

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Rafael Kanno

**PILARES DE CONCRETO ARMADO PELA NBR 6118:2014:
ESTUDO DO GANHO OBTIDO COM O AUMENTO DA
RESISTÊNCIA DO CONCRETO**

Porto Alegre
dezembro 2016

RAFAEL KANNO

**PILARES DE CONCRETO ARMADO PELA NBR 6118:2014:
ESTUDO DO GANHO OBTIDO COM O AUMENTO DA
RESISTÊNCIA DO CONCRETO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientadora: Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa

Porto Alegre
dezembro 2016

RAFAEL KANNO

**PILARES DE CONCRETO ARMADO PELA NBR 6118:2014:
ESTUDO DO GANHO OBTIDO COM O AUMENTO DA
RESISTÊNCIA DO CONCRETO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Professora Orientadora e pela Comissão de Graduação (COMGRAD) da Engenharia Civil na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2016

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora

Prof. Américo Campos Filho
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Relator

BANCA EXAMINADORA

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Kazuhisa e Hiroko, que sempre me apoiaram e que durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a meus pais, Kazuhisa e Hiroko, e aos meus irmãos, Rodrigo e Paula, pelo apoio, pelo carinho, pelo incentivo, pelos ensinamentos e por todas as oportunidades que me concederam ao longo da minha vida.

Agradeço à professora Virgínia, orientadora deste trabalho, pela oportunidade de aprendizado, pela confiança, pela disponibilidade e sobretudo pelo conhecimento ofertado.

Aos meus colegas e amigos de faculdade, agradeço pelo companheirismo, auxílio ao longo da graduação e principalmente pela amizade ofertada.

Agradeço a todos os meus amigos e familiares que estiveram presentes nos bons e também nos difíceis momentos durante essa caminhada.

Agradeço aos colegas de trabalho da Vantec Estruturas e da JB Engenharia por enriquecerem a minha experiência e o meu conhecimento na Engenharia Civil.

Por fim, agradeço a todos os professores da graduação da UFRGS por me transmitirem o seu vasto conhecimento ao longo dos anos, o qual foi de extrema importância na concretização deste trabalho.

A educação é a arma mais poderosa que
você pode usar para mudar o mundo.

Nelson Mandela

RESUMO

Este trabalho versa sobre o ganho obtido, em termos de esforço normal resistente, com a variação da resistência do concreto em seções de pilares de concreto armado. A versão de 2014 da NBR 6118 incluiu em seu escopo os concretos do grupo II de resistência, composto pelos concreto com resistência característica entre 55 e 90 MPa. Com essa inclusão, foram definidos novos parâmetros para a verificação da resistência da seção de concreto armado. Aumentando-se o f_{ck} do concreto, diminui-se a extensão do patamar plástico, ou seja, a ruptura do material torna-se mais frágil. De modo geral, com o aumento da resistência do concreto observa-se um aumento de capacidade linear para os concretos do grupo I, enquanto para concretos com f_{ck} entre 55 e 70 MPa observa-se uma capacidade praticamente constante, e, finalmente, a partir de 70 até 90 MPa, percebe-se a tendência do aumento da capacidade resistente com inclinação inferior ao observado para os concretos com resistência menor. Logo, nota-se um menor aproveitamento do aumento da resistência, no ganho em esforço normal resistente, ao se utilizar concretos com resistência acima de 50 MPa, para esforços de compressão com grandes excentricidades e com altas taxas de armadura.

Palavras-chave: NBR 6118. Pilares de concreto armado.
Variação da resistência do concreto. Flexo-compressão oblíqua.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama parábola-retângulo: tensão-deformação do concreto	29
Figura 2 – Diagrama tensão-deformação do aço.....	31
Figura 3 – Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares intermediários.....	32
Figura 4 – Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de extremidade	33
Figura 5 – Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de canto	34
Figura 6 – Domínio do estado limite último da seção transversal.....	39
Figura 7 – Casos de excentricidade de 1ª ordem.....	42
Figura 8 – Imperfeições geométricas locais.....	43
Figura 9 – Seção transversal de concreto armado.....	47
Figura 10 – Discretização da seção de concreto.....	47
Figura 11 – Diagrama retangular simplificado para a distribuição das tensões de compressão no concreto	49
Figura 12 – Seção com sistema de coordenadas x'-y'	51
Figura 13 – Diagrama de interação esforço normal – momento fletor	54
Figura 14 – Diagrama tensão-deformação e deformações específicas	56
Figura 15 – Relação entre os parâmetros λ e α_c em função do f_{ck}	57
Figura 16 – Simplificações de diagramas parábola-retângulo a diagramas retangulares .	58
Figura 17 – Gráfico para o pilar 19 x 19cm com carga centrada e como pilar intermediário	62
Figura 18 – Gráfico para o pilar 19 x 19cm de extremidade	63
Figura 19 – Gráfico para o pilar 19 x 19cm de canto	64
Figura 20 – Gráfico geral para o pilar 19 x 19cm	65
Figura 21 – Gráfico para o pilar 60 x 20cm com carga centrada e como pilar intermediário	66
Figura 22 – Gráfico para o pilar 60 x 20cm de extremidade com e_x variável	67
Figura 23 – Gráfico para o pilar 60 x 20cm de extremidade com e_y variável	68
Figura 24 – Gráfico para o pilar 60 x 20cm de canto	69
Figura 25 – Gráfico geral para o pilar 60 x 20cm, para o pilar de extremidade com e_x variável	70
Figura 26 – Gráfico geral para o pilar 60 x 20cm, para o pilar de extremidade com e_y variável	70
Figura 27 – Gráfico para o pilar com 80 cm de diâmetro com carga centrada e como pilar intermediário	71

Figura 28 – Gráfico para o pilar com 80 cm de diâmetro de extremidade	72
Figura 29 – Gráfico geral para o pilar com 80 cm de diâmetro.....	73

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores dos coeficiente γ_c e γ_s	37
Quadro 2 – Coeficiente γ_f	38

LISTA DE SIGLAS

ELS – Estado limite de serviço

ELU – Estado limite último

NBR – Norma Brasileira

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

$1/r$ - curvatura da seção crítica

A_c - área da seção transversal de concreto

A_{ci} - área de concreto do elemento i

A_{sj} - área de aço da barra j

d - distância da borda comprimida ao centro da barra de aço mais afastada

$e_{1,min}$ - excentricidade de 1ª ordem mínima

e_2 - excentricidade de 2ª ordem

e_a - excentricidade acidental

e_c - excentricidade devido à fluência

E_{ci} - módulo de deformação tangente inicial

E_{cs} - módulo de deformação secante

e_i - excentricidade de 1ª ordem

E_s - módulo de elasticidade do aço

f_{cd} - resistência de cálculo à compressão no concreto

f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto

$f_{ct,m}$ - resistência média à tração do concreto

f_{ctd} - resistência de cálculo à tração do concreto

$f_{ctk,inf}$ - resistência característica inferior à tração do concreto

$f_{ctk,sup}$ - resistência característica superior à tração do concreto

f_{yd} - resistência de cálculo ao escoamento do aço

f_{yk} – resistência característica ao escoamento do aço

h – altura da seção de concreto

h – altura da seção transversal de concreto

H – altura do lance

i – raio de giração

I_c – momento de inércia da seção de concreto

l_e – comprimento de flambagem

m – número de barras de aço

M_A – maior valor absoluto do momento de 1ª ordem no extremo do pilar

M_B – menor valor absoluto do momento de 1ª ordem no extremo do pilar

M_{Rx} e M_{Ry} – momentos resistentes nas direções x e y

M_{sg} - momento fletor devido à combinação quase permanente

M_x e M_y – momento fletor nas direções x e y

N – esforço normal

n – número de elementos de concreto em compressão

N_d - força normal de cálculo

N_e – carga de Euler

N_{sg} - esforço normal devido à combinação quase permanente

x – profundidade da linha neutra

x_{ci} e y_{ci} – coordenadas no nível do centróide da área A_{ci}

x_{sj} e y_{sj} – coordenadas no nível do centróide da barra j

y'_{inf} – distância do centro da barra de aço mais afastada da borda comprimida ao eixo x'

y'_{sup} – distância da borda comprimida ao eixo x'

α – ângulo entre os eixos x e x'

α_c – coeficiente de redução da resistência de pico do concreto para o diagrama retangular

α_E – parâmetro função da natureza do agregado

α_i – parâmetro de proporcionalidade dos módulos de deformação tangente e secante

γ_c – coeficiente de minoração da resistência do concreto

γ_f – coeficiente de majoração das ações

γ_s – coeficiente de minoração da resistência do aço

ε – deformação

ε_c – deformação específica no concreto

ε_{c2} – encurtamento no início do patamar plástico

ε_{cg} – deformação no nível do centróide da seção

ε_{cu} – encurtamento na ruptura

ε_s – deformação específica do aço da armadura passiva

ε_{yd} – deformação específica de escoamento do aço

θ – rotação relativa por unidade de comprimento ou curvatura

θ_1 – desaprumo de um elemento vertical contínuo

λ – coeficiente de redução definidor da profundidade do diagrama retangular

λ – índice de esbeltez

λ_1 – valor limite da esbeltez para a dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem

v – esforço normal reduzido

σ_c – tensão no concreto

σ_{cd} – tensão de compressão de cálculo do concreto

σ_{ci} – tensão de compressão no nível do centróide da área A_{ci}

σ_{sj} – tensão no aço no nível do centróide da barra j

ϕ - coeficiente de fluência

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	21
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	21
2.2 OBJETIVO DA PESQUISA.....	21
2.2.1 Objetivo principal	21
2.2.2 Objetivos secundários	21
2.3 PRESSUPOSTO	21
2.4 PREMISA.....	22
2.5 DELIMITAÇÕES.....	22
2.6 LIMITAÇÕES	22
2.7 DELINEAMENTO	22
3 CONCRETO ARMADO: CONSIDERAÇÕES GERAIS	23
3.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO	25
3.2 PROPRIEDADES DO AÇO	30
4 DIMENSIONAMENTO DE PILARES	32
4.1 HIPÓTESES DE DIMENSIONAMENTO	34
4.1.1 Seção plana	34
4.1.2 Aderência perfeita	35
4.1.3 Comportamento dos materiais	35
4.2 ESTADOS LIMITES	35
4.2.1 Coeficientes de ponderação das resistências	36
4.2.2 Coeficientes de ponderação das ações	37
4.3 DOMÍNIOS DE DIMENSIONAMENTO	38
4.4 ESTABILIDADE	40
4.5 EXCENTRICIDADES	41
4.5.1 Excentricidades de 1ª ordem	42
4.5.2 Excentricidades de 2ª ordem	44
4.5.3 Excentricidades devido à fluência	45
4.6 DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO	46
4.6.1 Método de cálculo	46
4.6.2 Dimensões limites	55
5 ANÁLISE PRELIMINAR	56

6 PILARES: GANHO OBTIDO PELA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO	59
6.1 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DAS SEÇÕES DOS PILARES	59
6.2 ANÁLISE	60
6.3 RESULTADOS	61
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	74
REFERÊNCIAS	76
APÊNDICE A	78
APÊNDICE B	90
APÊNDICE C	106

1 INTRODUÇÃO

O concreto é o material de construção mais utilizado em todo o mundo, principalmente em conjunto com o aço, formando o concreto armado. Isso se deve ao fato de seus componentes serem produzidos, de forma relativamente fácil, a partir do emprego de matérias-primas locais, além do concreto ter uma aplicação versátil, ajustando-se as condições existentes.

O concreto é, segundo Andolfato (2002, p. 1), “[...] um material formado pela mistura de cimento, água, agregado graúdo (brita ou cascalho) e agregado miúdo (areia). O concreto fresco tem consistência plástica, podendo ser moldado, na forma e dimensões desejadas, bastando lançar a massa fresca no interior de formas de madeira ou outro material adequado”. Pfeil (1984, p. 1) acrescenta que o concreto endurecido tem alta resistência à compressão, enquanto sua resistência à tração é da ordem de 10% da resistência à compressão, além de ser pouco confiável, pois a secagem do concreto produz retração volumétrica, podendo provocar fissuras superficiais. Logo, em peças solicitadas à tração não se pode empregar o concreto simples.

O concreto com barras de aço imersas em seu interior é denominado concreto armado. As armaduras são colocadas para absorver os esforços de tração que surgem nas peças submetidas a esforços de tração e flexão, logo as barras de aço devem ser posicionadas na zona de tração das peças estruturais de concreto armado (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977, p. 1).

Bastos (2006, p. 15) cita como vantagens na utilização do concreto:

- a) Economia: especialmente no Brasil, os seus componentes são facilmente encontrados e relativamente a baixo custo;
- b) Conservação: em geral, o concreto apresenta boa durabilidade, desde que seja utilizado com a dosagem correta. É muito importante a execução de cobrimentos mínimos para as armaduras;
- c) Adaptabilidade: favorece a arquitetura pela sua fácil modelagem;
- d) Rapidez de construção: a execução e o recobrimento são relativamente rápidos;
- e) Segurança contra o fogo: desde que a armadura seja protegida por um cobrimento mínimo adequado de concreto;
- f) Impermeabilidade: desde que dosado e executado de forma correta;

g) Resistência a choques e vibrações: os problemas de fadiga são menores.

Por outro lado, o concreto apresenta desvantagens como: elevado peso próprio, baixo isolamento acústico e térmico e as reformas e demolições são caras e de difícil execução (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977, p. 2).

Os elementos estruturais podem ser classificados de acordo com a sua geometria, comparando a grandeza das três dimensões principais do elemento. Elas podem ser classificadas em: elementos lineares, como as vigas e os pilares; elementos bidimensionais, como as lajes e as paredes; e elementos tridimensionais, como blocos e sapatas de fundação (BASTOS, 2006, p. 19).

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014, p. 84) define pilares como “Elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.” Os pilares, juntamente com as vigas e lajes, são as estruturas mais comuns em construções. Bastos (2006, p. 30) aponta que “Os pilares são os elementos estruturais de maior importância nas estruturas, tanto do ponto de vista da capacidade resistente dos edifícios quanto no aspecto de segurança. Além da transmissão das cargas verticais para os elementos de fundação, os pilares podem fazer parte do sistema de contraventamento responsável por garantir a estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais.”.

