UNIVERSIDADE POSITIVO

WELLINGTON DIEGO UKASINSKI

DESENVOLVIMENTO DE CÓDIGO COMPUTACIONAL PARA DETERMINAÇÃO DE DIAGRAMAS DA RELAÇÃO ENTRE MOMENTO FLETOR, ESFORÇO NORMAL E CURVATURA EM PILARES COM SEÇÕES TRANSVERSAIS RETANGULARES EM CONCRETO ARMADO EMPREGANDO O MÉTODO DAS FIBRAS

Curitiba

2015

WELLINGTON DIEGO UKASINSKI

DESENVOLVIMENTO DE CÓDIGO COMPUTACIONAL PARA DETERMINAÇÃO DE DIAGRAMAS DA RELAÇÃO ENTRE MOMENTO FLETOR, ESFORÇO NORMAL E CURVATURA EM PILARES COM SEÇÕES TRANSVERSAIS RETANGULARES EM CONCRETO ARMADO EMPREGANDO O MÉTODO DAS FIBRAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Positivo, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Me. Juliano J. Scremin

Curitiba

2015

WELLINGTON DIEGO UKASINSKI

DESENVOLVIMENTO DE CÓDIGO COMPUTACIONAL PARA DETERMINAÇÃO DE DIAGRAMAS DA RELAÇÃO ENTRE MOMENTO FLETOR, ESFORÇO NORMAL E CURVATURA EM PILARES COM SEÇÕES TRANSVERSAIS RETANGULARES EM CONCRETO ARMADO EMPREGANDO O MÉTODO DAS FIBRAS

Dissertação aprovada como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil, no curso de Engenharia Civil da Universidade Positivo, pela seguinte banca examinadora:

Orientador: Prof. Me. Juliano J. Scremin
Universidade Positivo

Prof. Me. Carlos A. de M. Vasconcellos
Universidade Positivo

Prof. Me. Charles Jaster de Oliveira
Universidade Positivo

Curitiba, 17 de Agosto de 2015

RESUMO

Neste trabalho são apresentados conceitos fundamentais e procedimentos necessários para a elaboração de um software para determinar a envoltória dos esforços solicitantes e os diagramas momento-curvatura para seções em concreto armado submetidas à flexo compressão oblíqua, para seções com armaduras simétricas em suas faces. O programa foi desenvolvido utilizando a linguagem VB.net utilizando a plataforma do Visual Studio dento do Visual Basic. Os diagramas momento-curvatura são apresentados de três formas distintas de obtenção destes diagramas, mostrando ao final do texto resultados para a análise da curvatura em seções de concreto armado. Para realizar os cálculos para a seção transversal, optou-se pela utilização do método das fibras assim como a utilização do método da bisseção. A escolha destes métodos se deu devido a fácil assimilação matemática que estes possuem. Dento do trabalho, são apresentadas todas as etapas implementadas no código computacional, de tal forma que fique fácil sua interpretação.

Palavras chave: Flexo compressão Oblíqua, Método das Fibras, Código Computacional, Diagrama momento-curvatura.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO _____ 10

1.1 JUSTIFICATIVA _____ 11

1.2 Objetivo geral _____ 11

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA _____ 12

2.1 Solicitações normais _____ 12

2.1.1 Definições fundamentais _____ 12

2.1.2 Tipos de flexão _____ 13

2.2 Domínios de Deformação _____ 14

2.3 Hipóteses simplificadoras _____ 16

2.3.1 Hipótese de Navier-Bernoulli _____ 17

2.4 Não linearidade _____ 17

2.4.1 Não linearidade física _____ 17

2.4.2 Não linearidade geométrica _____ 19

2.5 Método das Fibras – Envoltória de esforços resistentes _____ 19

2.5.1 Inclinação da linha neutra _____ 20

2.5.2 Equilíbrio da seção discretizada _____ 24

2.6 Definição de curvatura _____ 26

2.6.1 Relação momento-curvatura _____ 29

2.6.2 Composição do diagrama M, N e 1/r _____ 31

2.7 Método da Bisseção _____ 33

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA _____ 34

4 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS _____ 36

4.1 Rotinas de cálculos do programa _____ 36

4.1.1 Função Geometria _____ 37

4.1.2 Função Envoltória 37
4.1.3 Função Máxima Resistência 39
4.1.4 Função Esforço Resistente 40
4.1.5 Função Verificação de Segurança 40
4.1.6 Função Diagramas 42
4.1.7 Função Plotagem Envoltória 47
5 VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS 48
5.1 Ábaco de momentos resistentes 48
5.1.1 Flexo compressão oblíqua 49
5.1.2 Flexo compressão reta 51
5.2 Diagrama momento-curvatura 53
5.2.1 Flexo compressão oblíqua 53
5.2.2 Flexão composta reta 56
5.3 Diagrama M-N-1/r-Teta x M-N-1/r-Alfa 59
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS 65
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 67
Apêndice A 70
Apêndice B 72

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Flexão composta normal na direção Y. 14

Figura 2 – Flexão composta obliqua. 14

Figura 3 – Domínios de deformação para o estado-limite último de uma seção transversal. 15

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto. 18

Figura 5 - Diagrama tensão-deformação do aço. 18

Figura 6 – Discretização da seção transversal através do método das fibras .. 20

Figura 7 - Inclinação da linha neutra e eixo de solicitação 21

Figura 8 - Diagrama de deformações e tensões no concreto em uma seção genérica 21

Figura 9 - Diagrama de deformações e tensões no aço em uma seção genérica 22

Figura 10 - Relação entre α e θ para seção quadrada 23

Figura 11 - Relação entre α e θ para seção retangular 23

Figura 12 - Ábaco gerado pelo PCalc (flexocompressão oblíqua). 25

Figura 13 - Linha elástica 26

Figura 14 - Raio de curvatura proveniente da flexão 27

Figura 15 - Diagrama momento-curvatura Linear e não linear 30

Figura 16 – Diagrama momento-curvatura para a seção da Figura 11 30

Figura 17 - Diagrama momento curvatura seção 15x30cm 31

Figura 18 - Método da bisseção representado graficamente. 33

Figura 19 - Fluxograma para elaboração da envoltória dos momentos resistentes 38

Figura 20 – Representação dos pontos na envoltória no programa MNK-SU .. 39

Figura 21 - Seção com $M_{sd}<M_{rd}$ 41

Figura 22 - Seção com $M_{sd}>M_{rd}$ 41
Figura 23 – Linha neutra para α=0º..... 42
Figura 24 - Linha neutra para α =90º..... 42
Figura 25 - Envoltória dos momentos resistente para diversa curvaturas..... 44
Figura 26 – Fluxograma N, M, 1/r – Alfa e Desacoplado..... 45
Figura 27 - Fluxograma N, M, 1/r – Teta 46
Figura 28 - Relação entre α- θ obtido no programa MNK-SU 47
Figura 29 - Ábaco de verificação gerado pelo MNK-SU (flexão composta oblíqua) 49
Figura 30 - Ábaco gerado pelo PCalc (flexão composta oblíqua) 49
Figura 31 - Ábaco gerado pelo nFOCCA (Flexão composta oblíqua) 50
Figura 32 - Ábaco de verificação gerado pelo MNK-SU (flexão composta reta) 51
Figura 33 - Ábaco gerado pelo PCalc (flexão composta reta)..... 51
Figura 34 - Ábaco gerado pelo nFOCCA (Flexão composta reta)..... 52
Figura 35 - Comparação entre M-N-1/r-Teta x M-N-1/r-Alfa para seção 01..... 60
Figura 36 - Comparação entre M-N-1/r-Teta x M-N-1/r-Alfa para seção 02..... 60
Figura 37 - Comparação entre M-N-1/r-Teta x M-N-1/r-Alfa para seção 03..... 61
Figura 38 - Comparação entre M-N-1/r-Teta x M-N-1/r-Alfa para seção 04..... 61
Figura 39 - Comparação entre M-N-1/r-Teta x M-N-1/r-Alfa para seção 05..... 62
Figura 40 - Diagrama momento-curvatura (X) Alta-Teta-Desacoplado seção 03 63
Figura 41 - Diagrama momento-curvatura (Y) Alta-Teta-Desacoplado seção 03 63
Figura 42 - Diagrama momento-curvatura (X) Alta-Teta-Desacoplado seção 04 64
Figura 43 - Diagrama momento-curvatura (Y) Alta-Teta-Desacoplado seção 04 64

Figura 44 - Envoltória dos momentos resistente para diversa curvaturas 65

Figura 45 - Página inicial do programa MNK-SU..... 70

1 INTRODUÇÃO

A área de estruturas de concreto armado é uma das que possui maior destaque dentro do ramo da engenharia civil, visto que, boa parte das construções existentes e em andamento no Brasil são feitas basicamente com este material. Segundo a ABNT 6118:2014, o concreto armado é um material composto pela associação do concreto e do aço, onde seu comportamento depende da aderência entre os dois matérias.

Dentre os elementos estruturais em concreto armado, os pilares são os elementos que sempre são solicitados por flexão composta, seja esta reta ou oblíqua (CECCON, 2008). Esta solicitação pode se originar por transmissão dos esforços de vigas e/ ou lajes e também devido as imperfeições construtivas. A ABNT 6118:2014, permite que as imperfeições construtivas sejam substituídas, em projeto, pela consideração de um momento mínimo de 1ª ordem. Este, por sua vez, é caracterizado pelos deslocamentos e esforços internos solicitantes obtidos com a análise do equilíbrio da estrutura em seu estado indeformado.

Porém, quando a análise do equilíbrio se dá com a configuração deformada da estrutura, esta recebe o nome de análise de 2ª ordem. Estes efeitos de segunda ordem são considerados na obtenção dos deslocamentos da estrutura e nos esforços internos resistentes. Na determinação destas consequências, devem-se considerar os efeitos da não linearidade física e geométrica.

Segundo ARAÚJO (2011), a consideração destes efeitos simultaneamente torna esta análise relativamente complexa e exige o emprego de métodos numéricos iterativos e incrementais.

Em uma análise de 2ª ordem, a relação momento-curvatura da seção transversal tem uma grande influência no resultado final, visto que nesta relação, a curvatura da seção transversal é igual ao gradiente das deformações, e também igual à variação da rotação por unidade de comprimento da barra (BUCCHAIM, 2001).

1.1 JUSTIFICATIVA

A determinação dos efeitos de segunda ordem em um pilar passa necessariamente pela determinação dos deslocamentos transversais de seu eixo (CECCON, 2008). E a análise dos esforços solicitantes e resistentes da seção, é quase sempre iterativa (BUCCHAIM, 2001).

Sendo assim, o uso de computadores para auxiliar nos cálculos destes efeitos agiliza em muito sua determinação dos mesmos, logo, tais análises iterativas podem ter sua resolução facilitada. Mediante isto, a elaboração de um produto (software) que efetua uma parte importante do processo de determinação de esforços internos resistentes, diagramas da relação entre o momento fletor o esforço normal e da curvatura de uma seção transversal retangular, idealizada em concreto armado, mostra-se de grande varia a um engenheiro. Estes resultados podem ser utilizados para posteriormente para o estudo de segunda ordem em pilares de concreto armado com certos índices de esbeltez em estruturas de concreto armado solicitadas por flexão composta.

1.2 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é a elaboração de um código computacional que, através das verificações de segurança estabelecidas pela ABNT 6118:2014, trace os diagramas de interação momento fletor, esforço normal e curvatura para pilares de seção transversal retangular em concreto armado e armadura simétrica.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo, serão apresentados os conceitos e definições fundamentais para o entendimento deste trabalho, assim como serão apresentadas as simplificações a serem adotadas ao decorrer do mesmo. Também serão apresentadas aqui a relação entre o momento fletor e a curvatura da seção transversal da barra sujeita à solicitações normais.

2.1 Solicitações normais

De acordo com Fusco (1981), são chamadas de solicitações normais os esforços solicitantes que produzem tensões normais na seção transversal, sejam elas de tração ou compressão. Os esforços que geram estas solicitações englobam o momento fletor e a força normal.

Os esforços solicitantes, de acordo com os princípios da resistência dos materiais, são calculados em relação ao centro de gravidade da seção transversal (FUSCO 1981).

2.1.1 Definições fundamentais

a) Linha neutra (LN): é a reta em que todos os pontos apresentam tensão nula, ou seja, é a linha de deformação nula da seção que divide a região comprimida da região tracionada, o conhecimento da sua posição conduz à solução do problema.
b) Esforços externos: são os esforços provenientes das cargas que atuam sobre a estrutura.
c) Esforços internos: são os esforços que surgem como resposta da seção para equilibrar os esforços externos que atuam na estrutura.

d) Estados limites últimos (ELU): antigamente, a ruptura das peças de concreto armado era caracterizada pela ruptura do concreto, tendo ou não havido o escoamento de suas armaduras (FUSCO, 1981). Tendo em vista que é difícil a caracterização do esgotamento da capacidade resistente, o estado limite último pode ser caracterizado pela ruptura da seção ou pela deformação plástica excessiva. Conforme descrito no item 3.2.1 da NBR 6118:2014, é o estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

2.1.2 Tipos de flexão

Segundo CARVALHO e PINHEIRO (2009), uma seção transversal retangular de concreto armado pode ser submetida a diversos tipos de flexão. Para tal, é sempre considerada, de maneira simplificada, a simetria da armadura adotada em relação a um eixo perpendicular ao momento fletor. Desta forma, definem-se as possíveis combinações de solicitações, que são elas:

a) Flexão normal: caracterizada pela existência de pelo menos um eixo de simetria na seção transversal e o plano de carregamento.
b) Flexão composta normal: além da flexão normal, se considera a existência de um esforço normal atuando na seção. A Figura 1 exemplifica esta flexão em um pilar solicitado em sua seção y-z.
c) Flexão obliqua: esta flexão é caracterizada quando o plano de ocorrência do carregamento não contém nenhum dos eixos de simetria.
d) Flexão composta obliqua: caracterizada pela junção da flexão obliqua supra citada com uma força normal. A Figura 2 abaixo representa um elemento infinitesimal solicitado à flexão composta obliqua.

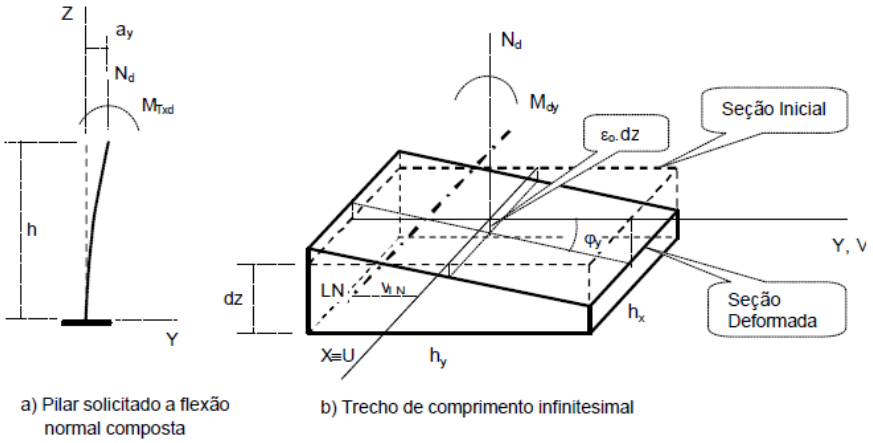

Figura 1 - Flexão composta normal na direção Y.

Fonte: CECCON, 2008.

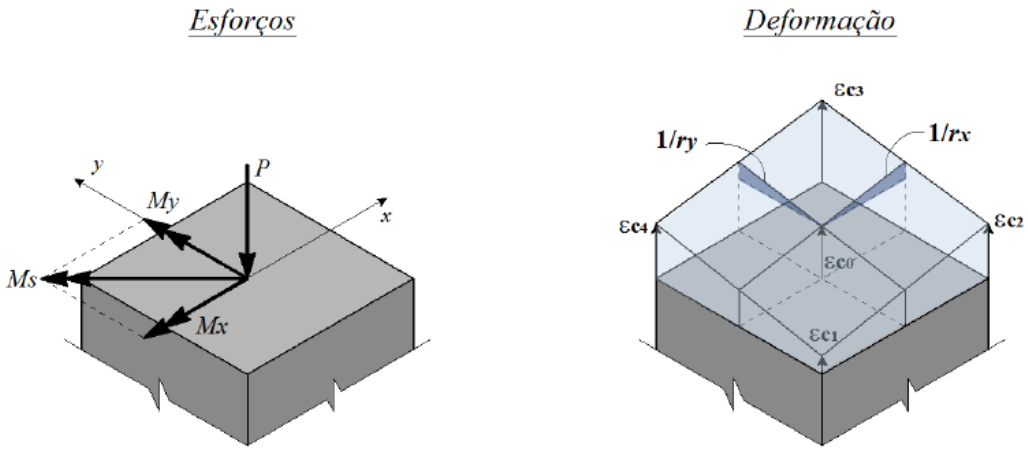

Figura 2 – Flexão composta obliqua.

Fonte: JUNIOR, 2014, pg. 23.

2.2 Domínios de Deformação

Para estruturas de concreto, uma das principais análises a ser feita na seção em estudo é, para os estados limites últimos de ruptura e/ ou deformação plástica excessiva, a determinação do domínio de deformação no qual a seção se encontra.

Os domínios de deformação são divididos de acordo com a variação da posição da linha neutra ao longo da seção, variando de -∞ a +∞, ou seja, desde a solicitação de tração uniforme até a de compressão uniforme (FUSCO, 1981).

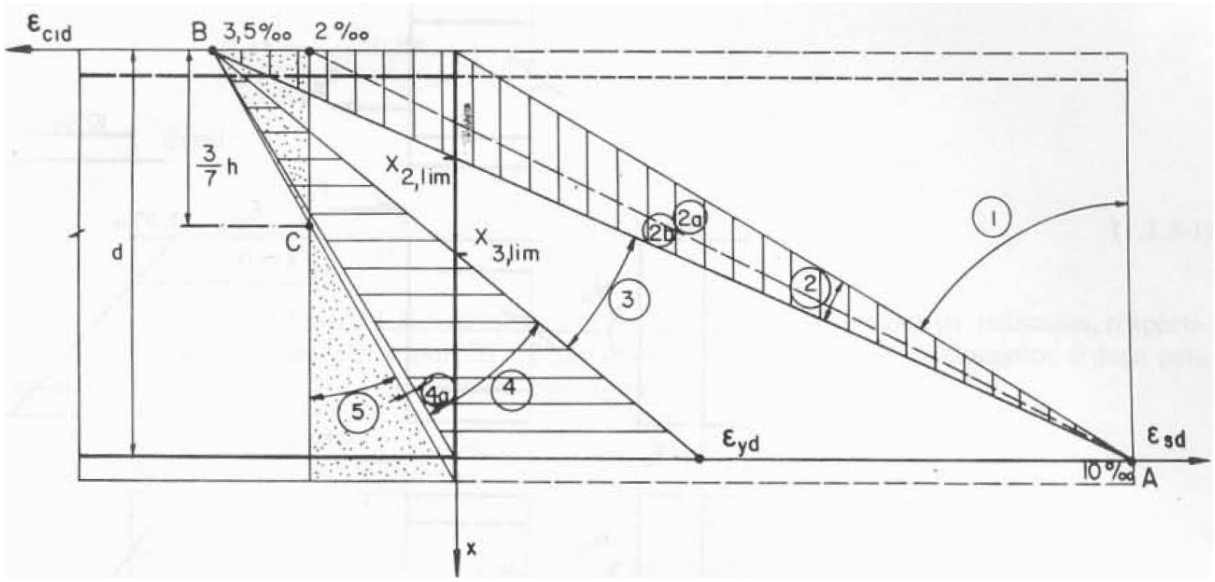

Figura 3 – Domínios de deformação para o estado-limite último de uma seção transversal.

Fonte: FUSCO, 1981. pg7

Na Figura 3 estão representados os cinco limites entre os domínios de deformação, assim como os limites de alongamento da armadura de aço ε_{su}=10‰ e o limite de encurtamento do concreto ε_{ccu}=3,5‰. Abaixo uma breve explicação sobre cada um dos domínios.

- Domínio 1:
  - Caracterizado pela deformação ε_{sd}=10‰, a linha neutra é externa a seção, caracterizando uma tração total;
  - A resistência da seção é composta apenas pelas armaduras de aço, não havendo participação do concreto que se encontra inteiramente fissurado.
- Domínio 2
  - Neste domínio o aço continua com a deformação ε_{sd}=10‰, porém agora a linha neutra se encontra na seção transversal, com $0 \leq x \leq x_{2,\,lim} = 0{,}2593 * d$ (d = altura útil da seção)

- O concreto da seção, acima da linha neutra, possui deformações $0 \leq \varepsilon_{ccu} \leq 3{,}5‰$, não havendo ruptura por esmagamento.

- Domínio 3
  - Aqui o concreto possui sua deformação $\varepsilon_{ccu}=3{,}5‰$, e a linha neutra continua na seção transversal com com $x_{2,\,lim} < x \leq x_{3,\,lim} = 0{,}628*d$
  - O aço da seção, abaixo da linha neutra, possui deformações $\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_{sd} \leq 10‰$.
- Domínio 4
  - Neste domínio o concreto tem sua deformação $\varepsilon_{ccu}=3{,}5‰$, e a linha neutra continua na seção transversal com com $x3_{,\,lim} < x \leq x_{3,\,lim} = d$
  - O aço da seção, abaixo da linha neutra, possui deformações $0‰ \leq \varepsilon_{sd} \leq \varepsilon_{yd}$.
- Domínio 5
  - Para este domínio a linha neutra se encontra fora da seção transversal, caracterizando compressão total não uniforme.
  - O concreto aqui se encontra com deformações que variam de $\varepsilon_{ccu}=3{,}5‰$ a $\varepsilon_{ccu}=2‰$.

2.3 Hipóteses simplificadoras

No estudo da capacidade resistente de peças em concreto armado submetidas a solicitações normais, são adotadas algumas hipóteses básicas para os cálculos assim como algumas simplificações, como por exemplo desprezar a resistência do concreto à tração, tendo apenas a armadura da seção a responsabilidade de resistir a este esforço.

2.3.1 Hipótese de Navier-Bernoulli

Quando submetida a solicitações normais, admite-se que a seção transversal permanecerá plana até o estado limite último, desde que, a relação entre a distância entre as seções de momento nulo e a altura útil da seção transversal seja menor do que dois (FUSCO, 1981). Com esta hipótese determina-se que as deformações específicas são, em cada ponto, proporcionais à sua distância à linha neutra da seção (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

2.4 Não linearidade

Entende-se por não linearidade na análise de seções em concreto armado, a consideração da não linearidade física dos materiais e a não linearidade geométrica da estrutura. Abaixo serão exemplificadas cada uma destas considerações.

2.4.1 Não linearidade física

Quando estruturas em concreto são estudadas, normalmente é adotada uma rigidez com comportamento linear, mesmo que o impacto na análise não seja de grandes implicações, sabe-se que, devido a não linearidade física dos materiais que compõem a estrutura, essa rigidez também possui um comportamento não linear (SOUZA JR, 2012).

A não linearidade física é uma propriedade intrínseca do material com tal comportamento. Ela diz respeito à não linearidade do diagrama tensão x deformação, como é o caso do concreto e do aço, Ribeiro (2011). Na Figura 4 é apresentado o diagrama tensão x deformação que considera a não linearidade para o concreto submetido a compressão, nela é representado o efeito Rüsch que considera a variação da resistência do concreto em função das velocidades de carregamento, o

ganho de resistência do concreto com o passar do tempo e a influência da forma cilíndrica do corpo de prova, estes efeitos são representados pelo fator 0,85 que multiplica o f_{cd} (JUNIOR 2015).

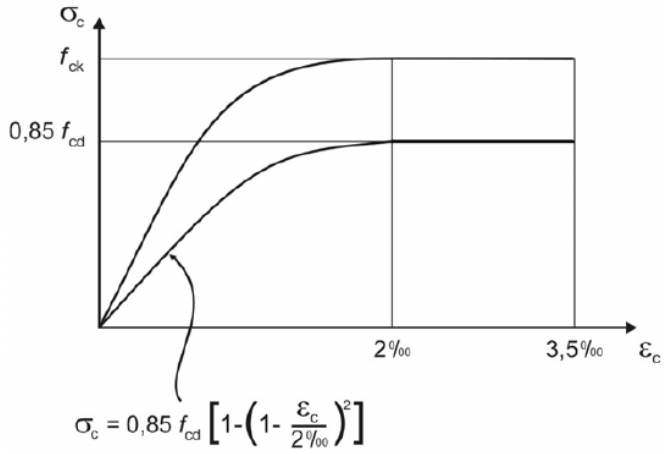

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto.

Fonte: Figura 8.2 da NBR6118:2014

Já Figura 5 representa o diagrama tensão x deformação para o aço utilizado para a armadura longitudinal da seção.

