

BREVE ESTUDO COMPARATIVO SOBRE O COMPORTAMENTO
DE PÓRTICOS PLANOS SOB AÇÃO DE CARGAS HORIZONTAIS

Eddie Mancini
Walter Savassi

Departamento de Estruturas
Escola de Engenharia de São Carlos - USP
São Carlos - SP - Brasil

RESUMO

Estudo comparativo de deslocamentos horizontais extremos em pórticos planos, sob carga horizontal, analisados sob várias hipóteses, com a técnica do meio contínuo e com o método discreto, é o que se apresenta.

ABSTRACT

Comparative study of the largest horizontal displacements of plane frames, under the action of horizontal loading, analysed with several hypothesis, with the continuous medium technique and with the discrete method, is presented.

I. INTRODUÇÃO

Para fazer estudo comparativo, ainda que preliminar e para casos particulares como os que aqui são considerados, os autores utilizaram diversas formulações desenvolvidas na Escola de Engenharia de São Carlos, principalmente pelo Prof. E. Mancini, ou existentes em outras bibliografias, com o intuito de aquilatar a ordem de grandeza das discrepâncias que ocorrerão quando pórticos planos, com pilares em duas prumadas e sob carga horizontal, são analisados sob a luz de diversas hipóteses sobre o seu comportamento cinemático.

Além da utilização de formulações anteriormente obtidas, outras foram desenvolvidas, principalmente com relação ao cálculo de pórticos com nós rígidos ou de dimensões finitas, tanto para a análise discreta, como pela técnica do meio contínuo; também foi resolvida a equação diferencial, por via analítica, de pórticos formados pela associação de paredes por meio de vigas, com deformações axiais dos elementos verticais incluídas na formulação. Além disso, foram elaborados, ou adaptados, programas computacionais para todos os casos analisados.

II. MODELOS CONSIDERADOS

As formulações utilizadas neste trabalho são para:

A) Com técnica do meio contínuo:

- A1) paredes associadas por vigas, com ou sem deformações axiais dos elementos verticais;
- A2) pórticos, com nós de dimensões finitas (rígidos) ou nós pontuais, sem deformações axiais nos elementos verticais;
- A3) pórticos, com nós pontuais, com deformações axiais nos elementos verticais;

OBS.: O caso de pórticos, com nós de dimensões finitas, com deformações axiais nos elementos verticais não foi concluído a tempo para inclusão neste trabalho.

B) Com emprego do processo dos deslocamentos, via análise matricial discreta:

- B1) pórticos com nós pontuais, com ou sem deformações axiais dos elementos verticais;
- B2) pórticos com nós de dimensões finitas (rígidos) com ou sem deformações axiais dos elementos verticais.

OBS.: Em todos os casos as vigas, quando presentes, foram supostas sem deformações axiais.

A análise prendeu-se somente ao caso dos deslocamentos horizontais, ao longo da altura, sendo aqui apresentados apenas os deslocamentos máximos (do topo).

Como não há, ainda, disponibilidade disseminada de parâmetros que permitissem classificar os elementos verticais da estrutura global (pórtico) como sendo pilares e não paredes, ou vice-versa, o estudo abrangeu casos, por exemplo, de estruturas analisadas também como pórticos (deformáveis essencialmente por força cortante horizontal) embora o módulo de rigidez dos pilares fosse muito maior que o das vi

gas. Esse seria, é claro, o caso típico de paredes associadas por vigas, com comportamento em que a parcela da deformação da estrutura por momentos externos da carga horizontal não seria desprezível, como no caso do pórtico típico. É claro que ao final do presente estudo, a cuidadosa comparação dos resultados obtidos poderá indicar alguma diretriz que permita poder separar o que é pilar de pórtico do que seja parede associada por vigas.

É fato conhecido que o comportamento, sob carga horizontal, da estrutura global aqui denominada pórtico depende, essencialmente, da rigidez relativa entre os elementos verticais e horizontais. Quando as vigas tiverem rigidez muito maior que a dos pilares, a deformação ocorrerá com predominância muito grande do efeito da força cortante, enquanto que no caso contrário (paredes ligadas por vigas), haverá deformabilidade com parcelas separáveis, devidas ao momento fletor e devidas à força cortante. (Esses esforços solicitantes se referem à ação do carregamento externo sobre o pórtico).

