

ANÁLISE INCREMENTAL EM PÓRTICOS DE EDIFÍCIOS ALTOS EM CONCRETO ARMADO

INCREMENTAL ANALYSIS OF TALL BUILDING FRAMES ON REINFORCED CONCRETE

Nara Villanova Menon¹, Rodrigo de Souza Nogueira²

¹Doutora, professora no Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá, PR
E-mail: nvmenon@uem.br.

²Mestrando no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. E-mail: rodrigousouzan@hotmail.com.

RESUMO

Os edifícios modernos tornaram-se cada vez mais altos e leves. Estudos criteriosos e análises mais próximas da realidade mostram-se cada vez mais necessárias. Ao analisar uma estrutura com andares múltiplos, em que são levadas em consideração as etapas de construção e carregamento, diz-se que o cálculo é evolutivo. O objetivo deste trabalho é estudar os esforços provocados por duas análises estruturais diferentes, a fim de avaliar as divergências entre o cálculo clássico e o cálculo incremental. Utilizou-se a análise computacional para comparar o modelo evolutivo com o modelo convencional. Na análise evolutiva a estrutura foi solicitada gradativamente levando em consideração as etapas de construção e carregamentos verticais e horizontais. Na análise convencional considerou-se todo o carregamento atuando simultaneamente na estrutura após o seu término. Comparando-se o resultado das análises foi possível determinar discrepâncias entre os dois métodos e ficou nítida a importância do modelo incremental na elaboração de projetos estruturais, a fim de garantir maior segurança nas estruturas de edifícios de concreto armado.

Palavras-chave: análise incremental, estágios de carregamento, pórticos, edifícios altos, sistemas estruturais.

ABSTRACT

Modern buildings are becoming taller and lighter. Studies and analyses closer to reality appear necessary. To analyse multi-storey structures, where are taken into account the stages of construction and loading, it is said that the calculation is evolutionary. The aim of this work is to study the stresses caused by two different structural analysis to evaluate the differences between the classical and the incremental calculations. It was used computer analysis to compare both models, the incremental model with the conventional model. In the incremental model, analysis of the loads were gradually applied taking into consideration the construction stages, vertical and horizontal loads. The conventional analysis assumed the whole loading acting simultaneously on the structure after its ending. Comparing the test results discrepancies could be determined between both methods, making clear the importance of incremental model in the development of structural designs to ensure greater security for reinforced concrete of tall building structures.

Keywords: sequential analysis, stages of loading, frames, tall buildings; structural systems.

1 – INTRODUÇÃO

A análise estrutural de edifícios altos com elevados pesos próprios é bastante conhecida e trata-se de uma antiga área de pesquisas. Frequentemente, a avaliação das diversas incertezas são sempre reconhecidas e investigadas. Desde o século passado as dúvidas geradas pelo excesso de cargas em lajes devido as fôrmas e vários outros elementos utilizados durante a construção começaram a ser investigadas. A abordagem da análise convencional não gera resultados confiáveis mesmo para o comportamento dependente do tempo em estruturas de concreto armado.

As pesquisas na área têm se voltado para descobrir modelos que representem de maneira mais precisa o comportamento real das estruturas analisadas. Dentre inúmeras pesquisas realizadas serão mencionadas aquelas que possuem mais afinidade com este trabalho.

Grundy; Kabaila (1963) estudaram a evolução das ações nas lajes dos pavimentos e nos seus escoramentos levando-se em conta a sobreposição gradual de

pavimentos, de acordo com a sequência natural de construção.

Vasconcellos Filho (1981) analisou três sistemas de carregamento evolutivo e concluiu que as etapas de construção e carregamento são importantes na modelagem de um edifício alto não podendo ser negligenciadas.

Fonte e Soriano (1989) utilizaram dois processos de cálculo incremental conhecidos, um que analisa a estrutura de cima para baixo (CHOI; KIM, 1985) e outro de baixo para cima (VASCONCELLOS FILHO, 1981). Tanto a análise incremental de baixo para cima quanto a de cima para baixo apresentaram valores próximos e são as mais recomendadas para a análise de edifícios altos.

Kripka (1990) estudou a importância da consideração da sequência de carregamento e da construção na análise de edifícios bem como as formas de melhor simular esta sequência. Concluiu que o procedimento convencional de análise pode conduzir a resultados pouco confiáveis sendo melhor, portanto, o uso do procedimento incremental para que se aproxime das reais condições a que as estruturas são submetidas.

Coelho (2003) utilizou um modelo de cálculo evolutivo que já tinha sido desenvolvido tendo como base o mesmo esquema de carregamento apresentado por Vasconcellos Filho (1981). Para facilitar as análises comparativas foi desenvolvido um *software*.

Coelho e Gorza (2005) propuseram um modelo de análise estrutural de edifícios de andares múltiplos considerando a rigidez transversal à flexão das lajes, a sequência de construção e o carregamento. Os pesquisadores utilizaram, pela primeira vez, o programa SAP2000 (SAP2000, 2009) para fazer o cálculo sequencial.

2 – CARREGAMENTO INCREMENTAL

Criou-se, assim, uma análise para cálculo e dimensionamento de edifícios altos considerando a aplicação sequencial de cargas e o processo de construção.