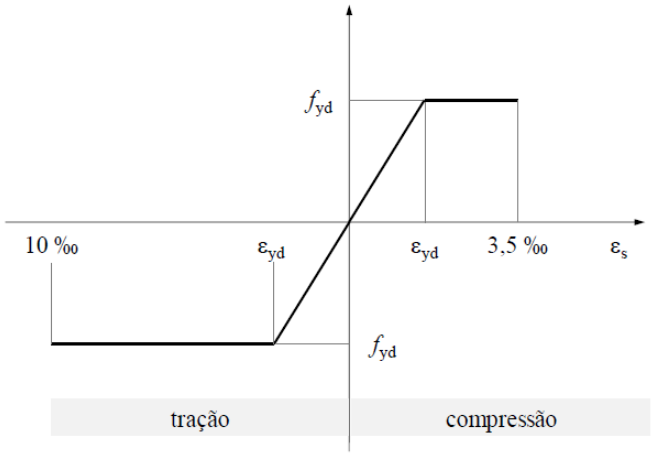

Figura 5 - Diagrama tensão-deformação do aço.

Fonte: RIBEIRO, 2011, p.29

2.4.2 Não linearidade geométrica

Quando se estuda uma estrutura, mesmo que não seja considerada a não linearidade física dos matérias que a compõem, esta pode apresentar um comportamento não linear geométrico (Rodrigues Junior, 2005).

Para RIBEIRO (2011), a não linearidade geométrica é resultante da influência dos deslocamentos no momento total, conhecida como efeito de segunda ordem. GELATTI (2012) ressalta que a não linearidade geométrica leva em conta a configuração deformada no equilíbrio de forças e/ou não linearidade das relações deformações x deslocamentos. Quando o equilíbrio da estrutura é observado na configuração deformada, os deslocamentos horizontais interagem com as forças que atuam na mesmo, gerando assim novos esforços externos e internos, este efeito é conhecido como segunda ordem.

2.5 Método das Fibras – Envoltória de esforços resistentes

Segundo MENESES (2013), o método das fibras consiste em subdividir a seção de concreto armado em áreas elementares, as quais formam uma malha de fibras. É sobre cada uma destas fibras que as considerações de cálculo, e verificações necessárias para tal seção serão executadas. Ao final, através do somatório dos resultados de todas as fibras discretizadas, obtém-se os resultados da análise global.

Para as armaduras da seção transversal, a análise é feita para cada uma das barras nela disposta, seguindo a mesma linha de raciocínio, ou seja, o resultado da análise global dá-se através do somatório dos resultados encontrados para cada barra.

Na Figura 6, está representada, de forma genérica, uma seção qualquer de um elemento em concreto armado, discretizado através do método das fibras.

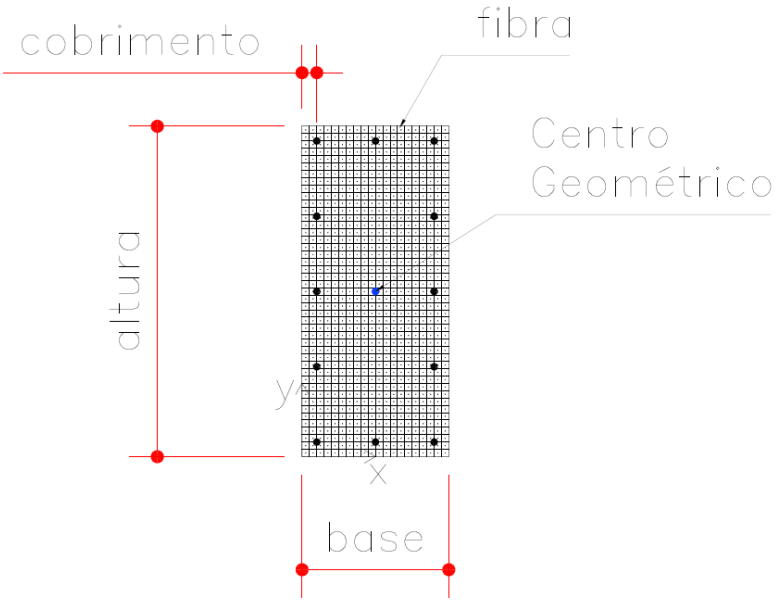

Figura 6 – Discretização da seção transversal através do método das fibras

Com as dimensões das fibras definidas, estas são representadas pelo seu centro geométrico em relação ao canto inferior esquerdo do elemento em concreto armado. Para as barras da armadura da seção transversal é feita mesma analogia.

2.5.1 Inclinação da linha neutra

Quando solicitada à flexo-compressão oblíqua, a posição da linha neutra, definida no item 2.1.1, pode possuir uma inclinação (α) que não necessariamente seja coincidente com o ângulo de solicitação da seção (θ), formando o eixo de solicitação E.S., conforme mostra a Figura 7. No item 2.5.1.1 a relação entre α e θ será melhor detalhada, porém cabe definir o ângulo de solicitação conforme a equação (1) abaixo:

$$\theta = \arctan \frac{M_{sdy}}{M_{sdx}} \quad (1)$$

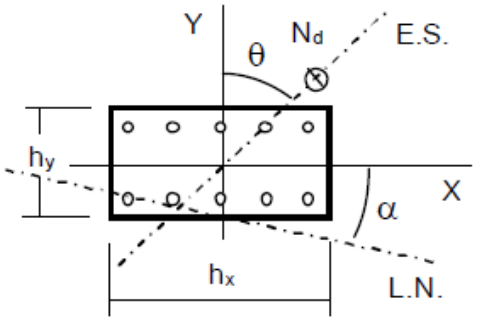

Figura 7 - Inclinação da linha neutra e eixo de solicitação

Fonte: CECCON, 2008

A partir da inclinação da linha neutra, novas coordenadas para as fibras e barras da armadura são calculadas, agora tomando a linha neutra e sua posição como referências. Com as distâncias perpendiculares das fibras até este novo eixo, as deformações e tensões das fibras e armaduras são calculadas, como pode ser observado na Figura 8 e na Figura 9, desprezando a resistência à tração do concreto.

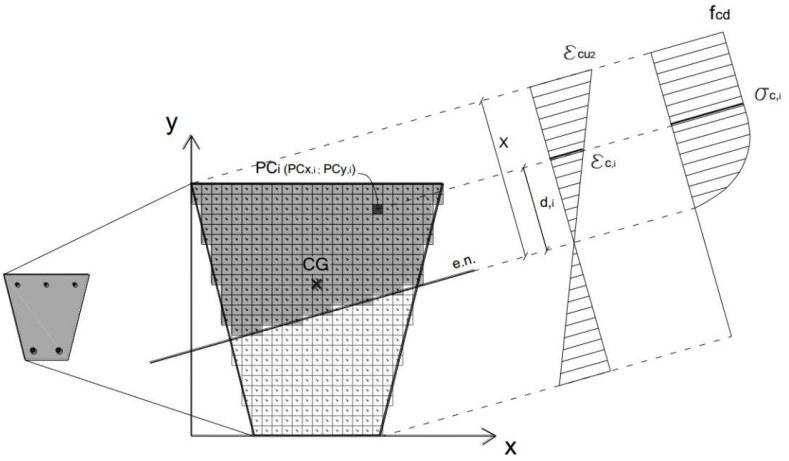

Figura 8 - Diagrama de deformações e tensões no concreto em uma seção genérica.

Fonte: MENESES, 2013, p.37

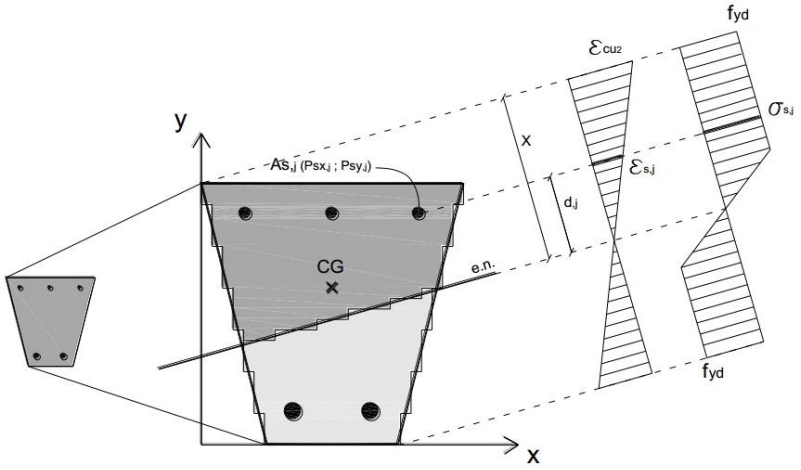

Figura 9 - Diagrama de deformações e tensões no aço em uma seção genérica

Fonte: MENESES, 2013, p.41

2.5.1.1 Relação entre α e θ

De acordo com CECCON (2008), a relação entre o ângulo de inclinação (α) e o ângulo de solicitação (θ) depende de diversos fatores como as proporções da seção transversal, distribuição das armaduras, etc, tornando a determinação desta relação extremamente complexa, tendo a taxa de armadura e a força normal aplicada à seção pouca influência.

Em sua tese, através de diversos exemplos CECCON (2008) mostra que um dos principais fatores que influenciam na relação "$\alpha - \theta$" é configuração geométrica da seção assim com a distribuição das armaduras. Abaixo são apresentadas alguns casos do trabalho de CECCON (2008).

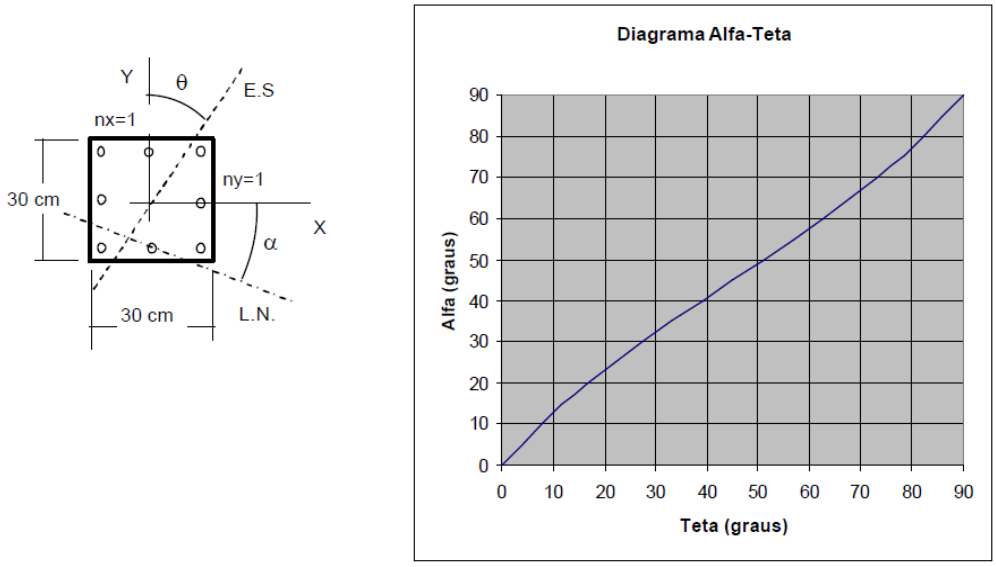

Figura 10 - Relação entre α e θ para seção quadrada

Fonte: CECCON, 2008.

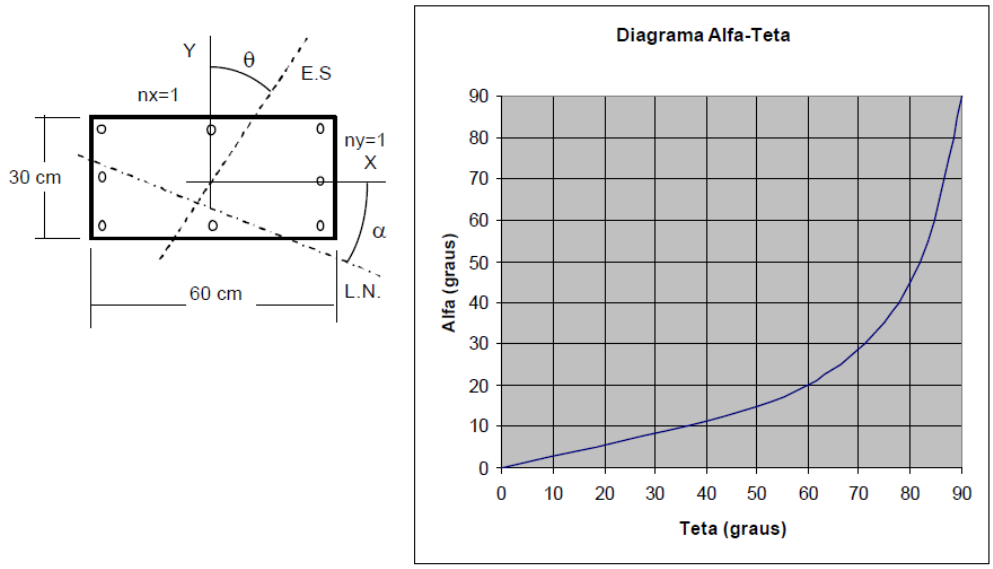

Figura 11 - Relação entre α e θ para seção retangular

Fonte: CECCON, 2008.

2.5.2 Equilíbrio da seção discretizada

O equilíbrio da seção é observado quando a somatória das forças resistentes das fibras e barras de armaduras comprimidas juntamente com as forças resistentes das armaduras tracionadas se iguala à força normal atuante (MENESES 2013). A força em cada fibra ou armadura se dá conforme a equação abaixo.

$$\mathrm{F_i} = \sigma_\mathrm{i} \times \mathrm{A_i} \tag{2}$$

Onde:

- $\mathrm{F_i}$– Força normal em cada fibra/armadura;
- σ_i–Tensão em cada fibra/armadura;
- $\mathrm{A_i}$ – Área de cada fibra/armadura.

Para que possa ser gerada a envoltória de esforços resistentes, a inclinação da linha neutra (α) é variada de 0º até os 90º, onde para cada uma das inclinações é encontrada uma profundidade que resulte no equilíbrio da seção, ou seja, $N_{sd} = N_{rd.}$

Quando é determinada a profundidade para qual o equilíbrio é atingido, os momentos resistentes são calculados para cada fibra/barra através do somatório destes esforços resistentes para a seção, conforme as equações abaixo.

$$\mathrm{M_{R,xi}} = F_\mathrm{i} \times \mathrm{d_{yi}} \tag{3}$$

$$\mathrm{M_{R,yi}} = F_\mathrm{i} \times \mathrm{d_{xi}} \tag{4}$$

Onde:

- $M_{\mathrm{R,xi}}$– Momento em torno da direção X resistente em cada fibra/armadura;
- $M_{\mathrm{R,yi}}$– Momento em torno da direção Y resistente em cada fibra/armadura;
- d_{xi} – Distância na direção X da fibra/armadura em relação ao centro geométrica da seção;
- d_{yi} – Distância na direção Y da fibra/armadura em relação ao centro geométrica da seção;

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} M_{R,xi} \quad (5)$$

$$M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} M_{R,yi} \quad (6)$$

Onde:

- $M_{R,x}$– Momento total resistente da seção em torno da direção X;
- $M_{R,y}$– Momento total resistente da seção em torno da direção Y;

Os momentos totais resistentes em torno no eixo X e eixo Y, com origem no centro geométrico da seção, são obtidos através da soma dos momentos em cada fibra/armadura. Para a determinação da envoltória dos esforços resistentes da seção, a inclinação da linha neutra é variada de 0º, ou seja da flexão normal em torno do eixo X, até o ângulo de 90º que caracteriza à flexão normal em tordo do eixo Y. Abaixo é apresentada uma figura que ilustra a envoltória de momentos resistentes para uma seção submetida a flexo-compressão oblíqua à partir de programa Pcalc, usualmente utilizado no âmbito da engenharia. Este programa foi elaborado por Sander David Cardoso Júnior em sua monografia dentro da escola politécnica da Universidade de São Paulo e está disponível no site http://www.pcalc.com.br/ para download. A figura representa uma seção em concreto armado que possui uma base de 30 cm, altura de 60 cm, armadura simétrica com 4 barras dispostas na direção da base e 3 na direção da altura. Os esforços que atuam nesta seção são N_{sd} =500 kN, M_{sdx}=140 kN.m e M_{sdy}=70 kN.m.

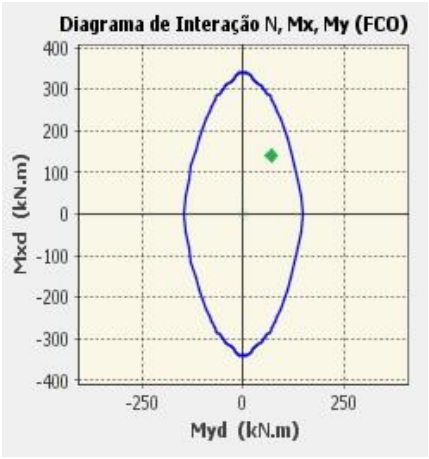

Figura 12 - Ábaco gerado pelo PCalc (flexocompressão oblíqua).

2.6 Definição de curvatura

Por definição, a curvatura é a relação entre o gradiente das deformações na seção transversal, que é também igual a variação da rotação por unidade de comprimento da barra (BUCHAIM, 2001). A definição de curvatura é primordial para a construção da relação momento-curvatura (RIBEIRO, 2011), desta forma será apresentada a formulação necessária para o seu entendimento.

Sendo considerada a barra de eixo reto da Figura 13, submetida a um carregamento que comprima as fibras superiores e tracione as fibras inferiores, observa-se que o eixo da barra assume a forma curva, caracterizando assim a linha elástica da barra. Nesta figura vemos que a representação do raio de curvatura da linha elástica é dado por “r”. Isolando um elemento infinitesimal, indicado na Figura 14 e considerando a simplificação proposta por Navier/Bernoulli, que diz que as seções planas permanecem planas após a ação dos carregamentos e ainda, desprezando os deslocamentos axiais, pode-se verificar a relação entre o raio de curvatura da seção com o momento fletor atuante sobre ela.

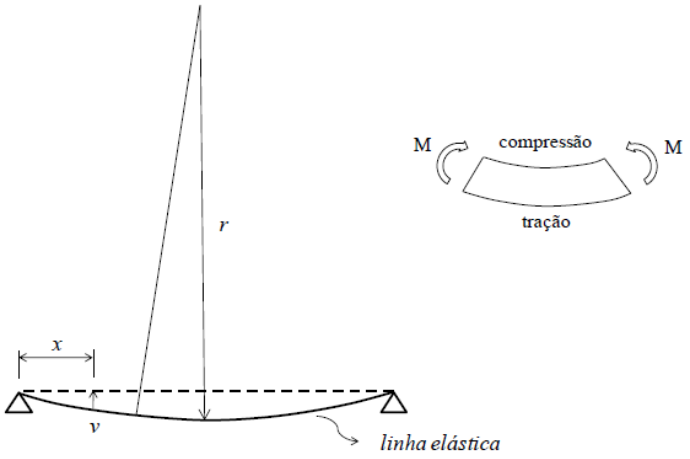

Figura 13 - Linha elástica

Fonte: RIBEIRO, 2011, p.54

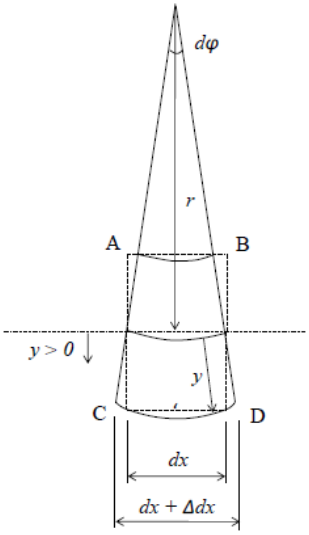

Figura 14 - Raio de curvatura proveniente da flexão

Fonte: RIBEIRO, 2011, p.54

A Figura 14 representa um elemento infinitesimal (*dx*) da barra representada na Figura 13. Nela é observado que quando solicitada a flexão, existe um acréscimo no comprimento deste elemento que vale Δ*dx*. Dos conceitos da resistência dos materiais, sabe-se que a deformação específica é a relação entre a variação do comprimento sobre o comprimento inicial. Outra relação útil nesta análise é a da tensão normal que surge através da deformação específica da seção multiplicada pelo modulo de elasticidade do material. Desta relação tem-se que a deformação específica também pode ser representada como sendo a relação entre a tensão normal e o módulo de elasticidade do material, com exemplificado na equação abaixo.

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L} \rightarrow \varepsilon = \frac{\Delta dx}{dx} \tag{7}$$

$$\sigma = E * \varepsilon \rightarrow \varepsilon = \frac{\sigma}{E} \tag{8}$$

Onde:

ε : deformação específica;

δ : alongamento total;

l : comprimento total;

σ : tensão normal;

E : módulo de elasticidade longitudinal.

Ainda da resistência dos materiais, se tem a relação entre o momento fletor e tensão normal na seção. Quando um momento fletor atua sobre determinada seção, tensões normais de compressão e tração surgem na mesma. Estas tensões representam um binário de forças que equilibram-se com o momento atuante. A equação abaixo representa a tensão que o momento fletor gera na seção transversal para uma determinada fibra afastada de uma distância “y” da linha neutra.

$$\sigma = \frac{M}{I} y \tag{9}$$

Onde:

M : momento fletor;

I : momento de inércia;

y : distância da fibra a linha neutra;

Igualando as equações (9) e (8) obtemos a relação entre a deformação específica e o momento fletor aplicado na seção.

$$\sigma = \mathrm{E} * \varepsilon \; = \sigma = \frac{M}{I} y \rightarrow \varepsilon = \frac{M * y}{EI} \tag{10}$$

Se igualarmos a equação (10) com a equação (7), temos a relação entre o acréscimo do comprimento do elemento infinitesimal e o momento fletor.

$$\varepsilon = \frac{\Delta dx}{dx} = \varepsilon = \frac{M * y}{EI} \rightarrow \frac{\Delta dx}{y} = \frac{M * dx}{EI} \tag{11}$$

Analisando a Figura 13 e Figura 14 pode-se verificar a relação entre o ângulo de rotação da curvatura e o acréscimo do comprimento do elemento infinitesimal.

$$d\varphi = \frac{\Delta dx}{y} = \frac{dx}{r} \tag{12}$$

Igualando as equações (11) e (12) obtemos a relação entre a curvatura da seção e o momento fletor atuante sobre ela.

$$\frac{dx}{r} = \frac{M * dx}{EI} \rightarrow \frac{1}{r} = \frac{M}{EI} \quad (13)$$

2.6.1 Relação momento-curvatura

De acordo com RIBEIRO (2011), por intermédio da relação momento-curvatura de uma seção pode-se considerar o comportamento da não-linearidade física dos materiais de uma seção transversal em concreto armado, englobando assim a não linearidade física do aço e do concreto armado.

Para BORGES (1999), as relações momento-curvatura estão intimamente ligadas ao conceito de não linearidade. Quando analisadas as relações momentos internos-curvatura, o conceito de não-linearidade física é o mais importante. Já para as relações momento externo-curvatura, o conceito de não linearidade geométrica assume o papel principal.

Segundo LORIAGGIO (1998 apud KETTERMANN, 2002), o estado limite último por instabilidade para seções em concreto armado é atingido quando os esforços externos ditos de segunda ordem, crescem de maneira mais rápida do que os esforços resistentes de tal seção. E nos estudos de instabilidade, deve-se obrigatoriamente levar em conta a não linearidade física do material, tal efeito pode ser representado tendo como base as relações entre momento e a curvatura da seção.

No estudo de seções em concreto armado, tais relações podem ser obtidas a partir de equações de equilíbrio e de compatibilidade, assim como também das características dos matérias que compõem tal seção (Kettermann, 2002).

Loriggio & Burato (1995) falam que as relações momento-curvatura são diretamente proporcionais ao tipo de solicitação, dos fatores geométricos e também dos matérias que compõem a seção. De acordo com ambos, a forma do diagrama que representa a relação momento-curvatura indica as considerações que foram adotadas para o estudo. Caso seja levado em conta que os matérias que compõem a seção possuem um comportamento elástico linear o diagrama será uma reta inclinada passando pela origem como ilustrado na Figura 15 (a). Agora, se o estudo levar em

conta as relações não lineares entre a tensão e a deformação, o diagrama que representa a relação momento-curvatura assumira uma forma curva como mostra a Figura 15 (b).

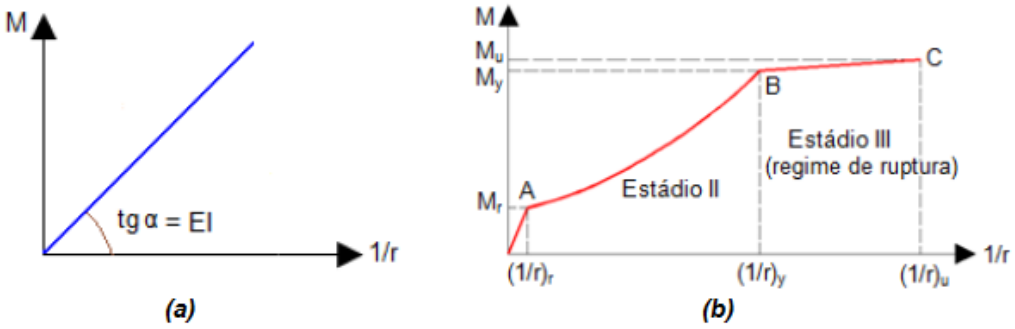

Figura 15 - Diagrama momento-curvatura Linear e não linear

Fonte: SILVA, 2012, pg.57.

