

LISTA DE REFERÊNCIAS

Abdalla, K.M. e Chen, W.F. (1995), Expanded database of semi-rigid steel connections. Computers & Structures, Vol. 56, N° 4, p. 553-564.

Abu-yasein, O.A. e Frederick, G.R. (1994), Analysis of frames with semi-rigid joints. Computers & Structures, Vol. 52, N° 6, p. 1161-1168.

Al-Bermani, F.G.A., Li, B., Zhu, K., Kitipornchai, S., (1994). “Cyclic and seismic response of flexibly jointed frames”, Eng. Struct., 16, 4, P. 249-255.

Almusallam, T.H. e Richard, R.M. (1994), Steel frame analysis with flexible joints exhibiting a strain-softening behavior. Computers & Structures, Vol. 46, N° 1, p. 55-65.

Alves, R.V. (1995), Instabilidade não-linear elástica de pórticos espaciais, tese de doutorado, COPPE-Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Anchieta Junior, J. (2001), Análise Não-Linear Geométrica e Material de Torres de Transmissão, Dissertação de Mestrado, UENF, Rio de Janeiro, RJ.

Ang, K.M., Morris, G.A., (1984), Analysis of three-dimensional frames with flexible beam-column connections. Can.J.Civil Eng., 11, p. 245-254.

Arbabi, F. (1982), Drift of flexibly connected frames, Com. Struct., 15, 2, p.102-108.

Assaid, L. M. B., (2001), Método plástico aplicado às estruturas aporticadas de aço. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil/COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Baker, J.F.(1934), A note on the effective length of a pillar forming part of a continuous member in a building frame, 2nd report”, Steel Structures Res. Committee, Dept. of Scientific and Industrial Research, HMSO, London, P.13-34.

Banki, A.L, (1999), Estudo sobre a inclusão da não linearidade geométrica em projetos de edifícios, Dissertação de Mestrado, UFSC, SC.

Baracho Neto, O. G. P., (2003), Modos normais e multimodos na dinâmica de estruturas de comportamento não-linear, Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, SP.

Bathe, K. J., (1982), Finite element procedures in engineering analysis, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Batho, C. (1931), Investigation on beam and stanchion connections, Steel Structures Res. Committee, Dept. of Scientific and Industrial Research, HMSO, London, V.1-2, P.61-137.

Batoz, J.L. e Dhatt, G. (1979), Incremental Displacement Algorithms for Nonlinear Problems. Int. J. Numer. Methods Eng., Vol. 14, p. 1262-1267.

Bazant, Z.P. e Cedolin, L., (1991), Stability of Structures, Oxford Press, Oxford, UK.

Beneveli, S.M.A. (2002), Controle híbrido para atenuação de vibrações em edifícios, Tese de doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

Bergan, P.G., Horrigmoe, G., Krakeland, B. e Soreide, T. (1978), Solution Techniques for Non-Linear Finite Element Problems. *Int. J. Numer. Methods Eng.*, Vol. 12, p. 1677-1696.

Bergan, P.G., Mollestad, E. (1985), An Automatic Time-Stepping Algorithm for Dynamic Problems, *Computer Methods Applied Mechanics Engineering*, vol. 49, pp. 299-318,

Bergan, P.G. (1980), Solution Algorithms for Nonlinear Structural Problems. *Computers & Structures*, Vol. 12, p. 497-509.

Brush, D.O. e Almroth, B.O. (1975), Buckling of bars, plates and shells, International Student Edition.

Carneiro, D. S., (2000), Análise Plástica Aplicada a Estruturas Aporticadas em Aço. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil/COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Chajes, A. e Churchill, J.E. (1987), Nonlinear Frame Analysis by Finite Element Methods. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 113, No. 6, p. 1221-1235.

Chan, S.L. (1994), Vibration and modal analysis of steel frames with semi-rigid connections, *Eng.Struct.*, 16, 1, p.25-31.

Chan, S.L. e Chui. P.P.T., (1997), A generalised design-based elasto-plastic analysis of steel frames by sections assemblage concept. *Journal of Engineering Structures*, vol. 19(8), pp. 628-636.

Chen, W. F. & Sohal, I., (1995), Plastic Design and Second Order Analysis of Steel Frames. Springer-Verlag, New York.

Chan, S.L. e Chui, P.P.T. (2000), Non-linear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections, Elsevier.

Chen W.F. e Lui, E.M. (1991), Stability Design Of Steel Frames, Boca Raton Ann Arbor Boston London

Chen, Chang-New (1996), A Finite Element Study On Bifurcation and Limit Point Buckling of Elastic-Plastic Arches. Computers & Structures, Vol. 60, N°2, p. 189-196.

Chen, W.F. e Sohal, I. (1995), Plastic design and second order analysis of steel frames. Springer-verlag, New York.

Chen, W. F. e Toma, S. (1994), Advanced analysis of steel frames: theory, software and applications. Crc Press, inc., Flórida, USA.

Chopra, A.K (1995), Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, Prentice Hall, New Jersei, USA.

Clough, R.W. e Penzien, J. (1993), Dynamics of Structures – 2nd. Edition, New York, McGraw-Hill.

Cook, R.D., Malkus, D.S. e Plesha, M.E. (1989), “Concepts and Applications of Finite Element Analysis”, John Wiley & Sons, Inc.

Cox, M.G. (1972), “The Numerical evaluation of B-splines”, J.Inst.Math.Applic., 10, 134-139.

Crisfield, M.A. (1981), A Fast Incremental/iterative solution procedure that handles "snap-through", Computers & Structures, Vol. 13, pp. 52-62.

Crisfield, M.A. (1991), Non-linear finite element analysis of solids and structures, Vol 1, John Wiley & Sons.

Crisfield, M.A. (1997), Non-linear finite element analysis of solids and structures, Vol 2, John Wiley & Sons.

De Cássia, R.C.S. (1996), Estratégias Adaptativas para a análise dinâmica de materiais não-lineares via método de elementos finitos, Tese de Doutorado, COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

De Paula, C.F. (2001), Contribuição ao estudo das respostas numéricas não-lineares estática e dinâmica de estruturas reticuladas planas, Tese de Doutorado. USP-São Carlos, São Carlos, SP.

Del Prado, Z.J.G.N. (2001), Acoplamento e interação modal na instabilidade dinâmica de cascas cilíndricas, Tese de doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

Demmel, J. e Veselic, K. (1989), Jacobi's Method is More Accurate than QR.

Dickie, J.F. e Broughton, P. (1971), Stability Criteria for Shallow Arches, Journal of the Engineering Mechanics Division, vol. 97, N. EM3, pp. 951-965.

Dokanish, M.A., Subbaraj, K. (1988), A survey of direct time-integration methods in computational structural dynamics – I. Explicit Methods, Computer & Structures, vol. 32, número 6, pp. 1371-1386.

Fonte, A.C.O. (1992), Analise nao linear geometrica de edificios altos, Tese de Doutorado, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

Frye, M.J., Morris, G.A. (1975), Analysis of flexibly connected steel frames, Can.J.Civil Eng., 2, 3, p. 280-291.

Galvão, A.S. (2000), Formulações não-lineares de elementos finitos para análise de sistemas estruturais metálicos reticulados planos, Dissertação de Mestrado, UFOP, Ouro Preto.

Galvão, A.S. (2001), Análise linear de estruturas reticuladas planas e espaciais, Trabalho da disciplina Estudo Orientado do programa de pós-graduação da PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.

Gioncu, V. e Ivan, M. (1983), Fundamentals of structural stability analysis, Facla Publishing House, Timisoara, (in Romanian).

Gioncu, V. (1990), Structural Stability: Theory and Practice, Short Course, COPPE-UFRJ.

Goto, Y. e Chen, W. (1987), Second-order elastic analysis for frame design. Journal of the Structural Engineering, Vol. 113, N° 7, p. 1500-1519.

Heijer, C.D. e Rheinboldt, W.C. (1981), On steplength algorithms for a class of continuation methods. SIAM J. Num. Analysis, Vol. 18, p. 925-948.

Hilber, H.M.; e Hughes, T.J.R. (1978), Collocation, dissipation and ‘overshoot’ for time integration schemes in structural dynamics, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, p. 99-117.

Hsiao, K.M.; Hou, F.Y. e Spiliopoulos, K.V. (1988), Large displacement analysis of elasto-plastic frames. Computers & Structures, Vol. 28, N° 5, p. 627-633.

Jacob, B. P. (1990), Estratégias computacionais para análise não-linear dinâmica de estruturas complacentes para águas profundas, Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil -COPPE/UFRJ.

Jennings, A. (1968), Frame analysis including change of geometry. *Journal of the Structural Division*. ASCE, Vol. 94, p. 627-644.

Joaquim, M.C., (2000), Procedimentos e estratégias para solução de problemas estáticos com não-linearidade geométrica, Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

Jones, S.W., Kirby, P.A., Nethercot, D. (1980), Effect of semi-rigid connections on steel column strength, *J.Construct.Steel Res.*, 1, 38-46.

Fernades Junior, C. (1995), Analise dinâmica de pórticos metálicos planos sob ação de carregamentos transientes com consideração de rotulas plásticas, Dissertação de Mestrado. USP, SP.

Kawashima, S., Fujimoto, T. (1984), Vibration analysis of frames with semi-rigid connections, *Comput.Struct.*, 19, p.85-92.

King, W.S. (1994), The limit loads of steel semi-rigid frames analysed with different methods. *Computers & Structures*, Vol. 51, N° 5, p. 475-487.

Koiter, W.T. (1967), Post-buckling analysis of simple two-bar frame. in *Recent Progresses in Applied Mechanics*, Broberg. Ed. Almqvist and Wiksell, Sweden.

Kouhia, R. e Mikkola, M. (1989), Tracing the Equilibrium Path Beyond Simple Critical Points. *Int. J. Numer. Meth. in Engng*, Vol. 28, p. 2923-2941.

Kounadis, A.N., Giri, J. e Simitses, G. J. (1977), Nonlinear stability analysis of an eccentrically loaded two-bar frame, *Journal of Applied Mechanics*, pp. 701-706.

Krenk, S. (1993), Dual Orthogonality Procedure for Nonlinear Finite Element Equations. Engineering Mechanics. Department of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Denmark, N^o. 12, p. 01-18.

Krenk, S. (1995), An Orthogonal Residual Procedure for Non-Linear Finite Element Equations, Int. J. Numer. Methods Eng., vol. 38, p. 823-839.

Krishnamurthy, N., Huang, H.T., Jeffrey, P.K., Avery, L.K., (1979), Analytical M- ϕ curves for end-plate connections, J.Struct.Div.ASCE, 105, ST1, p.133-145.

Landesman, A. (1999), Análise e Implementação de Modelo Plástico para Estruturas Metálicas Aporticadas. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil/COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Lee, J.D. (1988), Finite Element Procedures for Large Strain Elastic-Plastic Theories. Computers & Structures, Vol. 28, N^o 3, p. 395-406.

Lee, S.S.; Koo, J.S.; Choi, J.M. (1994), Variational Formulation for Timoshenko Beam Element by Separation of Deformation Mode. Communications in Numerical Methods in Engineering, Vol. 10, p. 599-610.

Lee, S.L., Manuel, F.S. and Rossow, E.C. (1968), Large deflection analysis and stability of elastic frames, J. Engng Mech. Div., ASCE, 94 (EM2), pp. 521-547

Li, Y. e Lui, E.M., (1995), A simplified plastic zone method for frame analysis. Microcomput. Civil Eng., vol. 10, pp. 51-62.

Liew, J.Y.R. (1992), Advanced Analysis for Frame Design, Ph.D. Thesis, Purdue University, West Lafayette, IN.

Liew, J.Y.R., White, D.W., e Chen, W.F. (1993a), Second-order refined plastic hinge analysis for frame design: part 1. J. Struct. Div. ASCE, vol. 119(11), pp. 3196-.

Liew, J.Y.R., White, D.W., e Chen, W.F. (1993b), Second-order refined plastic hinge analysis for frame design: part 2. J. Struct. Div. ASCE, vol. 119(11), pp. -3237.

Liew, J.Y.R., Chen, W.F., e Chen, H. (2000), Advanced inelastic analysis of frame structures. Journal of Constructional Steel Research, vol. 55, pp. 245-265.

Lui, E. M. (1985), Effect of Connection Flexibility and Panel Zone Deformation on the Behavior of Plane Steel Frames. Ph.D. Thesis, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, USA.

Lui, E.M ,Chen W.F. (1986), Analysis and behavior of flexible-jointed frames, Enginnering Structures, 8, 1007-118.

Machado, V.,L. (1993), Bifurcações Múltiplas e Comportamento Não Linear de Sistemas Dinâmicos, Tese de Doutorado, COPPE – UFRJ, Rio de Janeiro.

Mallett, R.H. e Marcal, P.V. (1968), Finite Element Analysis of Nonlinear Structures. Journal of the Structural Division. Proc. ASCE, Vol. 94, No. ST9, p. 2081-2103.

Martins, G.V. (1999), Síntese Plástica e Análise Modal de Pórticos Metálicos Submetidos a Calgas não Proporcionais. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.

Matthies, H. e Strang, G. (1979), The Solution of Nonlinear Finite Element Equations. Int. J. Numer. Meth. in Engng. N 14, p. 1613-1626.

Meek, J.L. e Loghanathan, S. (1990), Geometric and Material Non-Linear Behaviour of Beam-Columns. Computers & Structures, Vol. 34, N° 1, p. 87-100.

Meek, J.L. e Xue, Q. (1996), A study on the instability problems for 2D-frames, Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 136, pp. 347-361.

Meek, J.L. (1991), Computer Methods in Structural Analysis. E & FN SPON, Chapman & Hall.

Meek, J.L. e Tan, H.S. (1984), Geometrically Nonlinear Analysis of Space Frames by an Incremental Iterative Technique. Comp. Methods Appl. Mech. Eng., Vol. 47, p. 261-282.

Monforton, A.R., Wu, T.S. (1963), Matrix analysis of semi-rigid connected frames, J.Struct.Div.ASCE, 89, ST6, 13-42.

Newmark, N.M. (1959), A method of computation for structural dynamics, ASCE J. of the Engineering Mechanics Division 85 (EM 3), 67-94.

Ochoa, D.A., (2004), Large deflection stability of slender beam-columns with semirigid connections: elastica approach. Journal of Engineering Mechanics, vol. 130(3), pp. 274-282.

Ovunc, B.A. e Ren, T. (1996), Nonlinearities in the Analysis of Frames. Computers & Structures, Vol. 61, N° 6, p. 1177-1184.

Pacoste, C. e Eriksson, A. (1995), Element behaviour in post-critical plane frames analysis. Comput. Methods Appl. Mech. Engrg., N° 125, p. 319-343.

Pacoste, C. e Eriksson, A. (1997), Beam elements in instability problems. Comput. Methods Appl. Mech. Engrg., N° 144, p. 163-197.

Park, M.S. e Lee, B.C. (1996), Geometrically Non-Linear and Elastoplastic Three-Dimensional Shear Flexible Beam Element of Von-Mises-Type Hardening Material. Int. J. Numer. Meth. in Engng. Vol 39, p. 383-408.