Durante o projeto e construção, a análise sequencial considera as fases cronológicas da construção, que levam em conta as tensões residuais de cada andar da estrutura separadamente, passo a passo, para verificar o deslocamento final e outras respostas. Geralmente, esta análise resulta em grandes deslocamentos e grandes efeitos estruturais para o comportamento não linear dos materiais quando comparada com uma simples análise estática linear. Como a análise estática linear leva em conta o efeito total na fase final da construção, sem considerar passo a passo os efeitos não lineares para a construção sequencial, os resultados não são confiáveis para edifícios altos. A falta de conhecimento sobre o comportamento não linear dos materiais e a análise convencional conduz a um projeto inadequado que pode causar o colapso catastrófico das estruturas. Torna-se, assim, obrigatório para executar construções de edifícios altos a análise sequencial. Este estudo identifica como a modelagem da análise sequencial atua na variação de respostas estruturais, ou seja, nos deslocamentos, nas forças axiais e nos momentos da análise estática convencional para os dois principais materiais de construção: aço e concreto armado. (PATHAN *et al.*, 2014)

Dinar *et al.* (2014) afirmam que atualmente a análise com *softwares* encontra-se suficientemente desenvolvida para autorealizar facilmente a análise sequencial. Nesse procedimento, após a determinação das cargas verticais e laterais de cada pavimento poderão ser determinados comandos em *softwares*, isto é, elaborar um fluxograma para programar a análise sequencial.

Segundo Almeida (2013), durante a construção de estruturas de edifícios em concreto armado as ações presentes são significativamente influenciadas pelo processo construtivo e podem ultrapassar a capacidade definida no projeto estrutural. Muitas das ações permanentes (alvenaria, peso próprio, revestimento) solicitam a estrutura durante a fase de construção, enquanto a estrutura ainda não foi finalizada e possui módulo de elasticidade diferente do final. Diante disso, a adoção de processos de análise estrutural que consideram a sequência de construção e carregamento, permite simular

melhor o modo como os edifícios de concreto são construídos.

A análise estrutural de uma edificação deve ser feita de forma muito criteriosa, pois se não forem consideradas todas as forças atuantes na estrutura essa poderá apresentar vários tipos de patologias com o passar do tempo, portanto, cabe ao engenheiro de estruturas avaliar quais são essas forças e suas origens.

Vários estudos relatam a importância de considerar os esforços na etapa de construção dos edifícios, pois quando se realiza a análise estrutural convencional essas ações deixam de serem consideradas, obtendo-se assim resultados diferentes da realidade. Essas cargas são provenientes do dia-a-dia do canteiro de obra e são representadas pelas escoras, fôrmas, equipamentos, operários etc.

De acordo com ABNT NBR 6118:2014, quando a verificação pelo método convencional não garante a segurança da estrutura na etapa da construção deve ser realizado o projeto considerando as fases construtivas, a fim de avaliar sua importância nos esforços finais. Além disso, para fazer a análise da estrutura para cada etapa da construção considera-se uma parte da estrutura acabada com os pesos próprios das estruturas provisórias.

Segundo Prado (1999), as etapas de montagem e retirada das escoras, fôrmas, reescoras e a concretagem dos pavimentos, provocam solicitações nas estruturas do edifício já em sua construção. Ainda, o processo de construção da estrutura ocorre de forma repetitiva em todos os andares fazendo com que aquelas ações atuem durante toda a etapa de edificação.

Conforme Kripka (1990), nas construções de edifícios de concreto armado, utilizam-se escoramentos e fôrmas para que o andar que foi concretado recentemente transfira sua carga para os andares inferiores, pois o concreto lançado ainda não possui idade para suportar o seu próprio peso, ou seja, os andares logo abaixo têm o papel de resistir a essa solicitação. Quando for realizada uma análise estrutural é importante considerar as etapas de construção, pois certamente os pavimentos terão que resistir às cargas maiores do que as estabelecidas pelo projeto quando se considera só a análise convencional.

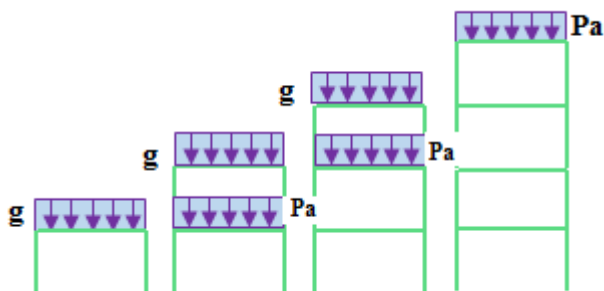
De acordo com Prado (1999), algumas cargas das etapas de construção são determinadas com boa precisão do que acontece no canteiro de obras, como é o caso do peso próprio do concreto lançado, das escoras e fôrmas. Por outro lado, existem carregamentos de difícil estimativa, pois esses dependem de vários fatores como: o número de trabalhadores que pode variar conforme a dimensão da obra e também por conta das características físicas de cada funcionário, dos equipamentos que serão utilizados no canteiro, dos entulhos gerados pela frente de trabalho sendo que um mesmo número de funcionários pode produzir menos entulhos em relação à outra equipe e dificilmente o mesmo número de funcionários irão produzir o mesmo peso de entulho do que na obra anterior etc.

Conforme Coelho e Gorza (2005), a análise linear ou não linear das estruturas refere-se ao estudo do comportamento físico e geométrico da edificação, ou seja,

pode-se considerar a linearidade ou não linearidade tanto do material constituinte da estrutura, quanto da grandeza de seus deslocamentos. Segundo Prado (1999), para obter a determinação dos esforços finais que servirão para o dimensionamento dos elementos estruturais pelo método incremental basta fazer uma soma simples dos esforços analisados em cada etapa da construção, pois considera-se válida a hipótese de superposição dos efeitos.

O modelo convencional não considera as ações que ocorrem durante a etapa de construção do edifício, entretanto, para obter um resultado com melhor precisão é necessário levar em consideração as forças atuantes desenvolvidas ao longo do período da construção. Nota-se que a maioria dos carregamentos agem nas estruturas antes mesmo delas estarem prontas. Quando os esforços resultantes desses carregamentos são considerados na análise das estruturas nomeia-se como cálculo incremental, conforme ilustrado na Figura 1, sendo o peso próprio representado por g e a carga acidental por Pa . Além disso, devido à discrepância entre os resultados dos dois modelos é fundamental a utilização do cálculo sequencial para obter uma análise mais condizente com a realidade (KRIPKA, 1990).