Para CALDAS (2004), as relações momento-curvatura são propriedades da seção transversal, que variam de acordo com a disposição e resistência dos elementos que a compõem. Ele ainda ressalta que uma das principais importâncias desta relação é a descrição do comportamento global da estrutura, isso porque a curva que é obtida mostra informações da história do carregamento e a consequente resposta à deformação do elemento.

CECCON (2008) fala que a relação entre o momento fletor e curvatura da seção transversal tem sido ultimamente representado pelo diagrama “Momento-Curvatura”. E para ilustrar como estas relações vem sendo apresentadas, abaixo são apresentadas algumas figuras de diagrama “Momento-Curvatura”.

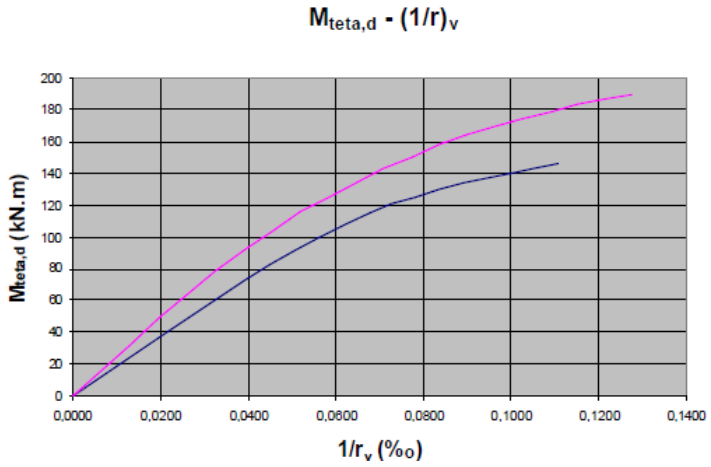

Figura 16 – Diagrama momento-curvatura para a seção da Figura 11

Fonte: CECCON, 2008.

A Figura 17 representa o diagrama-momento curvatura para uma seção retangular com seção transversal de 15x30cm, fck=20MPa, e armadura de com uma área total de 2,50cm², esta seção está solicitada com um esforço normal de 385kN.

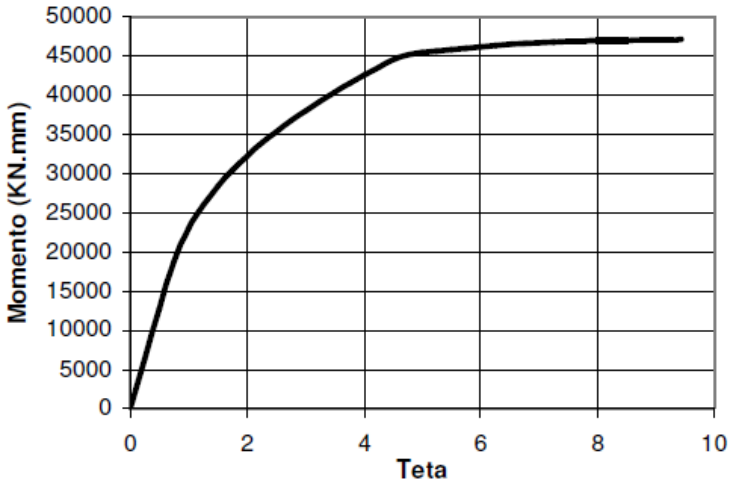

Figura 17 - Diagrama momento curvatura seção 15x30cm

Fonte: KETTERMANN, 2002, p.14

2.6.2 Composição do diagrama M, N e 1/r

Quando se gera a envoltória dos momentos resistentes de uma seção, apenas o ponto que determina a ruptura da seção possui sua curvatura definida pelo ELU (Estado Limite Ultimo), porém, a seção pode não estar submetida a esforços que caracterizam o ELU, quando a relação é obtida para diversas condições, obtém-se o diagrama momento-curvatura (JÚNIOR, 2014). Geralmente estes diagramas são representados com um dos eixos de solicitação coincidentes com um dos eixos principais de inércia da seção, ou seja, α=0º e α=90º, à esta forma de representação se dá o nome de “diagramas desacoplados”, onde se considera que esforços atuantes em uma direção não influenciam na outra direção.

Outra forma que o diagrama momento-curvatura pode ser apresentado é através da representação para qual, o ângulo de inclinação α da linha neutra que possua um par ordenado M_{rdx} e M_{rdy}, represente o mesmo ângulo de solicitação θ para o ELU.

$$arctan\left(\frac{M_{rdy}}{M_{rdx}}\right) = arctan\left(\frac{M_{sdy}}{M_{sdx}}\right) \quad (14)$$

Para ambos os casos de diagramas, desacoplados ou quando se mantem o mesmo ângulo de inclinação da linha neutra (α), é variando a curvatura da seção que se tem os pares ordenados para construção do diagrama momento-curvatura. Esta variação é realizada da máxima curvatura que a seção admite no estado limite último até a curvatura nula. Para cada variação de curvatura, novos momentos resistentes são calculados em função da deformação sofrida pelos materiais constituintes da seção.

JÚNIOR (2014) afirma que a construção do diagrama, considerando a atuação de ambos os momentos em uma seção, só é viável com a utilização de processos numéricos apropriados, que consideram a variação da rigidez em função dos momentos coincidentes das duas direções, o que torna a solução do problema complexa.

Independentemente de qual modelo supracitado se escolha para a determinação da relação momento-curvatura, quando a seção está submetida a flexão composta, dependendo da intensidade dos esforços solicitantes, ambos os diagramas não assimilam corretamente a solicitação com a curvatura real da seção.

Visto isso, outra forma que pode ser empregada para se obter tal diagrama é através da coincidência dos ângulos de solicitação (θ) ao longo de todo o traçado do diagrama. Para este caso, quando se varia a curvatura da seção, um novo ângulo de inclinação da linha neutra (α) e profundidade da linha neutra (xLN) são obtidos para que se satisfaça as condições de equilíbrio da seção, garantindo assim que a curvatura real da seção estará contida no diagrama momento curvatura.

Dentro do código, para garantir que os resultados sejam satisfatórios, deve-se utilizar algum método que garanta a convergência dos resultados. E pensando nisso, neste trabalho de conclusão de curso, foi utilizado a método da bisseção para garantir que estes resultados representassem ao máximo a seção transversal em estudo. Este método é implementado na obtenção de diversos resultados dentro do programa, como é o caso da posição da linha neutra (xLN) que satisfaça o equilíbrio da seção como na determinação da inclinação da linha neutra (α) que corresponda ao ângulo de solicitação (θ) para cada variação de curvatura da seção.

2.7 Método da Bisseção

Este método gera uma sequência convergente, ou seja, é sempre possível obter um intervalo que contém a raiz da equação em estudo, sendo que o comprimento deste intervalo final satisfaz a precisão requerida (RUGGIERO, 1996).

O objetivo deste método é reduzir a amplitude do intervalo que contém a raiz até se atingir a precisão requerida: (b-a) <ε, usando para isso a sucessiva divisão de [a,b] ao meio (RUGGIERO, 1996). Sendo (a,b) o intervalo inicial e ε a precisão, conforme é apresentado na figura.

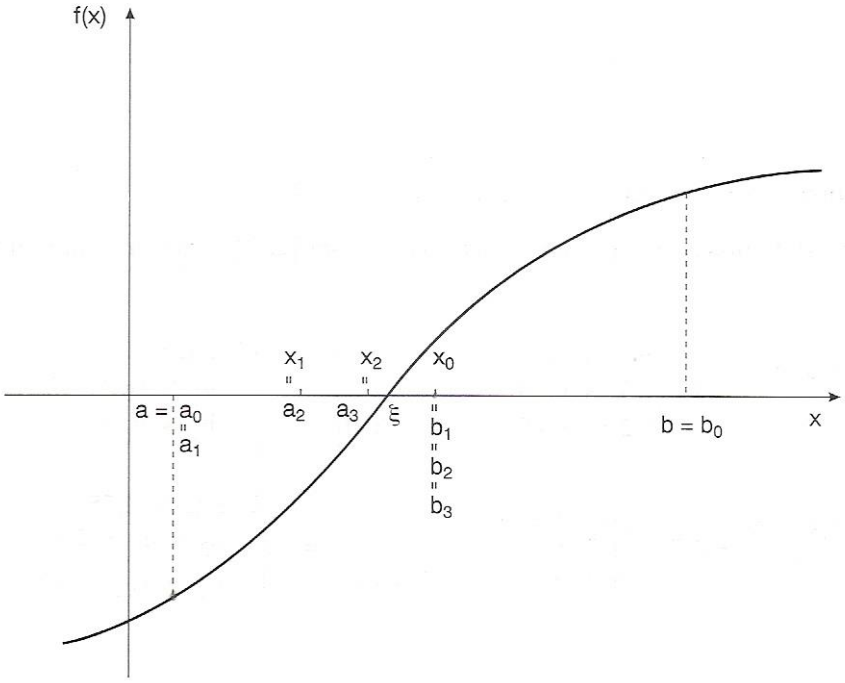

Figura 18 - Método da bisseção representado graficamente.

Fonte: RUGGIEIRO, 1996, p.41

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Abaixo são comentados e resumidos alguns trabalhos importantes que serviram de insumo para a produção do presente trabalho.

CECCON (2008) afirma em seu trabalho, que para pilares de seção retangulares solicitados à flexão oblíqua, quando a análise das curvaturas da seção são feitas de modo desacoplado, aquela onde a análise se baseia na flexão normal composta em cada direção independentemente, sempre se está trabalhando a favor da segurança. Porém, ao longo de seu texto, ressalta a importância da análise não desacoplada da relação momento curvatura, pois os momentos atuantes em X e Y podem possuir leis de variação distintas.

SOUZA JR. (2012) ressalta que a automação do processo de construção das curvas momento-curvatura possibilita uma grande economia de tempo e uma maior segurança na análise da estrutura. E que a correta análise pode acarretar em resultados mais favoráveis, em relação a quantidade de armaduras e suas disposições na seção.

SOUZA (2011) mostra em seu trabalho que a análise das relações entre momento-curvatura através dos diagramas desacoplados em comparação com a análise do diagrama acoplado, dependendo da intensidade do esforço normal atuante na seção e para as seções utilizadas em sua dissertação, podem atingir uma diferença dos momentos resistentes de até 210%. Mostrando que a análise através do diagrama desacoplado mostra-se mais adequada ao uso cotidiano, visto que normalmente está a favor da segurança.

RIBEIRO (2011) afirma que a elaboração de diagramas de interação é um trabalho árduo, e que não há um meio de obtenção real da curvatura da seção que não envolva processos de aproximações sucessivas e ou por tentativa e erro. Para ilustrar o quão árduo é a obtenção destes resultados, o autor relata que o programa elaborado por ele para verificação de pilares retangulares submetidos a flexão composta normal chega a ultrapassar seis horas, sendo que em alguns casos é necessário o processamento por até oito horas.

SHIRMBECK (1988) afirma que só é possível analisar elementos de concreto quando se inclui a não linearidade física dos matérias, e que é impossível aproximar as respostas de deslocamentos ou tensões destes elementos com um modelo linear. Outra consideração que o autor faz, é em relação a construção do diagrama momento-curvatura que represente a real curvatura de uma seção, e salienta que o grau de complexidade da obtenção destes diagramas, torna este processo extremamente trabalhoso.

4 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Para que se chegasse ao objetivo deste trabalho, uma determinada sequência lógica de passos foi obedecida dentro do código computacional. Neste capítulo são apresentados os passos para a elaboração dos diagramas momento-curvatura desacoplados, acoplados com o mesmo ângulo de inclinação da linha neutra (α) e acoplados com o mesmo ângulo de solicitação (θ).

4.1 Rotinas de cálculos do programa

As rotinas de cálculo são executadas após o usuário fornecer todos os dados necessários, através do botão calcular diversas verificações são executadas antes de se iniciar os cálculos, como verificação da taxa de armadura máxima, mínima, resistência máxima à compressão e tração da seção em concreto armado. Caso alguma das verificações não se cumpra, uma mensagem de ERRO é mostrada ao usuário.

Tendo a seção todas as verificações atendidas, o programa executa uma série de funções elaboradas para cada etapa de cálculo, estas funções são as seguintes, apresentadas na ordem que o programa as executas:

- Função “Geometria”;
- Função “Envoltória”;
- Função “Máxima Resistência”;
- Função “Esforço Resistente”;
- Função “Verificação de Segurança”;
- Função “Diagramas”;
- Função “Curvatura em função de M_{sx} e M_{sy}”;
- Função “Plotagem Envoltória”;

4.1.1 Função Geometria

Tendo todas as verificações de segurança atendidas, a função geometria é a primeira a ser executada. Está função é responsável pela determinação de todas as propriedades da seção, como a determinação das fibras que serão empregadas na análise da mesma como na obtenção das coordenadas do centro geométrico das fibras e barras que a compõem.

4.1.1.1 Número de fibras utilizadas

A determinação do número de fibras que foram adotadas para a resolução de seções em concreto armado neste trabalho, baseia-se nas conclusões de Santos e Soczek (2014). Eles utilizaram 25 divisões ao longo da base para determinar o número de fibras utilizadas na análise, ao final ressaltam que, para seções grandes, está quantidade de fibras pode apresentar resultados não satisfatórios devido as grandes dimensões das mesmas, sendo assim, visando as soluções de grande seções o programa aqui elaborado adota o dobro de divisões para a base, ou seja, 50 divisões. A divisão ao longo da altura da seção se dá com o número de divisões da base multiplicada pela relação entre a altura e base da seção, sempre visando seções quadradas para as fibras.

4.1.2 Função Envoltória

A partir do número de pontos que o usuário informou na entrada de dados, esta função tem a finalidade de variar a inclinação da linha neutra (α) de 0º até 90º. A Figura 19 apresenta um diagrama que representa a lógica por trás da elaboração da envoltória dos momentos resistentes e a Figura 20 apresenta a envoltória para uma seção analisada com 10 pontos, ou seja, uma variação angular de 9º.

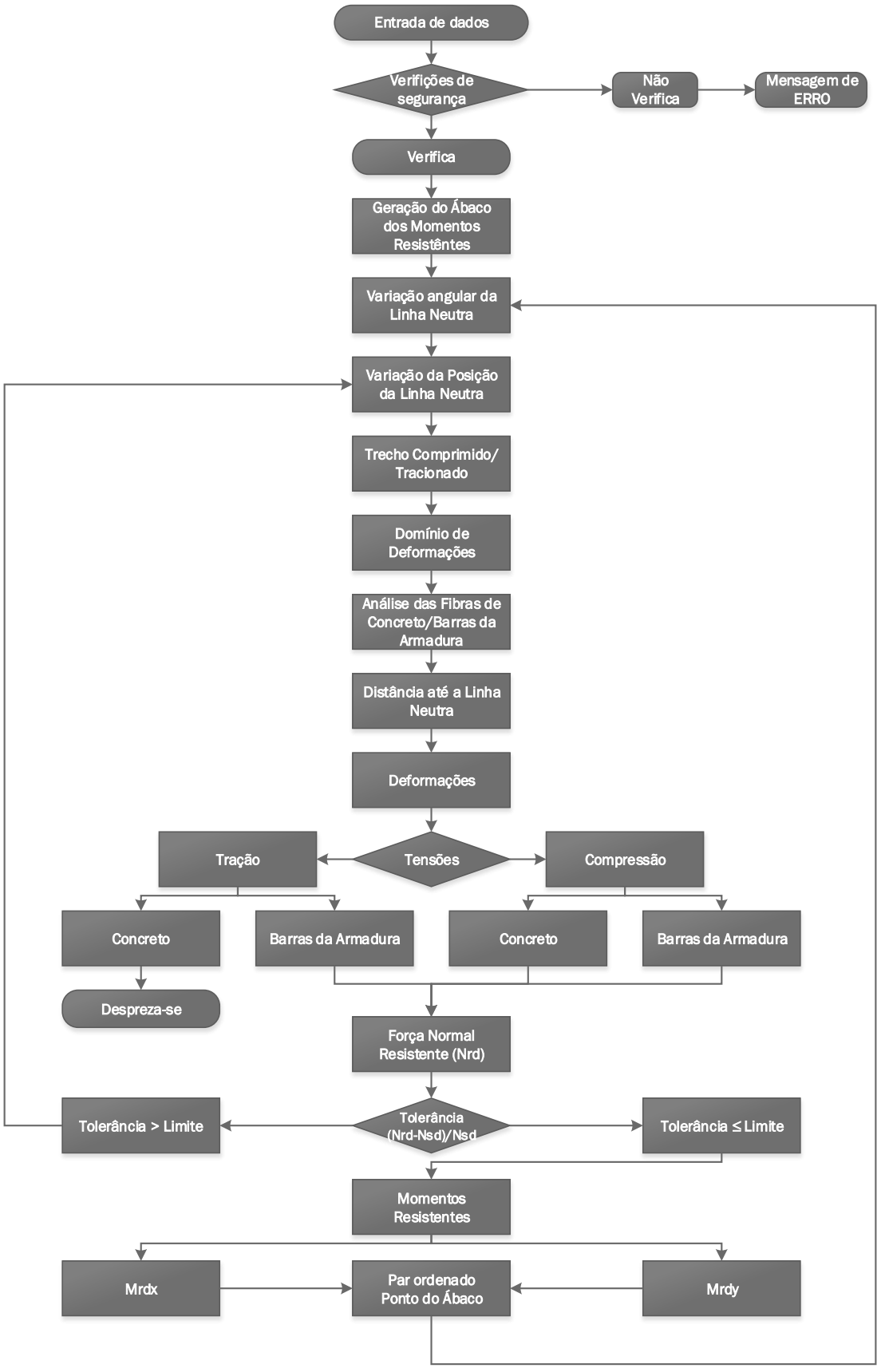

Figura 19 - Fluxograma para elaboração da envoltória dos momentos resistentes

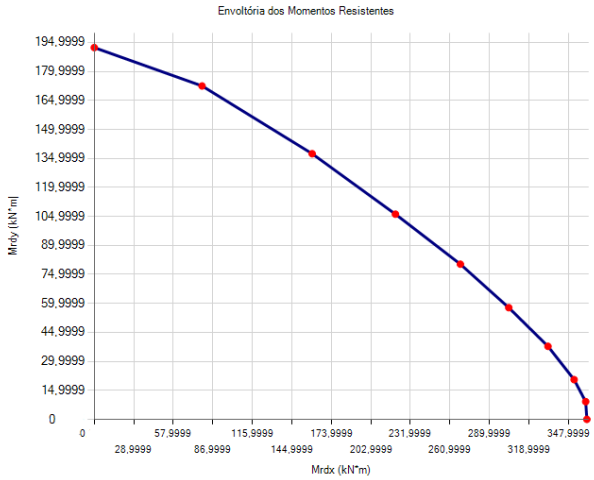

Figura 20 – Representação dos pontos na envoltória no programa MNK-SU

4.1.3 Função Máxima Resistência

Com a variação angular determinada pela função Envoltória, esta função recebe o ângulo fornecido e inicia a determinação da posição da linha neutra (xLN, variando a posição da mesmo ao longo da seção. Esta função fornece para a função “Esforço Resistente”, no item 4.1.4 esta função é detalhada, o ângulo da inclinação da linha e a posição da mesma. A função “Esforço Resistente” retorna o esforço normal resistente (N_{rd}) da seção para aquelas configurações da linha neutra.

Com o N_{rd}, calcula-se a tolerância entre o esforço normal resistente e o esforço normal solicitante (N_{sd}) conforme a equação (15), caso a tolerância não tenha sido atingida nesse passo, uma nova posição da linha neutra é fornecida. Caso Nrd supere Nsd acima da tolerância estabelecida, o programa retrocede com a posição da linha neutra, mas agora com metade do passo anterior, utilizando do método da bisseção ilustrado no item 2.7. Quando a tolerância entre estes dois esforços for menor ou igual a 0,1‰, o programa armazena os pares ordenadas de M_{rdx} e M_{rdy}, e adota um novo ângulo da linha neutra fornecido pela função “Envoltória”.

$$\text{tolerância} = \frac{(N_{rd} - N_{sd})}{N_{sd}} \tag{15}$$

4.1.4 Função Esforço Resistente

Esta função calcula o esforço normal resistente da seção para cada variação da inclinação da linha neutra (α) e posição da mesma (xLN) fornecidos pela função “Máxima resistência.

A resistência da seção é estabelecida através das deformações que as fibras de concreto e barras de armadura sofrem devido a curvatura que a seção adquire no estado limite último de ruptura. Com o esforço normal de cada elemento calculado, a próxima etapa a ser executada é a obtenção dos momentos resistentes da seção.

Estes momentos são obtidos através da multiplicação da força resistente da fibra/barra pela distância ao centro geométrico deste elemento até a linha neutra subtraído metade da altura para as distâncias em Y e metade da base para as distâncias em X. Desta forma, os momentos calculados são sempre em relação ao centro geométrico da seção transversal.

4.1.5 Função Verificação de Segurança

Após finalizada a variação angular, é necessário verificar se a solicitação não supera a capacidade resistente da seção. Esta verificação é feita através da comparação do comprimento do segmento de reta que representa o ponto de solicitação até origem do sistema, ponto 0,0, com o segmento de reta que representa a máxima resistência para o ângulo de solicitação (θ). Para verificar qual ângulo de inclinação da linha neutra (α) que melhor corresponde ângulo de solicitação (θ), é calculado qual o ângulo que os pares ordenados de M_{rdx} e M_{rdy} para este ângulo α mais se aproxima da relação arctan (M_{sdy}/M_{sdx}). Para isso o vetor que contém todos os pares ordenados de M_{rdx} e M_{rdy} é percorrido comparando estes valores com o ângulo de solicitação (θ), quando a relação para um determinado ângulo de inclinação da linha neutra (α) for maior que o ângulo de solicitação (θ) é realizada a interpolação deste valor e do valor anterior (α) para determinar qual a inclinação da linha neutra (α) melhor corresponde ao ângulo de solicitação (θ).

Abaixo são apresentadas duas figuras que ilustram como a verificação de segurança é realizada. A Figura 21 ilustra uma seção que suporta os esforços solicitantes e na Figura 22 a mesma seção, porém agora os esforços são superiores ao que a seção é capaz de suportar. Em ambas as figuras,

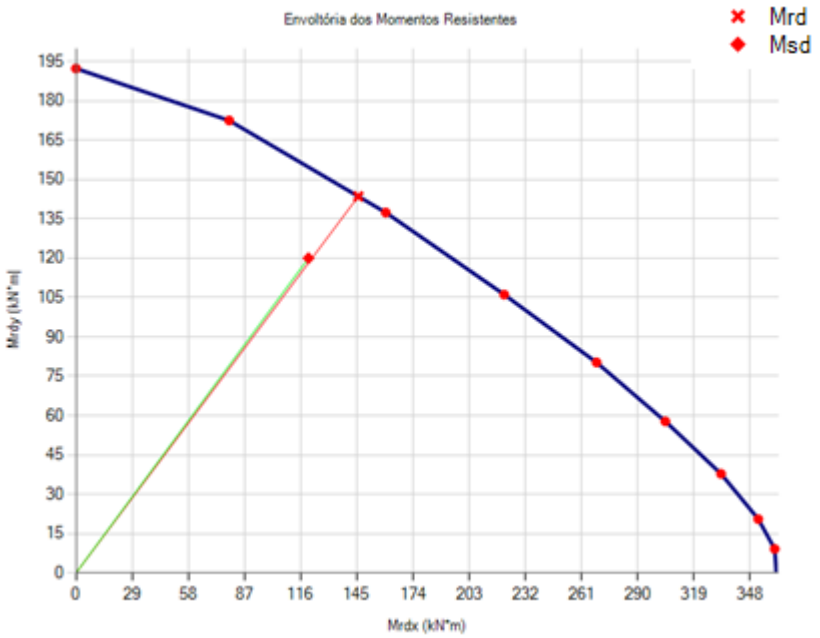

Figura 21 - Seção com $M_{sd}<M_{rd}$

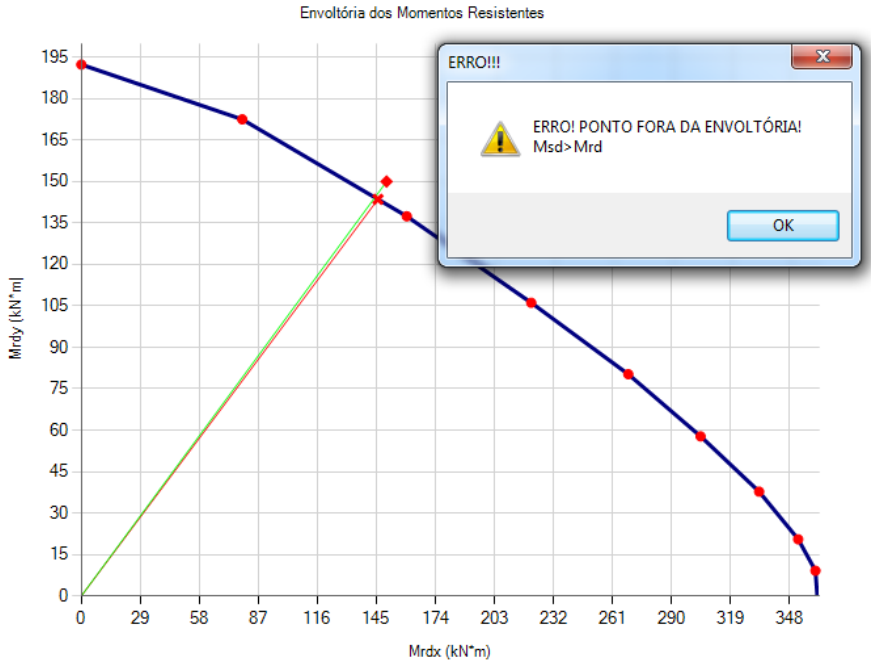

Figura 22 - Seção com $M_{sd}>M_{rd}$

4.1.6 Função Diagramas

Esta é a função responsável pela determinação dos pares ordenados que determinam os diagramas momento-curvatura para as três opções apresentadas no programa MNK-SU.