Pignataro M. e Rizzi, (1983), N. On the interaction between local and overall buckling of an asymmetric portal frame, *Meccanica* 18, pp. 92-96.

Pinheiro, L. (2003), Análises Não-Lineares de Sistemas Estruturais Metálicos Rotulados e Semi-Rígidos, Dissertação de Mestrado, Deciv-UFOP, Ouro Preto.

Pinto O.C. (1999), Controle não-linear de vibrações de estruturas flexíveis, Tese de doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

Pires, A.J.A. (1992), Solução Incremental Automatica De Trelicas Com Não-Linearidade Geometrica Utilizando O Metodo De Elementos Finitos. Dissertação de Mestrado. PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.

Powell, G. H. (1969), Theory of nonlinear elastic structures, J. struct. Div., ASCE, Vol 95, N° 12, p. 2687-2701.

Press, W.H., Flannery, B.P., Teukolsky, A.A, Vetterling, W.T. (1992), Numerical Recipes—The art of scientific computing (FORTRAN Version), Cambridge University Press.

Ramberg, W., Osgood, W.R. (1943), Description of stress-strain curves by three parameters, Technical Report No. 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, DC.

Ramm, E. (1981), Strategies for Tracing the Non-Linear Response Near Limit-Points, Non-linear Finite Element Analysis in Structural Mechanics. Springer-Verlag, Berlim, pp. 63-89.

Richard, R.M., Abbott, B.J., (1975), Versatile elastic-plastic stress-strain formula, J. Eng. Mech. Div. ASCE 101,4, p. 511-515.

Riks, E. (1972), The Application of Newton's Methods to the Problems Elastic Stability. Int. J. Solids Structures, ASME Journal of Applied Mechanics, Vol. 39, pp. 1060-1066.

Riks, E. (1979), An Incremental Approach to the Solution of Snapping and Buckling Problems. Int. J. Solids Structures, Vol. 15, p. 529-551.

Rizzi, N., Di Carlo, A. e Pignataro, M. (1980), A parametric post-buckling analysis of an asymmetric two-bar frame, J. Struct. Mech. 8, pp. 435-448.

Rocha, G. (2000), Estratégias Numéricas para Análise de Elementos Estruturais Esbeltos Metálicos, Dissertação de Mestrado, Deciv-UFOP, Ouro Preto .

Romstad, K.M., Subramanian, C.V. (1970), “Analysis of frames with partial connection rigidity”, J.Struct.Div.ASCE, 96, ST11, 2283-2300.

Roorda, J. (1965), The instability of imperfect elastic structures., Ph. D. University College London, England, (1965).

Roorda, J. and. Chilver, A.H. (1970), Frame Buckling: An Illustration of the Perturbation Technique, Intl. J. Non-Linear Mech., vol.5, pp. 235-246.

Roorda, J., (1965), The Instability of Imperfect Elastic Structures, PhD Thesis, University College London, England.

Saje, M.; Turk, G.; Kalagasidu, A. e Vratana, B. (1998). A Kinematically Exact Finite Element Formulation of Elastic-Plastic Curved Beams. Computers & Structures, Vol. 67, p. 197-214.

Saje, M.; Turk, G.; Planinc, I. e Vratana, B. (1997), A Kinematically Exact Finite Element Formulation of Planar Elastic-Plastic Frames. Comput. Methods Appl. Mech. Engrg., N° 144, p. 125-151.

Saldanha, A.C. (1997), Análise Não-Linear do Comportamento de Pórticos Metálicos com Ligações Semi-Rígidas, Dissertação de Mestrado, Escola de Minas/UFOP.

Salerno, G. e Lanzo, A.D.(1997), A nonlinear beam finite element for the post-buckling analysis of plane frames by Koiter's perturbation approach, Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 146, pp. 325-349, 1997.

Santee, D.M. (1999), "Vibrações Não-Lineares e Instabilidades de Elementos Estruturais Sensíveis a Imperfeições", Tese de Doutorado, PUC/RJ, Rio de Janeiro.

Santos, M.N. (2004), Aplicação do Método da Rótula Plástica na Análise Não-Linear de Estruturas, Relatório Final de Pesquisa PIBIC/CNPq/UFOP, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

Schreyer, H.L., Masur, E.F. (1966), Buckling Of Shallow Arches, Journal of the Engineering Mechanics division, vol. 92, N. EM4, pp. 951-965.

Schweizerhof, K.H. e Wriggers, P. (1986), Consistent Linearization for path Following Methods in Nonlinear FE Analysis. . Comp. Methods Appl. Mech. Eng., Vol. 59, p. 269-279.

Sekulovic, M., Salatic, R., Nefovska, M. (2002), "Dynamic analysis of steel flexible connections", Computers and Structures, 80, 935-955.

Seydel, R. (1988), From equilibrium to chaos. Elsevier, Amsterdam.

Shi, J. e Crisfield, M.A. (1992), A simple indicator and branch switching technique for hidden unstable equilibrium paths. *Finite Elements in Analysis & Design*, 12, p. 303-312.

Shi, J., Chan, S.L., Wong, Y.L. (1996), “Modelling for moment-rotation characteristics for end-plate connections”, *J.Struct..Eng.ASCE*, 112, 11, p.1300-1306.

Silveira, R.A.M., Galvão, A.S. e Gonçalves, P.B. (2000), A comparative study of some non-linear formulations for the analysis of plane frames, *Proc. European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering (ECCOMAS 2000)*, eds. E. Oñate, G. Bugeda and B. Suárez, Barcelona, CD-ROM.

Silveira, R.A.M. (1995), *Análise de Elementos Estruturais Esbeltos com Restrições Unilaterais de Contato*. Tese de Doutorado. PUC-RJ, Rio de Janeiro, RJ.

Silveira, R.A.M., Rocha, G., e Gonçalves, P.B. (1999a), Estratégias numéricas para análises geometricamente não-lineares. *Anais do XV Congresso Brasileiro de Engenharia Mecânica (COBEM/99)*, Águas de Lindóia/SP, Brasil, Novembro, 22-26/11/1999, 10 páginas, CD-ROM, ISBN: 85-85769-03-3.

Silveira, R.A.M., Rocha, G., e Gonçalves, P.B. (1999b), Estratégias de incremento de carga e iteração para análise não-linear de estruturas. *Anais do XX CILAMCE*, USP, São Paulo/SP, Brasil, Novembro, p. 213.1-213.20, CD-ROM, ISBN: 85-901027-1-8.

Simitses, G. J. e Kounandis, A. N. (1978), Buckling of imperfect rigid-jointed frames, *J. Eng. Mech. Div. ASCE* 104(3), pp. 569-586.

Singh, H. e Singh, G.M. (1992), Non-Linear Analysis of Frames. Computers & Structures , Vol. 44, Nº 6, p. 1377-1379.

Sivakumaran, K.S. (1988), Seismic response of multi-storey steel buildings with flexible connections”, Eng..Struct., 10, p.239-248.

Soares, M.E.S. (1998), Modos de vibração não-lineares em sistemas discretizados pelo método dos elementos finitos, Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, SP.

Soares Filho, M. (1997), Análise elástica e elastoplástica de pórticos planos submetidos a excitações dinâmicas com a consideração de conexões semi-rígidas, Dissertação de Mestrado. UnB, DF.

Stelmack, T.W., Marley, M.J. e Gerstle, K.H. (1986), Analysis and tests of flexibly connected steel frames, J.Struct..Eng. ASCE, 112, 7, 1573-1588.

Subbaraj, K., Dokanish, M.A. (1988), A Survey of Direct Time-Integration Methods in Computational Structural Dynamics – II. Implicit Methods”, Computer & Structures, vol. 32, número 6, pp. 1387-1401.

Thom, R. (1975), Structural stability and morphogenesis, (Transl. from the French by D. H. Fowler), Benjamin, Reading, UK.

Thompson, J.M.T. e Hunt, G.W. (1973), A General theory of elastic stability, John Wiley & Sons, Inc.

Timoshenko, S.P. e Gere, J.E. (1963), Theory of Elastic Stability. Mechanical Engineering Series, McGraw-Hill.

Timoshenko, S.P. e Gere, J.E. (1982), *Mecânica dos Sólidos. Livros Técnicos e Científicos*, Vol 01.

Torkamani, M.A.M.; Sonmez, M. e Cao, J. (1997), Second-Order Elastic Plane-Frame Analysis Using Finite-Element Method. *Journal of Structural Engineering*, Vol 12, N° 9, p. 1225-1235.

Viana, D.M. (1991), *Analise dinamica nao-linear de estruturas: aplicação em problemas de contato e amortecimento. dissertação de mestrado. instituto militar de engenharia*, Rio de Janeiro, RJ.

Wriggers, P. (1988), A simple method for the calculation of post-critical branches. *Engineering Computations*, 5, p. 103-109.

Waszczyszyn, Z. e Janus-Michalka, M. (1998), Numerical approach to the ‘exact’ finite element analysis of in-plane finite displacement of framed structures. *Computers & Structures*, Vol. 69, p. 525-535.

Wen, R.K. e Rahimzadeh J. (1983), Nonlinear elastic frame analysis by finite element. *Journal of the Structural Engineering*, Vol. 109, N° 8, p. 1952-1971.

Williams, F.W. (1964), An Approach to the nolinear behavior of the members of a rigid jointed plane framework with finite deflections, *Quart. J. Mech. Appl. Math.*, 17(4), p. 451-469, 1964.

Wilson W.M. e Moore, H.F. (1917), Tests to determine the rigidity of riveted joints in steel structures. *Bulletin No. 104, Engineering Experiment Station, University of Illinois*.

Wilson, E.L., Farhoomand, I. e Bathe, K J. (1973), Nonlinear Dynamic Analysis of Complex Structures., International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, pp. 241-252.

Wong, M.B. e Tin-Loi, F. (1990), Geometrically Nonlinear Analysis of Elastic Framed Structures. Computers & Structures, Vol. 34, No. 4, p. 633-640.

Wood, W.L., Bossak, M. e Zienkiewicz, C. (1980), Na Alpha Modification of Newmark's Method, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 15, p. 1562-1566.

Wood, R.D. e Zienkiewicz, O.C. (1977), Geometrically Nonlinear Finite Element Analysis of Beams, Frames, Arches and Axisymmetric Shells. Computers & Structures, Vol. 7, p. 725-735.

Xu, Q. e Meek, J.L. (2001), Dynamic Response and Instability of Frames Structures. Computers Methods Appl. Mech. Engrg., 190, p. 5233-5242.

Xu, Z. e Mirmiran, A. (1997), Looping Behavior of Arches Using Corotational Finite Element. Computers & Structures, Vol. 62, N° 6, p. 1059-1071.

Yang, Y. B. e Kuo, S. B. (1994), Theory & Analysis of Nonlinear Framed Structures, Prentice Hall.

Yang, Y. B. e Shieh, M. S. (1990), Solution Method for Nonlinear Problems with Multiple Critical Points. American Institute of Aeronautics and Astronautics, Vol. 28, N° 12, p. 2110-2116.

Youssef-Agha, W. e Aktan, H.M. (1989), Seismic response of low-rise steel frames, Srtuct.Div.ASCE, 115(3), p. 594-607.

Yu, C.H., Shanmugan, N.E. (1986), Stability of frames with semi-rigid joints,. Computers & Structures, 23, 5, p. 639-648.

Zienkiewicz, O.C. (1971), The Finite Element in Engineering Science, McGraw-Hill, London.

Zhou, Z. H., e Chan, S. L. (2004a), Elastoplastic and large deflection analysis of steel frames by one element per member. I: One hinge along member. Journal of Structural Engineering, vol. 130(4), pp. 538-544.

Zhou, Z. H. e Chan, S. L. (2004b), Elastoplastic and large deflection analysis of steel frames by one element per member. II: Three hinges along member. Journal of Structural Engineering, vol. 130(4), pp. 545-553.

APÊNDICE A

ESTRATÉGIAS DE INCREMENTO E ITERAÇÃO

A.1

ESTRATÉGIAS DE INCREMENTO DE CARGA

A obtenção da solução incremental inicial tem como passo fundamental a definição do parâmetro de carga inicial $\Delta\lambda^0$. A seleção automática do incremento desse parâmetro deve refletir o grau de não-linearidade corrente do sistema, isto é, deve fornecer grandes incrementos quando a resposta da estrutura for quase linear e levar à pequenos incrementos quando a resposta da estrutura for fortemente não-linear. Além disso, o algoritmo deve ser capaz de escolher o sinal correto para o incremento, introduzindo medidas capazes de detectar quando pontos de máximo e mínimo são ultrapassados.

Crisfield (1991) e Ramm (1982) sugeriram estratégias de incremento automático de carga e de outros parâmetros (deslocamento, comprimento de arco, trabalho externo) baseadas na relação: $(I_d / I_{p,a})^\alpha$; onde, I_d é o número de iterações desejadas pelo analista para convergência no ciclo iterativo, $I_{p,a}$ é o número de iterações que foram necessárias para convergência no passo anterior e α é um expoente cujo valor encontra-se usualmente entre 0.5 e 2. Algumas estratégias de incremento de carga baseadas nessa relação serão descritas a seguir.

A.1.1

Incremento direto do parâmetro de carga

Caso se queira obter de forma direta e automaticamente o valor do parâmetro inicial de carga λ , então a seguinte expressão deve ser usada:

$$\Delta\lambda^0 = \pm\Delta\lambda_{p,a}^0 (I_d / I_{p,a})^{1/2} \quad (\text{A.1})$$

sendo $\Delta\lambda_{p,a}^0$ o incremento de carga inicial do passo de carga anterior.

A.1.2

Incremento de Uma Componente de Deslocamento

Adotando-se um método que seja baseado no controle de deslocamento, o incremento de uma dada componente do vetor de deslocamentos incrementais da estrutura deve ser escolhido com o propósito de limitar o incremento inicial do parâmetro de carga. Pode-se, portanto, calcular o incremento de uma dada componente j do vetor de deslocamentos para o passo corrente de carga de acordo com:

$$\Delta u_j = \Delta u_{j(p,a)} (I_d / I_{p,a})^{1/2} \quad (\text{A.2})$$

Tem-se, então, que a componente j da solução incremental predita, $\Delta \mathbf{u}^0$, deve satisfazer à seguinte relação:

$$\Delta \mathbf{u}^0(j) = \Delta u_j \quad (\text{A.3})$$

Usando-se a Equação (2.57) na expressão anterior, chega-se à expressão procurada para $\Delta\lambda^0$, ou seja:

$$\Delta\lambda^0 = \Delta u_j / \delta \mathbf{u}_r(j) \quad (\text{A.4})$$

Uma outra forma de controle do incremento inicial dos deslocamentos foi proposta por Krenk (1995) considerando a inequação:

$$\|\Delta \mathbf{u}^0\| \leq \Delta \mathbf{u}_{\max} = C \|\Delta \mathbf{u}_1\| \quad (\text{A.5})$$

onde, $\Delta \mathbf{u}_1$ é o incremento do vetor de deslocamentos obtido durante o primeiro passo de carga e C é uma constante cujo valor encontra-se entre 1.5 a 2.5. Krenk adicionalmente propôs que a norma Euclidiana dos deslocamentos incrementais iniciais poderia ser controlada pela relação:

$$\|\Delta \mathbf{u}^0\| = \|\Delta \mathbf{u}_{p,a}\| (I_d / I_{p,a})^\alpha \quad (\text{A.6})$$

A.1.3

Incremento do comprimento de arco

A relação $I_d/I_{p,a}$ pode ainda ser empregada na definição do incremento do comprimento de arco a ser adotado como parâmetro de controle no passo de carga corrente, ou seja:

$$\Delta l = \Delta l_{p,a} (I_d / I_{p,a})^{1/2} \quad (\text{A.7})$$

onde $\Delta l_{p,a}$ e Δl representam os incrementos do comprimento de arco no passos de carga anterior (valor conhecido) e no passo de carga corrente (incógnita), respectivamente.