Figura 1 – Representação do carregamento incremental



A análise incremental de carga permite que o engenheiro leve em conta as datas de aplicação de cargas na estrutura, assim como o módulo de elasticidade dos elementos estruturais nestas datas. Uma das informações necessárias para esta análise é justamente o histórico de cargas (ALMEIDA, 2013).

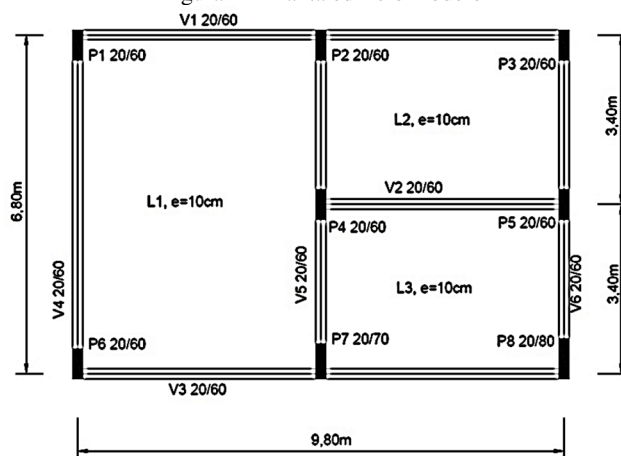
Este trabalho tem como finalidade comparar o sistema convencional, mais utilizado atualmente para análise de estruturas de edifícios altos, com o método que considera a ação de esforços que solicitam a estrutura nas etapas da construção, sendo esses esforços provenientes dos escoramentos, fôrmas, alvenarias, equipamentos e operários. Para alcançar tais objetivos utilizou-se de um planejamento, no qual as principais etapas foram: elaborar um edifício modelo para efetuar as análises, determinar os esforços na estrutura carregada pelo modelo convencional, determinar os esforços nas estruturas carregadas pelo modelo evolutivo, comparar os resultados obtidos e mostrar as divergências entre o modelo convencional e o cálculo sequencial. Considerou-se a importância de analisar a ação do vento também no modelo evolutivo, pois além dessa ação ser importante para os deslocamentos horizontais da estrutura, gera esforços na edificação. Este trabalho mostra a aplicação da carga do vento na análise

incremental. Isto difere dos trabalhos da literatura já realizados, pois esses só consideram a força do vento atuando na análise do modelo convencional e na análise incremental utilizam só os carregamentos dos operários, peso próprio da estrutura, fôrmas, escoras, alvenaria etc. Como é válida a superposição dos esforços visto que a análise está no regime elástico linear, a carga do vento foi utilizada na maioria das etapas.

3 – METODOLOGIA

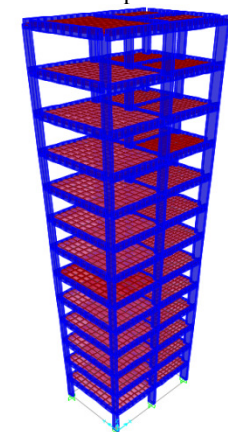
Para a realização da comparação do modelo convencional com o modelo do carregamento incremental utilizou-se o software SAP 2000 v. 15 (SAP2000, 2009), que reproduziu uma estrutura de pórtico espacial para um edifício de 13 pavimentos com uma altura de 39 m. O edifício apresenta distância entre pavimentos de 3 m. A planta utilizada neste trabalho possui pavimentos tipo com área de 70 m² como mostrado na Figura 2.

Figura 2 – Planta edifício modelo



Na modelagem estrutural foram utilizados elementos de barra FRAME para representar as vigas e os pilares e as lajes dos pavimentos do edifício foram divididas em uma malha retangular utilizando elementos de placa SHELL. Na Figura 3 é mostrada a malha dos elementos SHELL e FRAME utilizadas nas lajes e vigas do primeiro ao décimo terceiro pavimento.

Figura 3 – Estrutura espacial composta por elementos tipo SHELL e tipo FRAME



A estrutura analisada foi concebida em concreto armado e suas características estão representadas como seguem:

- Coeficiente de dilatação térmica: $1 \cdot 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$;
- Coeficiente de Poisson: 0,20;
- Resistência característica do concreto à compressão (fck): 30 MPa;
- Módulo de elasticidade: 30.672,46 MPa;
- Módulo de elasticidade transversal: 12.780,19 MPa;
- Peso específico do concreto armado: 25 kN/m³.

Na análise que leva em consideração o carregamento convencional foi modelado somente um pórtico espacial contendo 13 pavimentos. Os andares foram carregados com carga acidental, peso próprio e peso da alvenaria. As forças horizontais devidas ao vento foram consideradas atuando na fachada maior e nas menores, concentrando-se essas ações nos nós dos pórticos externos no nível dos andares. Nessa análise as cargas verticais que foram adotadas a fim de se obter as tensões nos elementos estruturais estão descritas como seguem:

- Sobrecarga (edifícios residenciais): 2,0 kN/m²;
- Carga devido à alvenaria de vedação paredes externas: 3,10 kN/m;
- Carga devido à alvenaria de vedação paredes internas: 1,98 kN/m;
- Carga permanente devido ao peso próprio da estrutura.

Para a análise do carregamento sequencial foram modelados 16 pórticos espaciais de concreto armado para representar cada etapa da construção do edifício em estudo. Nessa análise os andares foram carregados com as seguintes cargas verticais:

- Carga acidental de montagem: 4,79 kN/m² (composto pelo peso próprio do andar superior, fôrmas, escoras);
- Carga devido à alvenaria de vedação paredes externas: 3,10 kN/m;
- Carga devido à alvenaria de vedação paredes internas: 1,98 kN/m;
- Carga permanente devido ao peso próprio da estrutura;
- Sobrecarga (edifícios residenciais): 2,0 kN/m².

Para a determinação da carga de vento na estrutura, seguiu-se o proposto pela ABNT NBR 6123:1988.