4.1.6.1 Diagrama N, M, 1/r – Desacoplado

Como dito anteriormente, normalmente o diagrama que representa a relação entre o momento-curvatura é apresentado de forma desacoplada, ou seja, com a curvatura na direção X não interferindo na curvatura na direção Y e vice-versa. Este diagrama é elaborado através de dois ângulos da linha neutra específicos, α=0º e α=90º, ângulos que representam a flexão composta reta em X e Y respectivamente.

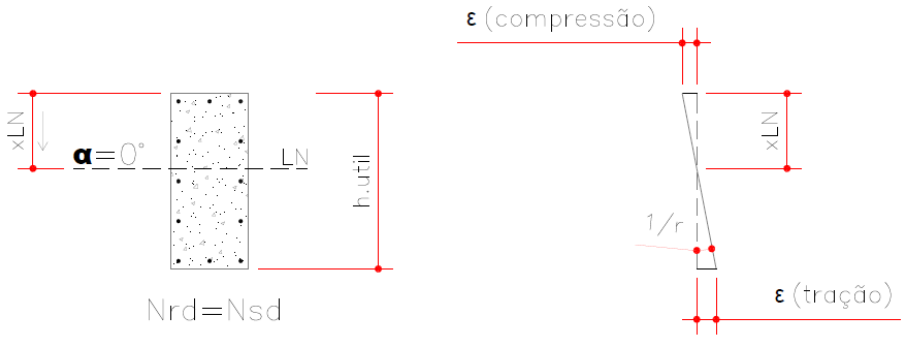

Figura 23 – Linha neutra para α=0º

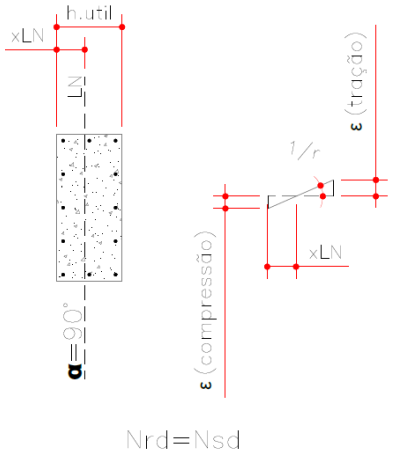

Figura 24 - Linha neutra para α =90º

Para a obtenção deste diagrama, varia-se a curvatura da seção para estes dois ângulos até se zerar a curvatura da seção. Para cada variação da curvatura uma nova posição da linha neutra (xLN) é encontrada, sempre visando o equilíbrio da seção em relação ao esforço normal.

4.1.6.2 Diagrama N, M, 1/r – Alfa

Para este diagrama, é seguida a mesma lógica do diagrama desacoplado, porém o ângulo α da linha neutra neste caso é aquele que representa o mesmo ângulo de solicitação θ. A Figura 26 apresenta um diagrama que representa a lógica por trás da elaboração dos diagramas desacoplados e para o mesmo alfa.

4.1.6.3 Diagrama N, M, 1/r – Teta

A elaboração deste diagrama é muito mais complexa, pois além de se variar a curvatura da seção, é preciso encontrar um ângulo da linha neutra (α) que corresponda ao ângulo de solicitação (θ) para cada variação da curvatura.

A determinação desde diagrama se torna trabalhosa devido ao fato de que todos os cálculos que foram feitos para a obtenção da envoltória dos momentos resultantes terem que ser realizados para cada uma das frações de curvatura da seção, ou seja, para cada fração da curvatura é realizada a variação na posição da linha neutra da seção (xLN) e a variação do ângulo da linha neutra (α) que satisfaça o equilíbrio da seção(Nrd=Nsd). Estas variações são realizadas até que se obtenha o ângulo da linha neutra (α) que corresponda ao ângulo de solicitação (θ) dentro da tolerância estabelecida.

A Figura 25 do professor Ceccon, ilustra bem como a variação da curvatura interfere diretamente na inclinação da linha neutra. Vale ressaltar aqui, antes da análise da figura que em seu trabalho o professor Ceccon adota o eixo Y para determinar o ângulo de solicitação (θ) e que a contagem do ângulo de inclinação da

linha neutra (α) adota a mesma lógica, diferente do adotado neste trabalho, onde as considerações são realizadas a partir do eixo X.

Na figura é possível observar que quando se mantém o mesmo ângulo de solicitação (θ) não necessariamente se mantém o ângulo de inclinação da linha neutra (α). Outra análise importante a se fazer é a proximidade das curvaturas próximas ao estado limite último da seção e quão mais distantes elas vão ficando conforme a curvatura da seção se aproxima de zero.

Na Figura 27 é apresentado um fluxograma que representa a lógica por trás da elaboração do diagrama momento-curvatura para o mesmo ângulo de solicitação (θ), variando-se para isso a curvatura da seção, o ângulo de inclinação da linha neutra (α) e a posição da linha neutra (xLN).

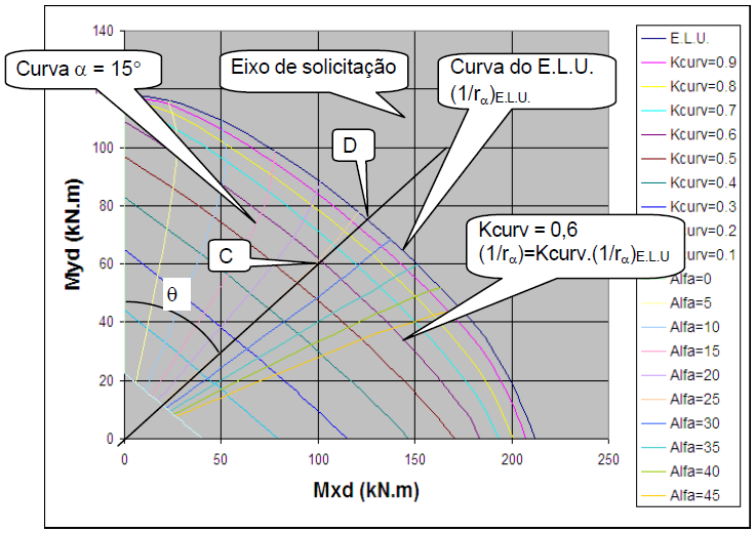

Figura 25 - Envoltória dos momentos resistente para diversa curvaturas

Fonte: CECCON, 2008.

4.1.6.3.1 Função Curvatura em função de Msx e Msy

Dentro do programa MNK-SU, esta é a função que varia a curvatura da seção para a construção do diagrama momento-curvatura para o mesmo Teta. Esta função também é a responsável por verificar as tolerâncias para o ângulo α da linha neutra que corresponda ao ângulo de solicitação θ para cada variação da curvatura da seção. A tolerância adota para esta determinação é a mesma adotada para a posição da linha neutra, 0,1‰.

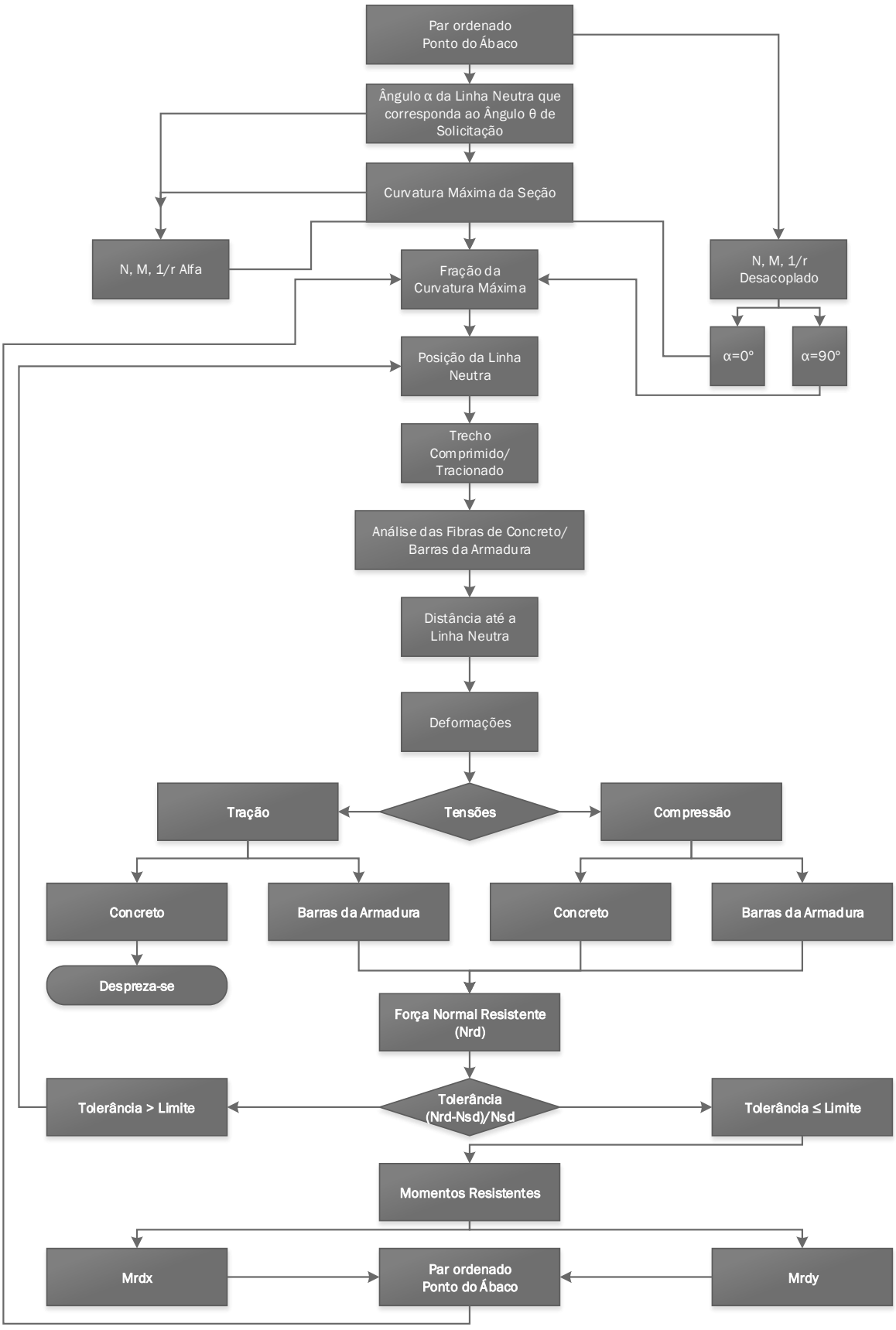

Figura 26 – Fluxograma N, M, 1/r – Alfa e Desacoplado

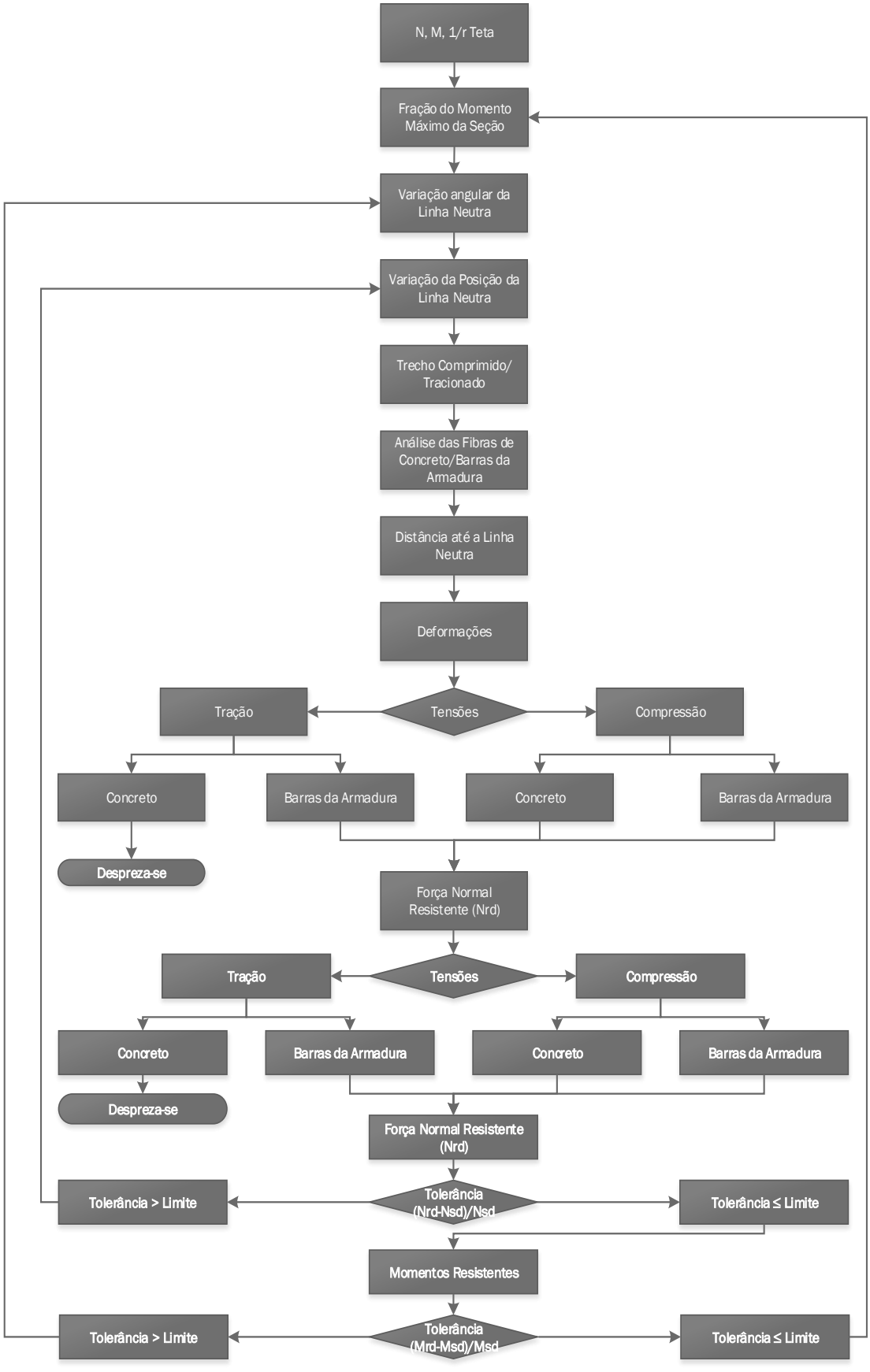

Figura 27 - Fluxograma N, M, 1/r – Teta

4.1.7 Função Plotagem Envoltória

Independentemente da resposta que a função Verificação de Segurança forneça ao programa, esta função plota a envoltória dos esforços resultantes para a seção. Caso a verificação de segurança não seja atendida, $M_{rd}<M_{sd}$, uma mensagem de ERRO é exibida, informando o usuário que a seção não resiste aos esforços de solicitação.

Outra plotagem que é executada nesta função é a do gráfico que mostra a relação entre o ângulo de solicitação (θ) e a ângulo de inclinação da linha neutra (α). Conforme mostrado no item 2.5.1.1 esta relação varia principalmente de acordo com as propriedades geométricas da seção como dimensões e distribuição da armadura.

Abaixo é apresentada a Figura 28 que representa a relação entre o ângulo de inclinação da linha neutra (α) e o ângulo de solicitação (θ) para uma seção transversal de 25x60cm com armadura de ø16mm, a as barras são distribuídas com 4 barras na base e 5 na altura.

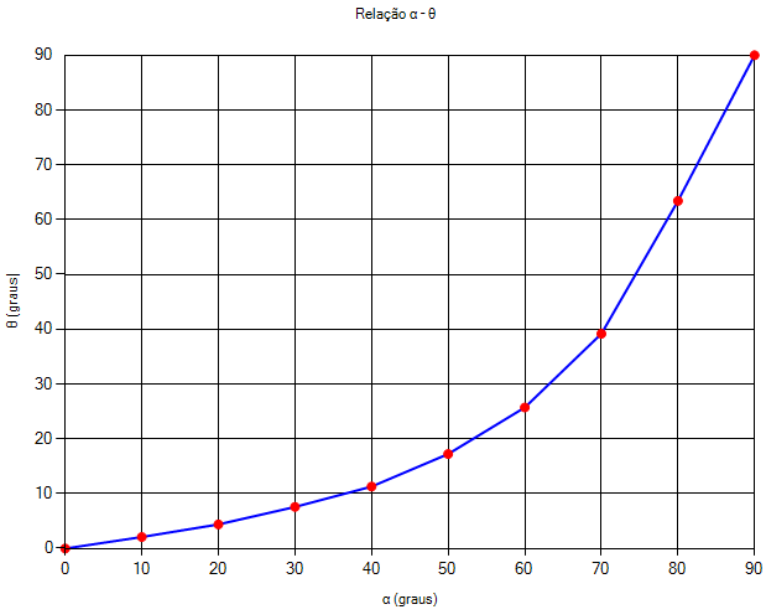

Figura 28 - Relação entre α- θ obtido no programa MNK-SU

5 VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

A validação se deu em duas etapas, sendo uma para validação do ábaco de momentos resistentes e a segunda através da validação do diagrama momento-curvatura.

A validação do diagrama momento-curvatura se deu em duas etapas, a primeira é pela validação do diagrama desacoplado para flexo compressão oblíqua e a segunda através de todos os diagramas, porém agora para flexo compressão reta.

Foram feitas várias comparações em diferentes seções e distribuição de armadura e a título de exemplificação são demonstrados os resultados de duas seções transversais apresentadas na Tabela 1 abaixo.

Tabela 1 - Seções para análise

Seção	Base (cm)	Altura (cm)	Ø (mm)	Barras Base	Barras Altura	Combrimento (cm)	Fck (Mpa)	Fyk (Mpa)	Nsd (kN)	Msdx (kN.m)	Msdy (kN.m)	Taxa de Armadura
A	30	60	16	4	3	4	30	500	500	140	70	1,12%
B	20	70	16	4	5	5	25	500	650	400	0	2,01%

5.1 Ábaco de momentos resistentes

A validação se dará a partir da elaboração de ábacos através de outros dois programas amplamente difundidos no âmbito acadêmico para este tipo de análise, estes programas são Pcalc e nFOCCA. Serão aqui apresentadas solicitações de flexão composta reta e oblíqua.

5.1.1 Flexo compressão oblíqua

A Figura 29 abaixo apresenta o ábaco obtido através do programa MNK-SU elaborado neste trabalho para a seção A em estudo. Através da aba Textos, pode-se verificar as máximas resistências M_{rdx} e M_{rdy} que são, respectivamente, 341,41kN.m e 146,69kN.m.

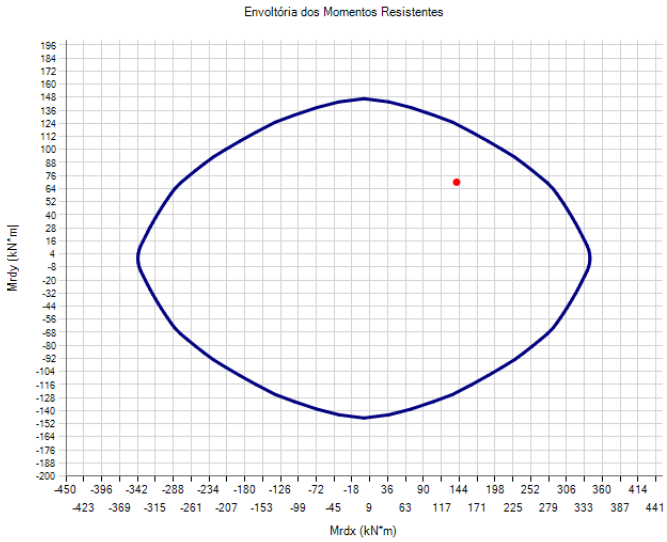

Figura 29 - Ábaco de verificação gerado pelo MNK-SU (flexão composta oblíqua)

A Figura 30 apresenta o ábaco de verificação obtido através do programa Pcalc também para a seção A, para este programa foram obtidos os seguintes esforços resistentes máximos em cada eixo: M_{rdx}= 340,08kN.m e M_{rdy}=146,47kN.m.

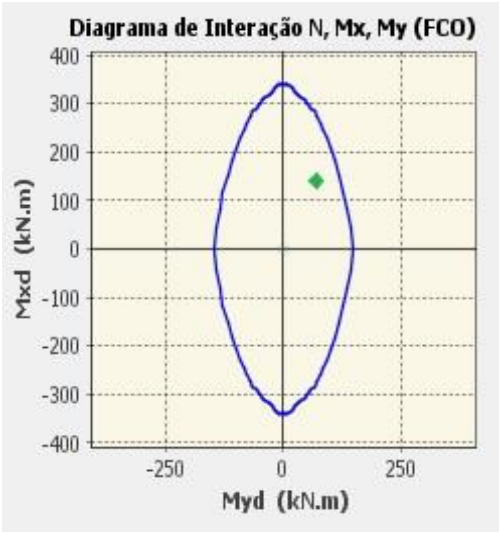

Figura 30 - Ábaco gerado pelo PCalc (flexão composta oblíqua)

A Figura 31 apresenta o ábaco gerado a partir do programa nFOCCA para a seção A em estudo, para este programa os resultados obtidos são os seguintes, M_{rdx}= 341,46kN.m e M_{rdy}=147,16kN.m.

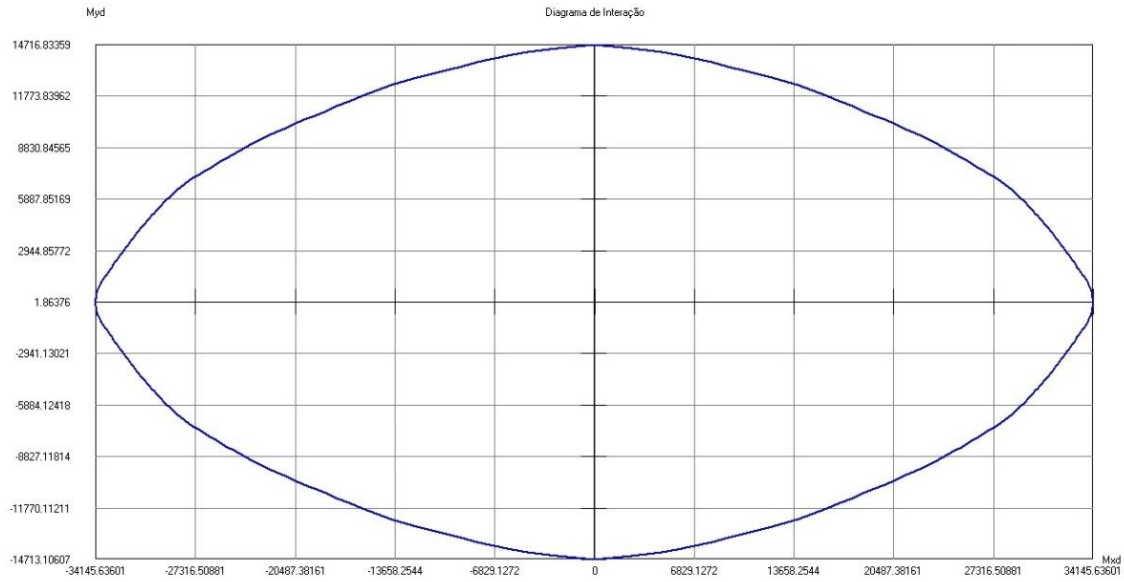

Figura 31 - Ábaco gerado pelo nFOCCA (Flexão composta oblíqua)

A comparação dos resultados obtidos através dos 3 programas para flexo compressão oblíqua é apresentada na Tabela 2 abaixo. Vale ressaltar que tanto o programa elaborado neste trabalho como o nFOCCA adotam os esforços como atuando ao redor do eixo, diferente do programa Pcalc que adota os esforços como atuando na direção do eixo.