Neste estudo cada uma das estruturas terá seus deslocamentos calculados admitindo-se, sucessivamente, que o seu comportamento fique revelado por diferentes formulações, dependendo das hipóteses sobre as quais tais formulações se baseiam.

As diferenças nas hipóteses são devidas à consideração ou não de nós pontuais, ou de dimensões finitas e rígidos, ou da inclusão ou supressão das deformações axiais dos elementos verticais. Além disso, a abordagem poderá ser feita com os algoritmos da análise matricial de estruturas ou com a chamada técnica do meio contínuo, neste caso com uma hipótese adicional, que admite indeformabilidade axial de vigas e substitue o meio de ligação discreta (vigas) entre elementos verticais por um meio contínuo equivalente.

III. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DOS MODELOS CONSIDERADOS

Aborda-se, pelo processo dos deslocamentos, a análise estática, restrita ao caso de pequenos deslocamentos e material suposto em regime elástico-linear, de pórticos com características indicadas na Fig. 1, submetidos a carga horizontal uniforme em toda a altura H.

Em seguida apresenta-se cada tipo de modelagem admitida, acompanhada de breves resumos dos fundamentos teóricos respectivos.

III.1 - Técnica do meio contínuo para pórtico

São chamadas de pórticos as estruturas predominantemente deformáveis por força cortante externa. Nessa situação a elástica do conjunto, já admitida a existência do meio contínuo equivalente, tem a forma mostrada na Fig. 2. Isolado o elemento da Fig. 2.c e impostas as condições de equilíbrio resultam:

$$\frac{dM}{dz} = - Q, \quad (1)$$

$$\frac{dQ}{dz} = - p \quad (2)$$

A equação da elástica do conjunto, dada a predominância da deforma

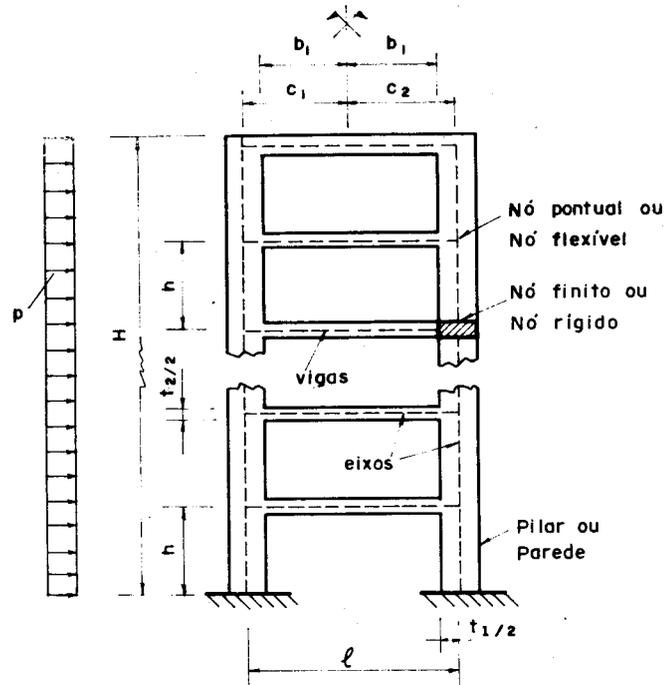


Fig. 1 — Pórtico , ou paredes associadas por vigas

ção por Q , que se identifica por $du/dz = u'$, será da forma:

$$Q = s u' \quad (3)$$

onde s é a rigidez à força cortante e pode ser estimada conforme STAMATO [1], [2].

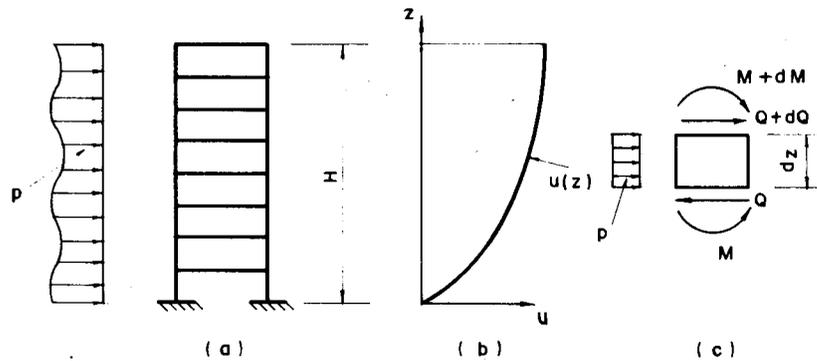


Fig. 2 — Pórtico e sua elástica

A equação (3) resolve o problema, quando se tem a condição de contorno $u(0) = 0$.