A versão de 2014 da NBR 6118 – Projetos de estruturas de concreto – Procedimento, introduziu os concretos com resistência superior a 50 MPa, grupo II de resistência (C55 a C90), no seu escopo. Nos pilares, com a utilização de concretos com maiores resistências, pode-se obter a redução da seção transversal do mesmo, diminuição da taxa de armaduras e um melhor desempenho estrutural.

Juntamente com a inclusão dos concretos do grupo II de resistência, a NBR 6118:2014 definiu uma formulação diferenciada para as propriedades mecânicas do grupo II, mantendo as fórmulas da versão de 2007 para o grupo I. Essas modificações podem gerar resultados não lineares e não proporcionais aos obtidos com os concreto do grupo I de resistência.

As principais características do concreto de alta resistência, também conhecido como concreto de alto desempenho, são a maior resistência à compressão e a maior durabilidade, obtida através da adição de aditivos e minerais, e um rígido controle do material constituinte do

concreto (ROCHA, 2014, p. 16-17). Os concretos de alta resistência são mais utilizados em edifícios altos na execução de pilares, possibilitando a diminuição das seções dos pilares, principalmente nos pavimentos próximos a base, onde os carregamentos são maiores, aumentando a área útil da edificação. Além disso, proporciona uma maior rigidez para os pilares e uma maior facilidade de colocação e compactação do concreto em estruturas com altas taxas de armadura (BACCIN, 1998, p. 7).

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: quais são as vantagens de se empregar concretos de maior resistência em pilares, conforme as hipóteses e os critérios de dimensionamento propostos pela NBR 6118:2014?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a determinação do ganho, em termos de solicitação, que se obtém com o emprego de concretos de maior resistência em pilares, conforme os critérios de dimensionamento propostos pela NBR 6118:2014.

2.2.2 Objetivos secundários

O trabalho tem como objetivo secundário a análise das alterações nas propriedades dos materiais e nos critérios de dimensionamento incorporadas pela NBR 6118:2014, comparativamente à sua versão de 2007, no que tange o dimensionamento de pilares.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que as hipóteses e os critérios de dimensionamento, bem como as formulações empregadas, estão de acordo com a NBR 6118:2014.

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que o uso de concretos com maiores resistências possibilitaria uma maior eficiência em peças mais esbeltas e menor restrição quanto à arquitetura das edificações.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a análise do dimensionamento de pilares, com $\lambda \leq 90$, como elementos lineares de seção constante com armaduras simétricas no ELU empregando-se concretos de diferentes resistências conforme a NBR 6118:2014.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) a consideração das solicitações de cálculo geradas por um carregamento pontual aplicado ou não no centro da seção transversal da estrutura;
- b) o dimensionamento no ELU à flexo-compressão oblíqua de acordo com NBR 6118:2014.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) estudo da NBR 6118:2014;
- c) análise preliminar;
- d) definição e aplicação dos modelos em estudo;
- e) análise comparativa dos resultados;
- f) considerações finais;

3 CONCRETO ARMADO: CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os materiais presentes nos concretos usuais são: o cimento Portland, água, agregado fino e agregado graúdo. A mistura do cimento com a água forma a pasta, que preenche a maior parte dos vazios entre os agregados. Após o endurecimento dessa pasta forma-se um material sólido. A pasta corresponde ao material ligante que junta os agregados, material inerte, em uma massa sólida. A qualidade do concreto depende principalmente das propriedades da pasta de cimento, visto que, de modo geral, para os agregados são utilizados materiais com alta resistência. Em alguns casos utilizam-se aditivos para modificar algumas propriedades físicas ou químicas do concreto (PFEIL, 1988, p. 7-9).

O concreto é feito pela mistura manual ou mecânica dos seus componentes (água, cimento, agregados e aditivos, se houver). A seguir o concreto fresco é transportado e colocado sobre as formas, onde foram colocadas, anteriormente, as armaduras de aço. Depois ocorre o adensamento do concreto com o auxílio de vibração. A distribuição das barras de aço no interior é feita de modo a permitir o completo enchimento da seção e o acesso do vibrador (PFEIL, 1988, p. 20-25). “O concreto novo deve ter um tratamento posterior, como manutenção do calor e da umidade, proteção contra temperaturas elevadas, vento, frio intenso e chuva forte.” (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977, p. 11). Esse tratamento é chamado de cura, que favorece a resistência à compressão, à tração, impermeabilidade e diminuição da retração do concreto endurecido. Os autores sugerem a utilização de panos ou areia molhados sobre o concreto, ao invés de irrigar com água fria.

Segundo Bastos (2006, p. 7):

O concreto é um material que apresenta alta resistência às tensões de compressão, porém, apresenta baixa resistência à tração (cerca de 10% da sua resistência à compressão). Assim sendo, é imperiosa a necessidade de juntar ao concreto um material com alta resistência à tração, com o objetivo deste material, disposto convenientemente, resistir às tensões de tração atuantes. Com esse material composto (concreto e armadura – barras de aço), surge então o chamado “concreto armado”, onde as barras da armadura absorvem as tensões de tração e o concreto absorve as tensões de compressão, no que pode ser auxiliado também por barras de aço [...].

As duas propriedades que permitem e justificam o trabalho entre os dois são:

- a) aderência entre o concreto e o aço, que permite a transmissão dos esforços de um material para o outro. Ela ainda é favorecida pela retração do concreto;
- b) os dois materiais têm aproximadamente o mesmo coeficiente de dilatação térmica (PFEIL, 1988, p. 92).

Aitcin (2000, p. 181-183) sugere que o concreto de alta resistência é preparado com uma cuidadosa seleção de cada um dos seus componentes. Para o aumento da resistência do concreto são usualmente adicionados à mistura usual dos concretos os seguintes materiais:

- a) outro material cimentício, como por exemplo sílica ativa ou cinza volante;
- b) aditivo superplastificante para ser possível diminuir a relação água-cimento do concreto e manter a trabalhabilidade do concreto fresco.

A NBR 6118 define quais são os requisitos mínimos de qualidade das estruturas de concreto, são eles: capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade. A capacidade resistente consiste na segurança à ruptura, o desempenho em serviço é basicamente a capacidade de manter-se em condições plenas de utilização e a durabilidade é a capacidade da estrutura resistir às influências ambientais por toda a vida útil de projeto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 13).

Bastos (2006, p. 39) define como vida útil de projeto “o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor.”. Pfeil (1988, p. 3) afirma que quando o concreto é bem executado forma um material estável, com crescente resistência mecânica. Afirma ainda que o aço tende a sofrer corrosão quando exposto, diminuindo a sua seção resistente. Bastos (2006, p. 40) afirma que a alta alcalinidade do concreto cria uma camada de proteção para as barras de aço contra a ação dos óxidos.

Araújo (2003a, p. 48) afirma que a durabilidade das estruturas de concreto armado é dependente da qualidade e espessura do cobrimento do concreto e das características do concreto. Para uma maior qualidade do concreto necessita-se de uma relação água-cimento menor, visto que este diminui a sua porosidade, dificultando a penetração de água e gases no interior do concreto. Logo, em ambientes mais agressivos exige-se um concreto com menor relação água-cimento, ou seja, maior resistência e um cobrimento maior para proteger as armaduras (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 18-20).

A abertura de fissuras no concreto não acarreta na perda da proteção das armaduras contra a corrosão, desde que elas tenham pequenas aberturas, da ordem de alguns décimos de milímetros. Os limites das dimensões das aberturas das fissuras são fundamentais para garantir a durabilidade da armação de aço do concreto. Essas limitações também levam em conta que aberturas muito grande geram insegurança e ficam antiestético (PFEIL, 1988, p.105).

O concreto tem ainda um comportamento dependente do tempo, a sua deformabilidade, que é de considerável importância na análise estrutural. Ela é afetada pela relação água-cimento do concreto e das condições termo-higrométricas do ambiente. Outro fato importante são os diversos efeitos negativos sobre a estrutura, como aumento das flechas de lajes e vigas, perdas de protensão em estruturas protendidas, aumento da curvatura dos pilares, fissuração das superfícies externas e introdução de esforços indesejados em pórticos. Entretanto, contribui para a eliminação das concentrações de tensões e de tensões impostas por recalques de apoio em estruturas hiperestáticas (ARAÚJO, 2003a, p. 27). A reologia é convencionalmente separado em dois fenômenos: a fluência e a retração.

Leonhardt e Mönnig (1977, p. 22) definem retração como “a diminuição de volume devido à evaporação da água não consumida na reação química de pega do concreto.”. Acrescentam, ainda, que esse fenômeno ocorre independente do estado de tensões existente, dependendo somente das tensões capilares, do tempo e do clima. Por outro lado, a fluência, também chamada de deformação lenta do concreto, depende do estado de tensões existente, assim como das tensões capilares, do tempo e do clima. A fluência pode ser definida como o aumento das deformações com o tempo sob a ação de cargas permanentes. A deformação lenta diminui com o tempo, atingindo uma paralisação, processo que demora algumas décadas.

3.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO

As características de resistência do concreto endurecido são determinados através do ensaio de corpos de provas, que são preparados no momento da concretagem, e devem ser, na medida do possível, endurecidos nas mesmas condições da estrutura executada. Pfeil (1988, p. 27) considera que “A resistência à compressão simples é a propriedade mecânica mais importante do concreto, não só porque o concreto trabalha predominantemente à compressão,

como também porque outros parâmetros físicos podem ser relacionados empiricamente com a resistência à compressão.”.

A resistência à compressão é obtida através de ensaios de curta duração de corpos de prova cilíndricos. A NBR 5738 recomenda a utilização de corpos de prova cilíndricos com altura igual ao dobro do diâmetro (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004, p. 2). Enquanto a NBR 5739 diz que a relação altura/diâmetro não pode ultrapassar o valor de 2,02, e que se essa mesma relação for menor que 1,94 devem-se efetuar correções no valor da resistência à compressão (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007a, p. 3-5). Normalmente escolhe-se por fazer o ensaio dos corpos de prova com 28 dias de idade, pois esse é o tempo usual em que a estrutura entra em carga, ou seja, idade em que se retiram as formas (SÜSSEKIND, 1985, p. 9). A NBR 5739 recomenda a utilização do ensaio de compressão uniaxial, com velocidade de carregamento constante, cessando apenas quando houver uma queda da força que indique a sua ruptura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007a, p. 4).

Nos resultados dos ensaios de compressão pode ser observada uma dispersão dos valores de resistência, que pode ser aproximada por uma curva normal de distribuição de frequências, a curva de Gauss. Considera-se como resistência característica daquele lote de concreto o valor tal que existe uma probabilidade de 5% de se obter resistências inferiores a ela (SÜSSEKIND, 1985, p. 9-10).

Rüsch (1980, p. 84) afirma que “[...] a resistência à compressão diminui sob cargas de longa duração, enquanto que as deformações aumentam.”. A queda da resistência à compressão do concreto é compensada, em parte, pelo seu endurecimento posterior. Entretanto, no dimensionamento prevê-se uma redução de 15% no valor de cálculo da resistência do concreto (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977, p. 14).

A resistência à tração do concreto pode ser obtida através dos ensaios: de tração axial, de compressão diametral e de flexão. E, assim como na compressão, apresenta uma variabilidade em torno de um valor médio nos resultados das resistências à tração, porém essa variabilidade é maior que a observada no ensaio à compressão dos corpos de prova (ARAÚJO, 2003a, p. 8). No entanto, a NBR 6118 sugere, na falta de ensaios, a utilização de equações para a obtenção dos valores das resistências média e característica à tração, essa dividida em duas: $f_{ctk,inf}$ (5%) e $f_{ctk,sup}$ (95%). A NBR 6118 adicionou em 2014 as equações para o cálculo da resistência à

tração para os concretos com resistência entre 55 MPa e 90 MPa. O cálculo das resistências à tração são definidos pelas equações 1 a 3 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 23):

$$f_{ct,m} = \begin{cases} 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}, & \text{se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}), & \text{se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{equação 1})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ct,m} \quad (\text{equação 2})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,30 \cdot f_{ct,m} \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração do concreto, em MPa;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

$f_{ctk,inf}$ = resistência característica inferior à tração do concreto, em MPa;

$f_{ctk,sup}$ = resistência característica superior à tração do concreto, em MPa.

As características elásticas de um material medem a sua rigidez. Embora o concreto não tenha um comportamento linear, é muito importante a estimativa de um módulo de elasticidade, pois é com o auxílio dessa rigidez que se podem determinar as tensões induzidas por deformações (MEHTA, 1994, p. 83). O concreto tem comportamento elástico quando submetido a cargas pequenas e de curta duração, todavia para tensões médias e elevadas possui um comportamento inelástico. Isso decorre da micro fissuração interna na interface entre a pasta de cimento e o agregado graúdo. O módulo de deformação longitudinal tangente é a inclinação da reta tangente à curva na origem do diagrama tensão-deformação, enquanto o módulo secante é a inclinação da reta que passa pela origem e corta o diagrama no ponto correspondente a uma tensão de 40% do valor da resistência à compressão simples (ARAÚJO, 2003a, p. 11).

Com um ensaio de compressão simples é possível obter o diagrama de tensão-deformação. Caso contrário, a NBR 6118 estabelece equações para o cálculo estimado dos módulos de deformação tangente e secante do concreto, dependentes do agregado utilizado no concreto e da resistência característica obtida no ensaio de laboratório. Na versão de 2014 da NBR 6118, foi adicionado o fator α_E que depende do agregado graúdo utilizado na fabricação do concreto, além das equações para o cálculo dos módulos para o grupo II de resistência (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 24-25). A seguir são apresentadas as equações 4 a 6 para o cálculo dos módulos de elasticidade:

$$E_{ci} = \begin{cases} \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}, & se f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3}, & se f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{equação 4})$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (\text{equação 5})$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (\text{equação 6})$$

Onde:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito;

E_{ci} = módulo de deformação tangente inicial, em MPa;

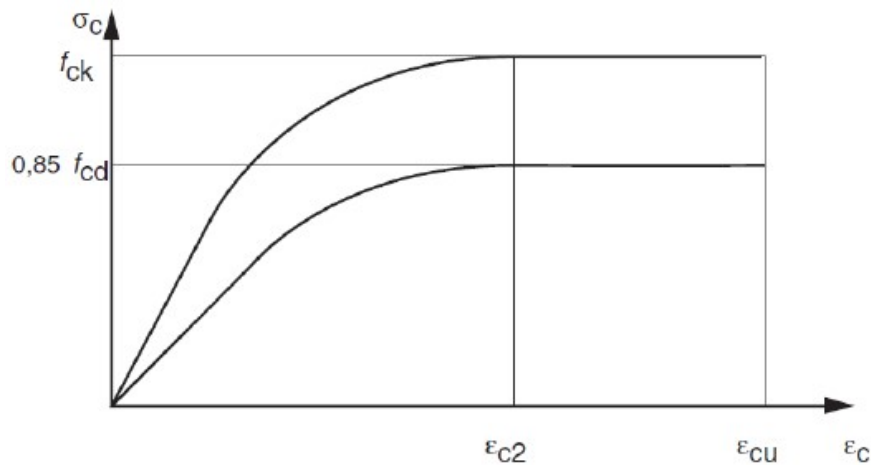
f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

E_{cs} = módulo de deformação secante, em MPa.