Tabela 2 - Comparação flexo compressão oblíqua

Comparação flexo compressão obliqua				
Programa	M_{rdx} (kN.m)	M_{rdy} (kN.m)	Diferença em relação ao M_{rdx} (%)	Diferença em relação ao M_{rdy} (%)
MNK-SU	341,41	146,69	---	---
Pcalc	340,08	146,47	0,39%	0,15%
nFOCCA	341,46	147,17	-0,01%	-0,33%

. Os resultados apresentados na Tabela 2 mostram que as diferenças entre o programa MNK-SU elaborado neste trabalho de conclusão de curso, comparado com os programas que são amplamente utilizados, são muito pequenas, a diferença entre eles não são superiores a 0,39%. Desta forma, estes resultados validam o programa para flexo compressão oblíqua.

5.1.2 Flexo compressão reta

A Figura 32 abaixo apresenta o ábaco obtido através do programa MNK-SU elaborado neste trabalho para a seção B em comparação. Através da aba Textos, se pode verificar a máxima resistência M_{rdx} e M_{rdy} que são, respectivamente, 445,72kN.m e 122,23kN.m.

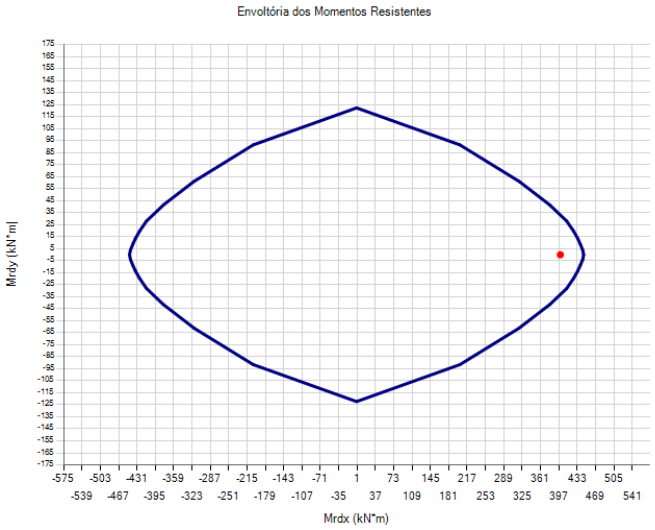

Figura 32 - Ábaco de verificação gerado pelo MNK-SU (flexão composta reta)

A Figura 33 apresenta o ábaco de verificação obtido através do programa Pcalc também para a seção B em comparação, para este programa foram obtidos os seguintes esforços resistentes, M_{rdx}= 442,69kN.m e M_{rdy}=121,14kN.m.

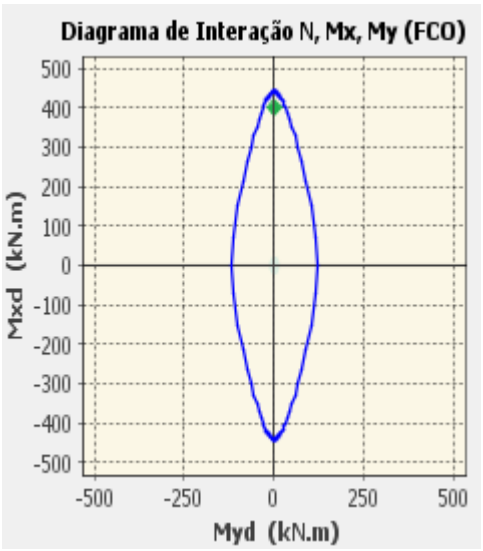

Figura 33 - Ábaco gerado pelo PCalc (flexão composta reta)

A Figura 34 apresenta o ábaco gerado a partir do programa nFOCCA para a seção B em estudo, para este programa os resultados obtidos são os seguintes, M_{rdx}= 446,84kN.m e M_{rdy}=122,41kN.m.

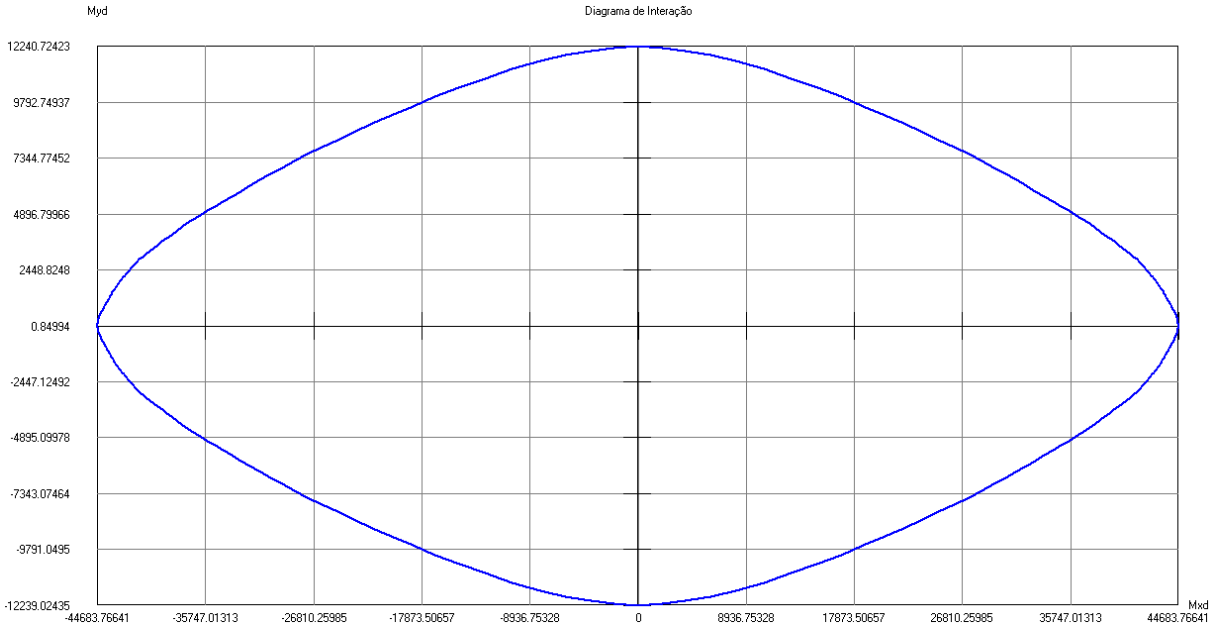

Figura 34 - Ábaco gerado pelo nFOCCA (Flexão composta reta)

A comparação dos resultados obtidos através dos 3 programas para flexo compressão reta é apresentada na Tabela 3 abaixo.

Tabela 3 - Comparação flexo compressão oblíqua

Comparação flexo compressão reta				
Programa	M_{rdx} (kN.m)	M_{rdy} (kN.m)	Diferença em relação ao M_{rdx} (%)	Diferença em relação ao M_{rdy} (%)
MNK-SU	445,75	122,23	---	---
Pcalc	442,69	121,14	0,69%	0,89%
nFOCCA	446,84	122,41	-0,24%	-0,15%

Os resultados apresentados na Tabela 3 mostram que as diferenças entre o programa MNK-SU elaborado neste trabalho de conclusão de curso, comparado com os programas que são amplamente utilizados, são muito pequenas, a diferença entre eles não são superiores a 0,89%. Desta forma, estes resultados validam o programa para flexo compressão reta.

5.2 Diagrama momento-curvatura

Para validar os diagramas momento-curvatura foi utilizado o programa Pcal, este programa elabora os diagramas de forma desacoplada. Por isso, para validação do diagrama desacoplado gerado pelo programa MNK-SU pode ser considerada tanto a flexo compressão oblíqua quanto a reta. Porém, para os diagramas para o mesmo alfa (M-N-1/r-Alfa) e para o mesmo teta (M-N-1/r-Teta) apenas foi possível a comparação dos resultados para flexo compressão reta.

Para comparação dos resultados foram utilizados ao todo, 25 pontos para o diagrama momento curvatura para a flexo compressão oblíqua e 30 pontos para a flexo compressão reta. Estes pontos representam pares ordenados de curvatura da seção e momento resistente. Estes pontos foram obtidos do programa Pcalc em formado de texto.

Para os diagramas MNK-Desacoplado e MNK-Alfa foram utilizadas as curvaturas obtidas no programa Pcalc para que, dentro do programa MNK-SU estas representassem a curvatura máxima da seção transversal, assim obtendo o momento resistente da seção. A comparação entre os momentos é que valida estes diagramas.

Já para o diagrama MNK-Teta, os momentos foram adotados como sendo o máximos da seção, desta forma, foram obtidas as curvaturas que representam aquele momento dentro do programa MNK-SU, sendo a comparação feita entre as curvaturas para a validação deste diagrama.

5.2.1 Flexo compressão oblíqua

Abaixo é apresentada uma tabela que compara os resultados obtidos da relação momento-curvatura para o momento em torno do eixo X. A tabela compara o momento obtido para ambos os programas, Pcalc e MNK-SU para o diagrama MNK-Desacoplado, para cada uma das frações da curvatura máxima. A seção utilizada nesta análise é apresentada na Tabela 1 como seção A.

Tabela 4 - Comparação Flexo Compressão Oblíqua curvatura X Pcalc x MNK-SU

Flexo Compressão Oblíqua				
Ponto	1/rx (x10³)	Pcalc (kN.m)	MNK-SU (kN.m)	Diferença (%)
1	0	0	0	-
2	0,0088100	92,05	90,98	-1,18%
3	0,0145300	120,07	119,61	-0,38%
4	0,0207900	146,55	145,77	-0,54%
5	0,0273200	172,56	171,89	-0,39%
6	0,0339700	198,3	197,92	-0,19%
7	0,0406300	223,55	223	-0,25%
8	0,0473800	248,47	248,36	-0,04%
9	0,0540000	272,71	272,63	-0,03%
10	0,0614300	291,06	290,95	-0,04%
11	0,0712200	297,31	297,41	0,03%
12	0,0809200	303,35	303,29	-0,02%
13	0,0912800	308,89	309,21	0,10%
14	0,1014100	314,31	314,55	0,08%
15	0,1113300	319,58	319,66	0,03%
16	0,1216800	324,51	324,65	0,04%
17	0,1321100	329,26	329,52	0,08%
18	0,1432700	332,74	333,27	0,16%
19	0,1559500	334,19	334,39	0,06%
20	0,1687800	335,26	335,49	0,07%
21	0,1826900	336,38	336,47	0,03%
22	0,1975600	337,05	337,35	0,09%
23	0,2121100	337,81	338,21	0,12%
24	0,2267800	338,39	338,94	0,16%
25	0,2293800	338,81	339,04	0,07%

Abaixo é apresentado um gráfico que compara os resultados obtidos para a relação momento-curvatura para o momento em torno do eixo Y para a mesma seção estudada acima.

Tabela 5 - Comparação Flexo Compressão Oblíqua curvatura Y Pcalc x MNK-SU

Flexo Compressão Oblíqua				
Ponto	1/ry (x10³)	Pcalc (kN.m)	MNK-SU (kN.m)	Diferença (%)
1	0	0	0	-
2	0,008200	26,5	27,11	2,25%
3	0,017670	41,89	42,14	0,59%
4	0,029130	53,19	53,08	-0,21%
5	0,041630	63,48	63,48	0,00%
6	0,054840	73,35	73,56	0,29%
7	0,068000	83,03	83,13	0,12%
8	0,081770	92,56	92,65	0,10%
9	0,095300	101,81	101,98	0,17%
10	0,108430	110,81	110,89	0,07%
11	0,121740	119,45	119,74	0,24%
12	0,135620	126,28	126,52	0,19%
13	0,151260	129,86	129,91	0,04%
14	0,167770	133,35	133,4	0,04%
15	0,184430	136,65	136,8	0,11%
16	0,200910	139,76	140,05	0,21%
17	0,218100	142,11	142,48	0,26%
18	0,237110	143,13	143,49	0,25%
19	0,255690	144,06	144,4	0,24%
20	0,273820	144,93	145,23	0,21%
21	0,291570	145,72	146,02	0,21%
22	0,309450	146,39	146,77	0,26%
23	0,327020	147,1	147,47	0,25%
24	0,344550	147,77	148,15	0,26%
25	0,361980	148,4	148,81	0,28%

Os resultados apresentados nas tabelas acima, mostram que as diferenças entre o programa MNK-SU elaborado neste trabalho de conclusão de curso, comparado com Pcalc, são muito pequenas, chegando a no máximo 2,25% para a menor curvatura da seção, ou seja, quando praticamente não há solicitação. A comparação percentual na análise dos 25 pontos utilizados, mostram que o programa MNK-SU foi validado para flexo compressão oblíqua.

5.2.2 Flexão composta reta

Como o programa MNK-SU adota duas formas distintas para determinar os diagramas momento curvatura. Abaixo são apresentadas duas tabelas com as comparações para a validação do programa MNK-SU, uma para os diagramas para o mesmo alfa e desacoplado e a segunda para o mesmo teta.

Abaixo são apresentadas duas tabelas que comparam cada uma das metodologias utilizadas para obtenção das curvaturas e momentos pelo programa MNK-SU x Pcalc. A seção utilizada nessa análise foi apresentada na Tabela 1 como seção B. A Tabela 6 abaixo compara os valores obtidos pelos programas Pcalc x MNK-SU para os diagramas desacoplados (M-N-1/r-Desacoplado) e para o mesmo alfa (M-N-1/r -Alfa).

Para a validação do diagrama para o mesmo teta (M-N-1/r-Teta), os resultados que são comparados entre os programas são as curvatura referentes a um determinado momento. Na Tabela 7 são apresentadas as diferenças entre os valores obtidos pelo programa Pcalc e MNK-SU (M-N-1/r-Teta).

Como se pode verificar na Tabela 6, o programa MNK-SU mostra uma ótima correlação com o programa Pcalc para os diagramas para o mesmo alfa (M-N-1/r-Alfa) e para o diagrama desacoplado (M-N-1/r-Desacoplado) com diferenças de 1,68% nas primeiras curvaturas e após estas as diferenças entre os dois programas não chegam a 1%. Para o diagrama para o mesmo teta (M-N-1/r-Teta), os resultados apresentados na Tabela 7 se assemelham até certo ponto, a partir do qual as diferenças crescem chegando a 11,63%.

Analisando ambas as tabelas, pode-se dizer que o programa MNK-SU foi valido pelos diagramas M-N-1/r-Desacoplado, M-N-1/r-Alfa e M-N-1/r-Teta. Para os diagramas para o mesmo Teta, pode se dizer que o diagrama está validado, salvas as considerações feitas nas considerações finais do presente trabalho.

Tabela 6 - Comparação para Flexo Compressão Reta Pcalc x MNK-SU (diagramas desacopados e para o mesmo alfa)

Flexo Compressão Reta						
Pontos	1/r (x10³)	Pcalc (kN.m)	MNK-SU (kN.m)		Diferença (%)	
			Desa.	Alfa	Desa.	Alfa
1	0	0	0	0	-	-
2	0,00366	48,69	49,51	49,51	1,66%	1,66%
3	0,00677	87,89	86,44	86,44	-1,68%	-1,68%
4	0,01031	118,83	118,63	118,63	-0,17%	-0,17%
5	0,01420	145,56	144,71	144,71	-0,59%	-0,59%
6	0,01830	170,58	170,10	170,10	-0,28%	-0,28%
7	0,02252	194,63	194,44	194,44	-0,10%	-0,10%
8	0,02680	218,03	218,03	218,03	0,00%	0,00%
9	0,03112	240,87	241,08	241,08	0,09%	0,09%
10	0,03543	263,15	262,92	262,92	-0,09%	-0,09%
11	0,03976	284,90	284,96	284,96	0,02%	0,02%
12	0,04400	305,97	306,06	306,06	0,03%	0,03%
13	0,04827	326,58	326,91	326,91	0,10%	0,10%
14	0,05246	346,47	346,92	346,92	0,13%	0,13%
15	0,05650	365,54	365,82	365,82	0,08%	0,08%
16	0,06072	383,20	383,53	383,53	0,09%	0,09%
17	0,06596	391,81	392,22	392,22	0,10%	0,10%
18	0,07113	400,02	400,44	400,44	0,10%	0,10%
19	0,07626	407,95	408,35	408,35	0,10%	0,10%
20	0,08145	415,58	416,06	416,06	0,12%	0,12%
21	0,08667	422,92	423,68	423,68	0,18%	0,18%
22	0,09174	430,18	430,85	430,85	0,16%	0,16%
23	0,09676	432,17	434,09	434,09	0,44%	0,44%
24	0,10170	433,36	436,02	436,02	0,61%	0,61%
25	0,10654	434,53	437,16	437,16	0,60%	0,60%
26	0,11146	435,51	438,28	438,28	0,63%	0,63%
27	0,11623	436,56	439,29	439,29	0,62%	0,62%
28	0,12105	437,46	440,29	440,29	0,64%	0,64%
29	0,12570	438,48	441,21	441,21	0,62%	0,62%
30	0,13062	439,13	442,13	442,13	0,68%	0,68%

Tabela 7 - Comparação para Flexo Compressão Reta Pcalc x MNK-SU (diagrama para o mesmo teta)

Flexo Compressão Reta				
Pontos	Pcalc (kN.m)	1/r (x10³)		Diferença (%)
		Pcalc	MNK-SU	
1	0	0	0	-
2	48,69	0,000366	0,000360	-1,73%
3	87,89	0,000677	0,000691	2,13%
4	118,83	0,001031	0,001035	0,37%
5	145,56	0,001420	0,001433	0,93%
6	170,58	0,001830	0,001838	0,46%
7	194,63	0,002252	0,002255	0,14%
8	218,03	0,002680	0,002680	0,01%
9	240,87	0,003112	0,003109	-0,11%
10	263,15	0,003543	0,003549	0,16%
11	284,90	0,003976	0,003976	-0,01%
12	305,97	0,004400	0,004399	-0,02%
13	326,58	0,004827	0,004821	-0,13%
14	346,47	0,005246	0,005237	-0,16%
15	365,54	0,005650	0,005644	-0,10%
16	383,20	0,006072	0,006053	-0,32%
17	391,81	0,006596	0,006571	-0,38%
18	400,02	0,007113	0,007086	-0,38%
19	407,95	0,007626	0,007600	-0,35%
20	415,58	0,008145	0,008113	-0,39%
21	422,92	0,008667	0,008615	-0,60%
22	430,18	0,009174	0,009118	-0,61%
23	432,17	0,009676	0,009378	-3,08%
24	433,36	0,010170	0,009564	-5,96%
25	434,53	0,010650	0,009747	-8,51%
26	435,51	0,011150	0,009962	-10,62%
27	436,56	0,011620	0,010390	-10,59%
28	437,46	0,012110	0,010780	-10,91%
29	438,48	0,012570	0,011240	-10,58%
30	439,13	0,013060	0,011540	-11,63%

5.3 Diagrama M-N-1/r-Teta x M-N-1/r-Alfa

Como dito anteriormente, a obtenção do diagrama M-N-1/r-Teta é extremamente trabalhosa, o que torna a execução da análise da seção para este diagrama lenta. Para verificar se esta análise se faz realmente necessária, neste item serão ilustradas algumas comparações entre o diagrama M-N-1/r-Teta e M-N-1/r-Alfa para que se possa verificar quando cada análise é vantajosa.

São apresentadas 5 seções com geometrias variadas e com distribuição e taxas de armaduras distintas, assim como esforços que estejam muito próximos da capacidade limite da seção e outras em que os esforços são relativamente baixos se comparados à resistência da mesma. Todas as seções são analisadas com 20 divisões para obtenção dos diagramas, a Tabela 8 abaixo apresenta um resumo das seções analisadas.

Tabela 8 – Seções analisadas para dos diagramas para o mesmo alfa e teta

Seção	f_{ck} (MPa)	Base (cm)	Altura (cm)	ø armadura (mm)	Barras na base	Barras na altura	Cobrimento (cm)	Taxa de armadura (%)	Esforço Normal (kN)	Momento em torno de X (kN.m)	Momento em torno de Y (kN.m)
1	30	20	20	12,5	3	3	3	2,45%	300	20	20
2	25	20	40	16	3	3	2,5	2,01%	550	50	25
3	30	50	100	25	6	15	2,5	3,73%	500	100	100
4	25	25	45	25	3	3	1,5	3,49%	800	120	120
5	20	160	160	20	12	12	5	0,54%	100	2000	2000

As figuras a seguir apresentam a comparação entre os diagramas momento-curvatura elaborados pelo programa MNK-SU para o mesmo ângulo de inclinação da linha neutra (alfa) e para o mesmo ângulo de solicitação (teta) para cada uma da seções descritas acima.