Por exemplo, se p for constante: $Q = p(H-z)$

$$u = \frac{p}{2s} (2H-z) z \quad (4)$$

III.1.1 - Determinação do parâmetro s

III.1.1.1 - Pórtico com nós de dimensões finitas e pilares sem deformação axial

É o primeiro dos casos previstos em A2.

Seja o caso de peça fletida por ação de recalque diferencial δ . A peça tem duas partes rígidas, de extensão $t/2$ nas extremidades. Os momentos fletores nas extremidades são:

$$M_{CD} = 6 EJ \delta / (\ell - t)^2 = 6 E \frac{J}{(\ell - t)} \frac{\delta}{(\ell - t)} \quad (5)$$

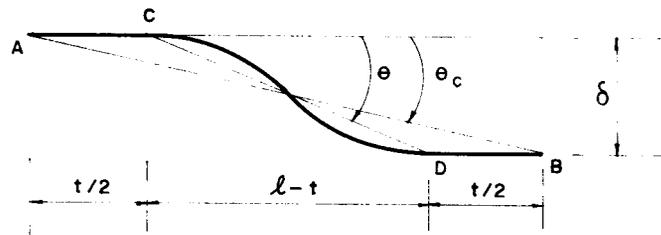


Fig. 3 — Peça fletida

Tem-se, também:

$$\operatorname{tg} \theta \approx \frac{\delta}{\ell - t} \approx \theta \quad \text{e} \quad \theta_c = \frac{\delta}{\ell}$$

Então
$$M_{CD} = 6 E k^* \theta_c \frac{\ell}{\ell - t}$$

onde
$$k^* = J / (\ell - t)$$

Calculando M_{AB} , com auxílio do que ocorre em AC

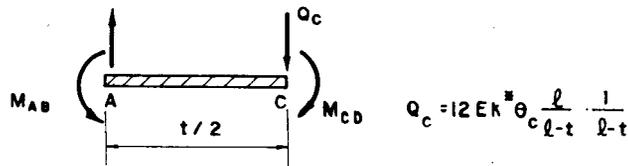


Fig. 4 — Trecho rígido

$$Q_c = 12 E k^* \theta_c \frac{\ell}{\ell - t} \frac{1}{\ell - t}$$

$$M_{AB} = M_{CD} + Q_c t/2$$

$$M_{AB} = 6 E k^* \theta_c \frac{l}{l-t} \left(1 + \frac{t}{l-t}\right) \quad \text{ou}$$

$$M_{AB} = 6 E \bar{k} \theta_c \quad \text{onde} \quad \bar{k} = k^* \frac{l}{l-t} \left(1 + \frac{t}{l-t}\right) \quad (6)$$

Em pórticos regulares admite-se que, sob carga horizontal, os pontos de momentos nulos se situam nos centros dos vãos de vigas e pilares.

Seja o caso da Fig. 5 onde se indica a distorção do andar por ϕ ($= du/dz$) e a rotação do nó por α .