A carga total do vento foi distribuída nas fachadas da edificação por meio do processo simplista elaborado por Stamato (1978), conhecido como critério das “faixas de carga”. Tal procedimento consiste na distribuição da carga por regiões de influência entre os pórticos que compõem a estrutura.

A velocidade básica do vento na região de Maringá, PR foi considerada igual a 44 m/s. Na Tabela 1 são mostrados os valores das velocidades características, da pressão dinâmica e da força relativa do vento atuando na direção y da planta.

Tabela 1 – Ações devidas ao vento que atuam na maior fachada da estrutura

z (m)	S2	Vk (m/s)	q (N/m ²)	Carga Horizontal maior fachada (kN)	Carga Horizontal no pilar P6 e P8 (kN)	Carga Horizontal pilar P7 (kN)
3	0,717	31,53	609,45	26,15	6,54	13,07
6	0,781	34,38	724,76	31,09	7,77	15,55
9	0,822	36,17	802,08	34,41	8,60	17,20
12	0,852	37,50	861,89	36,98	9,24	18,49
15	0,876	38,56	911,34	39,10	9,77	19,55
18	0,897	39,45	953,84	40,92	10,23	20,46
21	0,914	40,21	991,31	42,53	10,63	21,26
24	0,929	40,89	1.024,96	43,97	10,99	21,99
27	0,943	41,50	1.055,59	45,28	11,32	22,64
30	0,956	42,05	1.083,77	46,49	11,62	23,25
33	0,967	42,55	1.109,90	47,61	11,90	23,81
36	0,978	43,02	1.134,31	48,66	12,17	24,33
39	0,987	43,45	1.157,24	24,82	6,21	12,41

Para melhor compreensão do modelo incremental, por exemplo, para a estrutura do segundo andar, que já é capaz de resistir ao seu peso próprio, foi retirado o escoramento do segundo andar e por consequência houve um alívio no primeiro andar. Como o terceiro andar ainda não tem idade para resistir ao seu peso próprio, essa solicitação é suportada pelo segundo pavimento. Os últimos pavimentos seguiram a mesma sequência incremental conforme Kripka (1990), Silva (2006), Prado (1999) e Carvalho (2004).

Na Tabela 2 são mostrados os carregamentos que atuam na estrutura conforme a sua execução e também os pórticos espaciais que recebem essas ações. As cargas horizontais provenientes do vento também foram consideradas atuando no modelo sequencial. Com os pórticos devidamente carregados, obteve-se os valores dos momentos fletores, das forças cortantes e das forças normais para cada modelo.

Tabela 2 – Ações atuantes nos pórticos durante a etapa de edificação

Pórticos	Pavimentos construídos	Carga acidental de montagem atua no pavimento:	Peso Próprio que atua no pavimento:	Carga da alvenaria atuando no pavimento:	Retirada da carga acidental de montagem que atua no pavimento:	Vento que atua no pavimento:
1	1 ^o	1 ^o	1 ^o	não atua	não atua	1 ^o
2	1 ^o ao 2 ^o	2 ^o	2 ^o	não atua	1 ^o	2 ^o
3	1 ^o ao 3 ^o	3 ^o	3 ^o	não atua	2 ^o	3 ^o
4	1 ^o ao 4 ^o	4 ^o	4 ^o	1 ^o	3 ^o	4 ^o
5	1 ^o ao 5 ^o	5 ^o	5 ^o	2 ^o	4 ^o	5 ^o
6	1 ^o ao 6 ^o	6 ^o	6 ^o	3 ^o	5 ^o	6 ^o
7	1 ^o ao 7 ^o	7 ^o	7 ^o	4 ^o	6 ^o	7 ^o
8	1 ^o ao 8 ^o	8 ^o	8 ^o	5 ^o	7 ^o	8 ^o
9	1 ^o ao 9 ^o	9 ^o	9 ^o	6 ^o	8 ^o	9 ^o
10	1 ^o ao 10 ^o	10 ^o	10 ^o	7 ^o	9 ^o	10 ^o
11	1 ^o ao 11 ^o	11 ^o	11 ^o	8 ^o	10 ^o	11 ^o
12	1 ^o ao 12 ^o	12 ^o	12 ^o	9 ^o	11 ^o	12 ^o
13	1 ^o ao 13 ^o	não atua	13 ^o	10 ^o	12 ^o	13 ^o
14	1 ^o ao 13 ^o	não atua	não atua	11 ^o	não atua	não atua
15	1 ^o ao 13 ^o	não atua	não atua	12 ^o	não atua	não atua
16	Sobrecarga atuando no primeiro ao último pavimento					

4 – RESULTADOS

Dentre os resultados obtidos por meio do programa SAP 2000 v. 15 (SAP2000, 2009) referentes aos modelos incremental e convencional foram selecionados os esforços, reações e deslocamentos mais significativos descritos abaixo:

- Momentos fletores das vigas V3 junto ao seu pilar central P7;
- Momentos fletores das vigas V4 junto ao seu pilar de extremidade P6;
- Momentos fletores máximos positivos das vigas V1;
- Forças axiais no pilar P6;
- Forças axiais no pilar P7;
- Forças axiais no pilar P4;
- Reações de apoio verticais nas fundações em todos os pilares;

A convenção de sinais adotada na análise dos momentos fletores é positiva quando ocorre tração as fibras inferiores e negativas quando ocorre tração nas fibras superiores. A convenção de sinais adotada na análise das forças axiais é positiva quando ocorre tração nos pilares.

Para obter a comparação entre os dois modelos utilizou-se a Equação 1, que mostra a variação percentual entre os modelos analisados:

$$\Delta X\% = \left| \frac{X_C - X_I}{X_I} \right| \cdot 100 \quad (1)$$

Em que: $\Delta X\%$ = módulo da variação percentual entre os dois modelos (%);

X_C : representa o valor do modelo convencional;

X_I : representa o valor do modelo incremental.

Os valores dos momentos fletores das vigas V3 junto ao seu pilar central P7 estão dispostos e na Figura 4 e na Tabela 3.