Através da condição de restrição escrita para a solução incremental inicial,

$$\Delta \mathbf{u}^{0T} \Delta \mathbf{u}^0 = \Delta l^2 \quad (\text{A.8})$$

onde é desprezado o termo do carregamento, chega-se, substituindo-se (2.57) em (A.8), na expressão procurada:

$$\Delta\lambda^0 = \pm \Delta l / \sqrt{\delta \mathbf{u}_T^T \delta \mathbf{u}_T} \quad (\text{A.9})$$

A.1.4

Incremento baseado no parâmetro de rigidez GSP

Como visto até aqui, dependendo da forma da restrição imposta, diferentes expressões para obtenção de $\Delta\lambda^0$ podem ser obtidas. Yang e Kuo (1994) propuseram, adicionalmente, que a seguinte equação de restrição deveria ser respeitada nas duas etapas de solução não-linear (solução predita e ciclo de iterações):

$$\mathbf{C}^T \delta \mathbf{u}^k + k \delta \lambda^k = H \quad (\text{A.10})$$

onde \mathbf{C} e k são constantes e H um parâmetro incremental (deslocamento, comprimento de arco, trabalho externo). Em função de valores selecionados para essas variáveis, chega-se a diferentes estratégias de incremento de carga e de iteração. A equação de restrição anterior, juntamente com a Equação (2.53), rescrita novamente abaixo:

$$\mathbf{K}^{(k-1)} \delta \mathbf{u}^k = \delta \lambda^k \mathbf{F}_r + \mathbf{g}^{(k-1)} \quad (\text{A.11})$$

formam um sistema de equações com $N+1$ incógnitas. Essas duas equações podem ser combinadas de forma que após manipulações algébricas e matriciais, chega-se à seguinte expressão para o parâmetro de carga (Yang e Kuo, 1994):

$$\delta \lambda^k = \frac{1}{\mathbf{C}^T \delta \mathbf{u}_r^k + k} (H - \mathbf{C}^T \delta \mathbf{u}_g^k) \quad (\text{A.12})$$

Seguindo a sugestão de Yang e Shieh (1990) para os valores de \mathbf{C} e k , ou seja:

$$\mathbf{C} = \Delta\lambda^0 {}^t\delta\mathbf{u}_r \quad \text{e} \quad k = 0, \quad (\text{A.13})$$

onde ${}^t\delta\mathbf{u}_r$ o vetor de deslocamentos nodais tangenciais do passo de carga anterior (ver Equação 2.54), chega-se numa nova expressão para $\delta\lambda$, ou seja:

$$\delta\lambda^k = \frac{1}{\Delta\lambda^0 {}^t\delta\mathbf{u}_r^T \delta\mathbf{u}_r^k} (H - \Delta\lambda^0 {}^t\delta\mathbf{u}_r^T \delta\mathbf{u}_g^k). \quad (\text{A.14})$$

A solução incremental inicial $\Delta\lambda^0$ é então obtida fazendo-se, na equação anterior, $k = 0$, $\delta\lambda^0 = \Delta\lambda^0$, $\delta\mathbf{u}_g^0 = \mathbf{0}$, e $\delta\mathbf{u}_r^0 = \delta\mathbf{u}_r$. Dessa forma escreve-se:

$$\Delta\lambda^0 = \pm \sqrt{\frac{H_0}{{}^t\delta\mathbf{u}_r^T \delta\mathbf{u}_r}}. \quad (\text{A.15})$$

O valor do parâmetro incremental H_0 (no caso, *deslocamento generalizado*) pode ser definido usando a equação anterior e assumindo que no primeiro passo de carga se conhece o valor de $\Delta\lambda^0$ (valor fornecido pelo analista). Assim, pode-se escrever:

$$H_0 = (\Delta\lambda_1^0)^2 {}^1\delta\mathbf{u}_r^T {}^1\delta\mathbf{u}_r \quad (\text{A.16})$$

Observe que com a substituição de (A.16) em (A.15), chega-se a:

$$\Delta\lambda^0 = \pm \Delta\lambda_1^0 \sqrt{\frac{{}^1\delta\mathbf{u}_r^T {}^1\delta\mathbf{u}_r}{{}^t\delta\mathbf{u}_r^T \delta\mathbf{u}_r}}. \quad (\text{A.17})$$

Adicionalmente, a consideração do *parâmetro de rigidez generalizado* (GSP) do sistema como segue:

$$\text{GSP} = \frac{{}^1\delta\mathbf{u}_r^T {}^1\delta\mathbf{u}_r}{{}^t\delta\mathbf{u}_r^T \delta\mathbf{u}_r} \quad (\text{A.18})$$

permite reescrever (A.17) da seguinte forma:

$$\Delta\lambda^0 = \pm \Delta\lambda_1^0 \sqrt{|\text{GSP}|} \quad (\text{A.19})$$

onde o critério utilizado para escolher o sinal correto na expressão anterior é baseado no sinal do parâmetro GSP. Como já destacado, para o primeiro incremento, $\Delta\lambda^0$ é um valor prescrito (GSP=1).

A.2

ESTRATÉGIAS DE ITERAÇÃO

O parâmetro de carga $\delta\lambda$ pode ser calculado em função de uma dada estratégia de iteração, ou equação de restrição imposta ao problema. Não se pode esperar, entretanto, de nenhuma estratégia a mesma eficiência na resolução de diferentes problemas fortemente não-lineares. Algumas das estratégias implementadas no programa são apresentadas a seguir.

A.2.1

Iteração a deslocamento constante

Powell e Simons (1981) estabeleceram uma estratégia incremental-iterativa baseada nos seguintes procedimentos:

1. Na solução incremental predita, uma dada componente j do vetor de deslocamentos é acrescida de uma certa quantidade especificada, conforme Equação (A.2);
2. Essa componente, entretanto, é mantida constante durante as iterações subseqüentes, de modo que a seguinte equação de restrição deve ser respeitada:

$$\delta\mathbf{u}^k(j) = \delta\mathbf{u}_g^k(j) + \delta\lambda^k \delta\mathbf{u}_r^k(j) = 0 \quad (\text{A.20})$$

Resolvendo-se, então, a equação acima para $\delta\lambda^k$, chega-se a:

$$\delta\lambda^k = -\delta\mathbf{u}_g^k(j) / \delta\mathbf{u}_r^k(j) \quad (\text{A.21})$$

A.2.2

Iteração a comprimento de arco constante

As idéias originalmente propostas por Riks (1972) e Wempner (1971), propiciaram o surgimento de diversas estratégias que impõem, em cada iteração, a condição de comprimento de arco constante. Crisfield (1981) e Ramm (1982) observaram, através de vários exemplos numéricos, que, em problemas práticos com número elevado de variáveis, o "termo de carga" da Equação (2.55) poderia ser desprezado. Eles então propuseram, que, a cada iteração, a seguinte equação simplificada:

$$\Delta \mathbf{u}^{kT} \Delta \mathbf{u}^k = \Delta l^2 \quad (\text{A.22})$$

deveria ser respeitada a cada iteração. Usando as Equações (2.55) e (2.56) na expressão anterior, chega-se a uma equação quadrática em $\delta \lambda$:

$$A \delta \lambda^k{}^2 + B \delta \lambda^k + C = 0 \quad (\text{A.23})$$

onde,

$$A = \delta \mathbf{u}_r^{kT} \delta \mathbf{u}_r^k; \quad B = 2 \delta \mathbf{u}_r^{kT} (\Delta \mathbf{u}^{(k-1)} + \delta \mathbf{u}_g^k); \quad C = (\Delta \mathbf{u}^{(k-1)} + \delta \mathbf{u}_g^k)^T (\Delta \mathbf{u}^{(k-1)} + \delta \mathbf{u}_g^k) - \Delta l^2.$$

Com a resolução de (A.23), chega-se a dois valores de $\delta \lambda$, $\delta \lambda_1$ e $\delta \lambda_2$, de forma que deve-se escolher entre as soluções:

$$\Delta \mathbf{u}_1^k = \Delta \mathbf{u}^{(k-1)} + \delta \mathbf{u}_g^k + \delta \lambda_1^k \delta \mathbf{u}_r^k \quad \text{e} \quad \Delta \mathbf{u}_2^k = \Delta \mathbf{u}^{(k-1)} + \delta \mathbf{u}_g^k + \delta \lambda_2^k \delta \mathbf{u}_r^k \quad (\text{A.24})$$

aquela que mais se aproxima da solução incremental da iteração anterior, $\Delta \mathbf{u}^{(k-1)}$. Essa escolha deve prevenir que a solução regrida ao longo do caminho já calculado. Um procedimento simples a ser seguido, e que foi implementado nesse programa, consiste em se achar o menor ângulo entre $\Delta \mathbf{u}^k$ e $\Delta \mathbf{u}^{(k-1)}$. Isso equivale a achar o máximo cosseno do ângulo:

$$\begin{aligned} \cos \theta_{1,2} &= \Delta \mathbf{u}^{(k-1)T} \Delta \mathbf{u}^k / \Delta l^2 \\ &= \Delta \mathbf{u}^{(k-1)T} (\Delta \mathbf{u}^{(k-1)} + \delta \mathbf{u}_g^k) / \Delta l^2 + \delta \lambda_{1,2} \Delta \mathbf{u}^{(k-1)T} \delta \mathbf{u}_r^k / \Delta l^2 \end{aligned} \quad (\text{A.25})$$

Como (A.23) é uma equação quadrática, ela poderá ter raízes imaginárias se $B^2 - 4AC$ for menor que zero. Essa situação pode existir quando o incremento inicial

do parâmetro de carga for grande, ou se a estrutura exibir múltiplos caminhos de equilíbrio (Meek e Tan, 1984).

A restrição de comprimento de arco constante foi utilizada por Riks (1979) apenas para a obtenção do incremento inicial do parâmetro de carga $\Delta\lambda^0$. No processo iterativo subsequente ($k \geq 1$), a equação de restrição usada para calcular $\delta\lambda$ é obtida fazendo com que a solução iterativa $(\delta\mathbf{u}^k, \delta\lambda^k \mathbf{F}_r)$ seja ortogonal à solução incremental predita $(\Delta\mathbf{u}^0, \Delta\lambda^0 \mathbf{F}_r)$, ou seja:

$$\delta\mathbf{u}^{kT} \Delta\mathbf{u}^0 + \delta\lambda^k \Delta\lambda^0 \mathbf{F}_r^T \mathbf{F}_r = 0 \quad (\text{A.26})$$

A substituição de (2.54) em (A.26) fornece a expressão procurada para a determinação da correção do parâmetro de carga:

$$\delta\lambda = -\Delta\mathbf{u}^{0T} \delta\mathbf{u}_g / (\Delta\mathbf{u}^{0T} \delta\mathbf{u}_r + \Delta\lambda^0 \mathbf{F}_r^T \mathbf{F}_r) \quad (\text{A.27})$$

A.2.3

Iteração baseada no deslocamento generalizado

Na seção A.1.4, foi mostrado que, de acordo com o trabalho de Yang e Kuo (1994), a seguinte expressão deveria ser considerada para o parâmetro de carga ao longo da solução não-linear:

$$\delta\lambda^k = \frac{1}{\Delta\lambda^0 \mathbf{t} \delta\mathbf{u}_r^T \delta\mathbf{u}_r^k} (H - \Delta\lambda^0 \mathbf{t} \delta\mathbf{u}_r^T \delta\mathbf{u}_g^k). \quad (\text{A.28})$$

Na obtenção da solução incremental predita ($k = 0$), os referidos pesquisadores definiram que o parâmetro incremental H_0 (no caso, *deslocamento generalizado*) deveria ser obtido de acordo com a Equação (A.16); durante o ciclo iterativo é assumido que esse parâmetro de deslocamento generalizado se mantenha constante, isto é: $H = 0$, para $k > 0$. Dessa forma pode-se reescrever (A.28) como:

$$\delta\lambda^k = \frac{\mathbf{t} \delta\mathbf{u}_r^T \delta\mathbf{u}_g^k}{\mathbf{t} \delta\mathbf{u}_r^T \delta\mathbf{u}_r^k}. \quad (\text{A.29})$$

que é a expressão procurada para correção do parâmetro de carga no ciclo iterativo.

A.3 SINAL DO INCREMENTO INICIAL DO PARÂMETRO DE CARGA

A princípio o sinal do incremento inicial de carga dado pelas equações de restrição pode ser positivo ou negativo. Entretanto, a escolha do sinal correto é de suma importância na definição de seqüências de soluções (\mathbf{u}, λ) que permitam um avanço contínuo na resposta carga-deslocamento.

Nesse trabalho o procedimento para a escolha do sinal de $\Delta\lambda^0$ é o sugerido por Yang e Kuo (1994). Segundo estes autores, o sinal do parâmetro de rigidez corrente depende exclusivamente dos vetores ${}^t\delta\mathbf{u}_r$ (passo de carga anterior) e $\delta\mathbf{u}_r$ (passo de carga corrente), conforme ilustrado na Equação (A.18). Portanto, o parâmetro de rigidez GSP torna-se negativo para os passos de carga localizados nas regiões próximas aos pontos limites, para os demais passos este permanecerá sempre positivo, o que pode ser visto na Figura A.1.