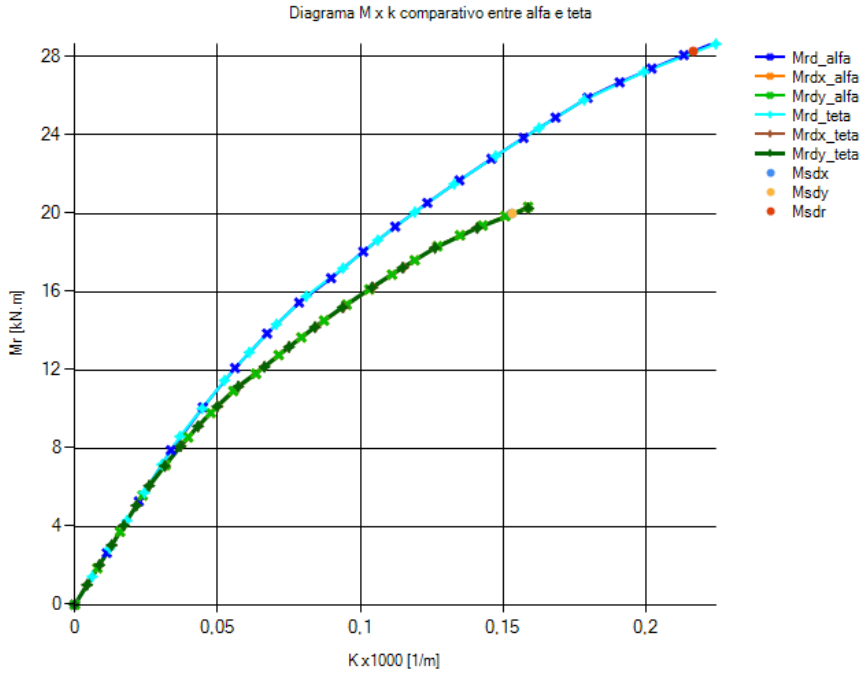

Figura 35 - Comparação entre M-N-1/r-Teta x M-N-1/r-Alfa para seção 01

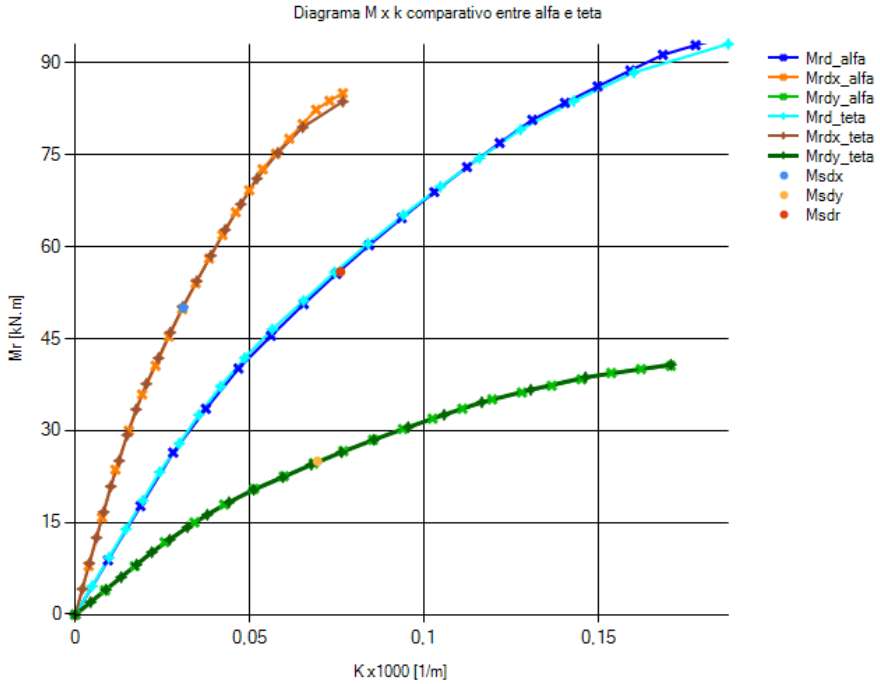

Figura 36 - Comparação entre M-N-1/r-Teta x M-N-1/r-Alfa para seção 02

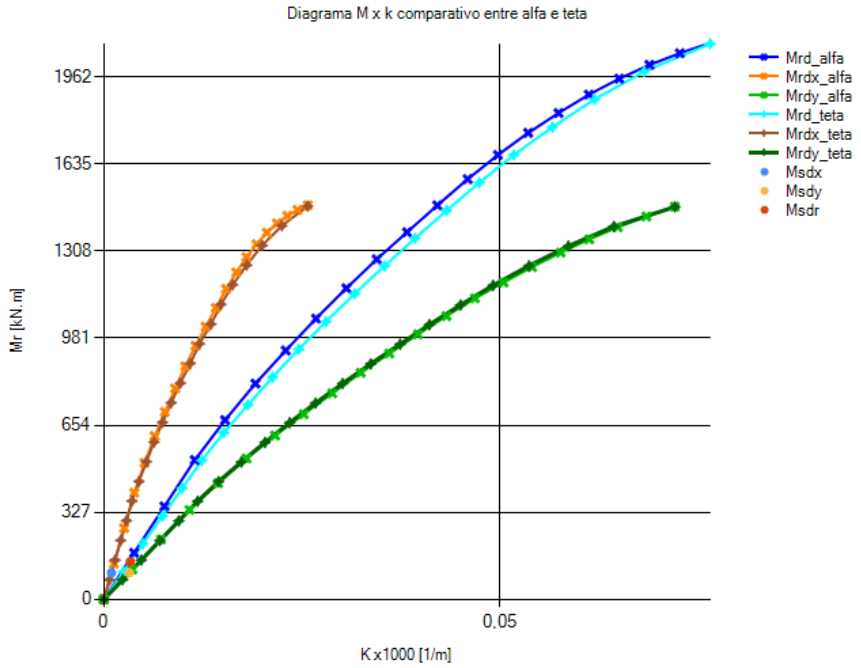

Figura 37 - Comparação entre M-N-1/r-Teta x M-N-1/r-Alfa para seção 03

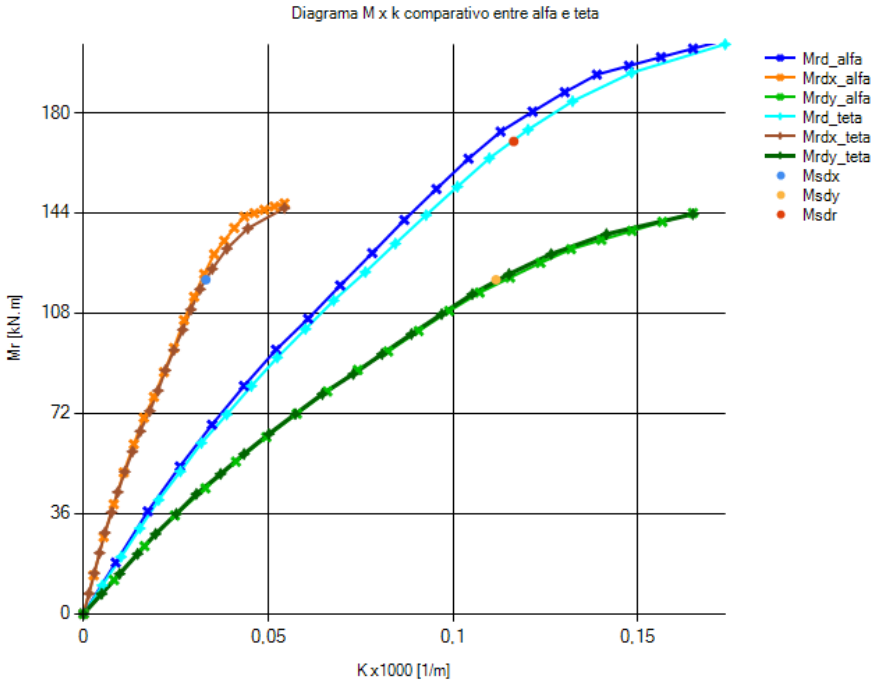

Figura 38 - Comparação entre M-N-1/r-Teta x M-N-1/r-Alfa para seção 04

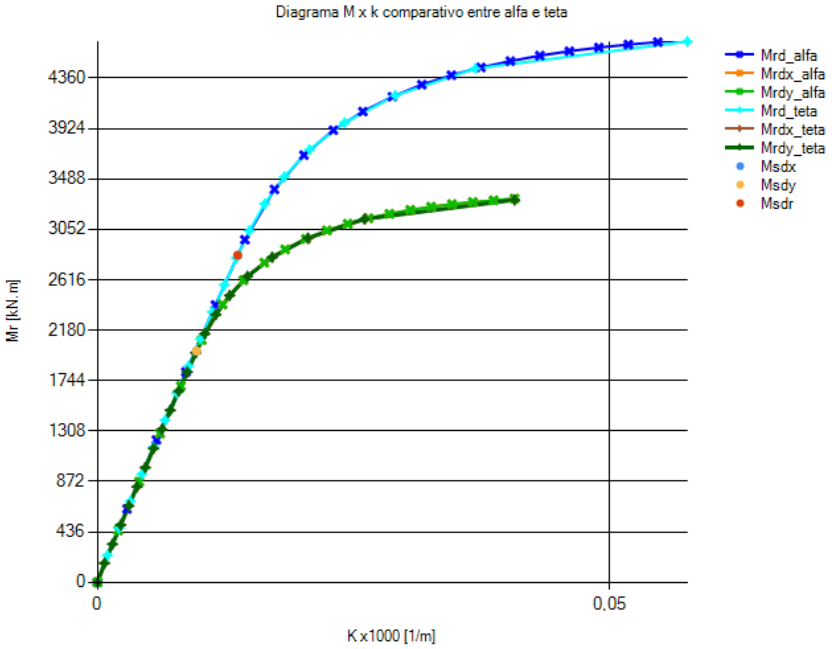

Figura 39 - Comparação entre M-N-1/r-Teta x M-N-1/r-Alfa para seção 05

Analisando as figuras pode-se observar que nas seções que apresentam uma taxa de armadura inferior a 75% do limite máximo de armadura permitida para uma seção de concreto armado estabelecida pela ABNT NBR 6118:2014 como sendo 4% da seção bruta da seção transversal, os diagramas para o mesmo teta e mesmo alfa apresenta uma correlação muito expressiva.

Agora, para as seções que apresentam uma taxa de armadura superior a 75% da taxa de armadura máxima, seções 3 e 4, os diagramas para o mesmo teta e para o mesmo alfa apresentam uma diferença considerável nas curvaturas. Nestas seções é possível observar através dos diagramas que o ponto que representa a curvatura real para a solicitação da seção se distância do diagrama M-N-1/r-Alfa.

Para as seções 3 e 4 é ilustrado abaixo a diferença entre as considerações dos três diagramas estudados neste trabalho, o diagrama M-N-1/r-Alfa, M-N-1/r-Teta e M-N-1/r-Desacoplado.

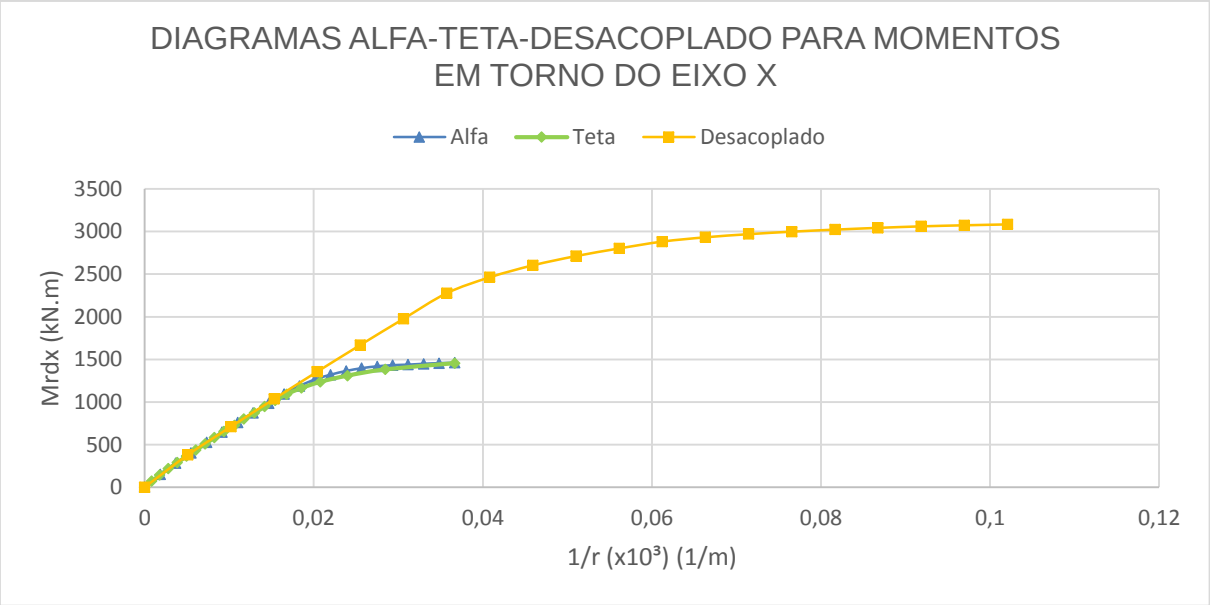

Figura 40 - Diagrama momento-curvatura (X) Alta-Teta-Desacoplado seção 03

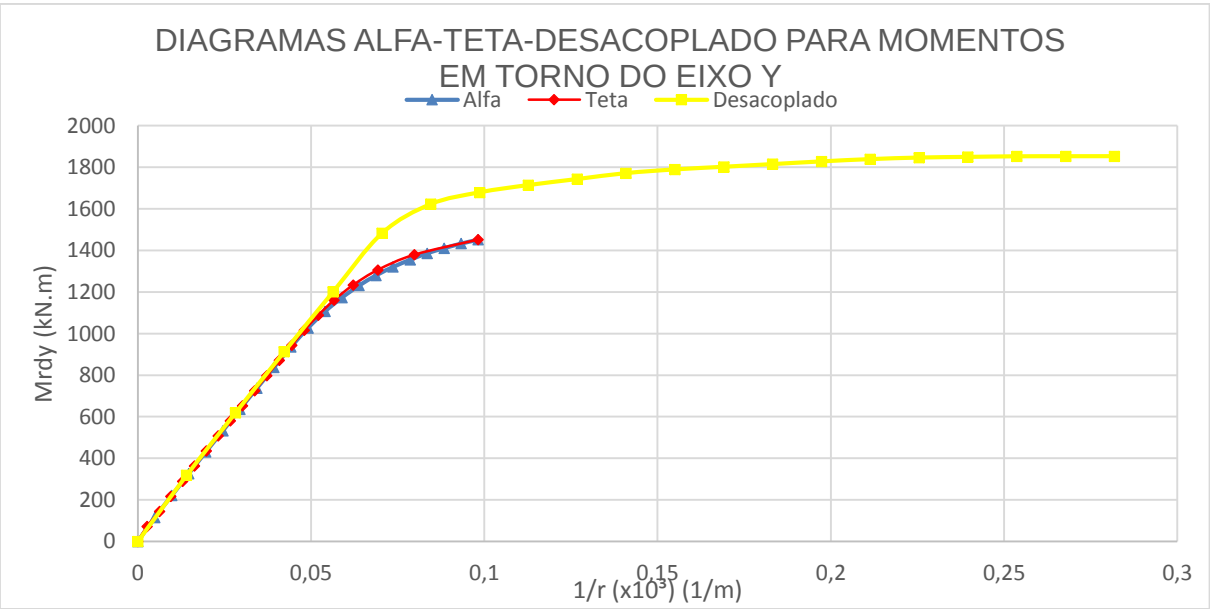

Figura 41 - Diagrama momento-curvatura (Y) Alta-Teta-Desacoplado seção 03

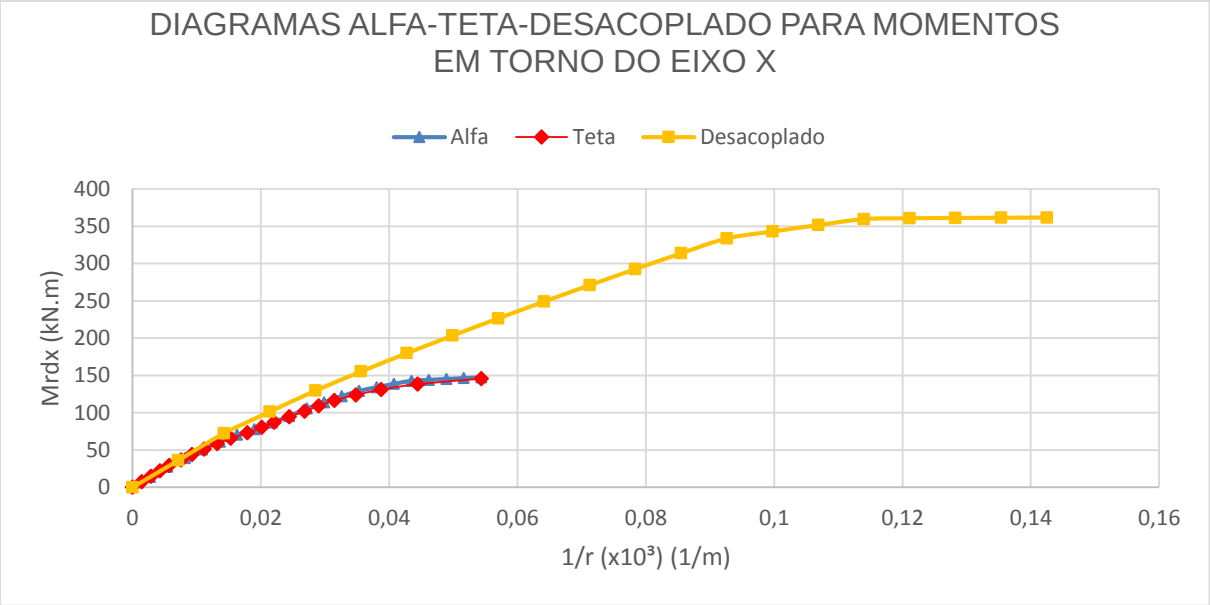

Figura 42 - Diagrama momento-curvatura (X) Alta-Teta-Desacoplado seção 04

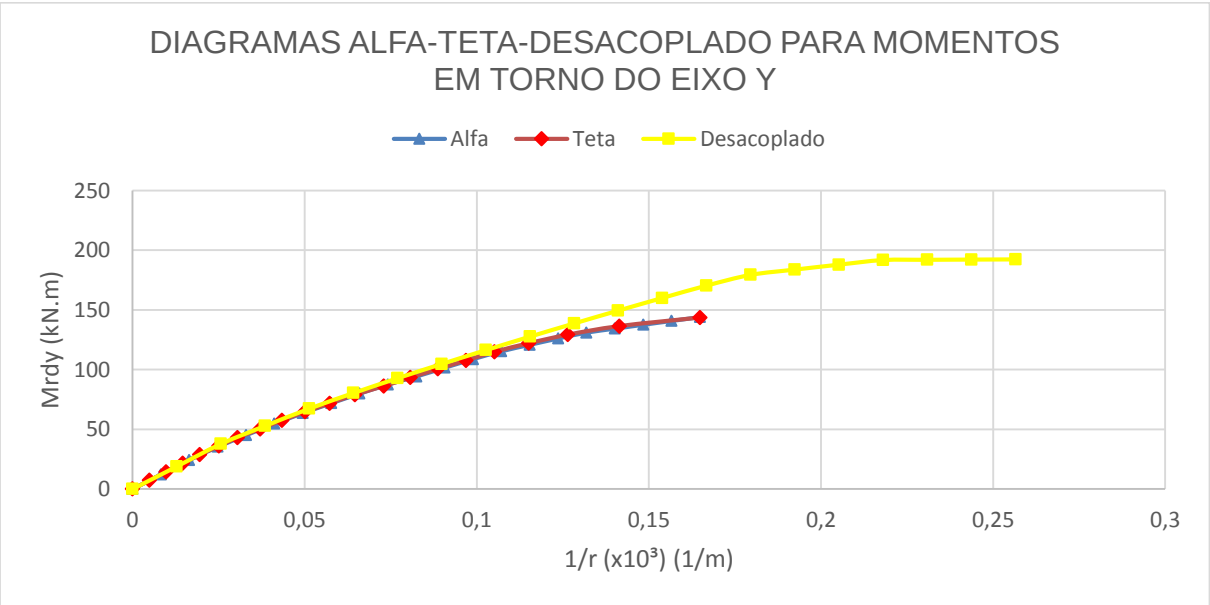

Figura 43 - Diagrama momento-curvatura (Y) Alta-Teta-Desacoplado seção 04

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo deste trabalho de conclusão de curso era o desenvolvimento de um código computacional para determinação dos diagramas momento curvatura para seções em concreto armado com armaduras simétricas nas faces, submetidas a flexo compressão oblíqua. Através dos resultados obtidos, pode-se dizer que tal objetivo foi concluído com êxito, pois o programa aqui desenvolvido produz resultados satisfatórios se comparados com os programas que são amplamente utilizados em âmbito acadêmico e até mesmo em âmbito profissional.

A validação do programa mostra que o método das fibras pode ser considerado confiável para a análise de seções em concreto armado, tanto para as envoltórias de momento resistente quanto para os diagramas momento-curvatura.

As diferenças que existem entre programa Pcalc e o MNK-SU para o diagrama para o mesmo Teta (M-N-1/r-Teta) são explicadas pela maior densidade dos pontos com iguais frações da curvatura da máxima nas regiões próximas ao limite da mesma, como pode ser observado na Figura 44 abaixo na região próxima aos 200kN.m de solicitação no eixo X (ver quadro vermelho). Nesta faixa, para uma pequena variação no momento, diversas curvaturas resultam em um esforço resistente próximo ao solicitante. O que dificulta a convergência de resultados através do método da bisseção e explica as diferenças entre os métodos.

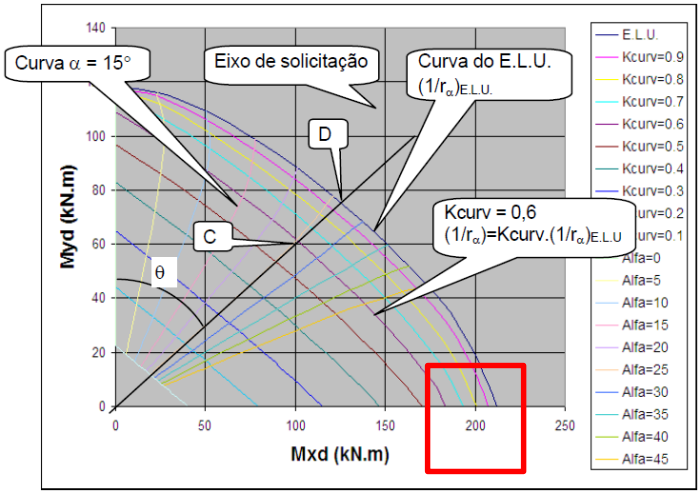

Figura 44 - Envoltória dos momentos resistente para diversa curvaturas

Fonte: CECCON, 2008.

Na análise dos diagramas momento-curvatura, pode-se dizer que para seções com baixa taxa de armadura, os resultados apresentados pelo diagrama M-N-K-1/r-Alfa podem ser utilizados com segurança. Diferente do que acontece para seções que apresentam taxa de armadura elevada, em torno de 75% da taxa de armadura máxima permitida para a seção, nestes casos aconselhasse o uso do diagrama M-N-K-1/r-Teta visto que para essas seções o resultado do primeiro diagrama apresenta resultados não tão satisfatórios.

Independente de qual dos dois diagramas supracitados se escolha para análise da seção transversal, os resultados obtidos por ambos difere, e muito, dos diagramas obtidos de forma desacoplada. Para os diagramas Alfa e Teta, a curvatura da seção no estado limite último é sempre inferior à curvatura obtida através dos diagramas desacoplados.

Os resultados apresentados ao longo deste trabalho são apenas uma fração ínfima de todas as combinações possíveis de dimensões de seção transversal, distribuição e taxa de armadura e esforços solicitantes. Desta forma, cabe ao usuário, através da análise dos três diagramas apresentados pelo programa MNK-SU, determinar quando cada um dos diagramas apresenta o melhor comportamento da seção em estudo. Como mostrado ao longo deste trabalho, a determinação dos diagramas apresentam métodos distintas para sua elaboração, assim como o tempo de execução para cada métodos é diferente. Este é um ponto que deve ser levado em conta na escolha do tipo de diagrama que será adotado na análise.

Para trabalhos futuros que se utilizem dos métodos utilizados neste trabalho, recomenda-se o uso de um método de convergência que resulte em resultados mais precisos, como o método da posição falsa. Para a determinação do diagrama para o mesmo Teta (M-N-1/r-Teta) alterar a metodologia de obtenção do diagrama para frações da curvatura máxima também auxiliaria na convergência dos resultados, visto que a curvatura da seção será um dado e não mais uma incógnita.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR6118** - Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ARAÜJO, JOSÉ MILTON de. **Pilares esbeltos de concreto armado Parte 1: Um modelo não linear para análise e dimensionamento**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.18, p.81-93, Novembro, 2011.

BORGES, ANA C. L. **Análise de pilares esbeltos de concreto armado solicitados a flexo-compressão oblíqua**. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

BUCHAIM, ROBERTO. **A influência da não-linearidade física do concreto armado na rigidez à flexão e na capacidade de rotação plástica**. Dissertação (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

CALDAS, RODRIGO BARRETO **Análise Numérica de Pilares Mistos Aço-Concreto**. Dissertação (Pós-Graduação) - Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2004.

CARVALHO, ROBERTO. C.; PINHEIRO, LIBÂNIO. M.. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. Volume 2. Pini São Paulo, 2009.

CECCON, JORGE LUIZ **Análise dos efeitos de segunda ordem em pilares solicitados a flexão oblíqua composta**. Dissertação (Doutorado) – Escola politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

FUSCO, PÉRICLES B. **Estruturas de Concreto - Solicitações normais** LTC, 1981.

GELATTI, FLAVIA. **Análise não linear física e geométrica de pórticos planos de concreto armado: modelagem por elementos finitos de barra**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catariana, Florianópolis, 2012.

JÚNIOR, SANDER D. C. **Sistema computacional para análise não linear de pilares de concreto armado**. Monografia - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

KETTERMANN, ADRIANA CARLA. **Efeito da deformabilidade dos pilares no estudo do estado limite último de instabilidade**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catariana, Florianópolis, 2002.

LORIGGIO, D. D.; BANK, A. **Contribuições sobre o estado limite último de instabilidade de peças de madeira**. VI EBRANEN, vol.2, págs 193 a 204, Florianópolis, 1998.

LORIGGIO, D. D.; BURATO, N. **A análise não -linear de lajes de concreto armado pelo método iterativo direto**. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingenhiería Estructural, vol 3, págs 121 a 128, Tucumán, Argentina, setembro de 1995.

MENESES, FLÁVIO M.R. **Desenvolvimento de programa para o cálculo de pilares de betão armado**. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Aveiro, Portugal, 2013.

MONTEIRO, ANDRÉ. O. **Desenvolvimento de um programa de cálculo de secções de betão armado**. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Aveiro, Portugal, 2011.

RIBEIRO, KLEYSER. **Diagramas para verificação de pilares retangulares em concreto armado submetidos à flexão composta normal**. Dissertação (Pós-Graduação) - Universidade Federal de Santa Catariana, Florianópolis, 2011.

RODRIGUES JÚNIOR, SANDOVAL JOSÉ. **Otimização de pilares de edifícios Altos de concreto armado**. Dissertação (Doutorado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

RUGGIEIRO, MARCIA A. GOMES, LOPES, VERA LUCIA DA ROCHA **Cálculo numérico: Aspectos teóricos e computacionais.** 2 edição- São Paulo: Makron Books, 1996.

SANTOS, ERICK D; SOCZEK, MISAEL. A. **Desenvolvimento de código computacional para verificação de seções retangulares de concreto armado, com armaduras simétricas em suas faces, submetidas à flexão composta oblíqua**. Dissertação (Graduação) – Universidade Positivo, Curitiba, 2014.

SHIRMBECK. FERNANDO RICARDO GAMBETTA. **Diagramas momento-curvatura para elementos estruturais de concreto armado submetidos à carregamento monotônico ou cíclico**. Dissertação (Mestrado) – Escola de engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988.

SILVA. ALINE ALESSANDRA EDUARDA FARIAS da. **Contribuições ao estudo da não-linearidade física em vigas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

SOUZA. CARLOS EDUARDO LOBO DE. **Análise do efeito de segunda ordem em pilares segundo a NBR6118 e métodos exatos**. Dissertação (Graduação) – Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

SOUZA JR., PAULO JOSÉ DE. **Análise de Pórticos de Concreto Armado em Condições Sísmicas Considerando o Modelo de Mander**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

Apêndice A

Abaixo é apresentado um manual para a utilização do programa desenvolvido neste trabalho de conclusão de curso, o programa MNK-SU.