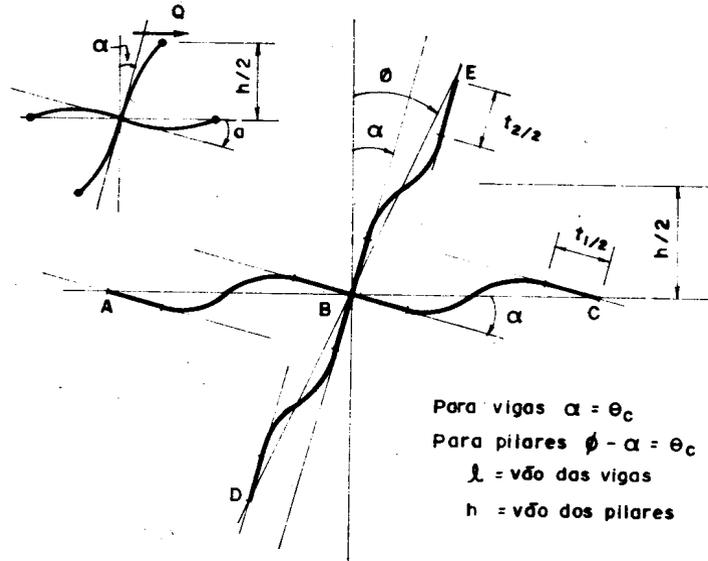


Fig. 5 — Nó de pórtico, distorcido e fletido, e vizinhança

Tem-se:

$$M_{BE} = 6 E \bar{k}_E (\phi - \alpha)$$

$$M_{BD} = 6 E \bar{k}_D (\phi - \alpha)$$

$$M_{BA} = 6 E \bar{k}_A \alpha$$

$$M_{BC} = 6 E \bar{k}_C \alpha$$

∴ onde

$$\bar{k}_E = k_E^* \frac{h}{h-t_2} \left(1 + \frac{t_2}{h-t_2}\right) = \bar{k}_D$$

$$\bar{k}_A = k_A^* \frac{l}{l-t_1} \left(1 + \frac{t_1}{l-t_1}\right) = \bar{k}_C$$

Pelo equilíbrio do nó B:

$$\alpha = \phi (\bar{k}_E + \bar{k}_D) / (\bar{k}_A + \bar{k}_C + \bar{k}_E + \bar{k}_D)$$

Também sabe-se que:

$$Q = \frac{M_{BE}}{h/2} = \frac{6 E \bar{k}_E (\phi - \alpha)}{h/2}$$

Substituindo o valor de α

$$Q = \frac{6 E}{h/2} \bar{k}_E \frac{\bar{k}_A + \bar{k}_C}{\bar{k}_A + \bar{k}_C + \bar{k}_E + \bar{k}_D} \phi$$

ou $Q = s \phi$

$$\text{onde } s = \frac{12 E}{h} \bar{k}_E \frac{\bar{k}_A + \bar{k}_C}{\bar{k}_A + \bar{k}_C + \bar{k}_E + \bar{k}_D} \quad (7)$$

O valor dessa rigidez, levado em (3) ou (4), resolve o problema.

III.1.1.2 - Pórtico com nós pontuais e pilares sem deformação axial

É o segundo dos casos previstos em A2.

A rigidez s será obtida com a substituição de valores nulos para t_1 e t_2 .

III.1.1.3 - Pórtico com nós pontuais, com deformações axiais nos elementos verticais

É o caso A3.

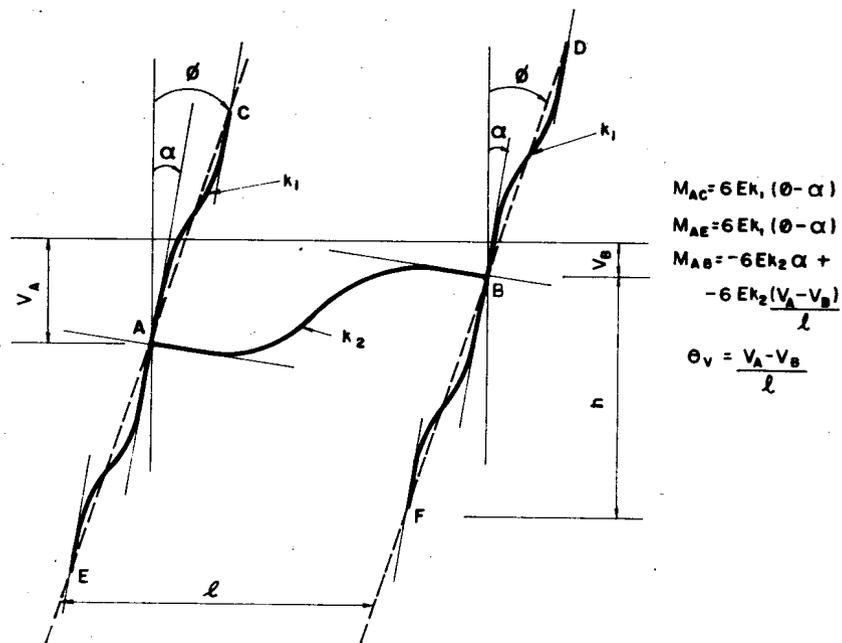
Pelo equilíbrio do nó A, tira-se:

$$\alpha = (2k_1\phi - k_2\theta_V) / (2k_1 + k_2)$$

$$\text{e } \phi - \alpha = k_2 (\phi + \theta_V) / (2k_1 + k_2)$$

$$\text{Como } Q \cdot \frac{h}{2} = M_{AC} + M_{BD} \quad \text{resulta}$$

$$Q = s_1 (\phi + \theta_V) \quad \text{onde}$$



$$M_{AC} = 6EK_1(\theta - \alpha)$$

$$M_{BE} = 6EK_1(\theta - \alpha)$$

$$M_{AB} = -6EK_2\alpha + \frac{-6EK_2(V_A - V_B)}{l}$$

$$\theta_V = \frac{V_A - V_B}{l}$$

Fig. 6 - Pórtico distorcido e fletido

$$s_1 = 24Ek_1k_2 / [h(2k_1 + k_2)]$$

Supondo a força cortante nas vigas distribuída uniformemente ao longo da altura do andar (meio contínuo) e com a convenção da Fig. 7

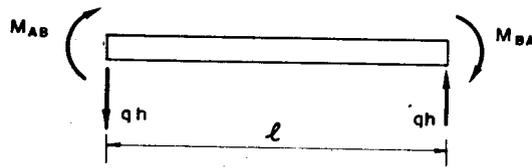


Fig. 7 - Convenção para M e q

tem-se:

$$q = (M_{AB} + M_{BA}) / hl$$

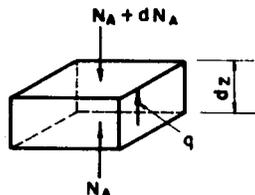
Dai resultará:

$$q = C_1 (\phi + \theta_V)$$

com

$$C_1 = s_1 / l$$

Os esforços normais nos pilares serão tais que:



$$dN_A / dz = q$$

Além disso:

$$\frac{dV_A}{dz} = V'_A = \frac{N_A}{ES_A}$$

Fig. 8 — Elemento de pilar

Então: $ES_A V''_A = q$

Para o pilar B: $ES_B V''_B = -q$

Em resumo, as equações que resolvem o problema são:

$$Q = s_1 (\phi + \theta_V); \quad (8)$$

$$ES_A V''_A = q \quad (9)$$

$$ES_B V''_B = -q \quad (10)$$

$$q = C_1 (\phi + \theta_V) \quad (11)$$

As condições de contorno são:

$$u(0) = 0 ; v_A(0) = v_B(0) = 0 ; v'_A(\ell) = v'_B(\ell) = 0$$

Com (8) : $\phi = \frac{Q}{s_1} - \theta_V \quad (12)$

em (9) : $ES_A V''_A = Q/\ell$ (Observe-se que $C_1/s_1 = \frac{1}{\ell}$)

em (10) : $ES_B V''_B = -Q/\ell$

No caso de carga uniforme p:

$$ES_A V''_A = p(H-z)/\ell$$

Integrando, obtêm-se: $ES_A V_A = \frac{pz}{6\ell} (-z^2 + 3Hz - 3H^2)$

$$ES_B V_B = -\frac{pz}{6\ell} (-z^2 + 3Hz - 3H^2)$$

após impor as condições de contorno.

Substituindo em (12), integrando e impondo condições de contorno (supondo $S_A = S_B$):

$$u(z) = pz(2H-z) / 2s_1 + pz^2(z^2 - 4Hz + 6H^2) / 12ES_A \ell^2 \quad (13)$$

Maiores detalhes podem ser vistos em MANCINI [3] e BATHAUS [4].

III.2 - Técnica do meio contínuo para paredes associadas por vigas

Com base nas hipóteses expressas por constância de características geométricas e mecânicas na altura, por rigidez de vigas bem menor que a das paredes e engastamento perfeito na base, pode-se deduzir a expressão de $u(z)$.