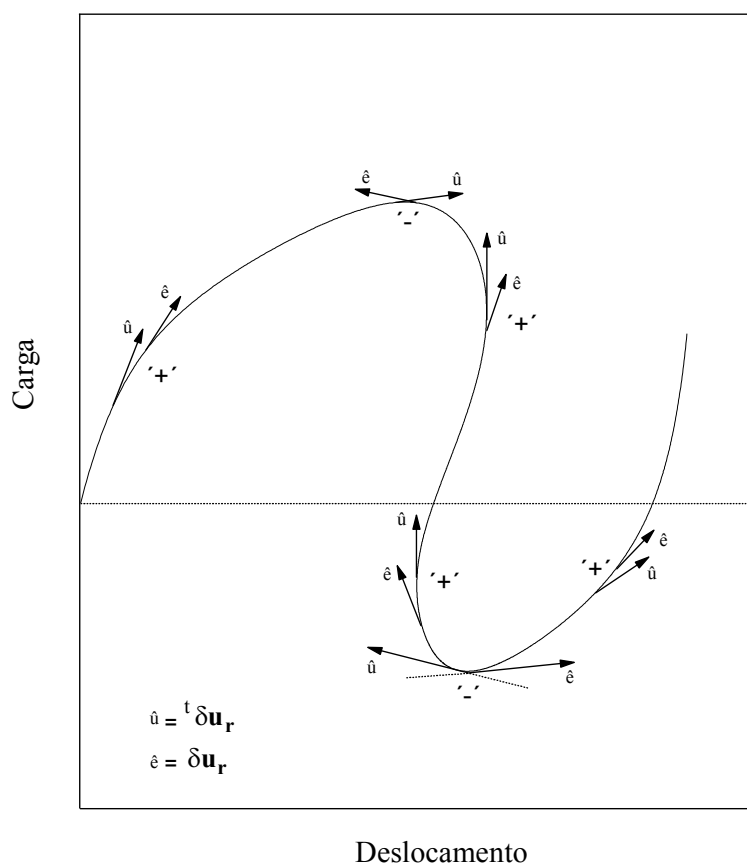
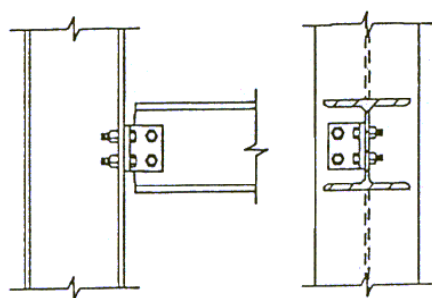


Figura A.1: Variação do sinal do parâmetro de rigidez generalizado GSP (Yang e Kuo, 1994).

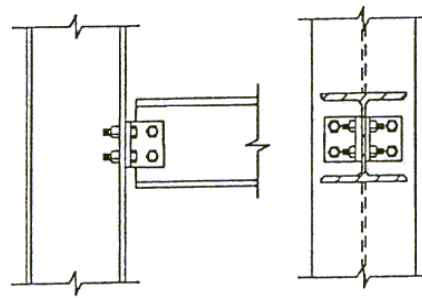
APÊNDICE B

MODELOS DE LIGAÇÕES

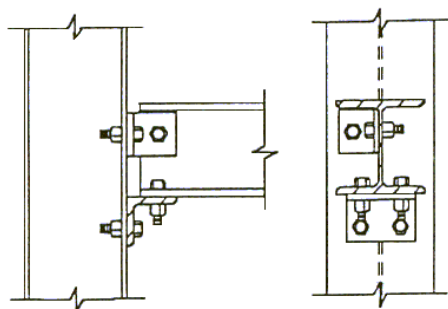
Na construção de edifícios em aço, as conexões de viga-coluna são amplamente utilizadas. A Figura B.1 apresenta alguns exemplos de ligações que estão entre as de uso mais comum. Estritamente falando, as hipóteses extensamente utilizadas de conexões viga-coluna perfeitamente rígidas ou idealmente rotuladas são praticamente irrealizáveis. Numerosos experimentos têm mostrado que, na prática, as ligações se comportam de forma não-linear devido à plastificação gradual de seus componentes, tais como placas, parafusos, etc. As propriedades das ligações são complexas e incertezas em seu comportamento são comuns. Os efeitos da não-linearidade da estrutura tornam estas questões ainda mais complexas. As virtuais causas desta complexidade incluem imperfeições geométricas, tensões residuais devido à soldagem, concentração de tensões e efeitos locais secundários. Para a maioria das conexões, no entanto, as deformações axiais e cisalhantes são, em geral, pequenas se comparadas com as deformações devido à flexão. Por questões de simplicidade, apenas o comportamento rotacional das conexões, devido à ação de flexão, será considerado. A Figura A.2 mostra a deformação rotacional de uma ligação.



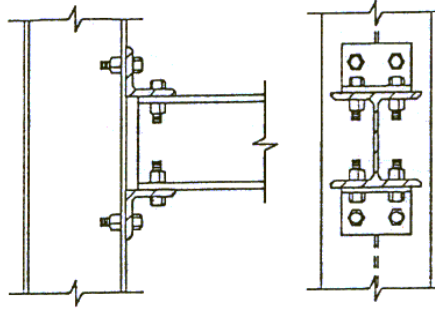
a) Cantoneira de Alma Simples



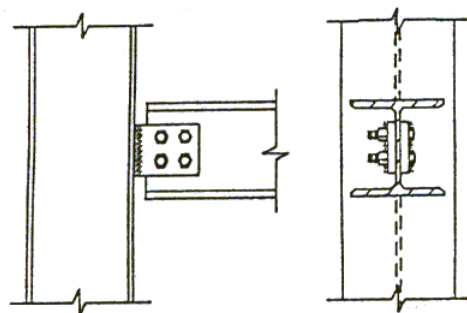
b) Cantoneira Dupla de Alma



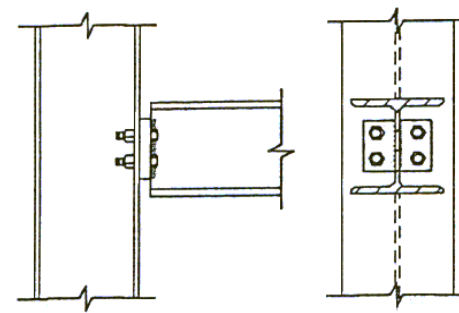
c) Cantoneira de Alma e Assento



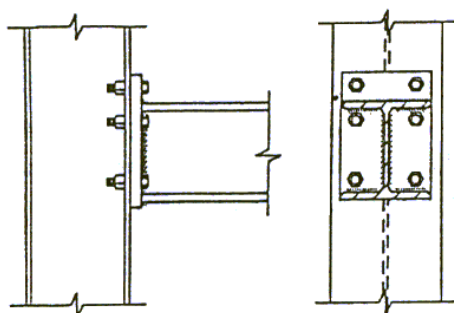
d) Cantoneira de Topo e Assento



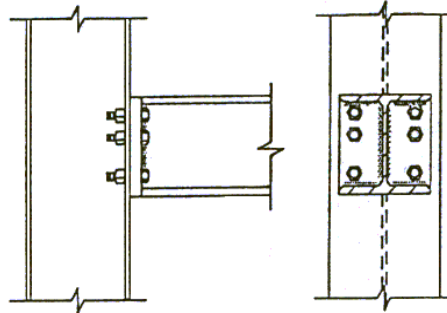
e) Chapa de Extremidade



f) Chapa Soldada à Alma da Viga



g) Ligação com Chapa de Topo Estendida



h) Ligação com Chapa de Topo

Figura B.1: Tipos de ligações viga-coluna.

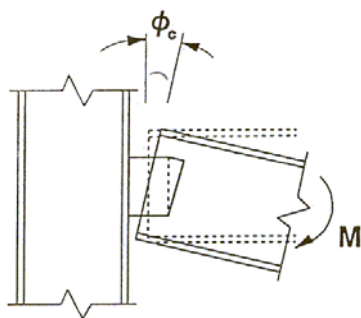


Figura B.2: Deformação rotacional de uma conexão.

O comportamento não-linear de uma ligação é usualmente representado por uma curva momento-rotação ($M-\phi_c$), que, em geral, pode ser obtida de resultados experimentais. Curvas $M-\phi_c$ típicas de alguns tipos de ligações são mostradas na Figura B.3.

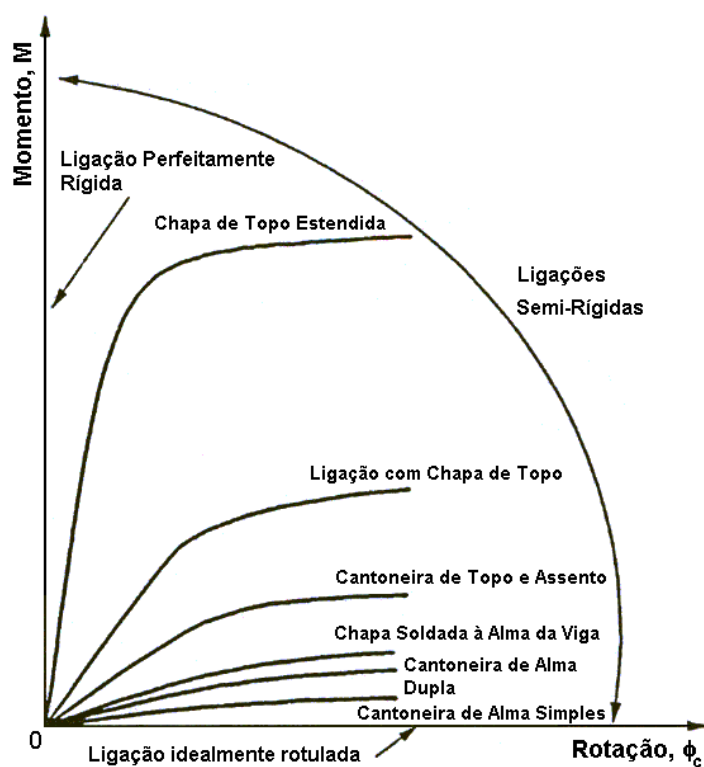


Figura B.3: Curvas momento-rotação típicas de algumas das ligações mais comuns.

Com o objetivo de incorporar as curvas $M-\phi_c$ de forma mais sistemática e eficiente em uma análise computacional de estruturas reticuladas, as relações

momento versus rotação são usualmente modeladas por uma função matemática. Uma boa função matemática deve ser simples, de poucos parâmetros, de fácil determinação desses parâmetros, fisicamente plausível, numericamente estável, não possuir primeiras derivadas negativas e capaz de representar uma grande quantidade de tipos de ligações.

B.1

Classificação dos modelos de ligações

Genericamente falando, o comportamento de uma conexão pode ser simplificado por um conjunto de relações momento versus rotação. Matematicamente, essas relações podem ser expressas na forma geral

$$M = f(\phi_c), \quad (B.1a)$$

ou, inversamente,

$$\phi_c = g(M), \quad (B.1b)$$

em que $f(\phi_c)$ e $g(M)$ são funções matemáticas; M é o momento na conexão e ϕ_c é a rotação da mesma, igual à diferença entre as rotações das duas extremidades da ligação.

Basicamente, a classificação das relações momento-rotação de ligações pode ser, de um modo geral, dividida em três tipos principais: os modelos analíticos, matemáticos e mistos. Nos modelos analíticos, a relação M - ϕ_c é baseada nas características físicas de uma conexão. Nos modelos matemáticos, por outro lado, a relação é expressa por uma função matemática em que os parâmetros são determinados por uma curva ajustada a resultados experimentais. Por último, os modelos mistos combinam os modelos analítico e matemático.

B.2

Classificação dos modelos de ligações

Pinheiro (2003) incorporou ao programa computacional do presente trabalho três funções para descrever o comportamento não-linear de ligações semi-rígidas: a exponencial, exponencial modificado e de Richard-Abbott. Segundo a literatura existente, estas funções estão entre as mais populares e possuem boa eficiência computacional, primeiras derivadas sempre positivas e boa precisão estão entre as razões que motivaram suas escolhas. Além destes, pode ser considerado o modelo linear, principalmente em análises lineares, em casos onde há recomendação de norma para o uso apenas da rigidez inicial em análises estruturais e para estudos de vibrações e pequenas deflexões. As principais características dos modelos implementados serão abordadas a seguir.

B.2.1

Modelo linear

Este é o modelo mais simples e necessita de apenas um parâmetro para definir a rigidez de uma conexão. Em virtude de sua simplicidade, o modelo linear tem sido amplamente utilizado nos estágios iniciais de desenvolvimento de métodos de análise para articulações semi-rígidas (Batho e co-autores, 1931, 1934, 1936; Rathbun, 1936; Baker, 1934; Monforton e Wu, 1963) e na análise de vibração e bifurcação de pórticos semi-rígidos (Chan, 1994; Chan e Chui, 2000). A função momento-rotação pode ser escrita como sendo

$$M = S_c^o \phi_c \quad (B.2)$$

em que S_c^o é constante e igual ao valor da rigidez inicial da conexão, que pode ser obtida de experimentos. Matematicamente, uma função simples de S_c^o pode ser expressa em termos da rigidez da viga. Lightfoot e LeMessurier (1974) assumiram a rigidez da ligação como sendo

$$S_c^o = \lambda \frac{4EI}{L}, \quad (B.3)$$

onde EI e L são a rigidez à flexão e o comprimento da viga, respectivamente, e λ é o índice de rigidez, proposto para indicar o grau de flexibilidade da conexão. O valor de λ varia de zero, para o caso de uma articulação idealmente rotulada, até o infinito, para o caso de uma articulação idealmente rígida.

Alternativamente, a equação (B.3) pode ainda ser modificada pela adoção de um fator fixo η , sugerido primeiramente por Romstad e Subramanian (1970) e Yu e Shanmugam (1986), o que levará à expressão

$$S_c^o = \frac{\eta}{1-\eta} \frac{4EI}{L}. \quad (B.4)$$

O fator η é igual a zero para ligações rotuladas. Para o caso de ligações rígidas, possui valor unitário. Em Simões (1996) e Sekulovic e Salatic (2001), há uma variação da equação (B.4), adaptada para a situação em que a conexão é idealizada como sendo uma mola e sua rigidez à rotação representaria a rigidez à esforços de flexão da ligação. Para este caso, utiliza-se um fator γ que possui o mesmo princípio do fator η na equação (B.4), que, de acordo com a Figura (B.4), tornar-se

$$S_c^o = \frac{\gamma}{1-\gamma} \frac{3EI}{L}. \quad (B.5)$$

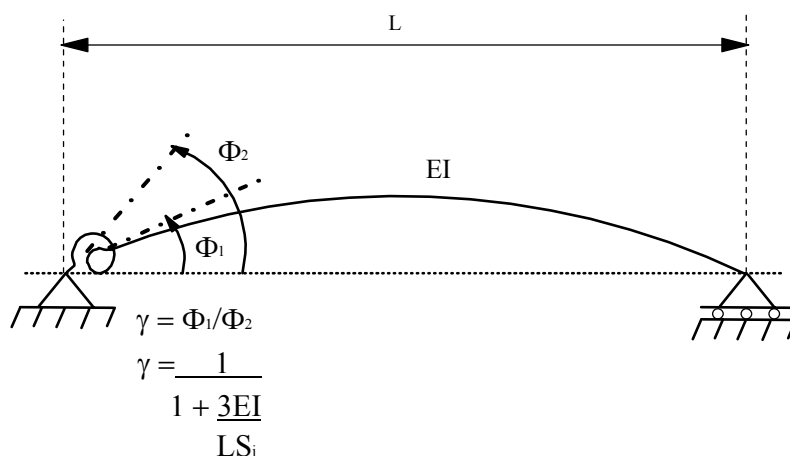


Figura B.4: Fator de rigidez γ .

O modelo linear é simples de ser utilizado porque a rigidez inicial das ligações é facilmente obtida de experimentos e permanece constante ao longo da análise, sem a necessidade de ser atualizada. No entanto, como ilustrado na Figura (B.5), o modelo linear não é muito preciso em casos de grandes deflexões e sua utilização é mais apropriada nas análises linear, de vibração e de bifurcação, onde as deflexões são pequenas.