Dados de entrada

A primeira etapa que o código computacional executa é a captura dos dados fornecidos pelo usuário, estes dados são divididos em quatro grupos na tela inicial do programa, como mostra a Figura 45 abaixo.

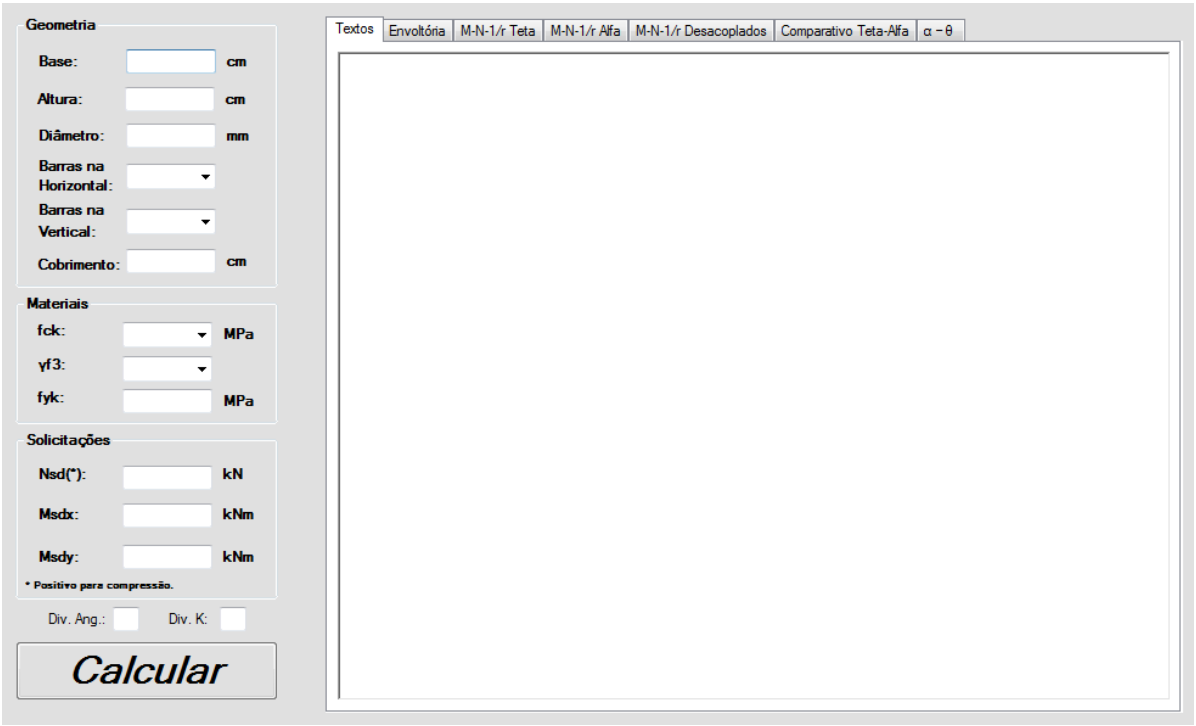

Figura 45 - Página inicial do programa MNK-SU.

Geometria da seção

O primeiro grupo de dados fornecido pelo usuário se refere a geometria da seção transversal que seja analisada, nela são informadas as dimensões da seção (base e altura), a bitola e a distribuição das armadura longitudinais ao longo da base e altura da seção e por último é informado a cobrimento que deverá ser adotado.

Materiais

O segundo grupo de dados refere-se aos matérias que serão utilizados na seção, aqui, através da resistência característica em MPa é informado ao programa qual será o concreto usado na análise, através da caixa f_{ck} e para o aço através da caixa f_{yk}. A aba γ_{f3} representa para qual valor de f_{cd} os diagramas de momento curvatura serão calculados.

A partir dos dados fornecidos no primeiro e segundo grupo, é realizado a verificação das taxas de armadura máximas e mínimas na seção.

Solicitações

O terceiro grupo recebe os esforços solicitantes de cálculo, que são o esforço normal (N_{sd}), positivo quando compressão e negativo quando tração, o momento solicitante em torno do eixo principal de simetria X (M_{sdx}) e o momento em torno do eixo principal de simetria Y (M_{sdy}).

Com estes dados fornecidos, o programa ira verificar a máxima capacidade de compressão e tração que a seção suporta, caso a solicitação normal seja superior a resistente, um aviso é mostrado ao usuário em uma caixa de texto.

Divisões para a envoltória e para o diagrama momento-curvatura

O último grupo que recebe os dados do usuário são as divisões que serão adotadas para a variação angular na determinação da envoltória dos momentos resistentes da seção (Div. Ang.) e o número de divisões que serão realizadas para a obtenção dos diagramas momento-curvatura (Div. K). Estas divisões determinam a precisão que os resultados apresentaram, quando maior o número de divisões, maior será a precisão na saída de dados do programa.