Foi visto anteriormente que o diagrama-tensão deformação, obtido no ensaio de compressão simples, não é linear. Logo, podem ser feitas simplificações de modo a representar o comportamento não linear de forma satisfatória (ARAÚJO, 2003a, p. 14). Para o

dimensionamento de seções transversais de peças de concreto armado no ELU, a NBR 6118 indica o diagrama simplificado do tipo parábola-retângulo, que consiste num trecho ascendente na forma de uma parábola de grau n e num trecho reto constante. A parábola é dada pela equação 7 e o valor de n é definido pela equação 8. A parábola é definida desde a origem, início da deformação, até o encurtamento no início do patamar plástico, após o qual a tensão é constante até atingir o encurtamento de ruptura do concreto. A NBR 6118 admite utilizar uma relação linear entre as tensões e deformações para tensões de compressão menores que 50% resistência à compressão do concreto, adotando o valor secante do módulo de elasticidade (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 26). A seguir apresenta-se a representação do diagrama parábola-retângulo da norma na figura 1.

Figura 1 – Diagrama parábola-retângulo: tensão-deformação do concreto



(fonte: MALACARNE, 2014, p. 27)

$$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (\text{equação 7})$$

$$n = \begin{cases} 2, & \text{se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1,4 + 23,4 \cdot \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4, & \text{se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

σ_c = tensão de compressão no concreto, em MPa;

ε_c = deformação específica do concreto, em ‰;

ε_{c2} = encurtamento no início do patamar plástico, em ‰;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em MPa;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

A NBR recomenda a utilização dos valores para as deformações de encurtamento no patamar plástico e na ruptura diferentes de acordo com as equações 9 e 10, ou seja, uma solução diferenciada de acordo com o grupo de resistência do concreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 26).

$$\varepsilon_{c2} = \begin{cases} 2,0, & \text{se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2 + 0,085 \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}, & \text{se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{equação 9})$$

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} 3,5, & \text{se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,6 + 35,0 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4, & \text{se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{equação 10})$$

Onde:

ε_{c2} = encurtamento no início do patamar plástico, em ‰;

ε_{cu} = encurtamento na ruptura, em ‰;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

3.2 PROPRIEDADES DO AÇO

Segundo a NBR 7480 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007b, p.

2) as armaduras utilizadas em concreto armado podem ser de dois tipos:

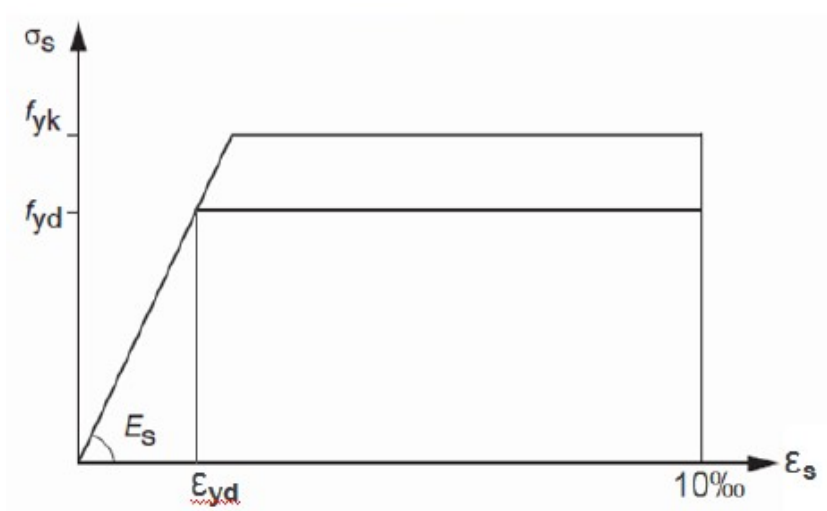
- a) barras: obtidos por laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica, com diâmetro mínimo de 6,3 mm, podendo ser das categorias CA-25 ou CA-50;
- b) fios: obtidos por trefilação ou laminação a frio, com diâmetro máximo de 10 mm, sendo da categoria CA-60.

Pfeil (1988, p. 68) divide as armaduras em outras duas classes:

- a) classe A: produto laminado a quente, com patamar de escoamento bem definido;
- b) classe B: produto encruado por deformação a frio, sem patamar de escoamento. A tensão limite de escoamento é definida como a tensão que produz, no descarregamento, uma deformação unitária permanente de 0,2%.

Entretanto, a NBR 6118 admite, na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, a utilização de um diagrama tensão-deformação simplificado para o aço, com módulo de elasticidade igual 210 GPa, como mostrado na figura 2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29).

Figura 2 – Diagrama tensão-deformação do aço



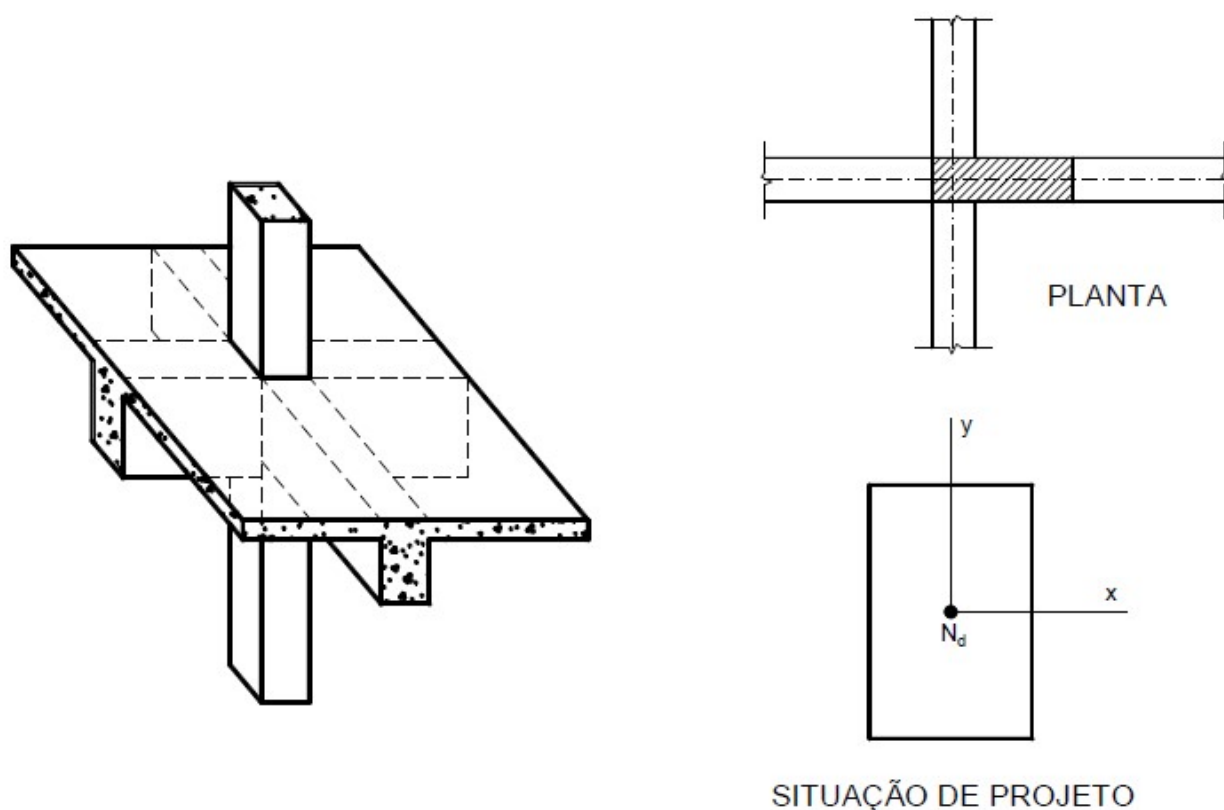
(fonte: MALACARNE, 2014, p. 29)

4 DIMENSIONAMENTO DE PILARES

Baccin (1998, p. 93) define pilar como “um elemento estrutural vertical submetido a forças de compressão, com ou sem momentos fletores. As dimensões da seção transversal dos pilares são em geral consideravelmente menores do que a sua altura. Os pilares suportam as cargas das vigas e da cobertura e transmitem essas cargas para a fundação.”.

Os pilares dos edifícios podem ser divididos em três situações básicas de projeto: pilares intermediários, de extremidade e de canto. Nos pilares intermediários, em geral, podem ser desprezadas as excentricidades dos esforços sobre o pilar, visto que há uma continuidade das vigas e lajes sobre os pilares, como indicado na figura 3. Logo, considera-se comprimido axialmente (BASTOS, 2015a, p. 22).

Figura 3 – Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares intermediários

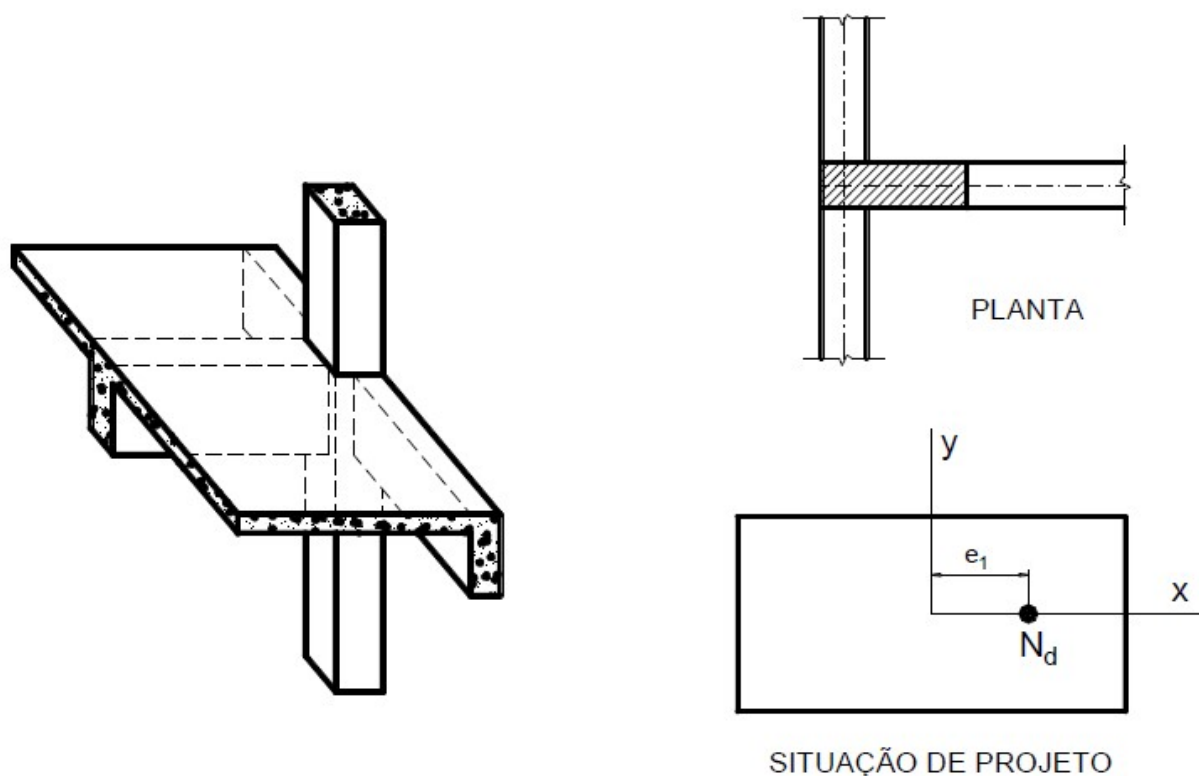


(fonte: BASTOS, 2015a, p. 22)

Os pilares são de extremidade quando não há continuidade de uma viga sobre o pilar. Geralmente, ocorrem na borda das edificações. Logo, na situação de projeto ocorre a flexo-compressão normal, decorrente da não continuidade da viga, ou seja, no cálculo é considerada

uma excentricidade na direção principal x ou y do pilar. A figura 4 mostra o arranjo e a situação de projeto desses pilares (BASTOS, 2015a, p. 23).