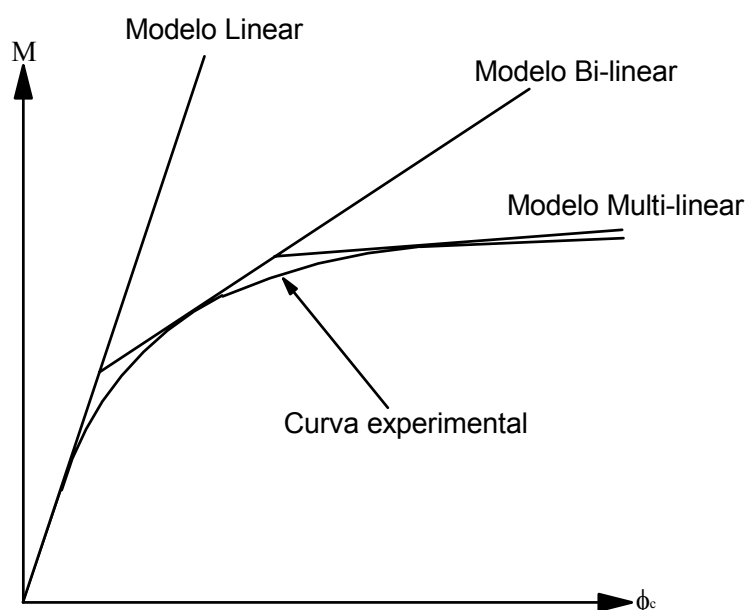


Figura B.5 : Modelos linearizados.

B.2.1

Modelos exponenciais

Lui e Chen (1986, 1988) propuseram um modelo exponencial para descrever a relação momento-rotação sob a forma

$$M = M_o + \sum_{j=1}^n C_j \left[1 - \exp\left(\frac{-|\phi_c|}{2j\alpha}\right) \right] + R_{kf} |\phi_c|, \quad (B.6a)$$

enquanto que o valor de sua rigidez tangente é dada por

$$S_c = \left. \frac{dM}{d\phi_c} \right|_{|\phi_c|=|\phi_c|} = \sum_{j=1}^n \frac{C_j}{2j\alpha} \exp\left(\frac{-|\phi_c|}{2j\alpha}\right) + R_{kf}, \quad (B.6b)$$

sendo que a rigidez inicial valerá

$$S_c^o = \left. \frac{dM}{d\phi_c} \right|_{|\phi_c|=0} = \sum_{j=1}^n \frac{C_j}{2j\alpha} + R_{kf}, \quad (B.6c)$$

onde M é o valor do momento na conexão; $|\phi_c|$ o módulo da deformação rotacional da conexão; M_o é o momento inicial; R_{kf} é a rigidez devido ao encruamento da ligação; α é um fator de escala; n é o número de termos considerados e C_j é o coeficiente de ajustamento da curva. Baseados em resultados experimentais anteriores, Lui e Chen (1988) determinaram os valores dos parâmetros de ajustamento de curvas do modelo exponencial para quatro tipos de conexões: cantoneira simples de alma, cantoneira de topo e assento, ligação com chapa de topo e ligação com chapa de topo estendida. Os valores estão sumarizados na Tabela (B.1), enquanto que as propriedades de cada conexão, derivadas da função exponencial, estão apresentadas na Figura (B.6).. Em geral, o modelo exponencial de Chen-Lui fornece uma boa representação do comportamento não-linear da ligação e sua precisão é comparável ao modelo B-spline cúbico (Chan e Chui, 2000). No entanto, o modelo de Chen-Lui requer um grande número de parâmetros para ajuste da curva. Além disto, se houver uma mudança abrupta na declividade da curva $M-\phi_c$, este modelo pode não representá-la corretamente. Por conseguinte, Kishi e Chen refinaram o modelo exponencial para que este pudesse acomodar qualquer mudança acentuada na curva $M-\phi_c$. Sob condições de carregamento, a função proposta por esses pesquisadores é escrita como sendo

$$M = M_o + \sum_{j=1}^m C_j \left[1 - \exp\left(\frac{-|\phi_c|}{2j\alpha}\right) \right] + \sum_{k=1}^n D_k (|\phi_c| - |\phi_k|) H[|\phi_c| - |\phi_k|], \quad (B.7a)$$

enquanto que a rigidez tangente da conexão possui a forma

$$S_c = \left. \frac{dM}{d\phi_c} \right|_{|\phi_c|=|\phi_c|} = \sum_{j=1}^m \frac{C_j}{2j\alpha} \exp\left(\frac{-|\phi_c|}{2j\alpha}\right) + \sum_{k=1}^n D_k H[|\phi_c| - |\phi_k|] \quad (B.7b)$$

e a rigidez inicial é igual a

$$S_c^o = \left. \frac{dM}{d\phi_c} \right|_{|\phi_c|=0} = \sum_{j=1}^m \frac{C_j}{2j\alpha} + D_k H[|\phi_c|]_{k=1}, \quad (B.7c)$$

| Tipos de conexão (kip–inch) | | | | |
|--|--|--|--|--------------------------|
| A | B | C | D | |
| Cantoneira de alma simples (Richard et al., 1982) | Cantoneira de topo e Assento (Azizinamini et al., 1985) | Ligação com chapa de topo (Ostrander, 1970) | Ligação com chapa de topo estendida (Johnson e Walpole, 1981) | |
| M_o | 0 | 0 | 0 | 0 |
| R_{kf} | $0,47104 \times 10^2$ | $0,43169 \times 10^2$ | $0,96415 \times 10^2$ | $0,41193 \times 10^3$ |
| α | $0,51167 \times 10^{-3}$ | $0,31425 \times 10^{-3}$ | $0,31783 \times 10^{-3}$ | $0,67083 \times 10^{-3}$ |
| C_1 | $-0,43300 \times 10^2$ | $-0,34515 \times 10^3$ | $-0,25038 \times 10^3$ | $-0,67824 \times 10^3$ |
| C_2 | $0,12139 \times 10^4$ | $0,52345 \times 10^4$ | $0,50736 \times 10^4$ | $0,27084 \times 10^4$ |
| C_3 | $-0,58583 \times 10^4$ | $-0,26762 \times 10^5$ | $-0,30396 \times 10^5$ | $-0,21389 \times 10^5$ |
| C_4 | $0,12971 \times 10^5$ | $0,61920 \times 10^5$ | $0,75338 \times 10^5$ | $0,78563 \times 10^5$ |
| C_5 | $-0,13374 \times 10^5$ | $-0,65114 \times 10^5$ | $-0,82873 \times 10^5$ | $-0,99740 \times 10^5$ |
| C_6 | $0,52224 \times 10^4$ | $0,25506 \times 10^5$ | $0,33927 \times 10^5$ | $0,43042 \times 10^5$ |
| S_c^o | $0,48000 \times 10^5$ | $0,95219 \times 10^5$ | $0,11000 \times 10^6$ | $0,30800 \times 10^6$ |

Tabela B.1: Parâmetros do modelo exponencial de Chen-Lui utilizados para algumas ligações (extraído de Chen e Lui, 1988)

onde os valores M_o , α e C_j são iguais àqueles definidos nas equações (B.6a) a (B.6b), ϕ_k são as rotações iniciais das componentes lineares, D_k um coeficiente de ajustamento para a porção linear da curva e $H[\phi]$ é a função de Heaviside, definida como sendo

$$\begin{aligned} H[\phi] &= 1 & \text{quando } \phi \geq 0, \\ H[\phi] &= 0 & \text{quando } \phi < 0. \end{aligned} \quad (B.7d)$$

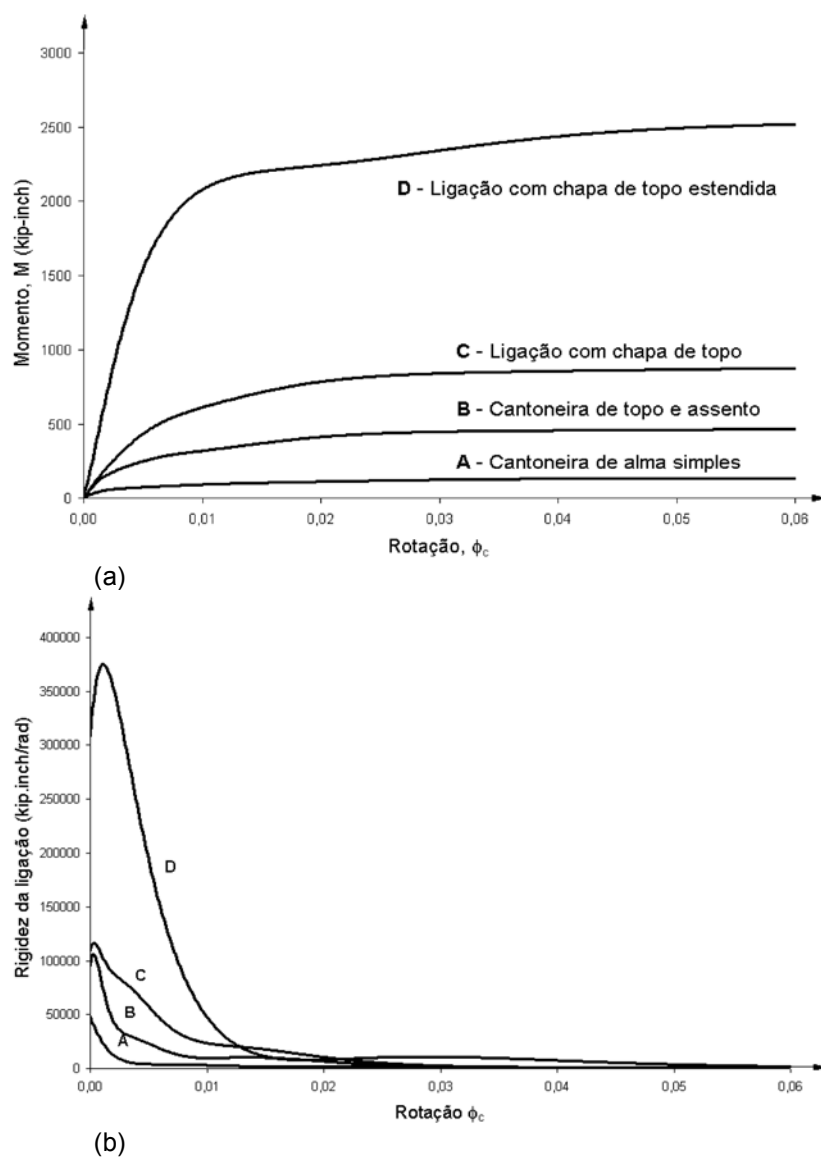


Figura B.6 – Propriedades de ligações representadas pelo modelo exponencial de Chen e Lui: (a) Curvas momento-rotação; (b) Curvas rigidez-rotação.

B.2.3

Modelo de Richard-Abbott

Este modelo, que requer quatro parâmetros, foi originalmente proposto por Richard e Abbott (1975). Na trajetória de equilíbrio, o comportamento momento-rotação é descrito pela expressão

$$M = \frac{(k - k_p)|\phi_c|}{\left[1 + \left|\frac{(k - k_p)|\phi_c|}{M_o}\right|^n\right]^{1/n}} + k_p|\phi_c|, \quad (\text{B.8a})$$

enquanto que a correspondente rigidez valerá

$$S_c = \frac{dM}{d\phi_c} \bigg|_{|\phi_c| = |\phi_c|} = \frac{(k - k_p)}{\left[1 + \left|\frac{(k - k_p)|\phi_c|}{M_o}\right|^n\right]^{(n+1)/n}} + k_p, \quad (\text{B.8b})$$

sendo k a rigidez inicial, k_p a rigidez devido ao encruamento, n é um parâmetro definindo a curvatura do diagrama e M_o é o momento de referência. A Figura (B.7) mostra a forma típica de uma curva obtida pelo modelo de Richard-Abbott.

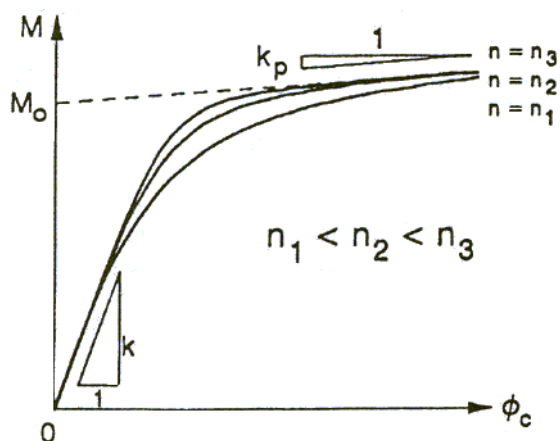


Figura B.7: Forma típica do modelo de Richard-Abbott.

Como precisa de apenas quatro parâmetros para definir a curva $M-\phi_c$ e o resultado sempre fornece uma rigidez positiva, este modelo possui boa eficiência computacional e é um dos mais utilizados para representação de ligações semi-rígidas.

APÊNDICE C

PROGRAMA COMPUTACIONAL

C.1

INTRODUÇÃO

Nesta seção será apresentado o programa computacional utilizado como base do trabalho (Silveira 1995, Galvão 2000, e Rocha 2000), bem como os procedimentos computacionais adotados na implementação dos métodos de integração e estratégias adaptativas, conforme apresentado no Capítulo 3.

A Figura C.1 apresenta o algoritmo do programa principal. No módulo 1 (**Entrada de Dados**), dois arquivos de dados, necessários à análise do problema, são lidos. Inicialmente é feita a leitura dos parâmetros que definem o modelo de elementos finitos adotado para o sistema estrutural. Em seguida devem ser fornecidos ao programa os parâmetros que controlam a solução, dependendo do tipo de análise a ser realizada.

1. No módulo 2 (**Análise do Problema**), é realizada a análise do sistema estrutural em estudo, que pode ser estática (linear ou não-linear) ou dinâmica (linear ou não-linear). As opções mostradas em *itálico* foram adicionadas ao sistema no presente trabalho.
2. No módulo 3 (**Saída de Resultados**), é feita a impressão dos resultados em arquivos de saída.

