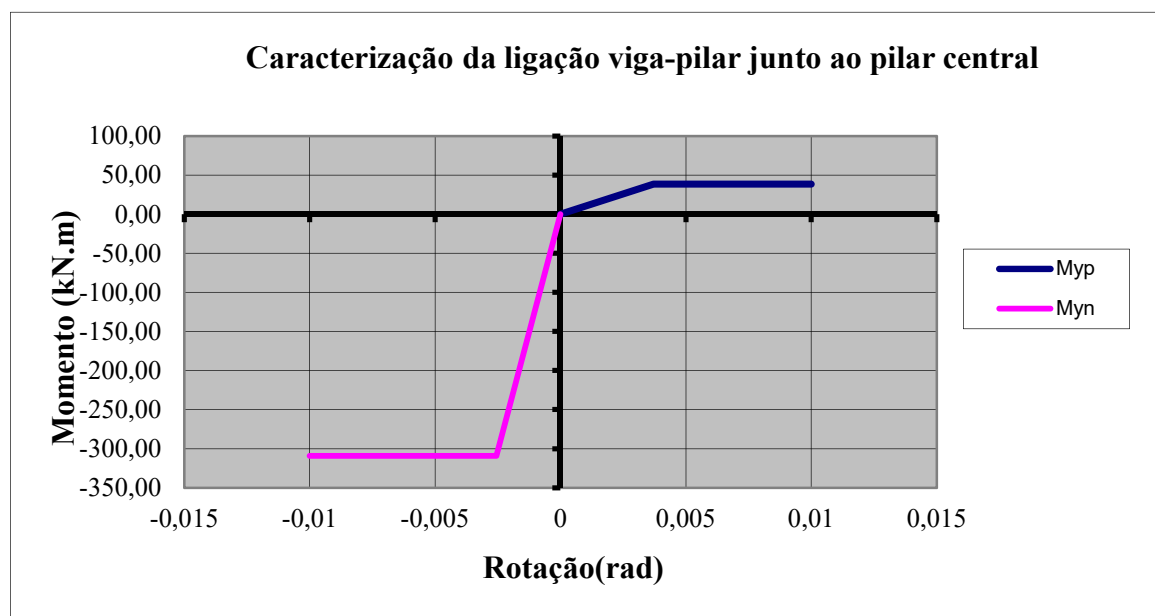


Figura 11 – Diagrama momento rotação da ligação viga-pilar para modulação de 7,5m

Nas Figuras 12 a 15 são apresentados gráficos comparativos de valores obtidos de momento positivo e negativo junto ao pilar central e negativo junto ao pilar lateral nas ligações para as estruturas com 4,5 e 6 pavimentos. Foi considerado primeiramente apenas o comportamento linear de momento x rotação das ligações viga-pilar. A modulação da estrutura estudada é de 7,5 m. As cargas acidentais avaliadas foram de 3kN/m² e 5kN/m². As combinações de ações envolvidas na avaliação do momento positivo e momento negativo junto ao pilar central e lateral foram a 1ª e 2ª combinações de ações (equações 1 e 2, respectivamente).

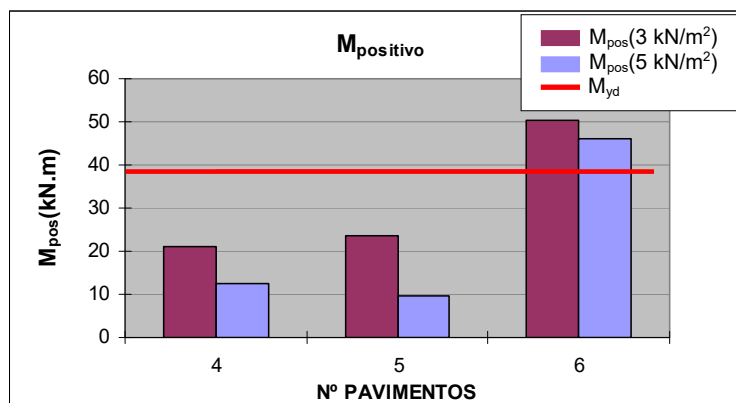


Figura 12 - Análise comparativa para momento fletor positivo na ligação para a 1ª combinação de ações nas estruturas com modulação de 7,5 m