Figura 4 – Comparações dos momentos fletores nas vigas V3 junto ao pilar central P7

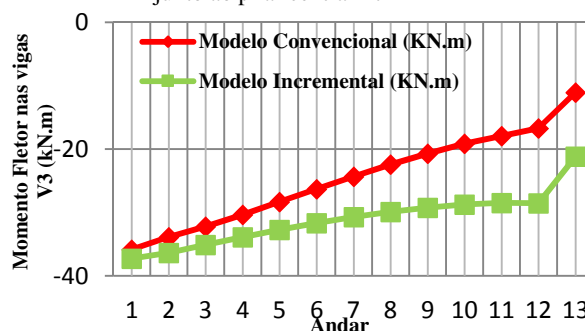


Tabela 3 – Momentos fletores nas vigas V3 junto ao seu pilar central P7

Pavimento	Momentos fletores nas Vigas V3 (kN·m)		$\Delta X\%$
	Modelo Convencional	Modelo Incremental	
1	-35,82	-37,23	3,79
2	-33,87	-36,35	6,82
3	-32,19	-35,1	8,29
4	-30,32	-33,86	10,45
5	-28,34	-32,7	13,33
6	-26,32	-31,65	16,84
7	-24,33	-30,68	20,70
8	-22,43	-29,88	24,93
9	-20,68	-29,25	29,30
10	-19,15	-28,74	33,37
11	-17,91	-28,47	37,09
12	-16,73	-28,5	41,30
13	-11,06	-21,13	47,66

Ao analisar a Tabela 3 e a Figura 4 percebe-se que os valores dos momentos fletores das vigas V3 junto ao pilar central P7 são maiores no modelo incremental. A maior variação percentual ocorreu no pavimento treze, no qual o valor foi de 47,66% em relação ao modelo convencional, por outro lado a menor variação percentual ocorreu no pavimento um, no qual o valor foi de 3,79%.

Percebe-se que o carregamento incremental possui um momento negativo sempre maior que o carregamento convencional. Além disso, a diferença entre esses modelos sempre cresce de um andar para o outro. Ainda, no modelo incremental e no modelo convencional ocorre um aumento do momento fletor do primeiro ao último andar. Carvalho (2004), em sua análise de momentos fletores das vigas V2 junto ao seu pilar central encontrou gráfico similar em que o modelo incremental supera o modelo convencional até o décimo terceiro andar.

Na Figura 5 e na Tabela 4 é mostrado que os valores dos momentos fletores das vigas V4 junto ao pilar de extremidade P6 são maiores no modelo convencional a partir do sétimo andar. A maior variação percentual ocorreu no décimo terceiro pavimento, no qual o valor foi de 9,88% em relação ao modelo incremental.

Tabela 4 – Momentos fletores nas vigas V4 junto ao seu pilar de extremidade P6

Pavimento	Momentos fletores das Vigas V4 (kN.m)		
	Modelo Convencional	Modelo Incremental	$\Delta X\%$
1	-165,71	-169,36	2,16
2	-186,82	-188,2	0,73
3	-182,3	-183,61	0,71
4	-172,27	-173,31	0,60
5	-160,51	-161,2	0,43
6	-147,87	-148,08	0,14
7	-134,51	-134,11	0,30
8	-120,46	-119,36	0,92
9	-105,72	-103,89	1,76
10	-90,3	-87,82	2,82
11	-74,17	-71,31	4,01
12	-58,96	-54,12	8,94
13	-34,8	-31,67	9,88

Os valores dos momentos fletores são maiores no modelo incremental do primeiro ao sexto andar, no qual se obteve a maior variação percentual no pavimento um sendo esse valor igual a 2,16%.

Percebe-se que o carregamento incremental apresenta momentos negativos sempre maiores que o carregamento convencional até o sexto andar, portanto, nos andares restantes o momento fletor do modelo convencional é maior do que no modelo evolutivo. Além disso, no modelo incremental e no modelo convencional ocorre um aumento do momento fletor do segundo ao último andar. Ainda, a diferença entre esses modelos é variável ao longo dos andares. Resultado semelhante foi encontrado no quarto modelo analisado por Kripka (1990) em que os momentos fletores do apoio esquerdo das vigas são maiores no modelo evolutivo até o vigésimo quinto andar, e para os andares superiores no modelo convencional são maiores.

Os valores da análise dos momentos fletores máximos positivos das vigas V1 são apresentados na Figura 6 e na Tabela 5.

Figura 5 – Comparações dos momentos fletores nas vigas V4 junto ao seu pilar de extremidade P6