III.2.1 - Paredes associadas por vigas, não considerando e deformação axial de paredes.

É o segundo caso do item A1.

Com as hipóteses mencionadas, baseando-se, por exemplo, em COULL e SUBEDI [5], que apresentam a associação de uma série de paredes por lintéis, pode-se particularizar, a partir de MANCINI [3], para o caso de duas paredes iguais e chegar à seguinte equação diferencial regente do problema.

$$2EJ_w u''' - \frac{3E}{2h} \left[J_v \frac{(C_1 + C_2)^2}{b_1^3} \right] u' = -Q = -p(H-z)$$

onde J_w e J_v são os momentos de inércia da parede e viga, respectivamente.

Essa equação pode ser colocada sob forma mais compacta

$$j u''' - s_f u' = -Q$$

A solução geral, para carga uniforme é, por exemplo, conforme COELHO [6]

$$u = C_1 + C_2 e^{kz} + C_3 e^{-kz} + \frac{p}{k^2 j} \left(Hz - \frac{z^2}{2} \right)$$

com
$$k^2 = \frac{s_f}{j}$$

$$C_1 = \frac{-p(kH + 2e^{-kH} - kH e^{-2kH})}{k^4 j (1 + e^{-2kH})}$$

$$C_2 = \frac{p(e^{-kH} - kH e^{-2kH})}{k^4 j (1 + e^{-2kH})}$$

$$C_3 = \frac{p(kH + e^{-kH})}{k^4 j (1 + e^{-2kH})}$$

III.2.2 - Paredes associadas por vigas, considerando a deformação axial das paredes

É o primeiro caso do item A1.

Com as mesmas hipóteses do caso anterior e incluindo a deformação axial das paredes, RAMALHO [7], baseando-se em ALBIGES e GOULET [8], deduziu a equação diferencial que rege o problema

$$\alpha (j_1 + j_2) u^{IV} - j_c u^{III} = Q - \alpha Q^II$$

$$\text{onde} \quad \alpha = h M_S (2 b_1)^3 E / 12 l j_L$$

com M_S sendo o momento estático da área da seção transversal de uma parede em relação ao C.G. do conjunto; $j_L = EJ_{\text{viga}}$; $j_1 = EJ_{\text{pilar}} = j_2$; $j_c = j_1 + j_2 + l M_S E = EJ_c =$ momento de inércia do conjunto, em relação ao eixo que passa pelo C.G., multiplicado por E.

A solução da equação diferencial, deduzida para figurar neste trabalho, é:

$$u(z) = C_1 + C_2 z + C_3 z^2 + A_4 z^3 + A_5 z^4 + C_5 e^{\beta z} + C_5 e^{-\beta z}$$

$$\text{onde} \quad \beta = [j_c / (j_1 + j_2) \alpha]^{0,5}$$

$$A_4 = -pH / 6 j_c \quad A_5 = p / 24 j_c$$

e C_i ($i = 1, 5$) são determinados com as condições de contorno.

$$u(0) = 0 \quad u'(0) = 0 \quad u''(H) = 0$$

$$u'''(0) = \frac{-Q(z=0)}{j_1 + j_2} \quad u^{IV}(H) = \frac{-Q'(H)}{j_1 + j_2}$$

Não foi possível incluir os resultados neste trabalho, em tempo para publicação.

III.3 - Método discreto

III.3.1 - Pórticos com nós pontuais, com ou sem deformações axiais dos elementos verticais

Foi desenvolvido programa específico que impõe, conforme o caso, a indelocabilidade ou não, dos nós na direção vertical. (Casos do item B1).

III.3.2 - Pórticos com nós de dimensões finitas (rígidos) com ou sem deformações axiais dos elementos verticais

Foi desenvolvido programa específico, variante do qual dá o caso anterior, para levar em conta a conexão entre vigas e pilares através da região comum a esses elementos, suposta rígida. (Casos do item B2).

IV. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na tabela de resultados a nomenclatura é:

FLEX = Nós flexíveis;

RIG = Nós rígidos;

MCTN = Técnica do meio contínuo;

DSCT = Método discreto;

S/AX = Sem deformações axiais nos elementos verticais;

C/AX = Com deformações axiais nos elementos verticais.