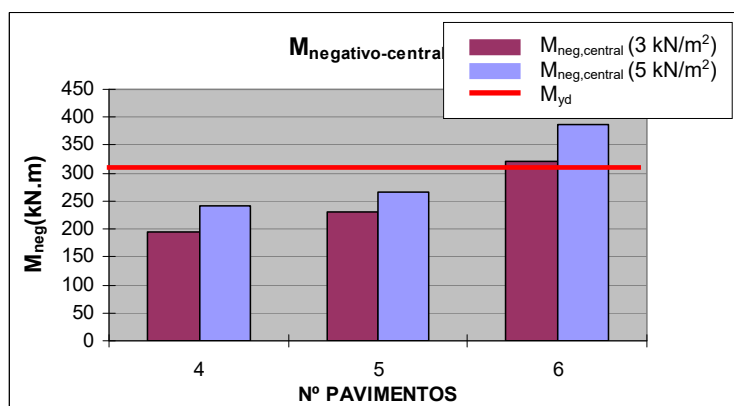


Figura 13 - Análise comparativa para momento fletor negativo na ligação junto ao pilar central para a 1ª combinação de ações nas estruturas com modulação de 7,5 m

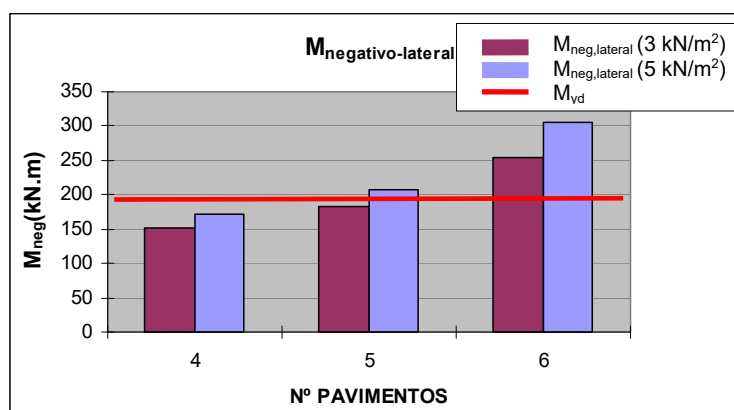


Figura 14 - Análise comparativa para momento fletor negativo na ligação junto ao pilar lateral para a 1ª combinação de ações nas estruturas com modulação de 7,5 m

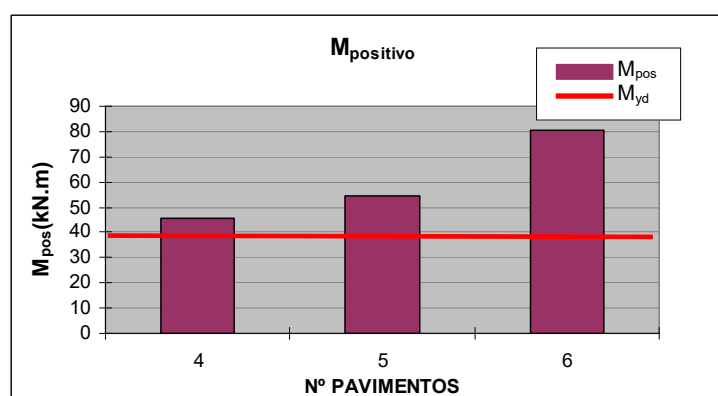


Figura 15 - Análise comparativa para momento fletor positivo na ligação para a 2ª combinação de ações nas estruturas com modulação de 7,5 m

O parâmetro de estabilidade γ_z foi avaliado segundo as variações de ação variável e número de pavimentos, conforme ilustra a Figura 16.