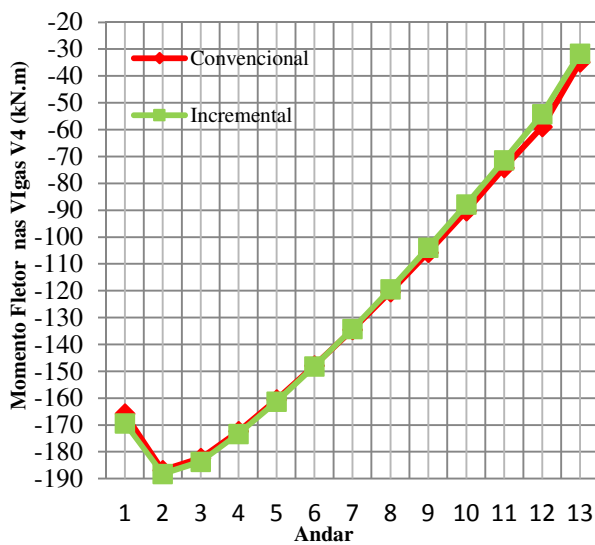


Figura 6 – Comparações dos momentos fletores máximos positivos nas vigas V1

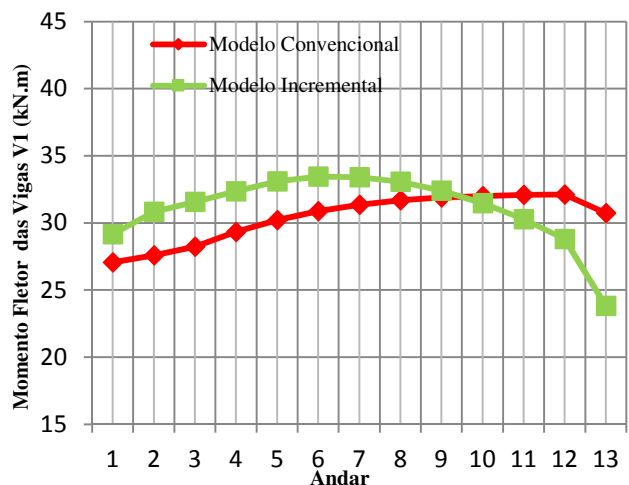


Tabela 5 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V1

Momentos fletores nas Vigas V1 (kN·m)			
Pavimento	Modelo Convencional	Modelo Incremental	$\Delta X\%$
1	27,05	29,16	7,24
2	27,58	30,82	10,51
3	28,24	31,57	10,55
4	29,32	32,36	9,39
5	30,21	33,09	8,70
6	30,88	33,45	7,68
7	31,36	33,41	6,14
8	31,69	33,06	4,14
9	31,89	32,4	1,57
10	32	31,46	1,72
11	32,08	30,27	5,98
12	32,11	28,8	11,49
13	30,74	23,81	29,11

Na Tabela 5 e na Figura 6 observa-se que os valores dos momentos fletores máximos positivos das vigas V1 são maiores no modelo incremental do primeiro andar ao nono andar. A maior variação percentual ocorreu no terceiro pavimento, no qual o valor foi de 10,55% em relação ao modelo clássico. A partir do décimo pavimento os valores dos momentos são maiores para o modelo convencional sendo que a maior variação percentual ocorreu no décimo terceiro pavimento, em que o valor obtido foi de 29,11%.

Os valores dos momentos fletores máximos positivos das vigas V1 cresce do primeiro ao décimo segundo andar no modelo convencional atingindo seu maior valor no andar doze que equivale a 32,11 kN·m. O modelo incremental possui um crescimento no momento fletor do primeiro ao sexto andar, em seu ápice o maior esforço equivale a 33,45 kN·m, e a partir do sétimo pavimento há uma redução do valor do momento fletor nas vigas V1. O comportamento observado na Figura 6 foi similar ao obtido por Kripka (1990) no quarto modelo analisado, em que os momentos fletores do apoio esquerdo das vigas são maiores no modelo evolutivo até o vigésimo quinto andar. Para os andares superiores os valores encontrados no modelo convencional são maiores.

Ao analisar a Tabela 6 e a Figura 7 percebe-se que os valores das forças axiais dos pilares P6 são maiores no modelo clássico. A maior variação percentual ocorreu no primeiro pavimento, no qual o valor foi de 15,93% em relação ao modelo incremental.

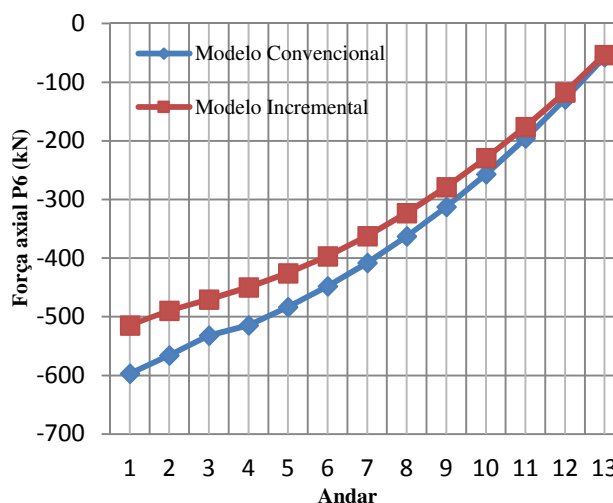
Tabela 6 – Forças axiais nos pilares P6

Forças axiais nos pilares P6 (kN)			
Pavimento	Modelo Convencional	Modelo Incremental	$\Delta X\%$
1	-596,73	-514,73	15,93
2	-566,13	-489,17	15,73
3	-532,28	-470,46	13,14
4	-514,36	-449,84	14,34
5	-483,45	-425,4	13,65
6	-448,02	-396,66	12,95
7	-407,84	-362,09	12,63
8	-362,7	-322,76	12,37
9	-312,43	-278,48	12,19
10	-256,86	-229,12	12,11
11	-195,82	-175,83	11,37
12	-129,2	-117,21	10,23
13	-57,03	-53,3	7,00

Por outro lado, a menor variação percentual ocorreu no décimo terceiro andar com o valor de 7,00%.

Verifica-se que os valores das forças axiais nos pilares P6 diminuem do primeiro ao último andar para o modelo convencional e para o modelo incremental. Além disso, a variação percentual entre os dois métodos cresce conforme os pilares se aproximam do primeiro pavimento, o maior valor do esforço de compressão para o método clássico foi obtido no primeiro andar e equivale a -596,73 kN, o mesmo aconteceu com o método incremental, porém o valor obtido foi de -514,73 kN. Coelho (2003) em sua análise mostrou que todos os pilares externos dos pórticos planos 16 e 26 tiveram todas suas forças axiais maiores no modelo convencional e menores no modelo incremental.

Figura 7 – Comparações das forças axiais nos pilares P6



Constata-se na Tabela 7 e na Figura 8 que os valores das forças axiais dos pilares P7 são maiores no modelo convencional. A maior variação percentual ocorreu no primeiro pavimento, no qual o valor foi de 10,43% em relação ao modelo evolutivo. Por outro lado, a menor variação percentual ocorreu no décimo terceiro andar com o valor de 6,93%.