Foram consideradas vigas com seções transversais de 22x30, 22x50, 22x70, 22x90 e pilares de 22x70 e 22x90 (cm²). A análise tratou de casos com 10, 15 e 20 andares, sendo a distância entre eixos de pilares de 5m e a distância entre pisos de 3m.

O valor da carga uniforme é $p = 1,4 / 3600$ tf/cm. Foi escolhido esse valor, a partir de exemplos anteriormente desenvolvidos, com redução adequada na sua grandeza, de modo a não ultrapassar, no caso mais deformável, o limite $H/500$ (= 12 cm) para os deslocamentos no topo dos pórticos, para não violar hipóteses.

No âmbito dos limites das relações entre rigidez de vigas e rigidez de pilares consideradas neste trabalho pode-se tecer os comentários e conclusões que se apresentam em seguida.

São comparáveis, diretamente, por obedecerem hipóteses semelhantes, respectivamente os casos: 1 e 2; 3, 4 e 5; 6 e 7.

Nota-se que a técnica do meio contínuo para pórticos forneceu resultados maiores do que os correspondentes valores obtidos com o método discreto. Compare-se casos 1 e 2; 3 e 5; 6 e 7. Essa diferença diminui à medida que cresce a altura do pórtico. Por outro lado, a técnica do meio contínuo, para análises de paredes unidas por vigas dá resultados próximos dos correspondentes obtidos com o método discreto. Compare-se 4 e 5 (sem deformações axiais nos pilares).

Para verificar a notável diminuição dos deslocamentos (enrignecimento da estrutura) devida à consideração dos nós rígidos, compare-se colunas 2 e 5 (processo discreto) ou 1 e 3 (meio contínuo); todos os valores nessas colunas não levam a influência das deformações axiais dos pilares. Observação análoga, sobre o citado enrignecimento, pode ser feita sobre os valores das colunas 7 e 8 onde, agora, em ambas se consideram as deformações axiais dos pilares.

A comparação entre as colunas 5 e 7 mostra o aumento dos deslocamentos horizontais quando se leva em conta a deformabilidade axial dos pilares, simultaneamente com a consideração de nós pontuais em relação aos nós rígidos. Também pode ser feita comparação sucessiva entre colunas 5, 2 e 7.

Os resultados das colunas 1 e 6, 2 e 7 mostram o efeito da consideração das deformações por força normal nos pilares; tanto no caso da técnica do meio contínuo para pórticos com nós flexíveis, como no caso do método discreto, as diferenças observadas aumentam quando

DESLOCAMENTOS MÁXIMOS (cm)	h _v / h _p	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
		MCTN FLEX S/AX	DSCT FLEX S/AX	MCTN RIG S/AX	MCTN PAR. C/ VIGAS S/AX	DSCT RIG. S/AX	MCTN FLEX C/AX	DSCT FLEX C/AX	DSCT RIG C/AX
20 PAVIMENTOS 60 m	30/70	9,05	7,46	5,76	4,84	5,37	10,7	9,00	6,96
	50/70	2,11	1,93	1,33	1,13	1,15	3,75	3,54	2,41
	70/70	0,90	0,86	0,54	0,42	0,42	2,54	2,47	1,40
	90/70	0,54	0,52	0,28	0,20	0,20	2,17	2,14	0,95
	90/90	0,43	0,40	0,21	0,17	0,16	1,70	1,66	0,79
15 PAVIMENTOS 45 m	30/70	5,09	3,93	3,25	2,59	2,80	5,61	4,40	3,27
	50/70	1,19	1,05	0,75	0,62	0,63	1,71	1,56	1,02
	70/70	0,51	0,47	0,30	0,24	0,23	1,03	0,98	0,54
	90/70	0,30	0,29	0,16	0,11	0,11	0,82	0,80	0,35
	90/90	0,24	0,22	0,12	0,10	0,08	0,64	0,62	0,29
10 PAVIMENTOS 30 m	30/70	2,26	1,54	1,44	1,05	1,09	2,36	1,62	1,17
	50/70	0,53	0,44	0,33	0,26	0,26	0,63	0,54	0,34
	70/70	0,22	0,20	0,13	0,10	0,10	0,33	0,30	0,16
	90/70	0,13	0,12	0,07	0,05	0,05	0,24	0,23	0,09
	90/90	0,10	0,10	0,05	0,04	0,04	0,19	0,17	0,08

crece a altura dos lintéis (vigas) e, portanto, a força normal nos pilares. Vale a pena registrar que as relações entre valores das colunas 6 e 1 são muito próximas das relações correspondentes entre valores das colunas 7 e 2. Além disso, as diferenças aumentam à medida que aumenta a altura do pórtico.