Apêndice B

Abaixo é apresentado o código computacional implementado dentro do programa MNK-SU para obtenção da envoltória de momentos resistentes e para a obtenção dos diagramas momento-curvatura.

```
Public Class Form1

    Public Class V
        Public Shared base, altura, diametro, cobrim, Msdx, Msdy, Nsd, fck, fyk,
gama_f3, aresta_b, aresta_h, teta_sd As Double
        Public Shared b2, h2, Ab, fcd, fyd, Nrdc, Nrdt, K_ponto, Kx_ponto, Ky_ponto,
ai_ponto As Double
        Public Shared nbarver, nbarhor, nfibras_tot, nbar_tot, div, divk, ig As
Integer
        Public Shared fib_cx(), fib_cy(), barra_cx(), barra_cy(), v_xLN_elu(),
v_K_elu() As Double
        Public Shared v_Mrdx_elu(), v_Mrdy_elu(), v_alfa_elu(), v_teta_elu(),
MK_alfa(,), MK_teta(,), MK_sepa(,) As Double
        Public Shared Ay, Ac, As_max, As_min, MaxMrdx, MaxMrdy, Maxalfa, MaxxLN, MaxK,
MrdxB, MrdyB, Msdr As Double
        Public Shared KM(2, 100) As Double
        Public Shared Array_Kr(200) As Double
        Public Shared Array_Mw(200) As Double
        Public Shared C(9, 200) As Double
        Public Shared cont_KM As Integer = -1
    End Class

    Function PlotarVetor(ByVal Texto, ByVal N, ByVal Vetor)

        RES.AppendText(vbNewLine & Texto & vbNewLine)
        For i = 0 To N - 1
            RES.AppendText(Vetor(i) & "; ")
        Next

        Return Nothing

    End Function

    Function Geometria()

        Dim count, nfibras_ver, nfibras_hor As Integer
        Dim dv_barra, dh_barra As Double

        'Cálculo do ângulo do eixo de solicitação
        If V.Msdx = 0 Then
            V.teta_sd = 90.0
        ElseIf V.Msdy = 0 Then
            V.teta_sd = 0
        Else
            V.teta_sd = Math.Abs(Math.Atan(V.Msdy / V.Msdx) * 180.0 / Math.PI)
        End If

        If V.base > V.altura Then
            V.aresta_b = V.base / 50
            V.aresta_h = V.altura / Math.Round(V.altura / V.aresta_b, 0)
```

```
        Else
            V.aresta_h = V.altura / 50
            V.aresta_b = V.base / Math.Round(V.base / V.aresta_h, 0)
        End If

        nfibras_hor = Convert.ToInt16(Math.Round(V.base / V.aresta_b, 0))
        nfibras_ver = Convert.ToInt16(Math.Round(V.altura / V.aresta_h, 0))
        V.nfibras_tot = nfibras_hor * nfibras_ver
        V.nbar_tot = V.nbarver * 2 + V.nbarhor * 2 - 4

        ' coordenadas das fibras:
        ReDim V.fib_cx(V.nfibras_tot), V.fib_cy(V.nfibras_tot),
V.barra_cx(V.nbar_tot), V.barra_cy(V.nbar_tot)

        count = 0

        For j = 0 To nfibras_ver - 1
            For i = 0 To nfibras_hor - 1
                V.fib_cx(count) = i * V.aresta_b + V.aresta_b / 2
                V.fib_cy(count) = j * V.aresta_h + V.aresta_h / 2
                count += 1
            Next
        Next

        ' coordenadas das barras de aço:
        dv_barra = (V.altura - 2 * V.cobrim) / (V.nbarver - 1)
        dh_barra = (V.base - 2 * V.cobrim) / (V.nbarhor - 1)

        count = 0
        For j = 0 To V.nbarver - 1
            For i = 0 To V.nbarhor - 1
                If j = 0 Or i = 0 Or j = V.nbarver - 1 Or i = V.nbarhor - 1 Then
                    V.barra_cx(count) = V.cobrim + dh_barra * (i)
                    V.barra_cy(count) = V.cobrim + dv_barra * (j)
                    count += 1
                End If
            Next
        Next

        Return Nothing

    End Function

    Function EsfRes(ByVal xLN, ByVal alfa, ByVal K0)

        Dim A, B, K, halfa, hc, ht, Mxc_acu, Myc_acu, Rc_acu, Nrd, Mrdx, Mrdy, Mxs,
Mys, Mxsl, Mysl As Double
        Dim distf, dista, dy_cgc, dx_cgc, dy_cga, dx_cga, ec, m, Fc, Mxc, Myc As
Double
        Dim Mxs_acu, Mys_acu, Rs_acu, Mxsl_acu, Mysl_acu, Rsl_acu, epsi, Sa, Fa As
Double
        Dim ReturnArray(4) As Double

        alfa = alfa * Math.PI / 180.0
        B = Math.Tan(alfa)

        halfa = (V.altura - V.cobrim) * Math.Cos(alfa) + (V.base - V.cobrim) *
Math.Sin(alfa)
        hc = xLN * halfa
        ht = halfa - hc
        A = V.altura - (hc / Math.Cos(alfa))
```

```
If K0 = -999 Then
    If xLN <= 0.259 Then
        K = 0.01 / ht
    ElseIf xLN > 0.259 Then
        K = 0.0035 / hc
    End If
Else
    K = K0
End If

If K = 0 Then
    Return {V.Nsd, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0}
End If

Mxc_acu = 0
Myc_acu = 0
Rc_acu = 0

For nf = 0 To V.nfibras_tot - 1
    distf = (V.fib_cy(nf) - (A + B * V.fib_cx(nf))) * Math.Cos(alfa)
    dy_cgc = V.fib_cy(nf) - V.h2
    dx_cgc = V.fib_cx(nf) - V.b2
    ec = distf * K

    If distf > 0 Then
        If ec >= 0.002 Then
            m = 1
        Else
            m = (1 - (1 - (ec / 0.002)) ^ 2)
        End If
    End If

    If distf > 0 Then
        Fc = (V.gama_f3 * V.fcd) * m * V.aresta_b * V.aresta_h
        Mxc = Fc * dy_cgc
        Myc = -Fc * dx_cgc

        Rc_acu += Fc
        Mxc_acu += Mxc * 0.01
        Myc_acu += Myc * 0.01
    End If

Next

Mxs_acu = 0
Mys_acu = 0
Rs_acu = 0
Mxsl_acu = 0
Mysl_acu = 0
Rsl_acu = 0

For na = 0 To V.nbar_tot - 1
    dista = (V.barra_cy(na) - (A + B * V.barra_cx(na))) * Math.Cos(alfa)
    dy_cga = V.barra_cy(na) - V.h2
    dx_cga = V.barra_cx(na) - V.b2
    epsi = dista * K
    Sa = 21000 * epsi

    If dista > 0 And Sa > 0 Then
        Sa -= 0.85 * V.fcd
    End If
```

```
            If Sa > V.fyd Then
                Sa = V.fyd
            End If

            If Sa < -V.fyd Then
                Sa = -V.fyd
            End If

            Fa = Sa * V.Ab

            If dista > 0 Then
                Rsl_acu += Fa
                Mxsl = Fa * dy_cga
                Mysl = -Fa * dx_cga
                Mxsl_acu += 0.01 * Mxsl
                Mysl_acu += 0.01 * Mysl
            Else
                Rs_acu += Fa
                Mxs = Fa * dy_cga
                Mys = -Fa * dx_cga
                Mxs_acu += 0.01 * Mxs
                Mys_acu += 0.01 * Mys
            End If

        Next

        Nrd = Rc_acu + Rs_acu + Rsl_acu
        Mrdx = Mxc_acu + Mxs_acu + Mxsl_acu
        Mrdy = Myc_acu + Mys_acu + Mysl_acu

        ReturnArray = {Nrd, Mrdx, Mrdy, K}

        Return ReturnArray

    End Function

    Function MaxRes(ByVal alfa, ByVal K0)

        Dim xLN, D_xi, t_xi, t_xf, div_xi, Nrd, Mrdx, Mrdy, K, teta As Double
        Dim VR(4), ReturnArray(6) As Double

        xLN = 0.5
        D_xi = 0.25
        t_xi = 1.0
        t_xf = 10000.0
        div_xi = 2.0

        If V.Nsd < 0 Then
            D_xi = -0.25
        End If

        While Math.Abs(t_xf) > 0.0001

            VR = EsfRes(xLN, alfa, K0)
            Nrd = VR(0)
            Mrdx = VR(1)
            Mrdy = VR(2)
            K = VR(3)

            t_xf = (V.Nsd - Nrd) / V.Nsd

            If t_xf * t_xi > 0 Then
```

```
                xLN += D_xi
            Else
                D_xi = -D_xi / div_xi
                t_xi *= -1.0
                xLN += D_xi
            End If


        End While

        If Mrdx = 0 Then
            teta = 90
        ElseIf Mrdy = 0 Then
            teta = 0
        Else
            teta = Math.Abs(Math.Atan(Mrdy / Mrdx) * 180.0 / Math.PI)
        End If

        ReturnArray = {Nrd, Mrdx, Mrdy, K, xLN, teta}
        Return ReturnArray

    End Function

    Function Envoltoria()

        Dim ang As Double
        Dim VR(5) As Double
        Dim count As Integer

        If V.Nsd = 0 Then
            V.Nsd = 0.001
        End If

        ReDim V.v_Mrdx_elu(V.div - 1), V.v_Mrdy_elu(V.div - 1), V.v_alfa_elu(V.div -
1)
        ReDim V.v_teta_elu(V.div - 1), V.v_xLN_elu(V.div - 1), V.v_K_elu(V.div - 1)

        count = 0

        RES.AppendText("RESULTADOS DA ENVOLTÓRIA:" & vbNewLine & vbNewLine)
        RES.AppendText(String.Format("{0,-5}|{1,-10}|{2,-10}|{3,-10}|{4,-10}|{5,-
10}|", "ang", "Mrdx_elu", "Mrdy_elu", "teta_elu", "xLN_elu", "K_elu") & vbNewLine)

        For i = 0 To V.div - 1

            ang = i * (90.0 / (V.div - 1))

            VR = MaxRes(ang, -999)

            RES.AppendText(String.Format("{0,-5:#0.00}|{1,-10:######0.00}|{2,-
10:######0.00}|{3,-10:######0.00}|{4,-10:0.0000E+00}|{5,-10:0.0000E+00}|",
                ang, VR(1), VR(2), VR(5), VR(4), 1000 * VR(3)
                ) & vbNewLine)

            V.v_Mrdx_elu(count) = VR(1)
            V.v_Mrdy_elu(count) = VR(2)
            V.v_alfa_elu(count) = ang
            V.v_teta_elu(count) = VR(5)
            V.v_xLN_elu(count) = VR(4)
            V.v_K_elu(count) = VR(3)

            count += 1
```

```
    Next

    Return Nothing

End Function

Function InterpLin(ByVal X, ByVal Y, ByVal Xp, ByVal i)
    Return (Y(i) - Y(i - 1)) / (X(i) - X(i - 1)) * (Xp - X(i - 1)) + Y(i - 1)
End Function

Function Verif_Seguranca()

    Dim resp As String

    If V.Msdy = 0.0 Then
        V.ig = 1
    ElseIf V.Msdx = 0.0 Then
        V.ig = V.div - 1
    Else
        V.ig = 0
        While V.teta_sd > V.v_teta_elu(V.ig)
            V.ig += 1
        End While
    End If


    If V.v_teta_elu(V.ig) = V.teta_sd Then
        V.MaxMrdx = V.v_Mrdx_elu(V.ig)
        V.MaxMrdy = V.v_Mrdy_elu(V.ig)
    Else
        V.MaxMrdx = InterpLin(V.v_teta_elu, V.v_Mrdx_elu, V.teta_sd, V.ig)
        V.MaxMrdy = InterpLin(V.v_teta_elu, V.v_Mrdy_elu, V.teta_sd, V.ig)
    End If
    V.Maxalfa = InterpLin(V.v_teta_elu, V.v_alfa_elu, V.teta_sd, V.ig)
    V.MaxxLN = InterpLin(V.v_teta_elu, V.v_xLN_elu, V.teta_sd, V.ig)
    V.MaxK = InterpLin(V.v_teta_elu, V.v_K_elu, V.teta_sd, V.ig)

    resp = "FORA"
    If V.teta_sd = 0 Then
        If V.Msdx <= V.MaxMrdx Then
            resp = "OK"
        End If
    ElseIf V.teta_sd = 90 Then
        If V.Msdy <= V.MaxMrdy Then
            resp = "OK"
        End If
    Else
        If V.Msdx <= V.MaxMrdx And V.Msdy <= V.MaxMrdy Then
            resp = "OK"
        End If
    End If

    Return resp

End Function

Function K_f_MsxMsy(ByVal N_, ByVal Mx_, ByVal My_)

    Dim Nsd1, Msdx1, Msdy1, fKi, D_fKi, t_fKi, t_fKf, div_fKi As Double
    Dim ai, div_ai, tol_lim, D_ai, t_ai, t_af, KA, xLNA, tetaA, MrdyA As Double
    Dim KS, KSx, KSy, t_af1, t_af2 As Double
```

```
Dim MrdxA, VR1(5), VR2(3) As Double
Dim count As Integer

If Mx_ <> 0 Or My_ <> 0 And N_ <> 0 Then
    Nsd1 = N_
    Msdx1 = Mx_
    Msdy1 = My_
Else
    Nsd1 = V.Nsd
    Msdx1 = V.Msdx
    Msdy1 = V.Msdy
End If

fKi = 0.5
D_fKi = 0.5
t_fKi = 1
t_fKf = 100000
div_fKi = 2
ai = 45
div_ai = 2
tol_lim = 0.0001

count = 0

While Math.Abs(t_fKf) > tol_lim
    D_ai = 0.4
    t_ai = 1
    t_af = 100000000

    While Math.Abs(t_af) > tol_lim


        If V.teta_sd = 90 Then
            ai = 90
            KA = V.v_K_elu(V.div - 1)
            xLNA = V.v_xLN_elu(V.div - 1)
            t_af = 0
        ElseIf V.teta_sd = 0 Then
            ai = 0
            KA = V.v_K_elu(0)
            xLNA = V.v_xLN_elu(0)
            t_af = 0
        Else
            VR1 = MaxRes(ai, -999)
            MrdxA = VR1(1)
            MrdyA = VR1(2)
            KA = VR1(3)
            xLNA = VR1(4)
            tetaA = VR1(5)
        End If

        VR2 = MaxRes(ai, fKi * KA)
        V.MrdxB = VR2(1)
        V.MrdyB = VR2(2)

        If V.teta_sd <> 0 And V.teta_sd <> 90 Then

            t_af1 = Msdy1 / Msdx1 - V.MrdyB / V.MrdxB
            t_af2 = -Msdx1 / Msdy1 + V.MrdxB / V.MrdyB

            If Math.Abs(t_af1) < Math.Abs(t_af2) Then
                t_af = t_af1
```

```
                Else
                    t_af = t_af2
                End If

                If t_af * t_ai > 0 Then
                    ai += D_ai
                Else
                    D_ai = -D_ai / div_ai
                    t_ai *= -1
                    ai += D_ai
                End If
            End If

            If count Mod 400 = 0 Then
                div_ai *= 2.0
                div_fKi *= 2.0
            End If

            If ai > 90 Then
                div_ai = 2.0R
                div_fKi = 2.0R
            End If

            If Math.Abs(D_ai) < 0.0001 Then
                t_af = 0.0001
            End If

            count += 1

        End While

        If V.teta_sd = 90 Then
            t_fKf = (Msdy1 - V.MrdyB)
        Else
            t_fKf = (Msdx1 - V.MrdxB)
        End If

        If t_fKi * t_fKf > 0 Then
            fKi += D_fKi
        Else
            D_fKi = -D_fKi / div_fKi
            t_fKi *= -1
            fKi += D_fKi
        End If

        If Math.Abs(D_fKi) < 0.0001 Then
            t_fKf = 0.0001
        End If

        If count > 1500 Then
            t_fKf = 0.0001
        End If

    End While

    KS = fKi * KA
    KSx = KS * Math.Cos(ai * Math.PI / 180.0)
    KSy = KS * Math.Sin(ai * Math.PI / 180.0)

    Return {KS, KSx, KSy, ai}

End Function
```

```
    Function DisplayDiag(ByVal Matriz, ByVal N)

        Dim ini, fim, passo As Integer

        RES.AppendText(String.Format("{0,-11}|{1,-11}|{2,-11}|{3,-11}|{4,-11}|{5,-
11}|", "Kr", "Mrd", "Kx", "Mrdx", "Ky", "Mrdy") & vbNewLine)

        If Matriz(0, 1) <> 0 Then
            ini = N
            fim = 0
            passo = -1
        Else
            ini = 0
            fim = N
            passo = 1
        End If

        For i = ini To fim Step passo
            RES.AppendText(String.Format("{0,-11:0.0000E+00}|{1,-11:#####0.00}|{2,-
11:0.0000E+00}|{3,-11:#####0.00}|{4,-11:0.0000E+00}|{5,-11:#####0.00}|",
                1000 * Matriz(i, 0), Matriz(i, 1),
                1000 * Matriz(i, 2), Matriz(i, 3),
                1000 * Matriz(i, 4), Matriz(i, 5)
                ) & vbNewLine)

        Next
        Return Nothing
    End Function

    Function Diagramas()

        Dim interv, VR(3), VS(3), Kr, Mwx, Mwy, Mwr, Krx, Kry As Double
        Dim xlim, ylim As Double
        Dim count, i As Integer
        Dim AngSolic As Double
        Dim MKalfa(V.divk, 5), MKteta(V.divk, 5), MKsepa(V.divk, 5) As Double

        If V.Msdx = 0 And V.Msdy <> 0 Then
            AngSolic = Math.PI / 2.0
        ElseIf V.Msdx = 0 And V.Msdy = 0 Then
            AngSolic = 0.0
        Else
            AngSolic = Math.Atan(V.Msdy / V.Msdx)
        End If

        interv = 1 / V.divk
        xlim = 0
        ylim = 0

        ' Definição dos arrays de curvaturas e Momentos:
        If V.cont_KM >= 0 Then
            For i = 0 To V.KM.GetLength(1) - 1
                V.Array_Kr(i) = V.KM(0, i) / 1000.0
                V.Array_Mw(i) = V.KM(1, i)
            Next
        Else
            For i = 0 To V.divk Step 1
                V.Array_Kr(i) = i * interv * V.MaxK
            Next
        End If
```

```
        ReDim Preserve V.Array_Kr(i - 1)
        ReDim Preserve V.Array_Mw(i - 1)

        ' K, Kx e Ky em função de um mesmo alfa ------------------------------------
--------------------------------
        count = 0
        For Each vKr In V.Array_Kr
            VR = MaxRes(V.Maxalfa, vKr)
            ' ---> Matriz MKalfa [Kr,Mrd,Kx,Mrdx,Ky,Mrdy]
            MKalfa(count, 0) = vKr
            MKalfa(count, 1) = Math.Sqrt(VR(1) ^ 2 + VR(2) ^ 2)
            MKalfa(count, 2) = Math.Cos(V.Maxalfa * Math.PI / 180) * vKr
            MKalfa(count, 3) = VR(1)
            MKalfa(count, 4) = Math.Sin(V.Maxalfa * Math.PI / 180) * vKr
            MKalfa(count, 5) = VR(2)
            count += 1
        Next

        RES.AppendText(vbNewLine & "RESULTADOS PARA UM MESMO ALFA" & vbNewLine &
vbNewLine)
        DisplayDiag(MKalfa, V.divk)


        'Kx e Ky desacoplados ------------------------------------------------------
--------------------------------
        count = 0
        For i = V.divk To 0 Step -1

            VR = MaxRes(V.v_alfa_elu(0), i * interv * V.v_K_elu(0))
            VS = MaxRes(V.v_alfa_elu(V.div - 1), i * interv * V.v_K_elu(V.div - 1))
            ' ---> Matriz MKsepa [Kr,Mrd,Kx,Mrdx,Ky,Mrdy]
            MKsepa(count, 0) = Math.Sqrt((i * interv * V.v_K_elu(0)) ^ 2 + (i * interv
* V.v_K_elu(V.div - 1)) ^ 2)
            MKsepa(count, 1) = Math.Sqrt(VR(1) ^ 2 + VS(2) ^ 2)
            MKsepa(count, 2) = i * interv * V.v_K_elu(0)
            MKsepa(count, 3) = VR(1)
            MKsepa(count, 4) = i * interv * V.v_K_elu(V.div - 1)
            MKsepa(count, 5) = VS(2)
            count += 1
        Next

        RES.AppendText(vbNewLine & "RESULTADOS DE Kx e Ky DESACOPLADOS" & vbNewLine &
vbNewLine)
        DisplayDiag(MKsepa, V.divk)


        'K, Kx e Ky para um mesmo teta ---------------------------------------------
--------------------------------

        For i = 0 To V.Array_Kr.GetLength(0) - 1

            If i = 0 Then
                Mwx = 0
                Mwy = 0
                Kr = 0
                Mwr = 0
                Krx = 0
                Kry = 0
                RES.AppendText("------------------>  " & 0 & vbNewLine)
            Else
                If V.gama_f3 = 1.1 Then
```

```
                    RES.AppendText("------------------>  " & V.Array_Kr(i) * 1000 &
vbNewLine)
                    Mwr = V.Array_Mw(i)
                    Mwx = V.Array_Mw(i) * Math.Cos(AngSolic)
                    Mwy = V.Array_Mw(i) * Math.Sin(AngSolic)
                    VR = K_f_MsxMsy(V.Nsd, Mwx, Mwy)
                    Kr = VR(0)
                    Krx = VR(1)
                    Kry = VR(2)
                Else
                    RES.AppendText("------------------>  " & i * interv & vbNewLine)
                    If i <> V.Array_Kr.GetLength(0) - 1 Then
                        Mwx = i * interv * V.MaxMrdx
                        Mwy = i * interv * V.MaxMrdy
                        Mwr = Math.Sqrt(Mwx ^ 2 + Mwy ^ 2)
                        VR = K_f_MsxMsy(V.Nsd, Mwx, Mwy)
                        Kr = VR(0)
                        Krx = VR(1)
                        Kry = VR(2)
                    Else
                        Mwx = V.MaxMrdx
                        Mwy = V.MaxMrdy
                        Kr = V.MaxK
                        Mwr = Math.Sqrt(Mwx ^ 2 + Mwy ^ 2)
                        Krx = V.MaxK * Math.Cos(V.Maxalfa * Math.PI / 180)
                        Kry = V.MaxK * Math.Sin(V.Maxalfa * Math.PI / 180)
                    End If

                End If

            End If

            ' ---> Matriz MKteta [Kr,Mrd,Kx,Mrdx,Ky,Mrdy]
            MKteta(i, 0) = Kr
            MKteta(i, 1) = Mwr
            MKteta(i, 2) = Krx
            MKteta(i, 3) = Mwx
            MKteta(i, 4) = Kry
            MKteta(i, 5) = Mwy

        Next

        RES.AppendText(vbNewLine & "RESULTADOS PARA UM MESMO TETA" & vbNewLine &
vbNewLine)
        DisplayDiag(MKteta, V.divk)


        ' Comparação com os resultados do Pcalc
        If V.cont_KM >= 0 Then

            RES.AppendText(vbNewLine & "VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS" & vbNewLine &
vbNewLine)
            RES.AppendText(String.Format(vbNewLine & "{0,-9}|{1,-9}|{2,-9}|{3,-9}|{4,-
9}|{5,-9}|{6,-6}|{7,-6}|{8,-6}|",
                                         "KP", "MP", "Ka", "Ma", "Kt", "Mt", "Kt/KP",
"Ma/MP", "kt/ka") & vbNewLine)

            For i = 1 To V.divk
                V.C(0, i) = V.Array_Kr(i) ' curvatura Pcalc
                V.C(1, i) = V.Array_Mw(i) ' momento Pcalc
                V.C(2, i) = MKalfa(i, 0) ' curvatura alfa
                V.C(3, i) = MKalfa(i, 1) ' momento alfa
```

```
                V.C(4, i) = MKteta(i, 0) ' curvatura teta
                V.C(5, i) = MKteta(i, 1) ' momento teta
                V.C(6, i) = 100 * (MKteta(i, 0) - V.Array_Kr(i)) / V.Array_Kr(i) ' (
Kteta - KPcalc ) / KPcalc
                V.C(7, i) = 100 * (MKalfa(i, 1) - V.Array_Mw(i)) / V.Array_Mw(i) ' (
Malfa - MPcalc ) / MPcalc
                V.C(8, i) = 100 * (MKteta(i, 0) - MKalfa(i, 0)) / MKalfa(i, 0) ' (
kteta - kalfa ) / kalfa

                RES.AppendText(String.Format(
                "{0,-9:0.000E+00}|{1,-9:####0.00}|{2,-9:0.000E+00}|{3,-
9:####0.00}|{4,-9:0.000E+00}|{5,-9:####0.00}|{6,-6:#0.000}|{7,-6:#0.000}|{8,-
6:#0.000}|",
                V.C(0, i), V.C(1, i), V.C(2, i), V.C(3, i), V.C(4, i), V.C(5, i),
V.C(6, i), V.C(7, i), V.C(8, i)
                ) & vbNewLine)
            Next

        End If


        Chart1.Titles(0).Text = "Diagrama M x k para um mesmo 'teta' "
        Chart2.Titles(0).Text = "Diagrama M x k para um mesmo 'alfa' "
        Chart3.Titles(0).Text = "Diagrama M x k desacoplado"
        Chart4.Titles(0).Text = "Diagrama M x k comparativo entre alfa e teta"

        Chart1.ChartAreas(0).AxisX.Minimum = 0.0
        Chart1.ChartAreas(0).AxisY.Minimum = 0.0

        Chart2.ChartAreas(0).AxisX.Minimum = 0.0
        Chart2.ChartAreas(0).AxisY.Minimum = 0.0

        Chart3.ChartAreas(0).AxisX.Minimum = 0.0
        Chart3.ChartAreas(0).AxisY.Minimum = 0.0

        Chart4.ChartAreas(0).AxisX.Minimum = 0.0
        Chart4.ChartAreas(0).AxisY.Minimum = 0.0

        Chart1.ChartAreas(0).AxisX.Interval = 0.05
        Chart1.ChartAreas(0).AxisY.Interval = Math.Round((2 *
Math.Max(V.v_Mrdx_elu(0), V.v_Mrdy_elu(V.div - 1)) / 20), 0)

        Chart2.ChartAreas(0).AxisX.Interval = 0.05
        Chart2.ChartAreas(0).AxisY.Interval = Math.Round((2 *
Math.Max(V.v_Mrdx_elu(0), V.v_Mrdy_elu(V.div - 1)) / 20), 0)

        Chart3.ChartAreas(0).AxisX.Interval = 0.05
        Chart3.ChartAreas(0).AxisY.Interval = Math.Round((2 *
Math.Max(V.v_Mrdx_elu(0), V.v_Mrdy_elu(V.div - 1)) / 20), 0)

        Chart4.ChartAreas(0).AxisX.Interval = 0.05
        Chart4.ChartAreas(0).AxisY.Interval = Math.Round((2 *
Math.Max(V.v_Mrdx_elu(0), V.v_Mrdy_elu(V.div - 1)) / 20), 0)

        xlim = 1000 * MKsepa(0, 0)
        ylim = MKsepa(0, 1)

        Chart1.ChartAreas(0).AxisX.Maximum = xlim
        Chart1.ChartAreas(0).AxisY.Maximum = ylim

        Chart2.ChartAreas(0).AxisX.Maximum = xlim
        Chart2.ChartAreas(0).AxisY.Maximum = ylim
```

```
        Chart3.ChartAreas(0).AxisX.Maximum = xlim
        Chart3.ChartAreas(0).AxisY.Maximum = ylim

        Chart4.ChartAreas(0).AxisX.Maximum = 1000 * MKteta(V.divk, 0)
        Chart4.ChartAreas(0).AxisY.Maximum = MKteta(V.divk, 1)

        For i = 0 To 2
            For n = 0 To V.divk
                If i = 0 Then
                    Chart1.Series("Mrd_teta").Points.AddXY(1000 * MKteta(n, 0),
MKteta(n, 1))
                    Chart2.Series("Mrd_alfa").Points.AddXY(1000 * MKalfa(n, 0),
MKalfa(n, 1))
                    'Chart3.Series("Mrd_desa").Points.AddXY(1000 * MKsepa(n, 0),
MKsepa(n, 1))
                End If
                If i = 1 Then
                    Chart1.Series("Mrdx_teta").Points.AddXY(1000 * MKteta(n, 2),
MKteta(n, 3))
                    Chart2.Series("Mrdx_alfa").Points.AddXY(1000 * MKalfa(n, 2),
MKalfa(n, 3))
                    Chart3.Series("Mrdx_desa").Points.AddXY(1000 * MKsepa(n, 2),
MKsepa(n, 3))
                End If
                If i = 2 Then
                    Chart1.Series("Mrdy_teta").Points.AddXY(1000 * MKteta(n, 4),
MKteta(n, 5))
                    Chart2.Series("Mrdy_alfa").Points.AddXY(1000 * MKalfa(n, 4),
MKalfa(n, 5))
                    Chart3.Series("Mrdy_desa").Points.AddXY(1000 * MKsepa(n, 4),
MKsepa(n, 5))
                End If

            Next
        Next

        Chart1.Series("Msdx").Points.AddXY(1000 * V.Kx_ponto, V.Msdx)
        Chart1.Series("Msdy").Points.AddXY(1000 * V.Ky_ponto, V.Msdy)
        Chart1.Series("Msdr").Points.AddXY(1000 * V.K_ponto, V.Msdr)

        Chart2.Series("Msdx").Points.AddXY(1000 * V.Kx_ponto, V.Msdx)
        Chart2.Series("Msdy").Points.AddXY(1000 * V.Ky_ponto, V.Msdy)
        Chart2.Series("Msdr").Points.AddXY(1000 * V.K_ponto, V.Msdr)

        Chart3.Series("Msdx").Points.AddXY(1000 * V.Kx_ponto, V.Msdx)
        Chart3.Series("Msdy").Points.AddXY(1000 * V.Ky_ponto, V.Msdy)

        Chart4.Series("Msdx").Points.AddXY(1000 * V.Kx_ponto, V.Msdx)
        Chart4.Series("Msdy").Points.AddXY(1000 * V.Ky_ponto, V.Msdy)
        Chart4.Series("Msdr").Points.AddXY(1000 * V.K_ponto, V.Msdr)

        For i = 0 To 2
            For n = 0 To V.divk
                If i = 0 Then
                    Chart4.Series("Mrd_teta").Points.AddXY(1000 * MKteta(n, 0),
MKteta(n, 1))
                    Chart4.Series("Mrd_alfa").Points.AddXY(1000 * MKalfa(n, 0),
MKalfa(n, 1))
                End If
                If i = 1 Then
```

```
                    Chart4.Series("Mrdx_teta").Points.AddXY(1000 * MKteta(n, 2),
MKteta(n, 3))
                    Chart4.Series("Mrdx_alfa").Points.AddXY(1000 * MKalfa(n, 2),
MKalfa(n, 3))
                End If
                If i = 2 Then
                    Chart4.Series("Mrdy_teta").Points.AddXY(1000 * MKteta(n, 4),
MKteta(n, 5))
                    Chart4.Series("Mrdy_alfa").Points.AddXY(1000 * MKalfa(n, 4),
MKalfa(n, 5))
                End If

            Next
        Next
        Return Nothing
    End Function

    Function Plot_Envoltoria()

        Chart5.Titles(0).Text = "Envoltória dos Momentos Resistentes"
        Chart6.Titles(0).Text = "Relação α – θ"

        'Determinação do máximo dos vetores Mrdx e Mrdy
        Dim max_x, max_y As Double
        max_x = 0
        max_y = 0
        For i = 0 To V.div - 1
            If max_x < V.v_Mrdx_elu(i) Then
                max_x = V.v_Mrdx_elu(i)
            End If
        Next
        For j = 0 To V.v_Mrdy_elu.Length - 1
            If max_y < V.v_Mrdy_elu(j) Then
                max_y = V.v_Mrdy_elu(j)
            End If
        Next

        Chart5.ChartAreas(0).AxisX.Maximum = Math.Ceiling(max_x / 20) * 25
        Chart5.ChartAreas(0).AxisX.Minimum = -Math.Ceiling(max_x / 20) * 25

        Chart5.ChartAreas(0).AxisY.Maximum = Math.Ceiling(max_y / 20) * 25
        Chart5.ChartAreas(0).AxisY.Minimum = -Math.Ceiling(max_y / 20) * 25

        Chart5.ChartAreas(0).AxisX.Interval = Math.Round((2 * max_x / 25), 0)
        Chart5.ChartAreas(0).AxisY.Interval = Math.Round((2 * max_y / 25), 0)


        For i = 0 To 3 Step 1
            For n = 0 To V.div - 1 Step 1
                If i = 0 Then
                    Chart5.Series("Series1").Points.AddXY(V.v_Mrdx_elu(n),
V.v_Mrdy_elu(n))
                    Chart5.Series("Series5").Points.AddXY(V.v_Mrdx_elu(n),
V.v_Mrdy_elu(n))
                ElseIf i = 1 Then
                    Chart5.Series("Series2").Points.AddXY(V.v_Mrdx_elu(V.div - 1 - n),
-V.v_Mrdy_elu(V.div - 1 - n))
                    Chart5.Series("Series5").Points.AddXY(V.v_Mrdx_elu(V.div - 1 - n),
-V.v_Mrdy_elu(V.div - 1 - n))
                ElseIf i = 2 Then
                    Chart5.Series("Series3").Points.AddXY(-V.v_Mrdx_elu(n), -
V.v_Mrdy_elu(n))
```

```
                    Chart5.Series("Series5").Points.AddXY(-V.v_Mrdx_elu(n), -
V.v_Mrdy_elu(n))
                Else
                    Chart5.Series("Series4").Points.AddXY(-V.v_Mrdx_elu(V.div - 1 -
n), V.v_Mrdy_elu(V.div - 1 - n))
                    Chart5.Series("Series5").Points.AddXY(-V.v_Mrdx_elu(V.div - 1 -
n), V.v_Mrdy_elu(V.div - 1 - n))
                End If
            Next
        Next

        Chart5.Series("Series6").Points.AddXY(V.Msdx, V.Msdy)

        Chart6.ChartAreas(0).AxisX.Maximum = 90
        Chart6.ChartAreas(0).AxisX.Minimum = 0

        Chart6.ChartAreas(0).AxisY.Maximum = 90
        Chart6.ChartAreas(0).AxisY.Minimum = 0

        Chart6.ChartAreas(0).AxisX.Interval = Math.Round((90 / (V.div - 1)), 0)
        Chart6.ChartAreas(0).AxisY.Interval = Math.Round((90 / (V.div - 1)), 0)

        For i = 0 To V.div - 1
            Chart6.Series("Alfa_Teta").Points.AddXY(V.v_alfa_elu(i), V.v_teta_elu(i))
        Next

        Return Nothing
    End Function

    Private Sub Button1_Click(ByVal sender As System.Object, ByVal e As
System.EventArgs) Handles Button1.Click

        RES.Clear()
        TabControl1.SelectTab(0)
        Chart1.Series("Mrd_teta").Points.Clear()
        Chart1.Series("Mrdx_teta").Points.Clear()
        Chart1.Series("Mrdy_teta").Points.Clear()
        Chart1.Series("Msdx").Points.Clear()
        Chart1.Series("Msdy").Points.Clear()
        Chart1.Series("Msdr").Points.Clear()

        Chart2.Series("Mrd_alfa").Points.Clear()
        Chart2.Series("Mrdx_alfa").Points.Clear()
        Chart2.Series("Mrdy_alfa").Points.Clear()
        Chart2.Series("Msdx").Points.Clear()
        Chart2.Series("Msdy").Points.Clear()
        Chart2.Series("Msdr").Points.Clear()

        Chart3.Series("Mrd_desa").Points.Clear()
        Chart3.Series("Mrdx_desa").Points.Clear()
        Chart3.Series("Mrdy_desa").Points.Clear()
        Chart3.Series("Msdx").Points.Clear()
        Chart3.Series("Msdy").Points.Clear()
        Chart3.Series("Msdr").Points.Clear()

        Chart4.Series("Mrd_teta").Points.Clear()
        Chart4.Series("Mrdx_teta").Points.Clear()
        Chart4.Series("Mrdy_teta").Points.Clear()
        Chart4.Series("Mrd_alfa").Points.Clear()
        Chart4.Series("Mrdx_alfa").Points.Clear()
        Chart4.Series("Mrdy_alfa").Points.Clear()
        Chart4.Series("Msdx").Points.Clear()
```

```
        Chart4.Series("Msdy").Points.Clear()
        Chart4.Series("Msdr").Points.Clear()

        Chart5.Series("Series1").Points.Clear()
        Chart5.Series("Series2").Points.Clear()
        Chart5.Series("Series3").Points.Clear()
        Chart5.Series("Series4").Points.Clear()
        Chart5.Series("Series5").Points.Clear()
        Chart5.Series("Series6").Points.Clear()

        Chart6.Series("Alfa_Teta").Points.Clear()

        ' Verifica se não ha entrada de dados e solicita abertura do arquivo de dados
        If TB_base.Text = "" Then
            MsgBox("Será aberta uma janela para Carregamento do arquivo com os dados
de entrada.")
            Carrega_Dados()
            Exit Sub
        End If

        V.base = Convert.ToDecimal(TB_base.Text)
        V.altura = Convert.ToDecimal(TB_altura.Text)
        V.cobrim = Convert.ToDecimal(TB_cobrimento.Text)
        V.nbarver = Convert.ToInt16(CB_barver.Text)
        V.nbarhor = Convert.ToInt16(CB_barhor.Text)
        V.diametro = 0.1 * Convert.ToDecimal(TB_diametro.Text)
        V.fck = 0.1 * Convert.ToDecimal(CB_fck.Text)
        V.fyk = 0.1 * Convert.ToDecimal(TB_fyk.Text)
        V.gama_f3 = Convert.ToDouble(Cb_gamaf3.Text)
        V.Nsd = Convert.ToDecimal(TB_Nsd.Text)
        V.Msdx = Convert.ToDecimal(TB_Msdx.Text)
        V.Msdy = Convert.ToDecimal(TB_Msdy.Text)
        V.div = Convert.ToDecimal(TB_div.Text)
        V.divk = Convert.ToDecimal(TB_divK.Text)

        If V.gama_f3 = 1.1 Then
            V.Nsd = V.Nsd / 1.1
        End If

        V.fcd = V.fck / 1.4
        V.fyd = V.fyk / 1.15

        V.b2 = V.base / 2
        V.h2 = V.altura / 2
        V.Ab = 0.25 * Math.PI * V.diametro ^ 2

        V.nbar_tot = 2 * V.nbarver + 2 * V.nbarhor - 4
        V.Ay = V.nbar_tot * V.Ab
        V.Ac = V.altura * V.base
        V.As_min = Math.Max(0.024 * V.fcd / V.fyd * V.Ac, 0.0015 * V.Ac)
        V.As_max = 0.04 * V.Ac

        Dim verif As String
        Dim Vr(3), executar, Nrdc, Nrdt As Double

        executar = 1

        Nrdc = V.Ac * V.fcd + V.Ay * V.fyd
        Nrdt = -V.Ay * V.fyd
        If V.Msdx = 0 And V.Msdy = 0 Then
            V.Msdx = 0.001
            V.Msdy = 0.001
```

```
        End If

        V.Msdr = Math.Sqrt(V.Msdx ^ 2 + V.Msdy ^ 2)

        ' Resistência à compressão da seção
        If V.Nsd > Nrdc Then
            MsgBox("ERRO! Nsd maior do que a capacidade de resistência à compressão da
seção." & vbNewLine &
                   "Nrdc = " & Format(Nrdc, "0000.00") & "kN  Nsd=" & Format(V.Nsd,
"0000.00") & "kN", MsgBoxStyle.Exclamation, "ERRO!!!")
            executar = 0
        End If

        ' Resistência à tração da seção
        If V.Nsd < Nrdt Then
            MsgBox("ERRO! Nsd maior do que a capacidade de resistência à tração da
seção." & vbNewLine &
                   "Nrdc = " & Format(Nrdt, "0000.00") & "kN  Nsd=" & Format(V.Nsd,
"0000.00") & "kN", MsgBoxStyle.Exclamation, "ERRO!!!")
            executar = 0
        End If

        ' Taxas de armadura máxima/mínima
        If V.Ay > V.As_max Then
            MsgBox("ERRO! Taxa de armadura excede o máximo permitido por norma." &
vbNewLine &
                   "As_max = " & Format(V.As_max, "000.000") & "cm2   As=" &
Format(V.Ay, "000.000") & "cm2", MsgBoxStyle.Exclamation, "ERRO!!!")
            executar = 0
        End If

        If V.Ay < V.As_min Then
            MsgBox("ERRO! Taxa de armadura inferior ao permitido por norma." &
vbNewLine &
                   "As_max = " & Format(V.As_min, "000.000") & "cm2   As=" &
Format(V.Ay, "000.000") & "cm2", MsgBoxStyle.Exclamation, "ERRO!!!")
            executar = 0
        End If


        If executar = 1 Then
            Geometria()
            Envoltoria()
            verif = Verif_Seguranca()

            If verif = "OK" Then
                RES.AppendText(vbNewLine & "OK! Ponto dentro da envoltória!" &
vbNewLine)
                Vr = K_f_MsxMsy(0, 0, 0)
                V.K_ponto = Vr(0)
                V.Kx_ponto = Vr(1)
                V.Ky_ponto = Vr(2)
                V.ai_ponto = Vr(3)

                RES.AppendText(vbNewLine & "Curvaturas para o ponto de solicitação na
envoltória:" & vbNewLine)
                RES.AppendText("(1000x) K = " & String.Format("{0,-10:0.0000E+00}",
V.K_ponto) & vbNewLine)
                RES.AppendText("(1000x) K = " & String.Format("{0,-10:0.0000E+00}",
V.Kx_ponto) & vbNewLine)
                RES.AppendText("(1000x) K = " & String.Format("{0,-10:0.0000E+00}",
V.Ky_ponto) & vbNewLine)
```

```
                Diagramas()
                Plot_Envoltoria()
                TabControl1.SelectTab(1)
            Else
                TabControl1.SelectTab(1)
                Plot_Envoltoria()
                MsgBox("ERRO! PONTO FORA DA ENVOLTÓRIA!" & vbNewLine & "Msd>Mrd",
MsgBoxStyle.Exclamation, "ERRO!!!")
            End If

        End If

    End Sub

    Function Carrega_Dados()

        If OpenFileDialog1.ShowDialog() = System.Windows.Forms.DialogResult.OK Then
            Dim objReader As New System.IO.StreamReader(OpenFileDialog1.FileName)
            TB_base.Text = objReader.ReadLine()
            TB_altura.Text = objReader.ReadLine()
            TB_diametro.Text = objReader.ReadLine()
            CB_barhor.Text = objReader.ReadLine()
            CB_barver.Text = objReader.ReadLine()
            TB_cobrimento.Text = objReader.ReadLine()
            CB_fck.Text = objReader.ReadLine()
            Cb_gamaf3.Text = objReader.ReadLine()
            TB_fyk.Text = objReader.ReadLine()
            TB_Nsd.Text = objReader.ReadLine()
            TB_Msdx.Text = objReader.ReadLine()
            TB_Msdy.Text = objReader.ReadLine()
            TB_div.Text = objReader.ReadLine()
            TB_divK.Text = objReader.ReadLine()
        End If

        Return Nothing

    End Function

    Function Carrega_Pcalc()

        If OpenFileDialog1.ShowDialog() = System.Windows.Forms.DialogResult.OK Then
            Dim objReader As New System.IO.StreamReader(OpenFileDialog1.FileName)
            Dim linha_de_texto As String
            Dim arrayTextFile() As String
            V.cont_KM = 0

            Do While objReader.Peek() >= 0
                linha_de_texto = objReader.ReadLine()
                arrayTextFile = linha_de_texto.Split(";")
                V.KM(0, V.cont_KM) = Convert.ToDouble(arrayTextFile(0)) / 100.0
                V.KM(1, V.cont_KM) = Convert.ToDouble(arrayTextFile(1)) * 10
                V.cont_KM += 1
            Loop

            V.cont_KM -= 1

            ReDim Preserve V.KM(2, V.cont_KM)

            For i = 0 To V.KM.GetLength(1) - 1
                RES.AppendText(V.KM(0, i) & " " & V.KM(1, i) & vbNewLine)
```

```
            Next

        End If

        Return Nothing
    End Function

    Private Sub RES_KeyDown(ByVal sender As System.Object, ByVal e As
System.Windows.Forms.KeyEventArgs) Handles RES.KeyDown
        If e.KeyCode = Keys.F5 Then
            MsgBox("Será aberta uma janela para carregamento do arquivo de dados
oriundos do Pcalc para Validação.")
            Carrega_Pcalc()
        End If
    End Sub


End Class
```