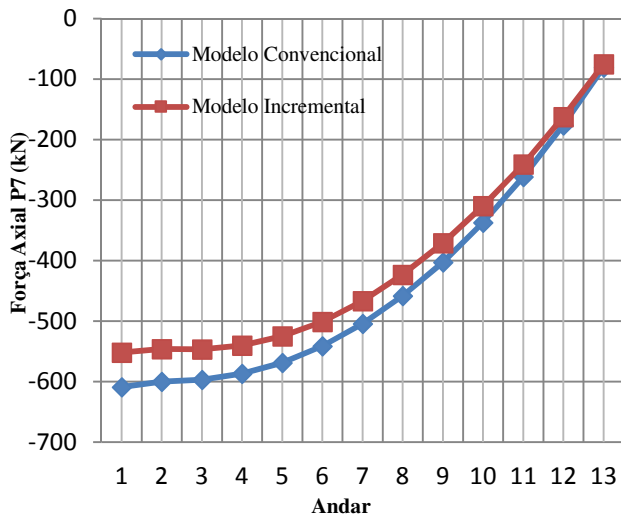
Tabela 7 – Forças axiais nos pilares P7

Forças axiais nos pilares P7 (kN)

Pavimento	Modelo Convencional	Modelo Incremental	$\Delta X\%$
1	-609,18	-551,65	10,43
2	-599,91	-546,01	9,87
3	-596,86	-546,71	9,17
4	-587	-540,29	8,65
5	-568,55	-525,12	8,27
6	-541,08	-500,9	8,02
7	-504,37	-466,67	8,08
8	-458,26	-423,4	8,23
9	-402,57	-371,13	8,47
10	-337,1	-309,88	8,78
11	-261,66	-240,68	8,72
12	-176,12	-162,49	8,39
13	-80,5	-75,28	6,93

Verifica-se que os valores das forças axiais nos pilares P7 diminuem do primeiro ao último andar para o modelo convencional. No modelo evolutivo os valores dos esforços crescem do décimo terceiro andar ao terceiro além disso, o maior valor do esforço de compressão para o método clássico foi obtido no primeiro andar e equivale a -609,18 kN, o mesmo aconteceu com o método incremental, todavia o valor obtido foi de -551,65 kN. Este mesmo comportamento foi encontrado por Coelho (2003), no qual todos os pilares externos do pórtico plano 16 e do 26 tiveram todas suas forças axiais maiores para o modelo convencional.

Figura 8 – Comparações das forças axiais nos pilares P7



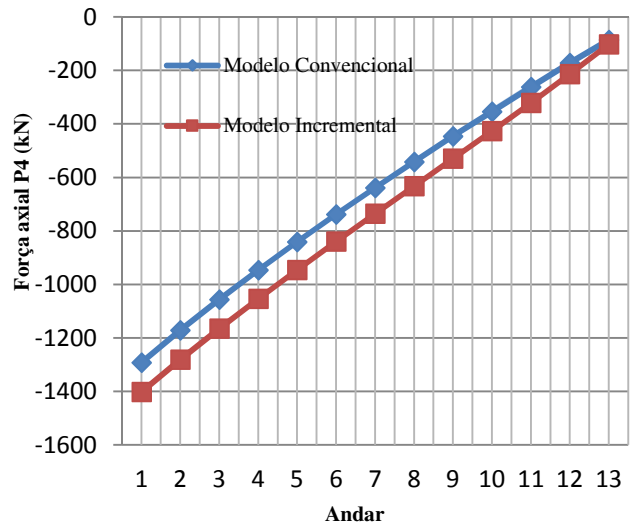
Observa-se, na Tabela 8 e na Figura 9, que os valores das forças axiais dos pilares P4 são maiores no modelo incremental. A maior variação percentual ocorreu no décimo segundo andar, sendo seu valor igual 19,42% em relação ao modelo convencional. A menor variação percentual ocorreu no primeiro andar com o valor de 7,89%.

Tabela 8 – Forças axiais nos pilares P4

Forças axiais dos pilares P4 (kN)

Pavimento	Modelo Convencional	Modelo Incremental	$\Delta X\%$
1	-1.292,01	-1.402,68	7,89
2	-1.171,32	-1.281,91	8,63
3	-1.056,58	-1.165,37	9,34
4	-946,6	-1.053,82	10,17
5	-840,66	-945,8	11,12
6	-738,14	-840,3	12,16
7	-638,51	-736,36	13,29
8	-541,38	-633,23	14,50
9	-446,44	-530,16	15,79
10	-353,47	-426,47	17,12
11	-262,31	-321,47	18,40
12	-172,67	-214,29	19,42
13	-85,52	-102,76	16,78

Figura 9 – Comparações das forças axiais nos pilares P4



Nota-se que os valores das forças axiais nos pilares P4 são menores do primeiro ao último andar para o modelo convencional. A variação percentual entre os dois métodos cresce proporcionalmente com a altura. O maior valor do esforço de compressão para o método convencional foi obtido no primeiro andar e equivale a -1.292,01 kN, o mesmo aconteceu com o método incremental, todavia o valor obtido foi de -1.402,68 kN. Segundo Carvalho (2004), em sua análise de forças axiais no pilar cinco, os resultados do modelo convencional superaram em todos os andares os valores obtidos pelo carregamento sequencial. Conforme Coelho (2003), o pilar interno do pórtico P26 de sua análise o modelo incremental superou a análise do modelo tradicional.

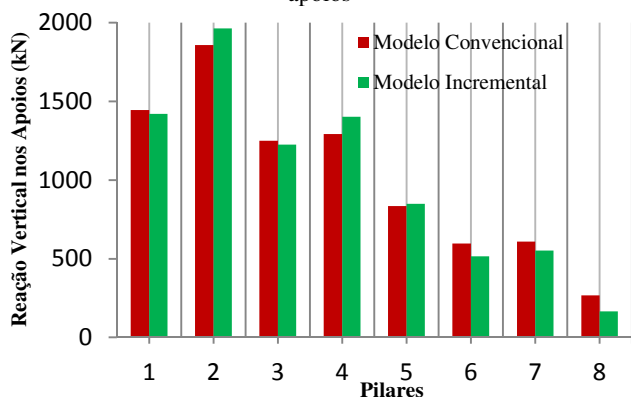
Verifica-se, na Tabela 9 e na Figura 10, que nos pilares P1, P3, P6, P7 e P8 os valores das reações de apoio verticais são maiores no modelo convencional do que o modelo incremental.