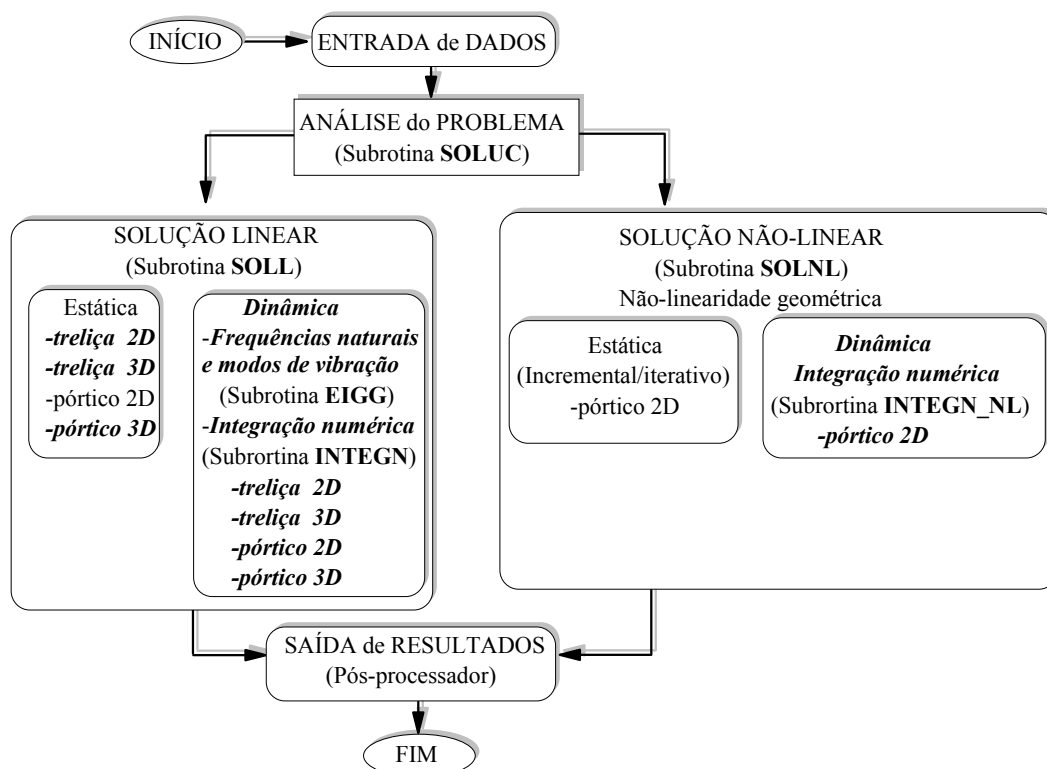


Figura C.1 - Esquema simplificado do programa.

A seguir serão apresentadas algumas subrotinas, com maior destaque para as desenvolvidas no presente trabalho.

C.2

SUBROTINA SOLL

- Essa subrotina é responsável pelo gerenciamento dos algoritmos de solução linear.
- Monta a matriz de rigidez global do sistema através da subrotina **STIFK0**;
- Se a análise for linear estática:
 - monta o vetor de carregamento externo (ou de referencia);
 - Calcula os deslocamentos nodais resolvendo o sistema $\mathbf{K}_L \mathbf{u} = \mathbf{F}$ através de fatorização de Crout;
 - calcula os esforços em cada barra e imprime no arquivo de saída, subrotina **STRESF**;
- Se a análise dinâmica:
 - monta a matriz de massa global do sistema, subrotina **MATMAS**;
 - calcula as frequências naturais e os modos de vibração do sistema, resolvendo o problema de autovalor ($\mathbf{K}_L - \omega^2 \mathbf{K}_m$) \mathbf{u} , subrotina **EIGG**;
 - Imprime as frequências naturais e os modos de vibração no arquivo de saída;
 - Resolve o problema integrando numericamente, subrotina **INTEGN**;
- Retorna ao programa principal.

C.3

SUBROTINA STIFK0

Essa subrotina é responsável pela montagem da matriz de rigidez global do sistema.

- Calcula a matriz de rotação do elemento.
- Calcula a matriz de rigidez do elemento no sistema local;
- Calcula a matriz de rigidez do elemento no sistema global através da matriz de rotação: $\mathbf{K_g} = \mathbf{R^t K R}$.
- Armazena a matriz elementar $\mathbf{K_g}$ na matriz de rigidez global do sistema.
- Fim da subrotina STIFK0.

C.4

SUBROTINA STRESF

Subrotina para calcular e imprimir as forças resultantes nos elementos.

- Elementos de treliça (2D ou 3D):
 - para cada elemento da estrutura:
 - Identifica a numeração do grau de liberdade inicial de cada nó.
 - Calcula os cossenos diretores da barra.
 - Obtém os deslocamentos em coordenadas globais
 - Calcula os esforços normais na barra.
 - Calcula as reações globais nos nós.
 - Imprime no arquivo de saída os esforços axiais e as reações nodais.
- Elementos de pórtico (2D e 3D):
 - para cada elemento da estrutura:
 - Identifica a numeração do grau de liberdade inicial de cada nó.
 - Calcula a sub-matriz de transformação **Rs** da barra.
 - Obtém os deslocamentos em coordenadas globais
 - Calcula os deslocamentos no sistema local através de **Rs**.
 - Obtém a matriz de rigidez local da barra.
 - Calcula os esforços locais na barra.
 - Obtém os esforços em coordenadas globais através de **Rs**.
 - Calcula as reações globais nos nós.
 - Imprime no arquivo de saída os esforços nas barras e as reações nodais.
- Fim da subrotina STRESF.

C.5

SUBROTINA MATMAS

Essa subrotina retorna a matriz de massa do sistema.

- Para cada elemento da estrutura:
 - Identifica a numeração do grau de liberdade inicial de cada nó.
 - Calcula a matriz de rotação.
 - Calcula a matriz de massa no sistema local
 - Através da matriz de rotação do elemento calcula a matriz de massa no sistema global.
 - Armazena na matriz de massa global do sistema.
- Fim da subrotina MATMAS.

C.6

SUBROTINA EIGG

Subrotina para o cálculo de autovalores e autovetores.

- Inverte a matriz de massa usando o método de Choleski.
- Calcula $\mathbf{A} = \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K}_L$
- Calcular os autovalores e autovetores de \mathbf{A} pelo método de Jacobi
- Fim da subrotina EIGG.

C.7

SUBROTINA INTEG

Subrotina para integração numérica do problema dinâmico linear

- Leitura de dados, subrotina **INPUTD**;
- Obtenção do vetor inicial de carregamentos $\lambda_1 \mathbf{F}_r$;
- Para o método Runge-Kutta:

$$\bullet \text{ Montagem Inicial dos Vetores } \mathbf{v} = \begin{bmatrix} u_1 \\ \vdots \\ u_n \\ \dot{u}_1 \\ \vdots \\ \dot{u}_n \end{bmatrix} \text{ e } \mathbf{f} = \begin{bmatrix} \text{Vel}_1 \\ \text{Acel}_1 \\ M \\ \text{Vel}_n \\ \text{Acel}_n \end{bmatrix};$$

- Para utilizar o método adaptativo dado na seção (3.3.2.2) recorra à subrotina **ODEINT**, dada em Press *et al.* (1992), senão, continue;
- Para demais métodos:
 - Definição das constantes de cálculo do método a ser utilizado;
 - Para o método das diferenças centrais, avalia os deslocamentos no instante $-\Delta t$;
 - Montagem da matriz de rigidez efetiva (ou matriz de massa efetiva caso o método utilizado seja Diferenças Centrais);
- Início do processo incremental de tempo:
 - Atualiza as variáveis: $t_1 = t_2$ e $t_2 = t_2 + \Delta t$;
 - Obtenção do Fator de Carga λ no instante t_2 por interpolação linear;
 - Solução no tempo $t+\Delta t$ (Método Newmark):
 - Atualiza as variáveis $\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}$ e $\ddot{\mathbf{u}}$;
 - Calcula o vetor de carregamentos $\lambda_i \mathbf{F}_r$ em $t+\Delta t$;

- Calcula o carregamento efetivo em $t+\Delta t$:

$$\mathbf{F}_e = \lambda_{t+\Delta t} \mathbf{F}_r + \mathbf{M}(a_0 \mathbf{u}_t + a_2 \dot{\mathbf{u}}_t + a_3 \ddot{\mathbf{u}}_t) + \mathbf{C}(a_1 \mathbf{u}_t + a_4 \dot{\mathbf{u}}_t + a_5 \ddot{\mathbf{u}}_t);$$

- Avalia os deslocamentos no instante $t+\Delta t$: $\hat{\mathbf{K}} \mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{F}_e$;
- Avalia velocidades e acelerações no instante $t+\Delta t$:

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = a_0 (\mathbf{u}_{t+\Delta t} - \mathbf{u}_t) - a_2 \dot{\mathbf{u}}_t - a_3 \ddot{\mathbf{u}}_t; \text{ e}$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{u}}_t + a_6 \ddot{\mathbf{u}}_t + a_7 \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}$$

- Solução no tempo $t+\theta\Delta t$ (Método Wilson- θ):

- Atualiza as variáveis \mathbf{u} , $\dot{\mathbf{u}}$ e $\ddot{\mathbf{u}}$;
- Calcula o vetor de carregamentos $\lambda_i \mathbf{F}_r$ em $t+\theta\Delta t$;
- Calcula o carregamento efetivo em $t+\theta\Delta t$:

$$\mathbf{F}_e = [\lambda_t + \theta(\lambda_{t+\Delta t} - \lambda_t)] \mathbf{F}_r + \mathbf{M}(a_0 \mathbf{u}_t + a_2 \dot{\mathbf{u}}_t + 2 \ddot{\mathbf{u}}_t) + \mathbf{C}(a_1 \mathbf{u}_t + 2 \dot{\mathbf{u}}_t + a_3 \ddot{\mathbf{u}}_t)$$

- Avalia os deslocamentos no instante $t+\theta\Delta t$: $\hat{\mathbf{K}} \mathbf{u}_{t+\theta\Delta t} = \mathbf{F}_e$;
- Avalia velocidades e acelerações no instante $t+\Delta t$:

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = a_4 (\mathbf{u}_{t+\theta\Delta t} - \mathbf{u}_t) + a_5 \dot{\mathbf{u}}_t - a_6 \ddot{\mathbf{u}}_t$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{u}}_t + a_7 (\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \ddot{\mathbf{u}}_t)$$

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{u}_t + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_t + a_8 (\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + 2 \ddot{\mathbf{u}}_t)$$

- Solução no tempo t (Método das Diferenças Centrais):

- Atualiza as variáveis \mathbf{u} , $\dot{\mathbf{u}}$ e $\ddot{\mathbf{u}}$ (exceto o primeiro passo);
- Calcula o vetor de carregamentos $\lambda_i \mathbf{F}_r$ em t ;
- Calcula o carregamento efetivo em t :

$$\mathbf{F}_e = \lambda_t \mathbf{F}_r - (\mathbf{K} + a_2 \mathbf{M}) \mathbf{u}_t - (a_0 \mathbf{M} - a_1 \mathbf{C}) \mathbf{u}_{t-\Delta t};$$

- Avalia os deslocamentos no instante t : $\hat{\mathbf{M}} \mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{F}_e$;
- Para o primeiro passo de tempo, o processo é interrompido aqui, pois o que segue é a obtenção das velocidades e acelerações no instante inicial, que são condições iniciais já conhecidas.

- Avalia velocidades e acelerações no instante t :

$$\dot{\mathbf{u}}_t = \alpha_1 (\mathbf{u}_{t+\Delta t} - \mathbf{u}_{t-\Delta t}) \quad \text{e} \quad \ddot{\mathbf{u}}_t = \alpha_0 (\mathbf{u}_{t+\Delta t} - 2\mathbf{u}_t + \mathbf{u}_{t-\Delta t})$$

- Solução no tempo t (Método Runge-Kutta):
 - Atualiza as variáveis \mathbf{u} , $\dot{\mathbf{u}}$ e $\ddot{\mathbf{u}}$ (exceto o primeiro passo);
 - Calcula o vetor de carregamentos $\lambda_i \mathbf{F}_r$ em t ;
 - Avalia os parâmetros do método: Subrotinas **RK4** e **DERIVS**, definidas em Press *et. Al* (1992);
 - Obtém os deslocamentos, velocidades e acelerações diretamente dos vetores \mathbf{f} e \mathbf{v} avaliados pelo método.

- Imposição da equação de movimento: deve-se observar que dentro de cada intervalo Δt a aceleração é linear e, além disso, o amortecimento e a rigidez do sistema permanecem constantes, portanto o erro tende a acumular a cada passo de tempo e é conveniente que no cálculo das acelerações no final de cada passo se force a satisfação da equação do movimento (N.A. do Prof. Roehl, 2000). Aqui este procedimento é feito para os métodos de Newmark, Wilson- θ e Diferenças centrais: $\ddot{\mathbf{u}} = \mathbf{M}^{-1} [\lambda \mathbf{F}_r - \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} - \mathbf{K} \mathbf{u}]$.

- Impressão dos resultados no instante de tempo avaliado;

- Fim do processo incremental de tempo:

C.8

SUBROTINA INTEG_NL:

Subrotina para integração numérica do problema dinâmico não-linear

- Leitura de dados, subrotina **INPUTD**;
- Definição das constantes dos métodos;
- Inicializa a variável auxiliar do método de reavaliação da rigidez, $Reaval = 1$;
- Calcula o vetor de esforços resistentes **Fi** para os deslocamentos iniciais, subrotina **LOADPI** (Galvão, 2000);
- Obtenção do vetor inicial de carregamentos $\lambda_1 \mathbf{Fr}$;
- Início do processo incremental de tempo:
 - Atualiza as variáveis: $t1 = t2$ e $t2 = t2 + \Delta t$;
 - Obtenção do Fator de Carga λ no instante $t2$ por interpolação linear;
 - Avaliação do vetor de carregamentos externos $\lambda_i \mathbf{Fr}$ em $t+\Delta t$;
 - Calcula as constantes envolvidas nos métodos (Newmark ou Wilson- θ);
 - Inicializa as variáveis incrementais $\Delta \mathbf{u}$ e $\delta \mathbf{u}$;
 - Se $Reaval = 1$, avalia a matriz de rigidez efetiva triangularizada **Ke** e faz $Reaval = 0$;
 - Calcula o vetor de carregamento efetivo:

$$\mathbf{Fe} = [\lambda_t + \theta(\lambda_{t+\Delta t} - \lambda_t)] \mathbf{Fr} + \mathbf{M}(a_2 \ddot{\mathbf{u}}_t + a_3 \ddot{\mathbf{u}}_t) + \mathbf{C}(a_4 \dot{\mathbf{u}}_t + a_5 \dot{\mathbf{u}}_t) - \mathbf{Fi}_t$$
 - Avalia os deslocamentos incrementais: $\mathbf{K} \Delta \mathbf{u} = \mathbf{Fe}$;
- Início do processo iterativo para convergir ao equilíbrio dinâmico:
 - Calcula as aproximações para acelerações, velocidades e deslocamentos:

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\theta\Delta t}^k = a_0 \Delta \mathbf{u}^k - a_2 \dot{\mathbf{u}}_t - a_3 \ddot{\mathbf{u}}_t$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\theta\Delta t}^k = a1 \Delta \mathbf{u}^k - a4 \ddot{\mathbf{u}}_t - a5 \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}$$

$$\mathbf{u}_{t+\theta\Delta t}^k = \mathbf{u}_t + \Delta \mathbf{u}^k$$

- As forças internas são calculadas com coordenadas atualizadas e deslocamentos incrementais, $\mathbf{F}_i^{k+1}_{t+\theta\Delta t} = \mathbf{F}_i^k_t + \mathbf{K} \Delta \mathbf{u}^{k+1}$, subrotina **VETFI** (Galvão, 2000);

- Calcula o vetor de forças residuais:

$$\mathbf{R}^{k+1}_{t+\theta\Delta t} = [\lambda_t + \theta(\lambda_{t+\Delta t} - \lambda_t)] \mathbf{F}_r - (\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{t+\theta\Delta t}^k + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_{t+\theta\Delta t}^k + \mathbf{F}_i^k_{t+\theta\Delta t});$$

- Obtém a correção dos deslocamentos incrementais:

$$\mathbf{K} \delta \mathbf{u}^{k+1} = \mathbf{R}^{k+1}_{t+\theta\Delta t};$$

- Corrige os deslocamentos incrementais: $\Delta \mathbf{u}^{k+1} = \Delta \mathbf{u}^k + \delta \mathbf{u}^{k+1}$;
- Atualiza os deslocamentos, velocidades e acelerações em $t+\theta\Delta t$ e verifica a convergência:

$$\frac{|\Delta \mathbf{u}^{k+1}|}{|\mathbf{u}_t + \Delta \mathbf{u}^{k+1}|} \leq \text{fator de tolerância?};$$

- Obtém os deslocamentos, velocidades e acelerações no instante $t+\Delta t$.