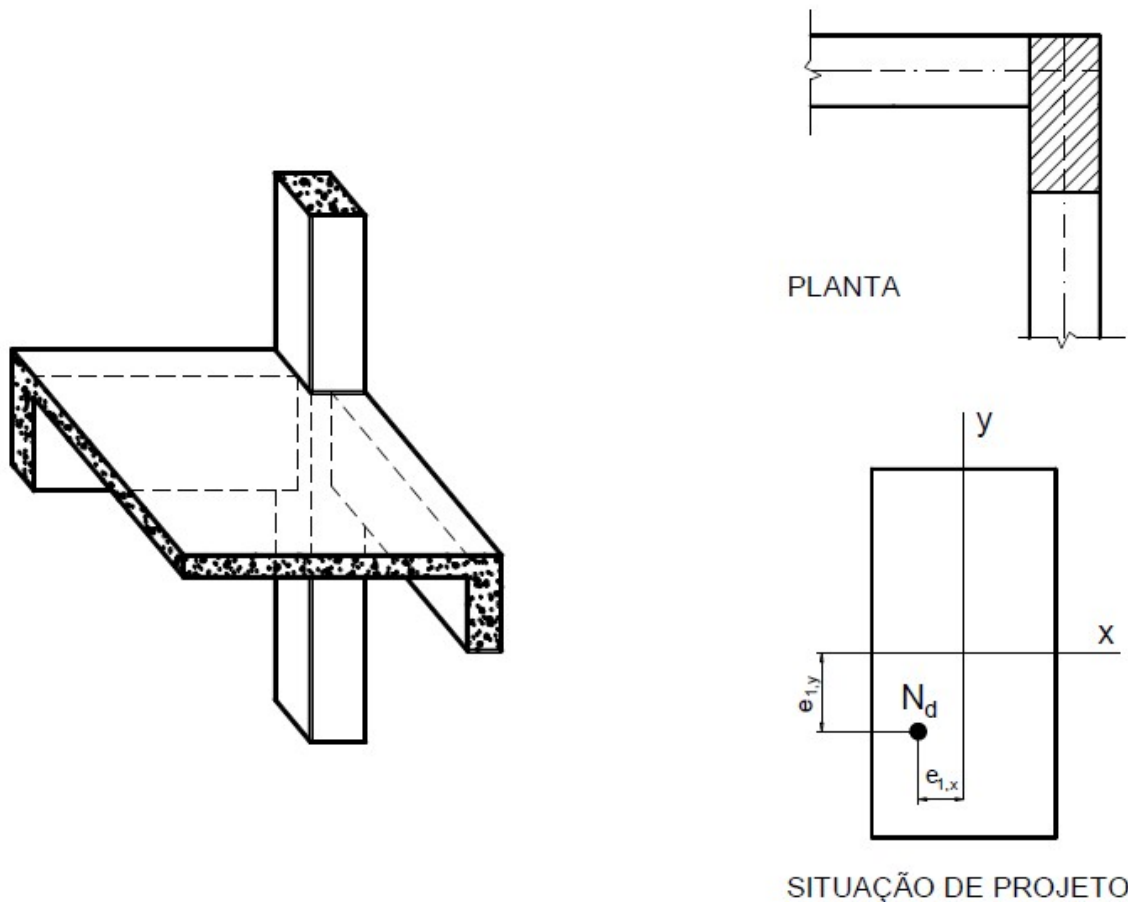
Figura 4 – Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de extremidade



(fonte: BASTOS, 2015a, p. 23)

Os pilares de canto, de modo geral, são situados nos cantos das edificações, logo não há continuidade em nenhuma das vigas que chegam no pilar. Portanto, na situação de projeto ocorre a flexo-compressão oblíqua da seção do pilar, com excentricidades nas direções principais x e y . A figura 5 representa a situação de projeto e o arranjo estrutural dos pilares de canto (BASTOS, 2015a, p. 24).

Figura 5 – Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de canto



(fonte: BASTOS, 2015a, p. 25)

4.1 HIPÓTESES DE DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão normal e oblíqua são admitidas hipóteses básicas em relação ao comportamento dos materiais. Com isso é possível determinar as tensões e deformações no interior do material.

4.1.1 Seção plana

Uma seção transversal ao eixo longitudinal do elemento indeformado, inicialmente plana e normal a esse eixo, permanece nessa condição após as deformações do elemento. Com essa hipótese é possível a determinação de forma mais simples das deformações normais ao longo da seção transversal do elemento, visto que as distribuições dessas são lineares ao longo da altura. Logo, a deformação de uma fibra qualquer é diretamente proporcional à sua distância até a linha neutra (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 120).

4.1.2 Aderência perfeita

Considera-se que o concreto e o aço têm uma aderência perfeita entre si, assim a deformação do aço será exatamente igual a do concreto que o envolve. Dessa forma, a deformação de em um ponto qualquer da seção pode ser calculado pela hipótese da seção plana, independentemente de este ponto ser aço ou concreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 120).

4.1.3 Comportamento dos materiais

A resistência do concreto à tração é desprezada completamente, portanto as armaduras de aço resistem a todos os esforços de tração. Enquanto, para o concreto à compressão é considerado o diagrama, apresentado em 3.1, para a distribuição de tensões na seção. Para o aço, empregase o diagrama tensão-deformação apresentado na seção 3.2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 121).

4.2 ESTADOS LIMITES

Leonhardt e Mönnig (1977, p. 89) afirmam que a segurança da construção é adequada quando ela resiste, com alguma sobra, às solicitações e ações a que são submetidas, garantindo: capacidade de carga e estabilidade suficientes, boa capacidade de utilização em relação à finalidade prevista e durabilidade suficiente. Logo, comparam-se as solicitações com os limites de ruptura das estruturas.

Uma estrutura atinge o estado limite, quando não atende os requisitos de segurança e bom desempenho de serviço, afirma Araújo (2003a, p. 51). Existem dois tipos de estados limites: últimos (ELU), chamado de estado limite de ruptura, e de serviço (ELS), também conhecido como estado limite de utilização. Pfeil (1988, p. 227) caracteriza o ELU como colapso da estrutura devido à ruptura de um dos materiais ou a inutilização da peça por causa de uma grande deformação permanente. Leonhardt e Mönnig (1977, p. 90) acrescentam que “Os estados limite de ruptura podem surgir também em decorrência de fogo, explosões ou terremotos, que devem ser examinados e considerados em cada caso respectivamente.”. Os ELS “[...] correspondem aos estados em que a utilização da estrutura torna-se prejudicada, por

apresentar deformações excessivas (incluindo vibrações indesejáveis), ou por um nível de fissuração que compromete a sua durabilidade.” (ARAÚJO, 2003a, p. 52).

Bastos (2006, p. 49) afirma que:

A margem de segurança no dimensionamento dos elementos estruturais ocorre com a introdução de coeficientes numéricos chamados “coeficientes de ponderação” ou “coeficientes de segurança”, que farão com que, em serviço, as estruturas trabalhem longe ou a certa “distância” da ruína.

4.2.1 Coeficientes de ponderação das resistências

De acordo com Pfeil (1988, p. 228) “Os aços empregados como armaduras são materiais dúcteis, que apresentam grandes deformações unitárias antes da ruptura; essas deformações constituem valioso aviso da aproximação do colapso. O concreto por outro lado, é um material frágil, que se rompe sem aviso. Devido a esse fato, o coeficiente de segurança adotado para o concreto (γ_c) é maior que o do aço (γ_s).”

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014, p. 69-70) recomenda a utilização de um coeficiente de ponderação para o cálculo das resistências de projeto do aço e do concreto. Os coeficientes de minoração da resistência consideram a variabilidade da resistência dos materiais, a diferença entre as resistências obtidas em laboratório e as resistências na estrutura real, e os desvios gerados no processo construtivo e as aproximações feitas em projeto. A seguir, apresentam-se as equações para o cálculo das resistências de projeto do concreto à compressão e para o aço:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (\text{equação 11})$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \quad (\text{equação 12})$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (\text{equação 13})$$

Onde:

γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto;

γ_s = coeficiente de minoração da resistência do aço;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto;

f_{ctd} = resistência de cálculo à tração do concreto;

$f_{ctk,inf}$ = resistência característica inferior à tração do concreto;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço;

f_{yk} = resistência característica ao escoamento do aço.

A NBR 6118 estabelece que para a verificação do estado limite de serviço (ELS) não é necessária a minoração da resistência. Entretanto, para o estado limite último (ELU) os coeficientes são os apresentados no quadro 1 apresentada a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.71-72):

Quadro 1 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 71)

4.2.2 Coeficientes de ponderação das ações

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003, p. 2) define ações como:

“Causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.”.

A NBR 8681 classifica as ações em:

- a) ações permanentes: ocorrem com valores constantes ou de pouca variação ao longo de toda a vida da construção;
- b) ações variáveis: ocorrem com variação de valores significativa ao longo de sua vida;
- c) ações excepcionais: têm duração extremamente curta e probabilidade de ocorrência muito baixa durante a vida da construção (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 2).

Entretanto, a NBR 6118 também considera como permanentes as ações que crescem com o tempo, tendendo a um valor limite (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 56).

Para a obtenção dos valores das ações de cálculo são multiplicados os valores característicos das ações por um coeficiente genérico de majoração γ_f . O quadro 2 apresenta os valores dos coeficientes de ponderação das ações no ELU (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 65):

Quadro 2 – Coeficiente γ_f

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ¹⁾	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde:
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.
¹⁾ Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

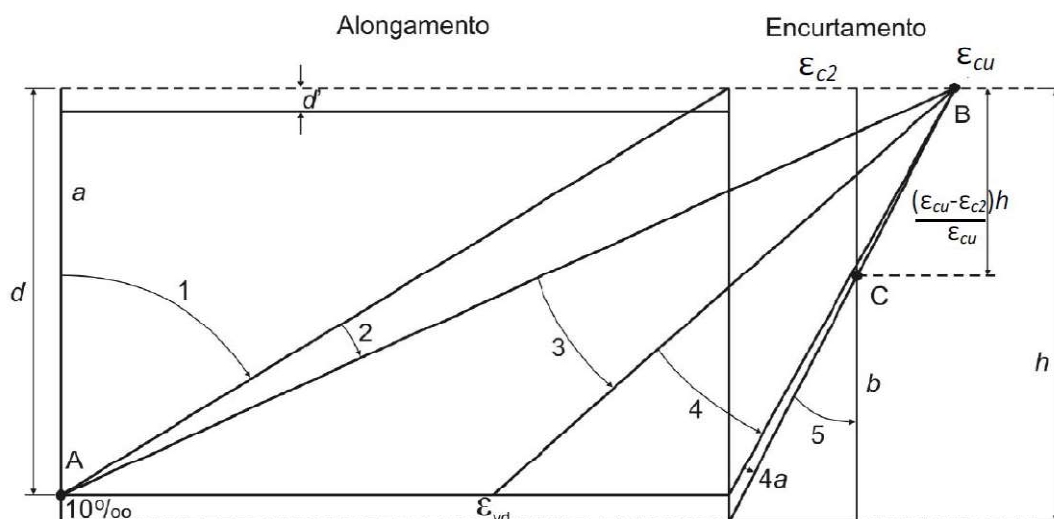
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 65)

4.3 DOMÍNIOS DE DIMENSIONAMENTO

A ocorrência do estado limite último está condicionado à ruína da seção transversal do concreto, tanto por ruptura do concreto como por deformação excessiva do aço. Logo ocorre a

ruína da seção de concreto armado quando a distribuição das deformações ao longo da altura da seção corresponder a um dos domínios apresentados na figura 6 (ARAÚJO, 2003a, p. 78).

Figura 6 – Domínio do estado limite último da seção transversal



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 122)

Dentre os domínios apresentados na figura 6, os pilares podem ser submetidos a todos os domínios, exceto o domínio 1, que corresponde a flexo-tração na seção. O ELU é atingido no domínio 2 quando o alongamento da armadura atinge o limite permitido (10‰), sem que haja a ruptura do concreto por compressão, ou seja, o encurtamento do concreto é menor que ϵ_{cu} . As peças que rompem no domínio 2 são consideradas subarmadas, por possuírem uma taxa pequena de armadura, logo a seção de concreto não está sendo utilizada completamente. Entretanto, no domínio 3 a ruptura ocorre por esmagamento do concreto e escoamento da armadura, e, assim como no domínio 2, a ruptura é do tipo dúctil. No domínio 3 tem-se o melhor aproveitamento da resistência do aço e do concreto, sendo conhecidas como peças normalmente armadas. As peças superarmadas são aquelas cuja ruptura ocorre no domínio 4, com ruptura frágil, ou seja, sem aviso prévio. Como as peças têm uma taxa de armadura muito elevada o aço não escoou, portanto o concreto é esmagado. O domínio 5 corresponde a flexo-compressão da seção, ou seja, não há tensões de tração na seção de concreto armado. Há, ainda, um domínio intermediário entre os domínios 4 e 5, o domínio 4a, onde há flexão composta com armaduras comprimidas (ARAÚJO, 2003a, p. 78-81).

4.4 ESTABILIDADE

Uma estrutura aporticada de um edifício pode ser considerada indeslocável quando, sob ação de forças horizontais, os seus nós sofrem pequenos deslocamentos, que não introduzem esforços globais de segunda ordem significativos. Nesse caso os efeitos de segunda ordem nos pilares são localizados, ou seja, eles são considerados de acordo com a sua esbeltez. Os pilares podem ser classificados como curtos, moderadamente esbeltos e esbeltos. Para os pilares curtos não é necessário a consideração dos efeitos de segunda ordem. Os efeitos de segunda ordem para os pilares moderadamente esbeltos são importantes, logo não podem ser desprezados, entretanto esses efeitos podem ser considerados através de processos simplificados. No entanto, para os pilares esbeltos a consideração dos efeitos de segunda ordem são tão importantes que é necessário uma análise rigorosa para definir os efeitos de segunda ordem (ARAÚJO, 2003b, p. 83-85).

“Os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite λ_1 ” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 107). A NBR 6118 afirma que o índice de esbeltez (λ) dos pilares não deve ser maior que 200, exceto quando os pilares são pouco comprimidos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 107). O cálculo do índice de esbeltez de um pilar é feito através da equação 14 apresentada a seguir.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (\text{equação 14})$$

Onde:

λ = índice de esbeltez;

l_e = comprimento de flambagem;

i = raio de giração.

De acordo com a NBR 6118, no caso de pilar engastado na base e livre no topo o valor do comprimento de flambagem é duas vezes o comprimento do pilar, nos demais casos é o menor valor entre a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado e a soma da altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em

estudo, e da distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105-106).

A NBR 6118 indica que o valor limite λ_1 não deve ser maior que 90 nem menor que 35. O cálculo desse valor é feito empregando-se as equações 15 e 16 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 107-108). A equação 16 é para os pilares biapoiados sem cargas transversais. O valor de α_b não pode ser maior que 1.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1/h}{\alpha_b} \quad (\text{equação 15})$$

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad (\text{equação 16})$$

Onde:

λ_1 = valor limite da esbelteza para a dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem;

e_1 = excentricidade de primeira ordem;

M_A = maior valor absoluto do momento de 1ª ordem no extremo do pilar;

M_B = menor valor absoluto do momento de 1ª ordem no extremo do pilar, com sinal positivo se tracionar a mesma face que M_A , e negativo em caso contrário;

h = dimensão do pilar na direção considerada.