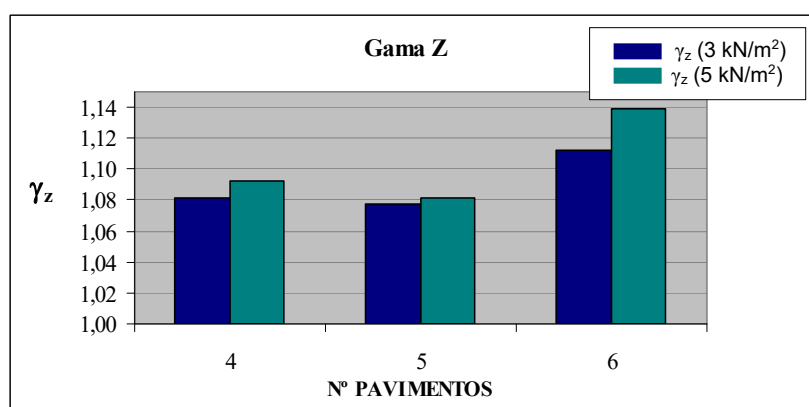


Figura 16 - Parâmetro de estabilidade γ_z considerando comportamento linear assimétrico da ligação nas estruturas com modulação de 7,5 m

Segundo os resultados apresentados, para a 1ª combinação de ações apenas a estrutura com 4 pavimentos e a estrutura de 5 pavimentos com ação variável de 3kN/m² atenderam à capacidade resistente das ligações sem necessidade de

consideração de plastificação. Nota-se que o γ_z obtido para a estrutura com 4 pavimentos assumiu um valor maior ao obtido para a estrutura com 5 pavimentos, isto ocorre, pois a seção transversal do pilar para a estrutura com 4 pavimentos é menor do que a seção utilizada na estrutura com 5 pavimentos. Para a 2ª combinação de ações, nenhuma estrutura atendeu ao momento fletor positivo resistente da ligação considerando o modelo elástico linear. Foi realizada uma nova simulação numérica considerando o modelo de comportamento elasto-plástico da ligação viga-pilar.

A consideração do modelo de ligação elasto-plástico permitiu uma nova distribuição de esforços na estrutura, sendo assim respeitando a capacidade resistente das ligações. Em virtude da plastificação nas ligações as estruturas se tornaram mais deslocáveis, no entanto este acréscimo de deslocabilidade não provocou efeitos de segunda ordem significativos.

Apenas a estrutura com 6 pavimentos sob carregamento acidental de 5kN/m² não foi capaz de redistribuir os esforços presentes nas ligações, desta forma não houve convergência na obtenção dos resultados.

Na Figura 17 são indicados os valores de γ_z obtidos para as diferentes combinações de ações considerando a plastificação da ligação.

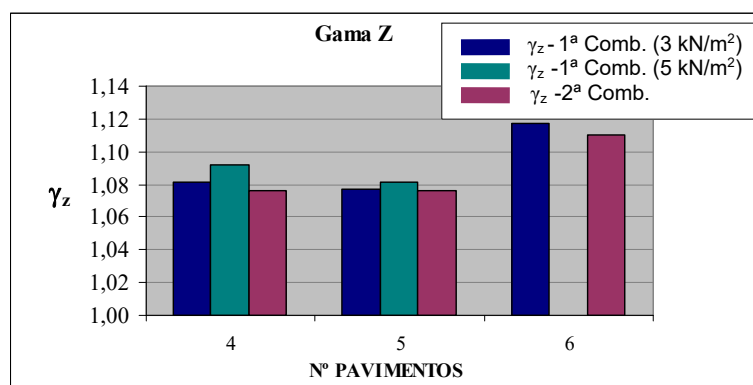


Figura 17 - Parâmetro de estabilidade γ_z considerando o modelo elasto-plástico assimétrico da ligação na estrutura com modulação de 7,5 m

Nas Figuras 18 a 21 são apresentados gráficos comparativos de valores obtidos de momento positivo e negativo junto ao pilar central e negativo junto ao pilar lateral nas ligações para as estruturas com 4,5 e 6 pavimentos. A modulação da estrutura estudada é de 10 m. As cargas acidentais avaliadas foram de 3kN/m² e 5kN/m². As combinações de ações envolvidas na avaliação do momento positivo e momento negativo junto ao pilar central e lateral foram a 1ª e 2ª combinações de ações.