- Fim do ciclo iterativo;
- Estratégia de variação do intervalo Δt e reavaliação de rigidez (Jacob, 1990):
 - Subrotina **DET_LAMB**;
 - Subrotina **DET_DT**;
 - Subrotina **DTREAV**;
- Zera a variável de recalculo: $\text{Recal} = 0$;
- Impressão dos resultados do último instante de tempo avaliado;
- Avalia o vetor de forças internas $\mathbf{F}_i^{k+1}_{t+\Delta t} = \mathbf{F}_i^k_t + \mathbf{K} \Delta \mathbf{u}$ para o próximo instante; subrotina **LOADPI** (Galvão, 2000);

C.9**SUBROTINA DET_LAMB:**

Subrotina para determinar o valor do parâmetro λ .

- Se $\text{Recal} = 1$, λ_1 preserva o valor, ignorando o calculo anterior de λ , senão, se $\text{Recal} = 0$, atualiza o valor de λ_1 fazendo $\lambda_1 = \lambda$;
- Para prever recálculos, se $\text{Recal} = 1$, $\lambda = \lambda_1$
- Se $N_{it} < N_{ot}$, $\lambda = \lambda / \varsigma$;
- Se $N_{it} = N_{ot}$, $\lambda = \lambda$;
- Se $N_{it} > N_{ot}$, $\lambda = \lambda \times \varsigma$;
- Se $\lambda < \lambda_{\min}$, $\lambda = \lambda_{\min}$;
- Se $\lambda > \lambda_{\max}$, $\lambda = \lambda_{\max}$;

C.10**SUBROTINA DET_DT:**

Subrotina para determinar o valor inicial do intervalo Δt .

- Cálculo da frequência dominante, $\omega_{t+\Delta t} = \sqrt{\frac{\Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t}^T \mathbf{K} \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t}}{\Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t}^T \mathbf{M} \Delta \mathbf{u}_{t+\Delta t}}}$;
- Determinação do intervalo do período correspondente, $T = \frac{2\pi}{\omega_{t+\Delta t}}$;
- Determinação inicial do Intervalo de tempo, $\Delta t = \frac{T}{\lambda}$;

C.11

SUBROTINA DTREAVAl:

Subrotina para definir o valor de Δt e a reavaliação da rigidez através do parâmetro auxiliar Reaval.

- Inicializa a variável $\text{NormDD} = 0.d0$;
- Define o parâmetro: $\text{VAL} = 12.d0$;
- Se $\text{Recal} = 1$, Ndmx1 e Ndmn1 preservam os valores, ignorando o calculo anterior, senão, atualiza os valores fazendo: $\text{Ndmx1} = \text{NormDDmx}$, e $\text{Ndmn1} = \text{NormDDmn}$;
- Para prever recálculos, se $\text{Recal} = 1$, $\text{NormDDmx} = \text{Ndmx1}$, e $\text{NormDDmn} = \text{Ndmn1}$;
- Determinação de NormDD pela expressão $\|\Delta u\|_{t+\Delta t}^* = \|\Delta u_{t+\Delta t}\| / \Delta t$;
- Determinação de Maximo valor histórico de NormDD ;
- Se o primeiro máximo local já foi detectado, determina o Minimo valor de NormDD ;
- Obtenção de valores limites que definem os critérios de rejeição de frequências: $Aa = \text{NormDDmx}/\text{Val}$; $Ab = (\text{NormDDmx} - \text{NormDDmn})/\text{Val}$;
- Verifica os 2 critérios de rejeição:
 - Se $[\text{NormDD} < Aa]$ e $[\text{NormDDmn} \leq \text{NormDD} \leq Ab]$, mantém-se o valor do intervalo de tempo Δt do instante anterior;
 - Senão, continua e determina novo Δt .
- Determinação da frequência de cálculo $\omega_{t+\Delta t}^*$:
 - Se $\omega_t \leq (1.05 \omega_{t+\Delta t})$ ou $(\omega_{t+\Delta t} \leq (1.05 \omega_t))$, $\omega_{t+\Delta t}^* = \frac{\omega_{t+\Delta t} + \omega_t}{2}$;
 - Senão, se $\omega_t \leq \omega_{t+\Delta t}$, $\omega_{t+\Delta t}^* = 1.05\omega_t$;
 - Senão, se $\omega_{t+\Delta t} \leq \omega_t$, $\omega_{t+\Delta t}^* = 1.05\omega_{t+\Delta t}$;

- Determina o período de cálculo: $T^* = \frac{2\pi}{\omega_{t+\Delta t}^*}$;
- Determina de $\Delta t^* = \frac{T^*}{\lambda}$;
- Determina $\xi = \frac{\Delta t^*}{\Delta t_n}$ (sendo Δt_n o Δt do passo anterior);
- Definição do novo intervalo de tempo e da reavaliação da rigidez:
 - Se $[\xi < \xi_{\min}]$, $\Delta t = \xi_{\min} \Delta t_n$;
 - Senão, se $[\xi > \xi_{\max}]$, $\Delta t = \xi_{\max} \Delta t_n$;
 - Senão, se $[\xi_1 < \xi < \xi_2]$, $\Delta t = \Delta t_n$;
 - Senão, $\Delta t = \Delta t^*$;
- Se $N_{it} > N_{ot}$,
 - Faça Reaval = 1;
 - Se $[\xi < 1]$, $\Delta t = \xi \Delta t_1$;
- Fim de DTREAVAl.

C.12

ENTRADA DE DADOS

C.12.1

Subrotina INPUT1

Uma vez elaborado o desenho esquemático da malha cobrindo o domínio do sistema estrutural a ser analisado — incluindo numeração dos nós, elementos, tipos de materiais, etc — prepara-se um arquivo de dados de entrada com o objetivo de transmitir informações suficientes do modelo de elementos finitos adotado.

A Subrotina INPUT1 é responsável pela leitura das informações contidas neste arquivo. Na passagem por esta subrotina, um conjunto de vetores e matrizes é pré-estabelecido para armazenar: coordenadas nodais; conectividades dos elementos; propriedades dos materiais; forças nodais; etc; além da definição da dimensão dos vetores e matrizes usados nos próximos módulos do programa.

Os procedimentos a serem seguidos para montagem deste arquivo são comentados a seguir:

1. Nas três primeiras linhas do arquivo são fornecidas informações sobre o tipo de problema a ser analisado e os parâmetros de controle do programa, como mostrado na Tabela C.1. Essas informações são utilizadas na leitura dos dados subseqüentes;
2. Uma vez fornecidos os parâmetros de controle, o programa espera ler uma série de dados para a descrição da malha. O fluxo destes dados é controlado por um conjunto de *macro-comandos*. A Tabela C.2 fornece quais os macro-comandos possíveis de serem lidos, e a correspondente tarefa associada;

| Variável | Descrição |
|-----------------|---|
| <i>1ª linha</i> | |
| TITLE | Título do problema a ser analisado |
| <i>2ª linha</i> | |
| NPOIN | Número de pontos nodais |
| NELEM | Número de elementos |
| NDIME | Dimensão espacial |
| : | : |
| <i>3ª linha</i> | |
| NCASE | Número de casos de carga |
| NTYPE | Tipo da análise (versão atual) |
| | -ANÁLISE LINEAR ESTÁTICA: |
| | NTYPE ELEMENTO |
| | 0 treliça 2D |
| | 1 pórtico 2D |
| | 2 treliça 3D |
| | 3 pórtico 3D |
| | -ANÁLISE LINEAR DINÂMICA (frequências naturais e modos de vibração e integração numérica) |
| | NTYPE ELEMENTO |
| | 4 treliça 2D |
| | 5 pórtico 2D |
| | 6 treliça 3D |
| | 7 pórtico 3D |
| | -ANÁLISE NÃO-LINEAR DINAMICA |
| | 9 pórtico 2D |
| | -ANÁLISE NÃO-LINEAR ESTÁTICA |
| | NTYPE ELEMENTO |
| | 10 treliça 2D |
| | 11 pórtico 2D |
| | 12 treliça 3D |
| NPLOT | Indicador de plotagem |

Tabela C.1 - Parâmetros de controle.

| Macro-comando | Descrição |
|---------------|---|
| COOR | Dados para coordenadas |
| ELEM | Dados para elementos |
| MATE | Dados para material |
| SECA | Dados para seção transversal |
| PLOT | Dados para plotagem (pós-processamento) |
| GRAF | Dados para montagem de gráficos |
| PRIN | Imprime os dados lidos |
| NOPR | Não imprime os dados lidos |
| END | Último macro-comando; Finaliza os dados da malha |

Tabela C.2 – Macro-comandos.

3. O uso de macro-comandos permite que se especifique apenas aqueles itens de dados necessários para cada análise, além de diminuir as chances de erro na montagem do arquivo pelo usuário;
4. Seguido ao macro-comando COOR, deve existir outro macro caracterizando o tipo da estrutura;
5. O macro BOUN encarrega-se da leitura subsequente dos nós da malha que estão impedidos ou livres de se deslocarem. A partir destes dados calcula-se o número total de deslocabilidades do sistema, NEQ. Esta variável define a dimensão dos vetores e matrizes utilizados nos próximos módulos do programa;
6. O último passo para montagem do arquivo de dados diz respeito à especificação dos parâmetros necessários para montagem do vetor de carregamento nodal de referência, \mathbf{F}_r .

A Figura C.2 exemplifica com um arquivo de dados contendo a modelagem do pórtico-de-Lee com 20 elementos finitos.

C.12.2

Subrotina INPUT2

A seguir é apresentado um esquema do arquivo utilizado na análise não-linear geométrica. Após cada macro-comando uma linha de dados é introduzida, permitindo ao usuário definir a formulação não-linear e a estratégia incremental-iterativa, bem como os parâmetros que controlam o processo de solução e o tipo de impressão de resultados desejada.

```
%PRINCIPAL
11 3 3 5.e-2 410 21 2 1 1.e-3 ...form,Einc,Eite,face,ninc,nitmax,iterity,cconv,betok
%CHANGE
0 0 ...iswch,cstifs
%CONTINC
5 10. 0.05 0.0 10.0 5.0 ...ides,fxm,fxn,dldes,dldmx,dldmn
%SCREEN
100 0 ...kwinc,kplot
%RELATO
0 ...rel
%REANAL
0 ...ires
%POS3D
1 2 ... kmvie,kview
%POSPRO
2 1 ...kmvde,kvdef
%FREQUENCE
3 5 ...npf(n de freqs),nttf(intervalo de passos)
%END
```

Figura C.3: Exemplo de um arquivo de dados - Subrotina INPUT2.

a) Macro-Comando %PRINCIPAL

A esse macro-comando segue uma linha com os principais parâmetros a serem utilizados na solução-não-linear. São eles:

- a.1) FORM: Valor inteiro que define a formulação do elemento finito não-linear a ser utilizada:
 11 → Formulação YGN: baseada em Yang e Kuo (1994), linearizada, em RLA e com o cálculo das forças internas através dos deslocamentos naturais;

12 ➔ Formulação **YHN**: baseada em Yang e Kuo (1994), termos de segunda ordem, em RLA e com o cálculo das forças internas através dos deslocamentos naturais;

2 ➔ Formulação **AFN**: baseada em Alves (1993), termos de segunda ordem, em RLA e com o cálculo das forças internas através dos deslocamentos naturais;

3 ➔ Formulação **PTT**: baseada em Pacoste e Eriksson (1997), relações melhoradas, em RLT, funções de interpolação lineares e integração numérica com 1 ponto de integração gaussiano;

a.2) EINC: Valor inteiro que define a estratégia incremental a ser utilizada:

0 ➔ Incremento não-automático;

1 ➔ Incremento direto do parâmetro de carga **INCL**;

2 ➔ Incremento da componente de deslocamento selecionada **INCD**;

3 ➔ Incremento do comprimento de arco **INCA**;

4 ➔ Incremento do trabalho externo **INCW**;

5 ➔ Incremento do deslocamento generalizado **INCGD**.

a.3) EITE: Valor inteiro que define a estratégia de iteração a ser utilizada:

1 ➔ Iteração a carga constante **ILDC**;

2 ➔ Iteração a deslocamento constante **IDIS**;

31 ➔ Iteração a comprimento de arco constante **ICA1**;

32 ➔ Iteração a comprimento de arco constante **ICA2**;

33 ➔ Iteração a comprimento de arco constante **ICA3**;

34 ➔ Iteração a comprimento de arco constante **ICA4**;

4 ➔ Iteração a trabalho externo constante **ITEC**;

5 ➔ Iteração a norma mínima dos deslocamentos residuais **IMDO**;

6 ➔ Iteração a norma mínima das forças desequilibradas **IMFD**;

71 ➔ Iteração a resposta ponderada constante **IRP1**;

72 ➔ Iteração a resposta ponderada constante **IRP2**;

81 ➔ Iteração a resíduo ortogonal (1 condição) **IRO1**;

82 ➔ Iteração a resíduo ortogonal (2 condições) **IRO2**;

a.4) FACI: Valor real que define a valor inicial do parâmetro de carga λ ;

- a.5) NINC: Valor inteiro que define o número de incrementos do processo;
- a.6) NITMAX: Valor inteiro que define o número máximo de iterações;
- a.7) ITERTY: Valor inteiro que define o tipo de iteração adotada:
 - 1 → Newton-Raphson padrão;
 - 2 → Newton-Raphson-modificado;
- a.8) CCONV: Valor inteiro que define o critério de convergência:
 - 1 → Carga;
 - 2 → Deslocamento;
 - 3 → Carga e deslocamento;
- a.9) BETOK: Valor real que define o fator de tolerância para a convergência;

b) Macro-Comando % CONTINC

A esse macro-comando seguem parâmetros de controle do incremento automático relativos a estratégia incremental adotada. Assim, tem-se as possíveis linhas de comando:

- Para **INCL**: ...IDES, FMX, FMN
- Para **INCD**: ...IDES, FMX, FMN, DDES, DDMX, DDMN, NODES, COMSEL
- Para **INCA**: ...IDES, FMX, FMN, DLDES, DLDMX, DLDMN
- Para **INCW**: ...IDES, FMX, FMN, WDES, WDMX, DWMN
- Para **INCGD** ...essa linha não é necessária.