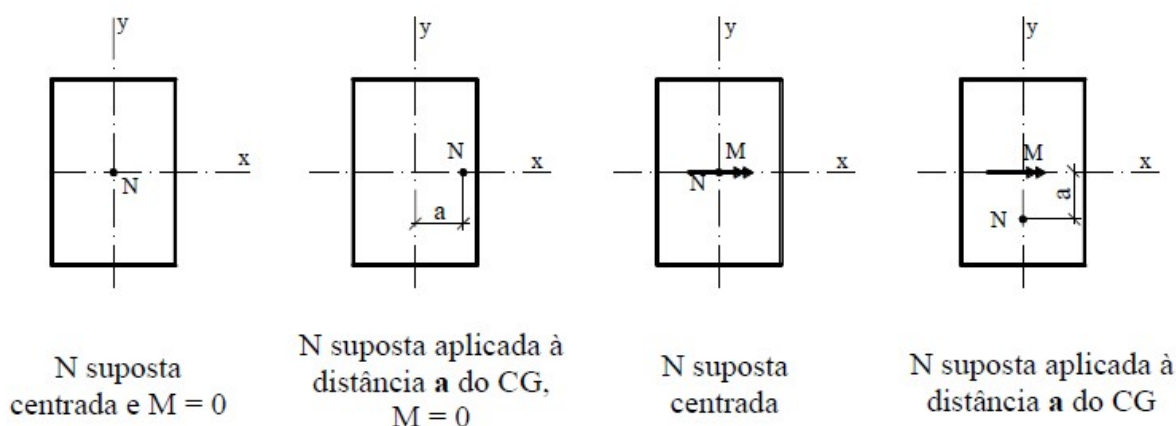
4.5 EXCENTRICIDADES

A NBR 6118 cita diversos tipos de excentricidades que devem ser considerados no cálculo dos pilares. A seguir serão apresentadas as excentricidades de 1ª ordem, de 2ª ordem, acidental e a devida à fluência. Para o dimensionamento dos pilares, considera-se que a força normal é aplicada com uma excentricidade. Essa excentricidade é calculada pela soma das excentricidades de 1ª ordem, de 2ª ordem e de fluência na direção desejada.

4.5.1 Excentricidade de 1ª ordem

Essa excentricidade é considerada em todos os casos independentemente da sua esbeltez. A excentricidade inicial ocorre quando há momentos fletores externos solicitantes transmitidos pelas vigas (ARAÚJO, 2014, p. 162). A figura 7 mostra os possíveis casos de excentricidade de 1ª ordem, considerando a força normal N e o momento fletor M .

Figura 7 – Casos de excentricidade de 1ª ordem



(fonte: BASTOS, 2015a, p. 14)

“No caso do dimensionamento ou verificação de um lance de pilar, deve ser considerado o efeito do desaprumo ou da falta de reticidade do eixo do pilar [...]. Admite-se que, nos casos usuais de estruturas reticuladas, a consideração apenas da falta de reticidade ao longo do pilar é suficiente.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 60).

A excentricidade acidental, conhecida como excentricidade de 1ª ordem mínima, pode ser calculada de duas formas. A primeira calcula através da imperfeição geométrica θ_1 , como mostrado nas equações 17 e 18.

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} \quad (\text{equação 17})$$

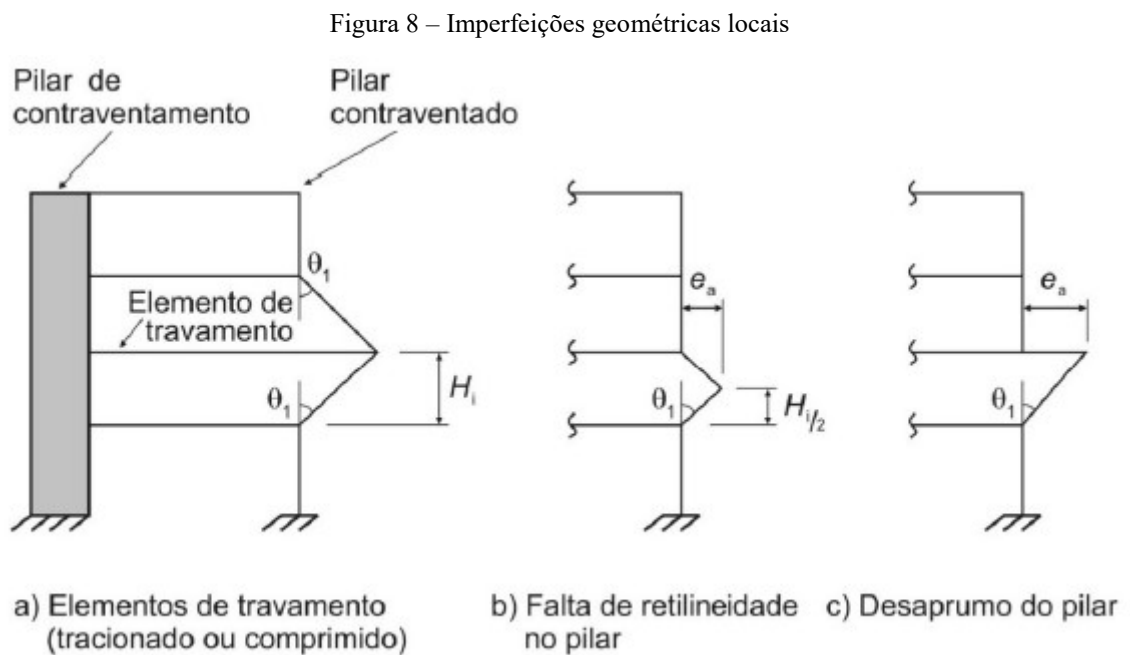
$$e_a = \theta_1 \cdot \frac{H}{2} \quad (\text{equação 18})$$

Onde:

e_a = excentricidade acidental, em metros;

θ_1 = desaprumo de um elemento vertical contínuo, em radianos;

H = altura do lance, em metros, conforme mostrado na figura 8.



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 60)

A NBR 6118 indica que o θ_1 deve ter valores entre 1/200 e 1/300. Entretanto, a NBR 6118 exige a consideração de uma excentricidade mínima de 1ª ordem, como mostrado na equação 19 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 60).

$$e_{1,\text{mín}} = 0,015 + 0,03 \cdot h \quad (\text{equação 19})$$

Onde:

$e_{1,\text{mín}}$ = excentricidade de 1ª ordem mínima, em metros;

h = altura total da seção transversal na direção considerada, em metros.

Para o dimensionamento dos pilares, utiliza-se como excentricidade de 1ª ordem o maior valor entre a excentricidade inicial e a excentricidade mínima de 1ª ordem.

4.5.2 Excentricidade de 2ª ordem

A NBR 6118 sugere diversas formas para a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem para as barras submetidas à flexo-compressão normal e oblíqua, como o método geral e o método do pilar-padrão com curvatura aproximada. Nesse trabalho será apresentado apenas o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, que pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com índice de esbeltez menor ou igual a 90. Nesse método a não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo que a barra deforma-se de forma senoidal. Enquanto a não linearidade física é calculada através de uma expressão aproximada da curvatura da seção crítica. Para o cálculo da excentricidade de 2ª ordem do pilar são utilizadas as equações 20, 21 e 22.

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (\text{equação 20})$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (\text{equação 21})$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (\text{equação 22})$$

Onde:

e_2 = excentricidade de 2ª ordem, em metros;

l_e = comprimento de flambagem, em metros;

$1/r$ = curvatura da seção crítica;

h = altura total da seção transversal na direção considerada, em metros;

v = força normal adimensional;

N_d = força normal de cálculo, em kN;

A_c = área da seção transversal de concreto, em cm^2 ;

f_{cd} = resistência à compressão de cálculo do concreto, em kN/cm^2 .

4.5.3 Excentricidade devido à fluência

“A consideração da fluência deve obrigatoriamente ser realizada em pilares com índice de esbeltez $\lambda > 90$ e pode ser efetuada de maneira aproximada, considerando a excentricidade adicional e_{cc} ” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 111). As equações 23 e 24 apresentadas a seguir são utilizadas para o cálculo da excentricidade devido à fluência do concreto.

$$e_c = \left(\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \cdot \left(2,718^{\frac{\phi \cdot N_{sg}}{N_e - N_{sg}}} - 1 \right) \quad (\text{equação 23})$$

$$N_e = \frac{10 \cdot E_{ci} \cdot I_c}{l_e^2} \quad (\text{equação 24})$$

Onde:

e_c = excentricidade devido à fluência, em centímetros;

e_a = excentricidade devido a imperfeições locais, em centímetros, conforme a figura 8;

M_{sg} = momento fletor devido à combinação quase permanente, em kN;

N_{sg} = esforço normal devido à combinação quase permanente, em kN;

ϕ = coeficiente de fluência;

N_e = carga de Euler, em kN;

E_{ci} = módulo de deformação tangente inicial do concreto, em kN/cm^2 ;

I_c = momento de inércia da seção de concreto, em cm^4 ;

l_e = comprimento de flambagem, em centímetros.

4.6 DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO

A flexo-compressão é uma solicitação composta por um esforço normal de compressão e um momento fletor. A flexo-compressão normal ocorre quando a flexão se dá no plano contendo os eixos de simetria da seção transversal. Enquanto a flexo-compressão oblíqua ocorre quando a flexão não atua nesse eixo de simetria, entretanto se o arranjo de barras não for simétrico ou se a seção de concreto não possuir eixo de simetria, a flexão também é oblíqua.

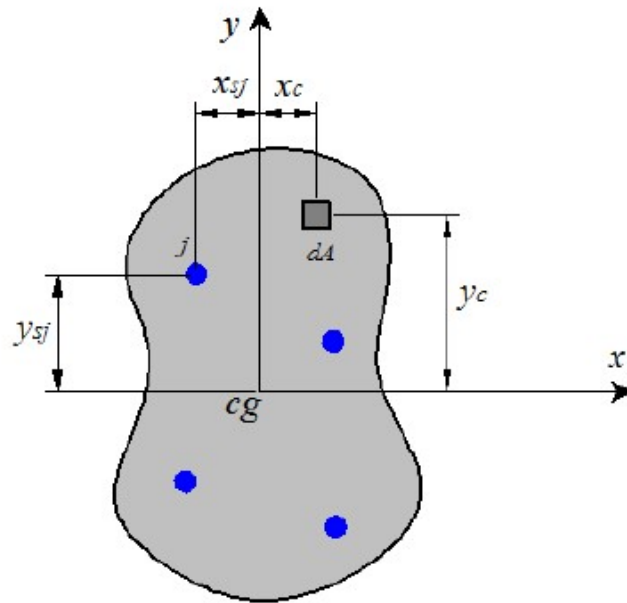
Na flexo-compressão normal, a profundidade da linha neutra x é uma incógnita do problema, entretanto a orientação da mesma é conhecida, visto que ela sempre será perpendicular ao plano de ação do momento fletor. A solicitação pode ser representada por uma força normal de compressão de cálculo N_d e uma excentricidade ou com a excentricidade retirada e substituída por um momento fletor de cálculo M_d , equivalente à força normal de cálculo multiplicada pela excentricidade (ARAÚJO, 2003b, p. 15-16).

A flexo-compressão oblíqua, diferentemente da normal, tem como incógnita a orientação da linha neutra, além da profundidade. Logo, no dimensionamento da seção, são fornecidos os esforços solicitantes para poder solucionar o problema, que consiste em calcular a área de aço necessária, e para isso é necessário saber a orientação e a posição da linha neutra. Entretanto, esse problema só pode ser resolvido por tentativas, ou seja, por um processo iterativo. A dificuldade de resolução do problema consiste na necessidade de três ciclos iterativos, um para cada incógnita do problema (ARAÚJO, 2014, p. 59-78).

4.6.1 Método de cálculo

O dimensionamento que será apresentado a seguir será feito para uma seção qualquer de concreto armado, com m barras de aço. Convencionou-se que a origem desse sistema de coordenadas cartesianas encontra-se no centro geométrico dessa seção. A figura 9 ilustra essa seção de concreto armado.

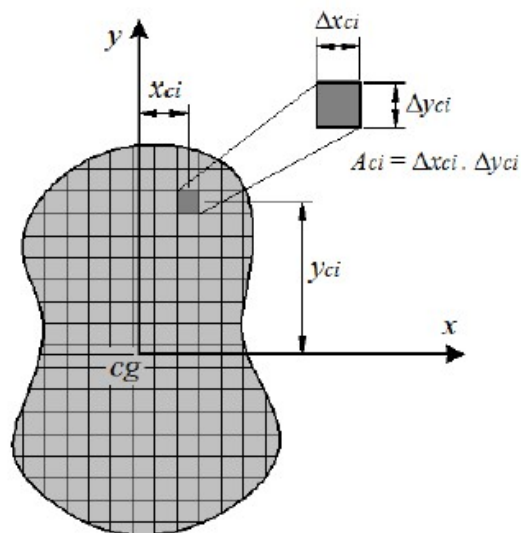
Figura 9 – Seção transversal de concreto armado



(fonte: CARDOSO JÚNIOR, 2014, p. 8)

Essa seção de concreto pode ser discretizada em n elementos de área A_{ci} para facilitar os cálculos, conforme a figura 10.

Figura 10 – Discretização da seção de concreto



(fonte: CARDOSO JÚNIOR, 2014, p. 10)

Para a seção de concreto da figura 9, discretizada conforme indicado na figura 10, têm-se as equações de equilíbrio dessa seção submetida à flexo-compressão dadas pelas equações 25, 26

e 27. Nessas equações foi considerada a seção efetiva de concreto, ou seja, descontando-se a área de aço da área bruta de concreto (CARDOSO JÚNIOR, 2014, p. 9)

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^m (\sigma_{sj} - \sigma_{cj}) A_{sj} \quad (\text{equação 25})$$

$$M_x = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_{j=1}^m (\sigma_{sj} - \sigma_{cj}) A_{sj} y_{sj} \quad (\text{equação 26})$$

$$M_y = - \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} A_{ci} x_{ci} - \sum_{j=1}^m (\sigma_{sj} - \sigma_{cj}) A_{sj} x_{sj} \quad (\text{equação 27})$$

Onde:

σ_{ci} = tensão de compressão no nível do centróide da área A_{ci} ;

σ_{sj} = tensão no aço no nível do centróide da barra j ;

x_{ci} e y_{ci} = coordenadas no nível do centróide da área A_{ci} ;

x_{sj} e y_{sj} = coordenadas no nível do centróide da barra j ;

A_{ci} = área de concreto do elemento i ;

A_{sj} = área de aço da barra j ;

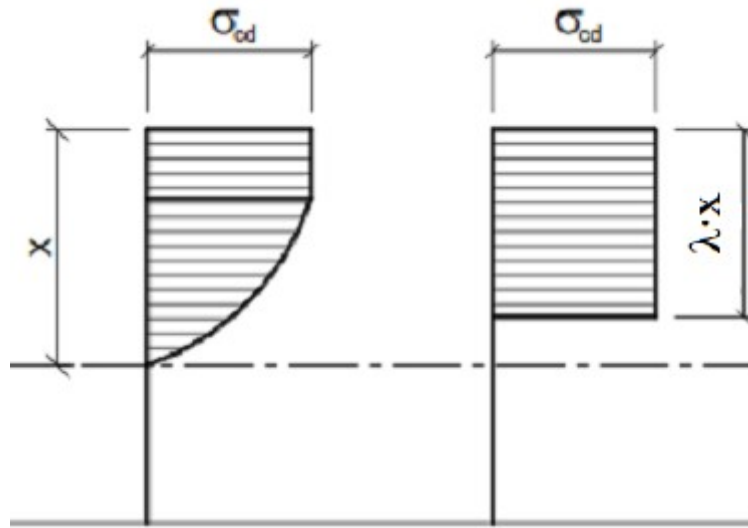
n = número de elementos de concreto em compressão;

m = número de barras de aço.