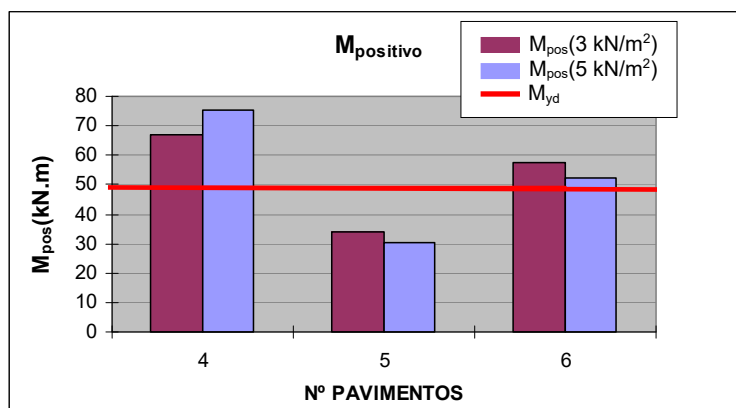


Figura 18 - Análise comparativa para momento fletor positivo na ligação segundo a 1ª combinação de ações nas estruturas com modulação de 10m

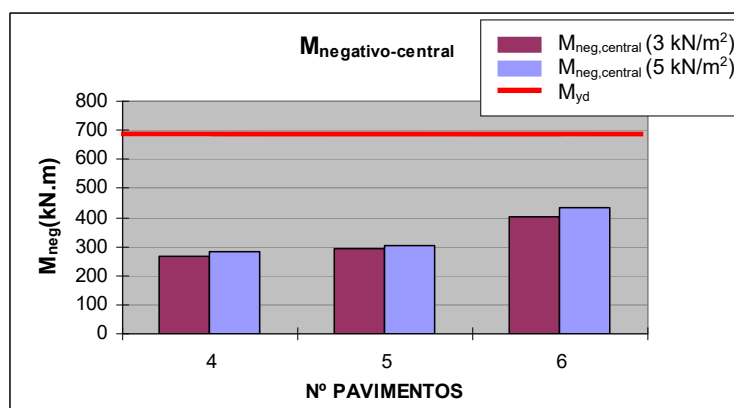


Figura 19 - Análise comparativa para momento fletor negativo na ligação junto ao pilar central segundo a 1ª combinação de ações nas estruturas com modulação de 10m

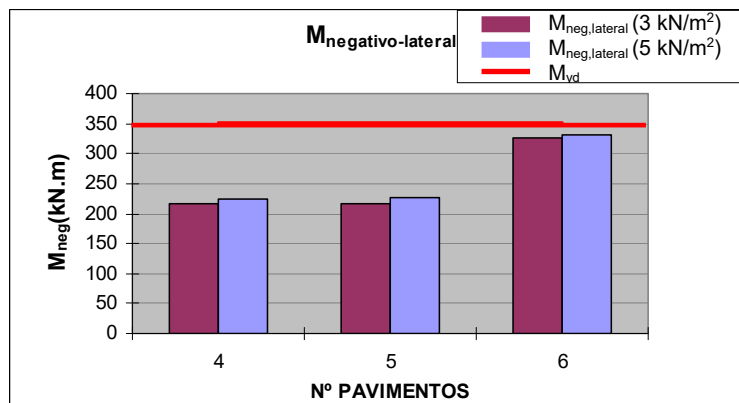


Figura 20 - Análise comparativa para momento fletor negativo na ligação junto ao pilar lateral segundo a 1ª combinação de ações nas estruturas com modulação de 10 m

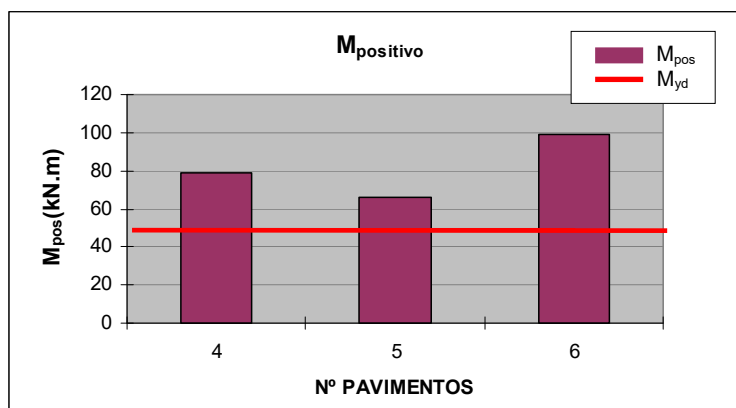


Figura 21 - Análise comparativa para momento fletor positivo na ligação segundo a 2ª combinação nas estruturas com modulação de 10 m