- b.1) IDES: Valor inteiro que define número de iterações desejadas I_d . Para estratégias com controle automático do incremento baseado na relação $(I_d / {}^t I)$;
- b.2) FMX: Valor real que define o incremento máximo do parâmetro de carga;
- b.3) FMN: Valor real que define o incremento mínimo do parâmetro de carga;
- b.4) DDES: Valor real que define o incremento de deslocamento desejado;
- b.5) DDMX: Valor real que define o incremento máximo de deslocamento;
- b.6) DDMN: Valor real que define o incremento mínimo de deslocamento;
- b.7) NODES: Define o nó usado para o controle de deslocamento;
- b.8) COMSEL: Define o a componente de deslocamento do nó NODES a ser utilizada no controle de deslocamento:

- 1 → Deslocamento horizontal u;

1 → Deslocamento vertical v ;

3 → rotação θ ;

b.9) DLDES: Incremento desejado do comprimento de arco;

b.10) DLDMX: Incremento máximo do comprimento de arco;

b.11) DLDMN: Incremento mínimo do comprimento de arco;

b.12) WDES: Incremento desejado para o trabalho externo;

b.13) WDMX: Incremento máximo do trabalho externo;

b.14) WDMN: Incremento mínimo do trabalho externo;

c) Macro-Comando %REANAL

Utilizado quando se deseja guardar os dados da análise para uma futura continuação do processo.

c.1) IRES: Valor inteiro que define o tipo de re-análise que se deseja fazer:

1 → Grava todos os dados necessários para um futuro recomeço do processo;

2 → Grava os deslocamentos da estrutura para simular, numa análise futura, um modelo estrutural com imperfeições iniciais;

d) Macro-Comando %RELATO

d.1) REL: Valor inteiro que define a impressão dos arquivos de saída. Se esse macro-comando for omitido, o programa imprime somente os dados iniciais em um arquivo com extensão (.s) e os dados para os gráficos do processo incremental em um arquivo (.dat):

1 → Imprime no arquivo (.s), além dos dados iniciais, as principais informações relativas a cada passo de carga;

2 → Imprime as tensões para cada passo de carga em um arquivo (Stress.s).

e) Macro-Comando %POS3D

Define a saída para o arquivo neutro a ser usado pelo programa de pós-processamento POS-3D (ref,1992)

e.1) KMOVIE: Número máximo de impressões no arquivo neutro POS3D.pos;

e.2) KMOVIE: Número que indica de quantos em quantos passos são impressos os resultados;

f) Macro-Comando %POSPRO

Define a saída para o arquivo neutro a ser usado pelo programa de pós-processamento desenvolvido por Silveira (1995)

- f.1) KMVDE: Número máximo de impressões no arquivo neutro DEPOS;
- f.2) KVDEF: Número que indica de quantos em quantos passos são impressos os resultados;

g) Macro-Comando %SCREEN

Segue a esse macro-comando parâmetros que definem a impressão de resultados na tela, durante o processamento.

- g.1) KWINC: De quantos em quantos incrementos serão visualizados as iterações e os resultados do passo de carga corrente na tela;
- g.2) KPLOT: De quantos em quantos incrementos serão visualizados as deformadas da estrutura na tela.

h) Macro-Comando % CHANGE

A primeira linha que segue a esse macro-comando, define a troca da estratégia de incremento de carga durante o processo incremental para a estratégia **INCA**, com as variáveis ISWCH e CSTIFS. Se ISWCH for diferente de zero, uma segunda linha deve ser lida com os parâmetros DLDES, DLDMX e DLDMN, já definidos anteriormente no parágrafo do macro-comando %CONTINC.

- h.1) ISWCH = 1: Define a troca de estratégia para **INCA**, quando o parâmetro de rigidez corrente $CSTIF < CSTIFS$, definido pelo usuário;
- h.2) CSTIFS: Valor do parâmetro de rigidez que define a troca de estratégia.

i) Macro-Comando % FREQUENCE

A presença deste macro-comando indica que se deseja o cálculo das frequências naturais durante o processo incremental-iterativo. Ao marco-comando segue uma linha com os dois seguintes valores inteiros:

- i.1) NPF: O programa irá calcular as NPF primeiras frequências da estrutura;
- i.2) NTTF: As frequências serão calculadas de NTTF em NTTF passos de carga.

C.12.3

Subrotina INPUTD

Nesta seção é apresentado um esquema do arquivo utilizado na análise dinâmica linear e não-linear, através de integração numérica. Após definir as primeiras linhas de variáveis, são utilizados macro-comandos, após os quais uma linha de dados é introduzida, permitindo ao usuário a definição do problema e do método e parâmetros que controlam o processo de integração.

Seja a seguir o exemplo de um arquivo para análise dinâmica linear, usando Newmark, para uma estrutura sob um carregamento que varia no tempo através de uma função senoidal. Esse carregamento é modelado por um vetor de referencia definido no arquivo Data1 e pela variação no tempo, definida pelo vetor fator de carga λ_t :

| | |
|--------------------------------|---------------------------------------|
| 20000000 0.5d0 10000000 500 20 | ...Nt, Dt0, Nper, Nqqp, Tprint |
| 0 | ...impr |
| 12 | ...NF |
| %AMORT_PROP_RAYLEIGH | ...MACRO-COMANDO |
| 1 | ...DataType |
| 0.4d0 0.4d0 7.64d0 11.53d0 | ...Ks1,Ksi2,Fn1,Fn2 |
| %NEWMARK | ...MACRO-COMANDO |
| 0.25d0 0.5 | ...Alfa,Beta |
| 1 0 | ...Estrat, Valtipic |
| 1.05d0 50.d0 | ...Ksi, Lmn |
| %DES_INI | ...MACRO-COMANDO |
| 0.0d0 0.0d0 0.0d0 | |
| %VEL_INI | ...MACRO-COMANDO |
| 0.0d0 0.0d0 0.0d0 | |
| %ACE_INI | ...MACRO-COMANDO |
| 0.0d0 0.0d0 0.0d0 | |
| %FATOR_DE_CARGA | ...MACRO-COMANDO |
| 0.0 0.0 | ...FLT(1,j), FLT(2,j), para j = 1, NF |
| 0.1 0.987 | |
| 0.2 1.877 | |
| 0.3 2.584 | |
| 0.4 3.038 | |
| 0.5 3.194 | |
| 0.6 3.038 | |
| 0.7 2.584 | |
| 0.8 1.877 | |
| 0.9 0.987 | |
| 1.0 0.0 | |
| 1.8 0.0 | |
| %END | ...MACRO-COMANDO |

Figura A.4: Arquivo de dados para integração de um problema linear.

```

20000000 0.5d0 10000000 500 20      ...Nt, Dt0, Nper, Nqqp, Tprint
1000 5 000                          ...Kwinc, Impr, Kplot
2                                    ...NF
%AMORT_PROP_RAYLEIGH                ...MACRO-COMANDO
1                                    ...DataType
0.4d0 0.4d0 7.64d0 11.53d0          ...Ks1,Ksi2,Fn1,Fn2
%NEWMARK-NL                          ...MACRO-COMANDO
0.25d0 0.5                          ...Alfa,Beta
51 1.E-8 1 0                        ...Nite,Tol,Estrat,valtipic
3 1.05 50 500                      ...Not, Ksi, Lmn, Lmx
%FATOR_DE_CARGA_SENO                 ...AMPL,OMEGA
0.9 6.0
%FATOR_DE_CARGA_ESTATICA
1                                    ...autcar
1.d0                                ...Fator inicial
%STEADY_STATE_CONTROL                ...MACRO-COMANDO
3 0.5 2.0 10.0                      ...auto, acresc, parm, parmx
%END

```

Figura A.5: Arquivo de dados para integração de um problema não-linear.

a) Primeiras linhas de variáveis

Antes de se introduzir os macro-comandos, três linhas de variáveis devem ser introduzidas. A primeira linha deve definir Nt e Dt0, onde:

- a.1) Nt: Valor inteiro que define o número de passos de tempo que serão considerados.
- a.2) Dt0: Valor real que define o tamanho do passo de tempo inicial.
- a.3) Nper: Número de períodos (caso carregamento seja periódico)
- a.4) Nqqp: Número de ciclos para definir a resposta permanente.
- a.5) Tprint: parâmetro que define o número de ciclos a ter a resposta no tempo impressa a cada mudança do parâmetro de excitação.

Para análise linear, a segunda linha deve definir somente a variável impr. Caso a análise seja não-linear, é necessário definir kwinc, impr e kplot, nesta ordem.

- a.6) kwinc: valor inteiro que define de quantos em quantos passos serão mostradas as iterações na tela, durante a execução;
- a.7) Impr: valor inteiro que define de quantos em quantos passos serão impressos os resultados no arquivo de saída para plotagem de gráficos;
- a.8) Kplot: valor inteiro que define de quantos em quantos passos será mostrada a deformada da estrutura na tela, durante a execução. Esse

parâmetro só é necessário se Nplot tiver sido definido diferente de 0 no arquivo Data1.

A terceira linhas deve definir a dimensão NF do vetor contendo os fatores de carga a serem interpolados durante a solução. Caso o carregamento seja definido através de uma função (%FATOR_DE_CARGA_SENO), utiliza-se o valor 2.

b) Macro-Comando %AMORT_PROP_RAYLEIGH

Caso haja necessidade de se definir um amortecimento proporcional, deve-se introduzir esse macro-comando, seguido por duas linhas. Na primeira linha deve-se definir que tipo de dados serão introduzidos através do valor inteiro Datatype.

Se Datatype = 0, esta linha é seguida por uma segunda linha que deve definir de forma explícita os coeficientes de Rayleigh RayK e RayM:

- b.1) RayK: valor real que define a constante de Rayleigh de proporcionalidade de rigidez;
- b.2) RayM: valor real que define a constante de Rayleigh de proporcionalidade de massa.

Se Datatype = 1, esta linha é seguida por uma segunda linha em que se deve definir quatro parâmetros :

- b.3) Ksi1 e Ksi2: valores reais que definem o amortecimento proporcional associados aos modos de vibração 1 e 2;
- b.4) Fn1 e Fn2: valor das frequências naturais associadas aos modos de vibração 1 e 2;

c) Macro-Comando que define o Método de Solução

Caso se deseje uma análise linear, os macro-comandos disponíveis são:

- c.1) **%NEWMARK**: Método de Newmark. Esse Macro-comando deve ser seguido por uma linha definindo Alfa e Beta, que são parâmetros que controlam a eficiência do método;
- c.2) **%WILSON**: Método Wilson- θ . Esse Macro-comando deve ser seguido por uma linha definindo o parâmetro Theta;

c.3) **%D_CENTRAL**: Método das diferenças centrais. Não há linhas de variáveis após esse macro-comando;

c.4) **%RUNGE-KUTTA**: Método de Runge-Kutta de quarta ordem. Não há linhas de variáveis após esse macro-comando;

Após as linha que definem o método e os seus parâmetros de controle, adiciona-se uma linha definindo Estrat,Valtipic que são, respectivamente a definição da utilização ou não da estratégia adaptativa (1 ou 0) e a utilização ou não dos valores típicos definidos para a estratégia (1 ou 0). Se o usuário não desejar usar os valores típicos para os parâmetros do método adaptativo (Vatipic = 1), estes devem ser definidos numa terceira linha de dados: Ksi e Lmn, para os métodos da família Newmark. Para Runge-Kutta a terceira linha deve conter: t_{in} , t_{fin} , Dt_{min} e EPS, onde: t_{in} e t_{fin} definem os instantes do início e do fim do processo, Dt_{min} define o limite mínimo para o passo de tempo e EPS define a precisão desejada.

Para análise não-linear:

c.5) **%NEWMARK-NL**: Método de Newmark adaptado para análise não-linear geométrica, conforme sugerido por Jacob (1990). Esse Macro-comando deve ser seguido por duas linhas de variáveis. A primeira definindo Alfa e Beta, que são as variáveis controladoras do método, e a segunda definindo Nite, Eps, Estrat,Valtipic que são, respectivamente, o número máximo de iterações, a precisão desejada no processo, a definição da utilização ou não da estratégia adaptativa (1 ou 0) e a utilização ou não dos valores típicos definidos para a estratégia (1 ou 0). Se o usuário não desejar usar os valores típicos para os parâmetros do método adaptativo (Vatipic = 0), estes devem ser definidos numa terceira linha de dados: Not, Ksi, Lmn, Lmx.

c.6) **%WILSON-NL**: Método Wilson- θ adaptado para análise não-linear geométrica, conforme sugerido por Jacob (1990). Da mesma forma, esse Macro-comando deve ser seguido por duas linhas de variáveis. A primeira definindo Theta, que é a variável de controle do método, e a segunda definindo Nite, Eps, Estrat,Valtipic. Da mesma maneira que para Newmark, se o usuário não desejar usar os valores típicos para os

parâmetros do método adaptativo ($V_{atipic} = 0$), estes devem ser definidos numa terceira linha de dados: Not, Ksi, Lmn, Lmx.

d) Macro-Comandos %DES_INI, %VEL_INI e %ACE_INI

Macro-comandos que permitem a introdução de deslocamentos, velocidades e acelerações iniciais nas deslocabilidades da estrutura analisada. Esses valores devem ser colocados na linha seguinte, na mesma ordem da numeração das deslocabilidades associadas.

e) Macro-Comando %FATOR_DE_CARGA

Define os valores do fator proporcional de carregamento em diferentes instantes. Durante a execução, pontos intermediários são obtidos através de interpolação linear. Após esse macro-comando, as NF linhas seguintes devem apresentar cada uma dois valores reais, o primeiro indicando o instante considerado e o segundo o valor do parâmetro neste instante.

f) Macro-Comando %FATOR_DE_CARGA_SENO

Esse macro-comando indica que a estrutura será excitada por um carregamento harmônico senoidal. A linha seguinte deve definir .

f.1) AMPL: Valor inicial da amplitude do carregamento harmônico;

f.2) OMEGA: Valor inicial da frequência de excitação.

g) Macro-Comando %FATOR_DE_CARGA_ESTATICA

Caso haja necessidade de se introduzir um carregamento estático que varie após um determinado número de ciclos (*Step*), isto é feito através da definição do vetor de forças fixas ou *dead load*, no arquivos de entrada 1(Figura C2) e do fator de carga estática, que é definido nesta parte do arquivo de dados.

h) Macro-Comando %STEADY_STATE_CONTROL

Esse macro-comando indica quais parâmetros devem ser modificados a cada obtenção da resposta permanente (após NQQP ciclos) e de que forma estes parâmetros devem ser modificados.

h.1) AUTO: Valor inteiro que indica qual parâmetro será modificado:

-Se Auto = 1, a cada NQQP ciclos modifica-se o fator de carga fixa;

-Se Auto = 2, a cada NQQP ciclos modifica-se o valor da amplitude de excitação;

-Se Auto = 3, a cada NQQP ciclos modifica-se a frequência de excitação;

h.2) ACRESC: Define o valor do acréscimo a ser dado ao parâmetro definido por AUTO, a cada NQQP ciclos.

h.3) PARMN e PARMX: Valores limites para o parâmetro de controle. Atingidos estes valores, há ainda um acréscimo igual a 20% de ACRESC e em seguida o parâmetro começa a ser reduzido de ACRESC a cada NQQP ciclos. Isto permite a obtenção, no “retorno”, de novos pontos da curva que define a variação do steady-state com o parâmetro controlado.