Determinam-se as tensões dos elementos de concreto e nas barras aço pelas suas deformações, com a utilização dos diagramas tensão-deformação dos materiais (CARDOSO JÚNIOR, 2014, p. 10). Para o cálculo das tensões no aço é utilizado o diagrama mostrado na figura 2. Entretanto, para o cálculo das tensões no concreto é utilizada a forma simplificada do diagrama mostrado na figura 1. Esse diagrama é chamado de diagrama retangular simplificado, onde cria-se uma tensão σ_{cd} constante com uma área de atuação λ vezes menor

que na distribuição parábola-retângulo (BASTOS, 2015b, p. 12). Esse diagrama é apresentado na figura 11.

Figura 11 – Diagrama retangular simplificado para a distribuição das tensões de compressão no concreto



(fonte: adaptada de BASTOS, 2015b, p. 12)

As equações 28 a 30 são utilizadas para o cálculo de tensão constante simplificada e a sua área de atuação.

$$\lambda \begin{cases} = 0,8, & se f_{ck} \leq 50 MPa \\ = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400}, & se f_{ck} > 50 MPa \end{cases} \quad (\text{equação 28})$$

$$\alpha_c \begin{cases} = 0,85, & se f_{ck} \leq 50 MPa \\ = 0,85 \left[1 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \right], & se f_{ck} > 50 MPa \end{cases} \quad (\text{equação 29})$$

$$\sigma_{cd} = \alpha_c \cdot f_{cd} \quad (\text{equação 30})$$

Onde:

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em MPa;

σ_{cd} = tensão de compressão de cálculo do concreto, em MPa.

Segundo a NBR 6118 este valor para o σ_{cd} é válido apenas quando a “largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida”. Caso contrário, deve-se multiplicar esse valor por 0,9. Porém, a diferença dos resultados obtidos com os dois diagramas são pequenas e aceitáveis, não sendo necessária a utilização desse coeficiente de correção adicional (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 121). Araújo (2014, p. 62) recomenda a utilização de um multiplicador no valor de 0,95 em todos os casos, visto que na flexo-compressão oblíqua, os dois casos podem ocorrer para uma mesma seção, dependendo da orientação da linha neutra.

Para a resolução do problema, é conveniente fazer uma rotação do sistema de eixos x-y para um sistema x'-y', de tal forma que o eixo x' seja paralelo a linha neutra. Para rotacionar os eixos são utilizadas as relações apresentadas nas equações 31 e 32 (ARAÚJO, 2014, p. 63-64).

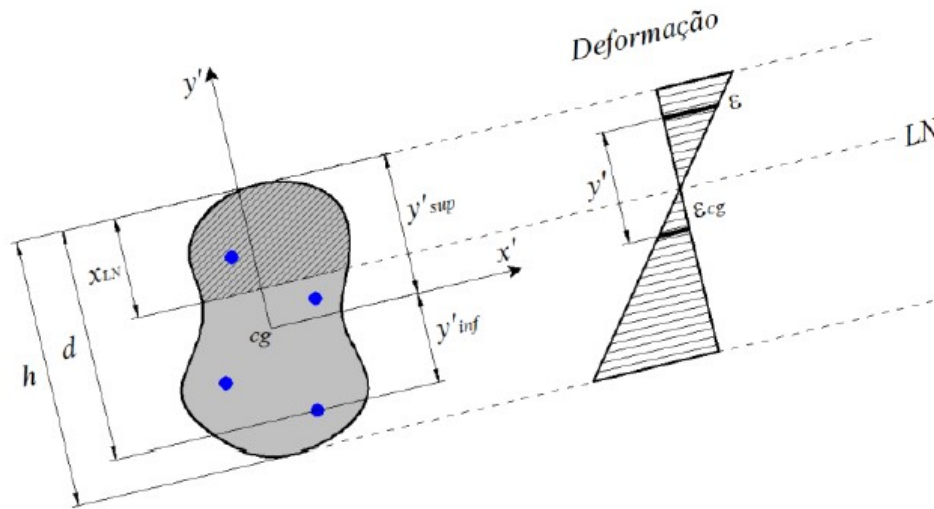
$$x' = x \cos \alpha + y \sin \alpha \quad (\text{equação 31})$$

$$y' = -x \sin \alpha + y \cos \alpha \quad (\text{equação 32})$$

Onde:

α = ângulo entre os eixos x e x'.

A rotação do sistema de eixos é mostrada na figura 12.

Figura 12 – Seção com sistema de coordenadas $x'-y'$ 

(fonte: CARDOSO JÚNIOR, 2014, p. 10)

Segundo Cardoso Júnior (2014, p. 10) pela hipótese de que a seção permanece plana após a deformação, é possível definir a deformação tanto do concreto quanto do aço pela equação 33.

$$\varepsilon = \varepsilon_{cg} - \theta y' \quad (\text{equação 33})$$

Onde:

θ = rotação relativa por unidade de comprimento ou curvatura;

ε_{cg} = deformação no nível do centróide da seção.

Cardoso Júnior (2014, p. 11) acrescenta que para a determinação de θ e ε_{cg} é necessário conhecer a deformação em outro ponto da seção. Para isso são utilizadas as relações apresentadas nas equações 34 a 42, de acordo com os domínios do ELU, conforme indicado na figura 6.

$$x \leq \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 10\%_0} d, \text{ limites do domínio 2} \quad (\text{equação 34})$$

$$\theta = \frac{\varepsilon_{cu}}{x}, \text{ rotação para o domínio 2} \quad (\text{equação 35})$$

$$\varepsilon_{cg} = \varepsilon_{cu} + \theta y'_{sup}, \text{ deformação para o domínio 2} \quad (\text{equação 36})$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 10\text{‰}} d < x \leq h, \text{ limites dos domínios 3, 4 e 4a} \quad (\text{equação 37})$$

$$\theta = \frac{10\text{‰}}{(d - x)}, \text{ rotação para os domínios 3, 4 e 4a} \quad (\text{equação 38})$$

$$\varepsilon_{cg} = 10\text{‰} + \theta y'_{inf}, \text{ deformação para os domínios 3, 4 e 4a} \quad (\text{equação 39})$$

$$x > h, \text{ limites do domínio 5} \quad (\text{equação 40})$$

$$\theta = \frac{\varepsilon_{c2}}{\left(x - \left(\frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}}\right)h\right)}, \text{ rotação para o domínio 5} \quad (\text{equação 41})$$

$$\varepsilon_{cg} = \varepsilon_s + \theta \left(y'_{sup} - \left(\frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}}\right)h\right), \text{ deformação para o domínio 5} \quad (\text{equação 42})$$

Onde:

x = profundidade da linha neutra;

d = distância da borda comprimida ao centro da barra de aço mais afastada;

h = altura da seção transversal de concreto;

y'_{sup} = distância da borda comprimida ao eixo x' ;

y'_{inf} = distância do centro da barra de aço mais afastada da borda comprimida ao eixo x' ;

ε_{cu} = encurtamento do concreto na ruptura, em %;

ε_s = deformação específica do aço da armadura passiva, em %.

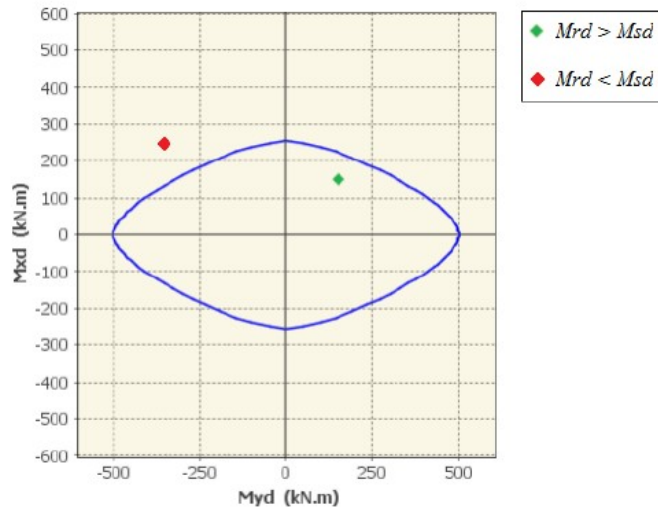
Para fazer a verificação da capacidade resistente de uma seção transversal de concreto armado com armaduras conhecidas, utilizam-se diagramas de interação na flexo-compressão oblíqua. Esses diagramas são elaborados para determinada seção transversal, com uma dada disposição das armaduras e um valor fixo para o esforço normal de cálculo N_d (ARAÚJO, 2014, p. 70). “Para um determinado ângulo de orientação da linha neutra α , existe uma distribuição de deformações que leva a seção transversal ao esgotamento de sua capacidade resistente” (CARDOSO JÚNIOR, 2014, p. 11). Logo, o problema é encontrar a raiz da equação 25, ou seja, a profundidade da linha neutra x , porém essa raiz não pode ser encontrada de maneira explícita. Para isso é utilizado o método iterativo bissecante (CARDOSO JÚNIOR, 2014, p. 12).

O método iterativo escolhido para a resolução da equação 25 é o método bissecante. Porém, antes de utilizar o método é necessário a definição de um intervalo finito para o valor x . Deve-se assegurar que a solução encontra-se nesse intervalo. Com o intervalo definido, é possível iniciar o processo da bissecante, que consiste na aproximação pela intersecção da reta que passa pelos pontos da equação 25 calculada com os valores do intervalo que foi definido anteriormente com o eixo das abscissas. Com esse valor, testa-se a convergência desse valor, ou seja, se esse valor é menor do que a tolerância adotada, garante-se que o resultado obtido foi satisfatório, caso contrário, deve-se redefinir o intervalo e repetir a verificação até a convergência (ARAÚJO, 2014, p. 37-39).

Determinada a profundidade da linha neutra x para a inclinação α , calculam-se os momentos resistentes M_{Rx} e M_{Ry} pelas equações 26 e 27. Variando o ângulo α de 0 a 360° têm-se os pares de momentos que levam à ruptura da seção (ARAÚJO, 2014, p. 71). Plotando os pontos

calculados, obtém-se o diagrama de interação força normal – momento fletor (CARDOSO JÚNIOR, 2014, p. 12). A figura 13 ilustra esse diagrama de interação.

Figura 13 – Diagrama de interação esforço normal – momento fletor



(fonte: CARDOSO JÚNIOR, 2014, p. 12)

De posse do diagrama, a verificação se dá de forma simples. Se o ponto, que representa os momentos fletores solicitantes de cálculo, estiverem contidos na curva fechada do diagrama a segurança é garantida, ou seja, a seção possui uma armadura superior à necessária. Essa situação é indicada na figura 13 pelo ponto verde. Por outro lado, se o ponto estiver fora da envoltória, ponto vermelho da figura 13, a segurança não está garantida, logo deve-se aumentar a área de aço da seção. A situação ideal é quando o ponto situa-se sobre a curva, pois nesse caso os esforços solicitantes são exatamente iguais aos esforços resistentes da seção (ARAÚJO, 2014, p. 73).

4.6.2 Dimensões limites

De acordo com a NBR 6118, os pilares não devem apresentar dimensões menores que 19 cm. Entretanto, em casos especiais, permite-se considerar dimensões entre 19 cm e 14 cm, tendo em vista que os esforços solicitantes de cálculo sejam majorados pela multiplicação por um coeficiente adicional γ_n , calculado conforme mostra a equação 43. De qualquer forma, a área do pilar não poderá ser menor que 360cm^2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 73).

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b \quad (\text{equação 43})$$

Onde:

b = menor dimensão da seção transversal do pilar, em cm.

Quanto à área da armadura longitudinal A_s , a NBR 6118 restringe seu valor máximo a 8% da área da seção bruta de concreto A_c , considerando inclusive a sobreposição das armaduras nas regiões de emenda, ou seja, limita, na prática, a utilização da área máxima de 4% de A_c (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 132).

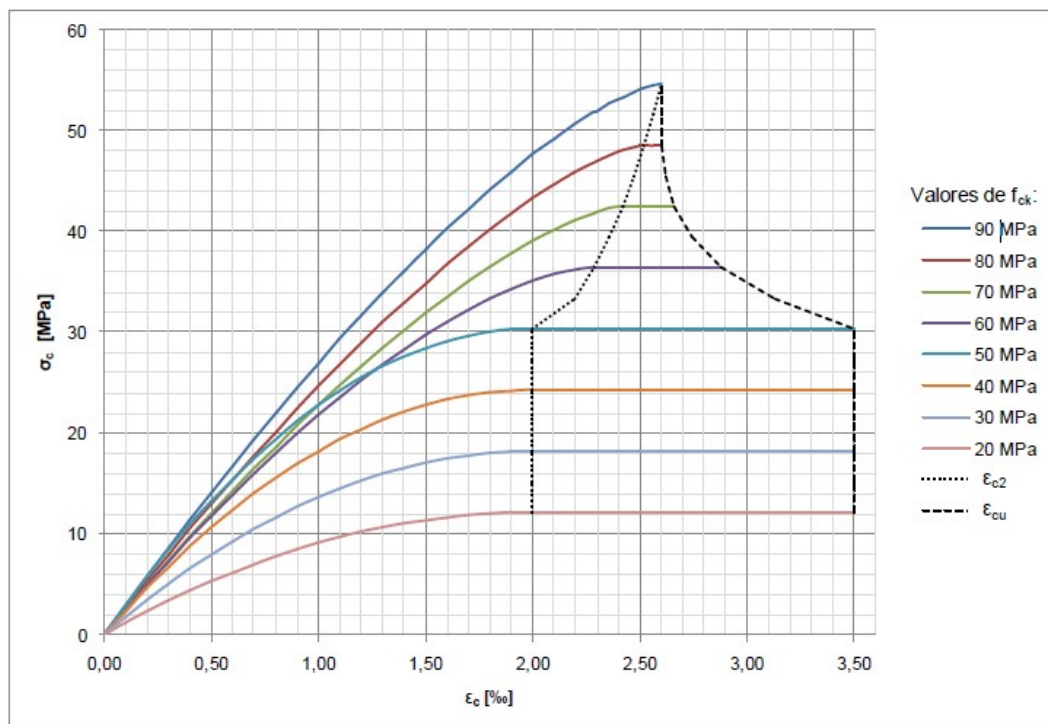
Ainda sobre as armaduras longitudinais dos pilares, a NBR 6118 recomenda a utilização de barras com diâmetro superior ou igual a 10 mm e diâmetro inferior a 1/8 da menor dimensão da seção de concreto. Sobre a distribuição dessas barras, indica como espaçamento mínimo entre as faces das barras o maior valor entre 20 mm, diâmetro da barra e 1,2 vezes maior que a dimensão máxima característica do agregado. O espaçamento máximo entre eixos das barras deve ser menor ou igual a 2 vezes a menor dimensão da seção do pilar, sem exceder 40 cm. A NBR 6118 acrescenta que “Em seções poligonais, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice; em seções circulares, no mínimo seis barras distribuídas ao longo do perímetro.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 151).