O parâmetro de estabilidade γ_z foi avaliado segundo as variações de ação variável e número de pavimentos para a 1ª combinação de ações, conforme ilustra a Figura 22.

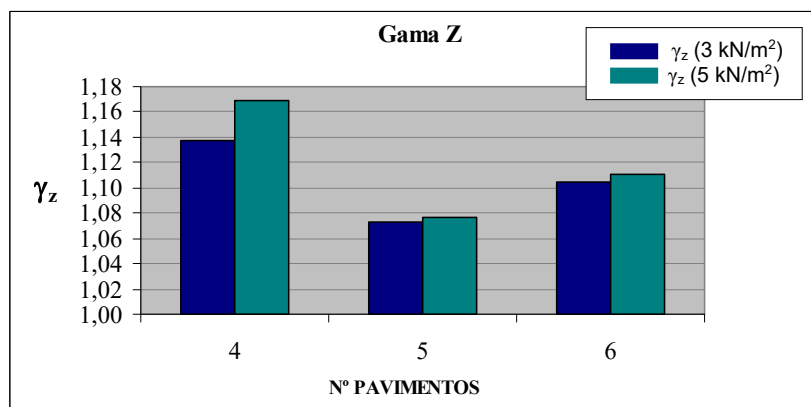


Figura 22 - Parâmetro de estabilidade γ_z considerando comportamento linear assimétrico da ligação nas estruturas com modulação de 10 m

Na modelagem das estruturas com ligação em regime elástico linear foi possível identificar que as estruturas com 4 e 6 pavimentos apresentaram valores de momento positivo na ligação para a 1ª combinação de ações maiores que os admissíveis em regime elástico linear. Quanto ao momento negativo atuante nas ligações para a 1ª combinação de ações, todas as estruturas atenderam aos valores admissíveis. Na 2ª combinação de ações onde o momento positivo na ligação é mais pronunciado, todas as estruturas apresentaram valores maiores que os momentos de plastificação na ligação. Foi realizada uma nova simulação numérica considerando o modelo elasto-plástico da ligação viga-pilar conforme ilustra a Figura 23.

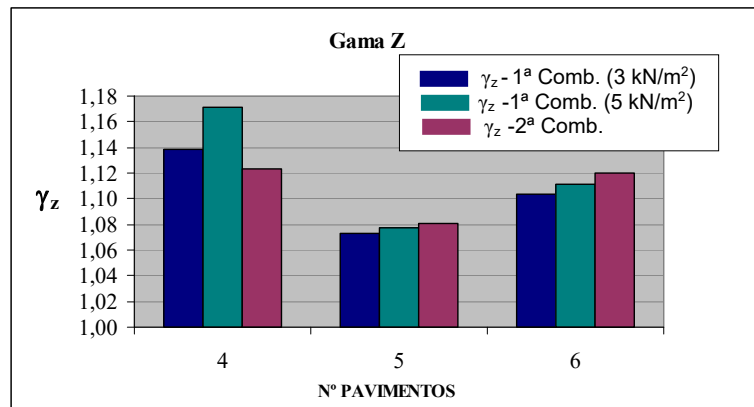
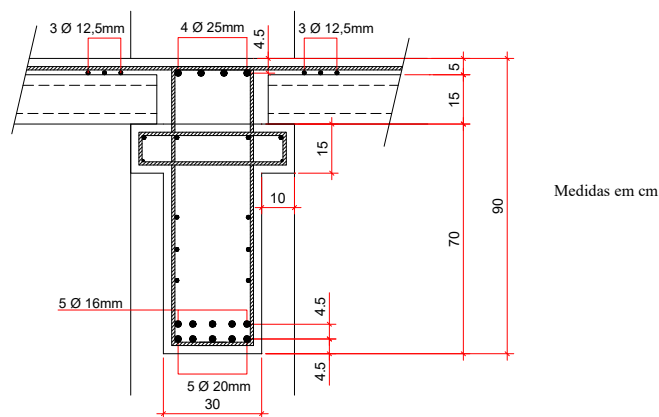