Tabela 9 – Reações de apoio verticais nas fundações

Pilar	Reações de apoio verticais nas fundações (kN)		$\Delta X\%$
	Modelo Convencional	Modelo Incremental	
1	1.446,37	1.420,46	1,82
2	1.859,48	1.963,61	5,30
3	1.251,11	1.225,29	2,11
4	1.292,01	1.402,69	7,89
5	834,76	849,47	1,73
6	596,73	514,74	15,93
7	609,18	551,66	10,43
8	267,43	166,71	60,42

Percebe-se, na Tabela 09 e na Figura 10, que nos pilares P1, P3, P6, P7 e P8 os valores das reações de apoio verticais são maiores no modelo convencional. Percebe-se que nos pilares P2, P4 e P5 os valores das reações de apoio são menores no método clássico. A maior variação percentual ocorreu no pilar P8, em que o modelo convencional supera em 60,42% o modelo sequencial. A menor variação percentual ocorreu no pilar P5 com o valor de 1,73%. Esse mesmo comportamento foi mostrado no trabalho de Carvalho (2004), no qual a análise das reações de apoio verticais nas fundações do pilar P5 do modelo evolutivo superou o modelo convencional sem deslocamento axial. Por outro lado, no pilar P1 aconteceu o contrário.

Figura 10 – Comparações das reações de apoio verticais nos apoios



CONCLUSÃO

Depois da análise dos resultados e comparações do modelo incremental com o modelo convencional pode-se afirmar que é necessário a consideração do modelo evolutivo no dimensionamento das estruturas de concreto armado, pois nas análises deste trabalho percebeu-se a discrepância entre os dois modelos. Nas análises os valores dos esforços considerados no modelo evolutivo superaram em algumas ocasiões a análise clássica, portanto, a estrutura dimensionada poderá ter sérios problemas se essas ações não forem consideradas no projeto estrutural.

A diferença entre os valores dos momentos fletores nas vigas V3 junto ao pilar central P7 justificam a importância da consideração do modelo evolutivo, pois nessa análise ocorreu uma diferença significativa de

47,66% no pavimento 13 entre os dois modelos. Além disso, na consideração das forças axiais dos pilares a discrepância foi pequena, porém, percebeu-se a influência das etapas de construção nos pilares P4 que possuem forças axiais maiores do que no cálculo clássico.

Nas análises percebeu-se que o modelo incremental supera muitas vezes o modelo clássico como no caso das reações verticais nas fundações em que em três pilares os resultados comprovaram a necessidade de uma análise mais completa no dimensionamento das estruturas, a fim de se obter mais segurança.

Os resultados comprovaram a necessidade da análise sequencial para edifícios altos, demonstrado por meio da variação das respostas entre a análise sequencial e a análise clássica.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, R. **Efeito Incremental**. São Paulo, SP. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br/v17/destaques/efeito-incremental>>. Acesso em: 18 nov. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- CARVALHO, B. A. **Análise comparativa pelo método dos elementos finitos de modelos tridimensionais clássicos e evolutivos do sistema estrutural de um edifício alto em concreto armado**. Dissertação (Mestrado) em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2004.
- CHOI, C. K.; KIM, E. D. Multistore frames under sequential gravity loads. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v. 111, n. 11, Nov., p. 2373-2384, 1985. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:11\(2373\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:11(2373)).
- COELHO, A. O. L. **Influência das etapas de construção e carregamento na análise de pórticos planos em edifícios altos**. Dissertação (Mestrado) em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2003.
- COELHO, L. H.; GORZA, L. S. Análise incremental construtiva de edifícios metálicos de andares múltiplos. **Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto**, IBRACON, v. XII – Projetos de Estruturas de Concreto, p. XII58-71, 2005.
- DINAR, Y.; RASEL, M.; CHOWDHURY, J. A.; ASHARAF, A. Chronological Construction Sequence Effects on Reinforced Concrete and Steel Buildings. **The International Journal of Engineering and Science (IJES)**, v. 3, p. 52-63, 2014.
- GRUNDY, P.; KABAILA, A. **Construction loads on slabs with shored formwork in multistore buildings**. **ACI Structural Journal**, v. 60, n. 12, Dec., p. 1729-1738, 1963.
- KRIPKA, M. **Análise incremental construtiva de edificações**. Dissertação (Mestrado) em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil,

- Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1990.
- PATHAN, K. M.; ALI, S. W.; KHAN, H. T.; MIRZA, M. S.; WASEEM, M.; ZUBAIR, S. Construction Stage Analysis of RCC Frames. **International Journal of Engineering & Technology Research**, v. 2, issue 3, May-June, p. 54-58, 2014.
- PRADO, J. F. M. A. **Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construção**. Tese (Doutorado) em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP, 1999.
- SAP2000. **Computers and Structures. CSI Analysis Reference Manual for ETABS, SAFE and CSiBridge**. Berkeley, California, 2009.
- STAMATO, M. C. **Distribuição das cargas de vento entre os painéis de contraventamento**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1978.
- SILVA, F. J. B. **Análise comparativa pelo método dos elementos finitos de modelos tridimensionais de um edifício alto em concreto armado com sistema estrutural tubular e núcleo central**. Dissertação (Mestrado) em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2006.
- VASCONCELLOS FILHO, A. **Edifícios de Andares Múltiplos**. Tese apresentada em Concurso de Professor Titular, Edições Engenharia, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, MG, 1981.