5 ANÁLISE PRELIMINAR

A NBR 6118 adicionou, na sua edição de 2014, os concretos do grupo II de resistência, concretos com resistência característica entre 55 e 90 MPa. Com essa adição, criaram-se novas expressões para o cálculo de alguns parâmetros de dimensionamento para os concretos de alta resistência.

No diagrama parábola-retângulo foram feitas alterações nas deformações específicas de encurtamento do concreto no início do patamar plástico, ϵ_{c2} , e na ruptura, ϵ_{cu} . As deformações são calculadas conforme as equações 9 e 10 apresentadas anteriormente. Logo, é possível notar que para os concretos do grupo I, as deformações ϵ_{c2} e ϵ_{cu} são constantes e iguais a 2‰ e 3,5‰, respectivamente, enquanto os concretos com f_{ck} acima de 50 MPa tem seus valores variando de modo que a extensão do patamar plástico diminui conforme aumenta-se a resistência do concreto. É possível observar essa mudança na figura 14, que apresenta o diagrama tensão-deformação para concretos do grupo I e II de resistência. Nota-se ainda que para o concreto C90 as deformações no início da plastificação e na ruptura são iguais, ou seja, o patamar plástico reduz-se a um ponto.

Figura 14 – Diagrama tensão-deformação e deformações específicas



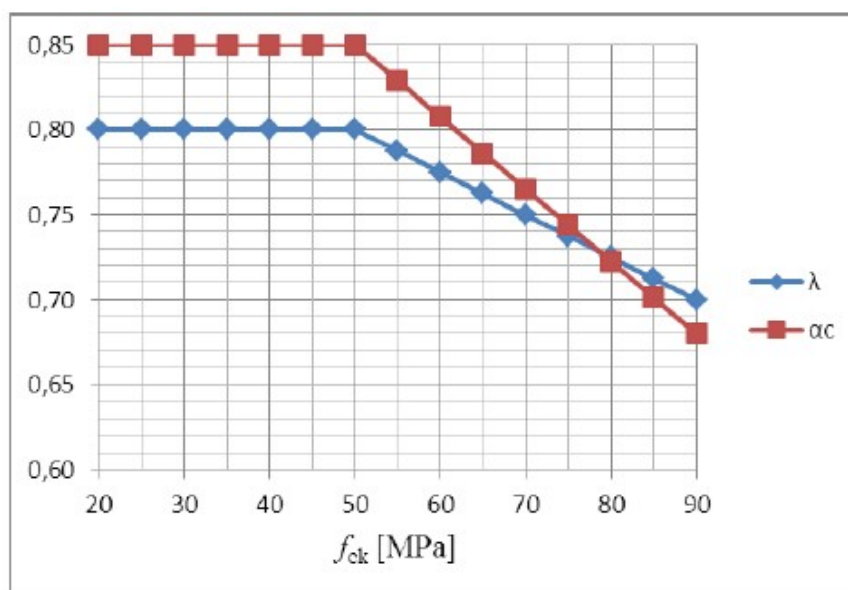
(fonte: MALACARNE, 2014, p. 44)

Malacarne (2014, p. 45) afirma:

A partir da nova configuração dos diagramas tensão-deformação, adotada para os concretos do Grupo II, pode-se concluir que o comportamento esperado para os concretos de maior resistência é de ruptura mais frágil. Apesar de esses concretos suportarem maiores deformações específicas até que seja atingida a tensão máxima admissível de cálculo f_{cd} , admite-se que a ruptura ocorre em valores de deformação específica inferior a 3,5‰, ou seja, ao se aproximar da carga máxima, a deformação específica antes da ruptura reduz-se com o aumento da resistência do concreto, o que caracteriza uma diminuição da ductilidade do material.

A NBR 6118 adiciona as relações para o cálculo do diagrama retangular, que simplifica o diagrama parábola-retângulo, para concretos com resistência acima de 50 MPa. As equações 28 e 29 indicam como definir a altura y do retângulo, a partir do λ , e a tensão de compressão de cálculo σ_{cd} , pelo α_c . A figura 15 mostra como fica a variação dos parâmetros λ e α_c com o aumento do f_{ck} do concreto.

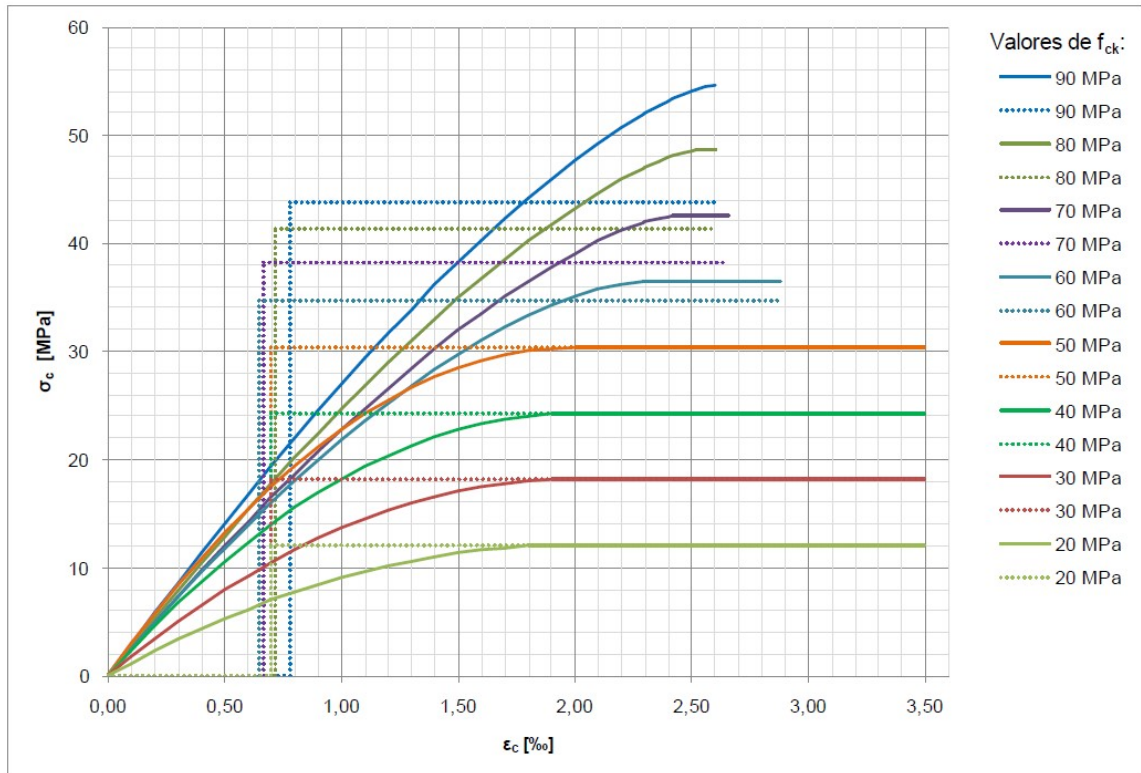
Figura 15 – Relação entre os parâmetros λ e α_c em função do f_{ck}



(fonte: BRUSCO, 2014, p. 46)

A redução da extensão do patamar de plastificação do concreto para os concretos do grupo II, fez com que fossem necessários os novos valores para os parâmetros de simplificação do diagrama parábola-retângulo para o retangular. A figura 16 representa essas simplificações para comparação das duas situações.

Figura 16 – Simplificações de diagramas parábola-retângulo a diagramas retangulares



(fonte: MALACARNE, 2014, p. 45)

A redução do patamar de tensão constante, tanto pelo aumento de ε_{c2} quanto pela diminuição de ε_{cu} , faz com que a proporção entre a resistência nominal do concreto e a reação da zona comprimida diminua, portanto há um menor aproveitamento da resistência do concreto a medida que o mesmo aumenta. Por outro lado, com a diminuição da profundidade da zona de compressão do concreto, eleva-se a posição do centróide do retângulo em relação à linha neutra, resultando em um maior braço de alavanca para o binário resistente, que equilibra o momento da seção.

6 PILARES: GANHO OBTIDO PELA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

A influência da variação da resistência do concreto no dimensionamento e verificação de pilares não pode ser determinada de forma fácil. Logo, para determinar essa influência foram verificadas diversas seções de pilares, com diferentes distribuições de barras de armadura, de modo a definir melhor as influências da utilização dos concretos do grupo II de resistência.

6.1 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DAS SEÇÕES DOS PILARES

Tendo como intuito a identificação da influência da variação da resistência do concreto na resistência dos pilares, definiram-se algumas seções para o estudo. Todas as seções foram consideradas com a armadura máxima para a seção, ou seja, 4% da área bruta da seção. Em algumas foram modificadas apenas a distribuição das armaduras na seção, mantendo a área total. No posicionamento das armaduras também foi considerado, simplificadamente, que o centro das barras estavam posicionadas a 5 cm da face de concreto. A seguir são mostradas essas seções dos pilares:

- a) seção quadrada de 19 x 19 cm – $A_s = 4 \times 3,61 \text{ cm}^2 = 14,44 \text{ cm}^2$;
- b) seção quadrada de 40 x 40 cm – $A_s = 8 \times 8,00 \text{ cm}^2 = 64,00 \text{ cm}^2$;
- c) seção quadrada de 40 x 40 cm – $A_s = 12 \times 5,33 \text{ cm}^2 = 64,00 \text{ cm}^2$;
- d) seção quadrada de 60 x 60 cm – $A_s = 12 \times 12,00 \text{ cm}^2 = 144,00 \text{ cm}^2$;
- e) seção quadrada de 60 x 60 cm – $A_s = 16 \times 9,00 \text{ cm}^2 = 144,00 \text{ cm}^2$;
- f) seção retangular de 40 x 20 cm – $A_s = 8 \times 4,00 \text{ cm}^2 = 32,00 \text{ cm}^2$;
- g) seção retangular de 60 x 20 cm – $A_s = 10 \times 4,80 \text{ cm}^2 = 48,00 \text{ cm}^2$;
- h) seção retangular de 90 x 20 cm – $A_s = 16 \times 4,50 \text{ cm}^2 = 72,00 \text{ cm}^2$;
- i) seção retangular de 60 x 40 cm – $A_s = 10 \times 9,60 \text{ cm}^2 = 96,00 \text{ cm}^2$;
- j) seção retangular de 60 x 40 cm – $A_s = 16 \times 6,00 \text{ cm}^2 = 96,00 \text{ cm}^2$;
- k) seção circular com 22 cm de diâmetro – $A_s = 6 \times 2,53 \text{ cm}^2 = 15,18 \text{ cm}^2$;
- l) seção circular com 30 cm de diâmetro – $A_s = 6 \times 4,71 \text{ cm}^2 = 28,26 \text{ cm}^2$;
- m) seção circular com 50 cm de diâmetro – $A_s = 8 \times 9,82 \text{ cm}^2 = 78,56 \text{ cm}^2$;
- n) seção circular com 80 cm de diâmetro – $A_s = 12 \times 16,76 \text{ cm}^2 = 201,12 \text{ cm}^2$.

Para cada uma dessas seções foi analisado o seu comportamento para as três situações de projeto descritos anteriormente. Porém, para os pilares de extremidade e de canto foram consideradas 3 excentricidades diferentes, 50%, 100% e 150% da metade da seção que está se considerando a excentricidade. Logo, foram consideradas 10 situações de cálculo:

- a) intermediário;
- b) extremidade, com excentricidade de 50% na direção x;
- c) extremidade, com excentricidade de 100% na direção x;
- d) extremidade, com excentricidade de 150% na direção x;
- e) extremidade, com excentricidade de 50% na direção y;
- f) extremidade, com excentricidade de 100% na direção y;
- g) extremidade, com excentricidade de 150% na direção y;
- h) canto, com excentricidade de 50% nas duas direções;
- i) canto, com excentricidade de 100% nas duas direções;
- j) canto, com excentricidade de 150% nas duas direções.

Entretanto, para as seções quadradas e circulares as situações de cálculo de extremidade podem ser simplificadas a apenas metade delas, visto que as dimensões nas direções x e y são iguais. Ainda para os pilares de seção circular, o cálculo da situação de canto torna-se desnecessário, visto que ela se encaixa na mesma situação dos de extremidade, devido a seus infinitos eixos de simetria. Nos casos de pilares intermediários e de extremidade, quando não há excentricidade em alguma das direções, foram consideradas a excentricidade mínima recomendada pela NBR 6118, apresentada na equação 19. Logo, todas as seções foram verificadas à flexo-compressão oblíqua.

6.2 ANÁLISE

A verificação da capacidade resistente das seções foi realizada através do sistema computacional CAD/TQS versão 18. O CAD/TQS é um sistema computacional gráfico destinado à elaboração de projetos de estruturas desenvolvido baseado nas normas técnicas de concreto armado. Esse sistema disponibiliza diversos módulos para dimensionamento e verificação das estruturas em concreto armado. Nesse trabalho foi utilizada a ferramenta que analisa uma seção submetida à flexão simples ou composta, normal ou oblíqua.