Figura 23 - Parâmetro de estabilidade γ_z considerando o modelo elasto-plástico assimétrico da ligação na estrutura com modulação de 10 m

De uma forma geral podem ser utilizadas as seguintes alternativas no incremento da capacidade resistente das ligações:

- Adotar extremidade da viga em apoio sem recorte, aumentando desta forma a seção, bem como a altura útil da armadura junto à ligação viga-pilar.
- Aumentar o espaço disponível para ancoragem da armadura negativa junto a ligação viga-pilar de extremidade com o auxílio de vigas com abas, conforme ilustra a Figura 24. Vigas com seção "I" também podem ser utilizadas para melhor acomodar o apoio da laje e a armadura negativa.



(a) Figura 24 - Seção de viga alterada pela adoção de abas

- Inclinar o chumbador com intuito de aumentar o momento positivo resistente da ligação, conforme apresentado em BALDISSERA (2006).
- Adotar aço com alta resistência ao escoamento no chumbador com $f_{yd} \geq 435$ MPa.
- Adotar chapa soldada para a ligação viga-consolo, conforme apresentado em FERREIRA (1999)

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como escopo a análise do comportamento das ligações viga-pilar semirrígidas em estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos.

A não linearidade física foi avaliada segundo o diagrama $M \times N \times 1/r$. Apresentou-se valores de γ_z como indicadores da não linearidade geométrica presente nos modelos.

As principais conclusões são:

- a) Os valores de γ_z obtidos indicam que nos arranjos típicos de estruturas de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado os efeitos de segunda ordem não assumem grande magnitude.
- b) A especificação de ligações semirrígidas viga-pilar típicas na estabilização de estruturas usuais de múltiplos pavimento em concreto pré-moldado mostrou-se adequada frente aos esforços solicitantes da estrutura. A estrutura apresentou boa capacidade de redistribuição de esforços sem aumento significativo de deslocamentos quando explorado o modelo elasto-plástico das ligações viga-pilar.
- c) A combinação de ações tendo o vento como única ação variável apresentou valores mais críticos de momento fletor positivo nas ligações.
- d) Embora muitos projetistas de estruturas não levem em consideração o efeito do momento positivo nas ligações, as análises efetuadas nos exemplos numéricos comprovaram a importância de sua verificação e em alguns casos de adequação da ligação.
- e) Os resultados da modelagem numérica indicaram a viabilidade de projeto de estruturas com até 6 pavimentos em concreto pré-moldado.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da FAPESP e da LEONARDI CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA ao projeto de pesquisa.

6 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062 (2006). **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro.

_____. (2003). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

_____. (1988). **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro.

BALDISSERA, A. (2006). **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado resistente a momento fletor**. 148f. Dissertação (Mestrado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

CORREA, M. R. S. (1991). **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. 342f. Tese (Doutorado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

EL DEBS, M.K.; MIOTTO, A.M.; EL DEBS, A.L.H.C. (2010). **Analysis of a semi-rigid Connection for precast concrete**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures and Buildings.

FERREIRA, M.A. (1999). **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 231f. Tese (Doutorado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

FRANÇA, R.L.S. (1991). **Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado**. 230f. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1991.

FRANCO, M; VASCONCELOS, A.C. (1991). **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. In: Colloquium on the CEB-FIP MC 90. 1991, Rio de Janeiro. Proceedings... Rio de Janeiro: COPPE. p.307-323.

MARIN, M.C. (2009). **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos**. 213f. Dissertação (Mestrado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

PAULA, J.A. (1988). **Algoritmos para o estudo de pilares esbeltos de concreto armado solicitados a flexão normal composta**. 201f. Dissertação (Mestrado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1988.