Observação importante diz respeito ao fato, confirmado pelos números da tabela, da técnica do meio contínuo dar resultados bastante bons, comparados com os do método discreto (sob hipóteses correspondentes, ou análogas) desde que a rigidez das vigas seja maior do que a dos pilares. É o que se constata, para h_v/h_p igual ou maior do que 70/70, respectivamente, comparando as colunas 1 e 2, 4 e 5, 6 e 7.

Como conclusões, de âmbito mais geral, parece que se pode afirmar, ou confirmar, que:

1) A técnica do meio contínuo para pórticos, com nós flexíveis, fornecerá bons resultados, comparados com os do método discreto, com nós flexíveis, para casos de pórticos de grande altura em relação à largura, com rigidez de vigas igual ou superior à dos pilares, com deformações axiais dos pilares consideradas ou não. Nos casos aqui considerados, com $H/\ell = 12$ e $h_v/h_p = 70/70, 90/70$ a discrepância máxima nos deslocamentos extremos foi de cerca de 5%. Compare-se colunas 1, 2 e 6, 7. Porém, no caso da técnica do meio contínuo para pórticos com nós rígidos as diferenças em relação ao método discreto, com nós rígidos, são maiores, mesmo para pórticos de grande altura. Compare-se 3 e 5, que correspondem aos casos em que as deformações axiais dos pilares não foram consideradas. Neste estudo não foi possível incluir os resultados correspondentes aos casos de pórticos com nós rígidos, com deformações axiais dos pilares levadas em consideração. Seria caso a comparar com os das colunas 6 e 8.

2) A técnica do meio contínuo para paredes associadas por vigas mostrou resultados muito próximos aos calculados com o método discreto com nós rígidos, quando não foram consideradas as deformações axiais dos pilares, independentemente da altura do pórtico; compare-se colunas 4 e 5.

Assim que for possível concluir a formulação e a programação correspondentes ao caso de paredes associadas por vigas, com deformações axiais nos pilares, pela técnica do meio contínuo trataremos de comparar os resultados com os do método discreto, com nós rígidos, levando em conta as deformações axiais. Além disso, é intenção dos autores obter resultados com a discretização do pórtico em elementos finitos de chapas (estado plano de tensão).

É bem provável que uma análise mais detida dos resultados permita obter outras conclusões ou observações sobre os diversos casos considerados neste trabalho.

V. BIBLIOGRAFIA

- [1] - Stamato, M.C. - "Associação Contínua de Painéis de Contraventamento". Publ. 157 - EESC-USP, 1971.
- [2] - Stamato, M.C. - "Distribuição das Cargas de Vento entre os Painéis de Contraventamento" - EESC-USP, 1966.
- [3] - Mancini, E. - "Análise Contínua de Estruturas de Edifícios Elevados Sujeitas à Ação do Vento" - Publ. 184, EESC-USP, 1973.
- [4] - Bathaus, M. Filho - "Painéis de Contraventamento" - Trabalho de Especialização, EESC-USP.
- [5] - Coull, A. & Subedi, N.K. - "Coupled Shear Walls with Two and Three Bands of Openings" - Build. Sciences, V.7 - Pergamon Press, 1972.
- [6] - Coelho, E.J.P. - "Análise do Efeito do Vento em Estruturas de Edifícios de Planta Circular" - EESC-USP, 1977.
- [7] - Ramalho, M.A. - "Integração das Equações da Técnica do Meio Contínuo por Polinômios de Interpolação" - EESC-USP, 1983.
- [8] - Albigés, M. & Goulet, J. - "Contreventement des Bâtiments". Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Publ. nº 149, Mai., 1960.

Os autores agradecerão observações e, ou, correções que leitores interessados lhes possam enviar.