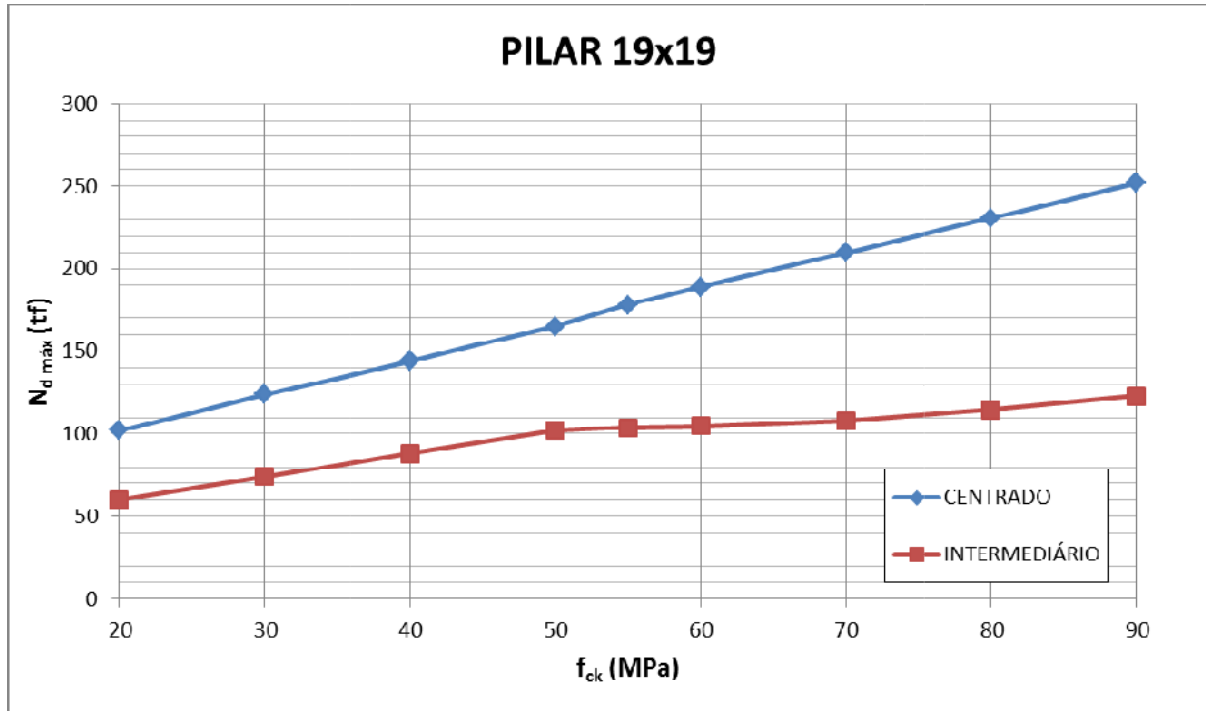
O CAD/TQS faz a análise da flexo-compressão da forma como foi detalhado no Capítulo 4, ou seja, para uma dada seção de concreto armado, com a distribuição das armaduras definidas e com o esforço normal de cálculo, o sistema gera uma envoltória, chamado de curva interação N , M_x e M_y , com os momentos resistentes para essa configuração. Logo, para encontrar a máxima resistência da seção foram realizadas tentativas até que os momentos resistentes e os solicitantes ficassem praticamente iguais. Os resultados obtidos por essa análise são apresentados no próximo item. O CAD/TQS faz uma análise simplificada da seção e das tensões atuantes sobre a mesma, visto que as áreas são discretizadas em um número finito de elementos de concreto e as tensões são calculadas pelo diagrama retangular simplificado. Existem outros programas que analisam a seção de concreto armado de forma mais exata que o CAD/TQS.

6.3 RESULTADOS

A resistência máxima obtida na verificação será apresentada em função do esforço normal máximo de cálculo $N_{d\text{ máx}}$ que a seção de concreto resiste, com dada excentricidade, visto que o momento máximo $M_{d\text{ máx}}$ é o produto do esforço normal pela excentricidade. Os resultados nesse capítulo serão apresentados na forma de gráficos, para facilitar a visualização dos padrões, onde o eixo das abscissas corresponderá ao f_{ck} do concreto, enquanto que o eixo das ordenadas indicará a capacidade resistente da seção.

Para exemplificar o comportamento dos pilares quadrados, serão apresentados os resultados do pilar 19 x 19 cm. A figura 17 apresenta o gráfico que apresenta a resistência do pilar 19 x 19 cm para um pilar com a carga centrada e para um pilar intermediário. Para a carga centrada não foi utilizada nenhuma excentricidade, enquanto para o pilar intermediário foi utilizada a excentricidade mínima nas duas direções igual a 2,07 cm.

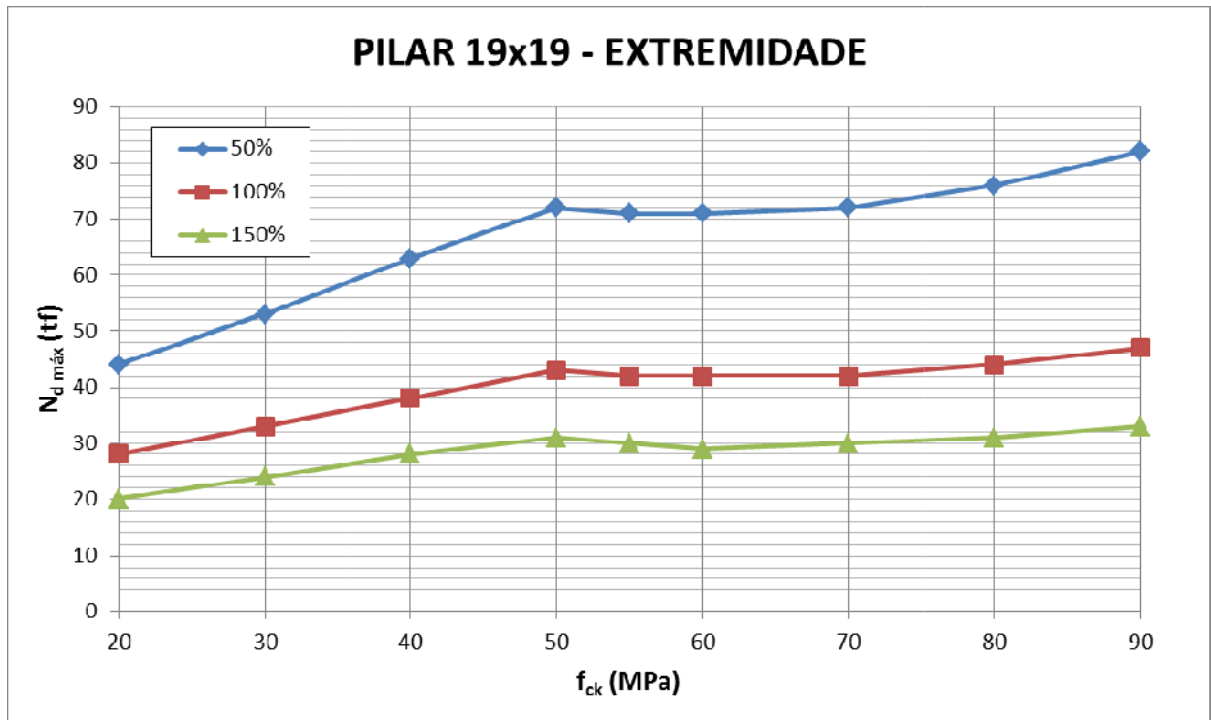
Figura 17 – Gráfico para o pilar 19x19 cm com carga centrada e como pilar intermediário



(fonte: elaborado pelo autor)

Nos pilares de extremidade, há três situações diferentes, na direção x variou-se as excentricidades de modo que a aplicação da força normal ocorra a 50%, 100% e 150% da distância entre o centro e a borda da seção. Para o caso dos pilares com seção quadrada 19 x 19 cm essas excentricidades são 4,75 cm, 9,5 cm e 14,25 cm, respectivamente. Enquanto isso, na outra direção a excentricidade foi mantida constante igual a mínima, ou seja, 2,07 cm. A figura 18 representa o gráfico que apresenta os resultados para o pilar 19 x 19 cm de extremidade.

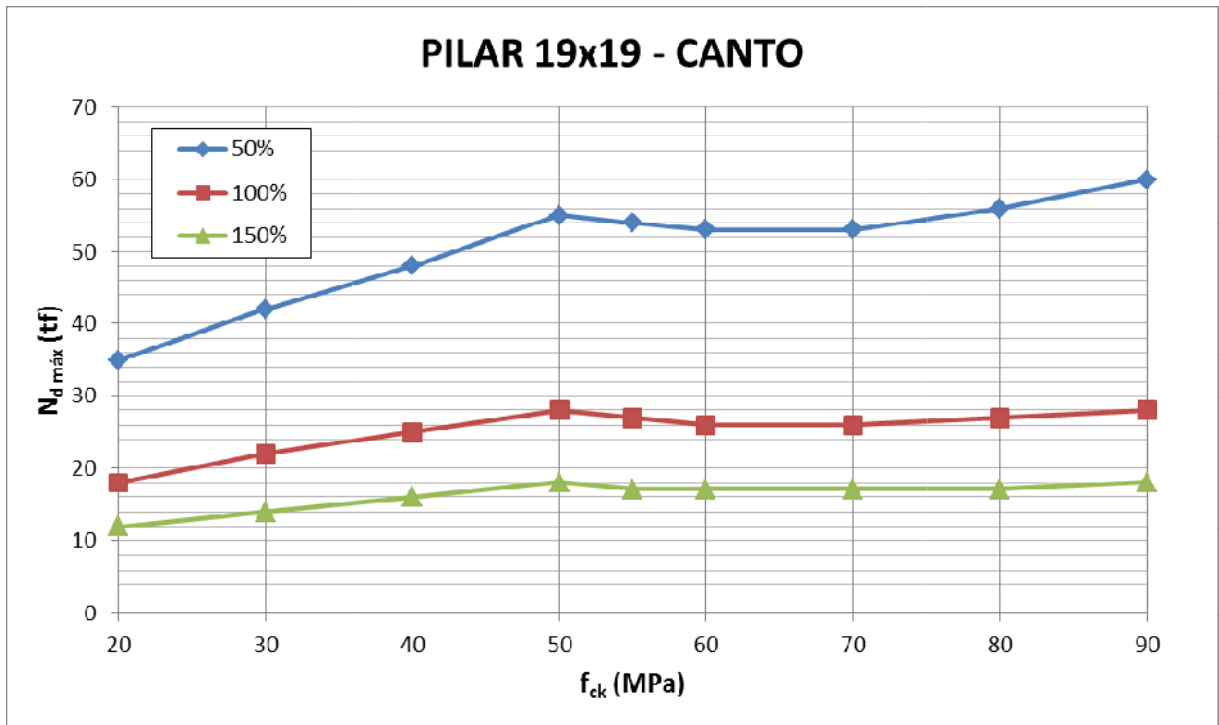
Figura 18 – Gráfico para o pilar 19x19 cm de extremidade



(fonte: elaborado pelo autor)

Para finalizar, são apresentados os pilares de canto, que têm a excentricidade variada nas duas direções. Assim como os pilares de extremidades tem três situações, porém as excentricidades variam de forma conjunta, ou seja, a posição relativa da aplicação da força normal é a mesma nas duas direções. Para o caso de pilares quadrados, o valor absoluto das excentricidades nas duas direções são a mesma. Para o pilar 19 x 19 cm, as excentricidades consideradas foram 4,75 cm, 9,5 cm e 14,25 cm. A figura 19 apresenta o gráfico para o pilar 19 x 19 cm de canto.

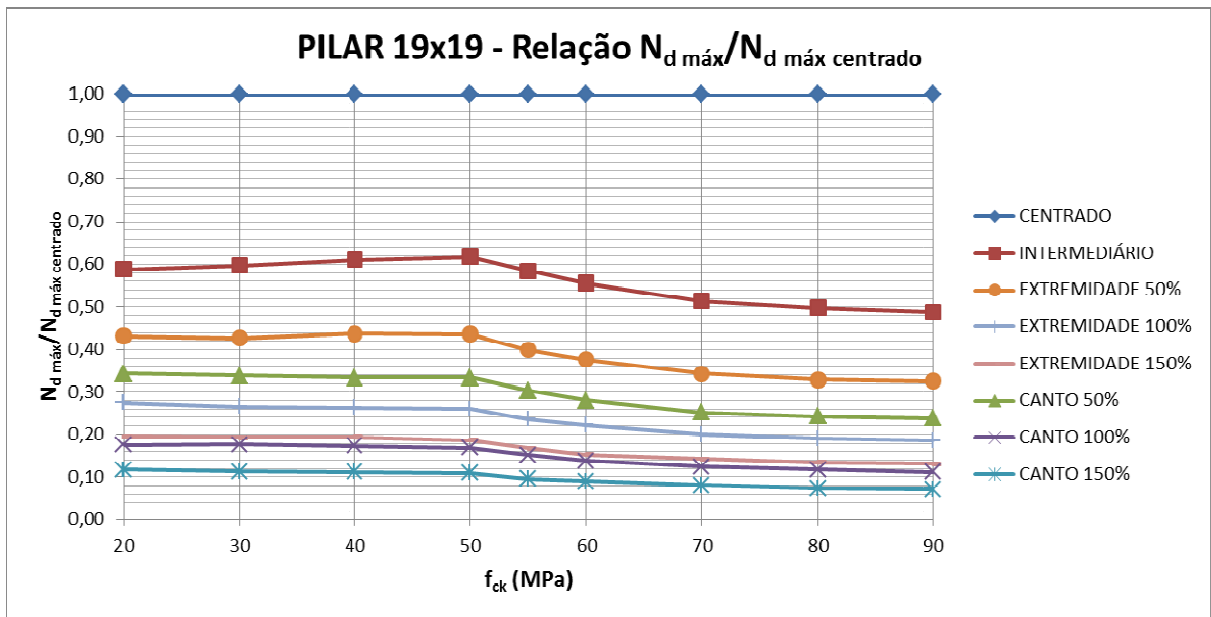
Figura 19 – Gráfico para o pilar 19x19 cm de canto



(fonte: elaborado pelo autor)

Para facilitar a comparação entre os resultados, foi plotado mais um gráfico. O mesmo relaciona o esforço normal de cálculo máximo para cada uma das situações apresentadas anteriormente com o esforço normal de cálculo da situação centrada. A figura 20 representa esse gráfico para o pilar 19 x 19 cm.

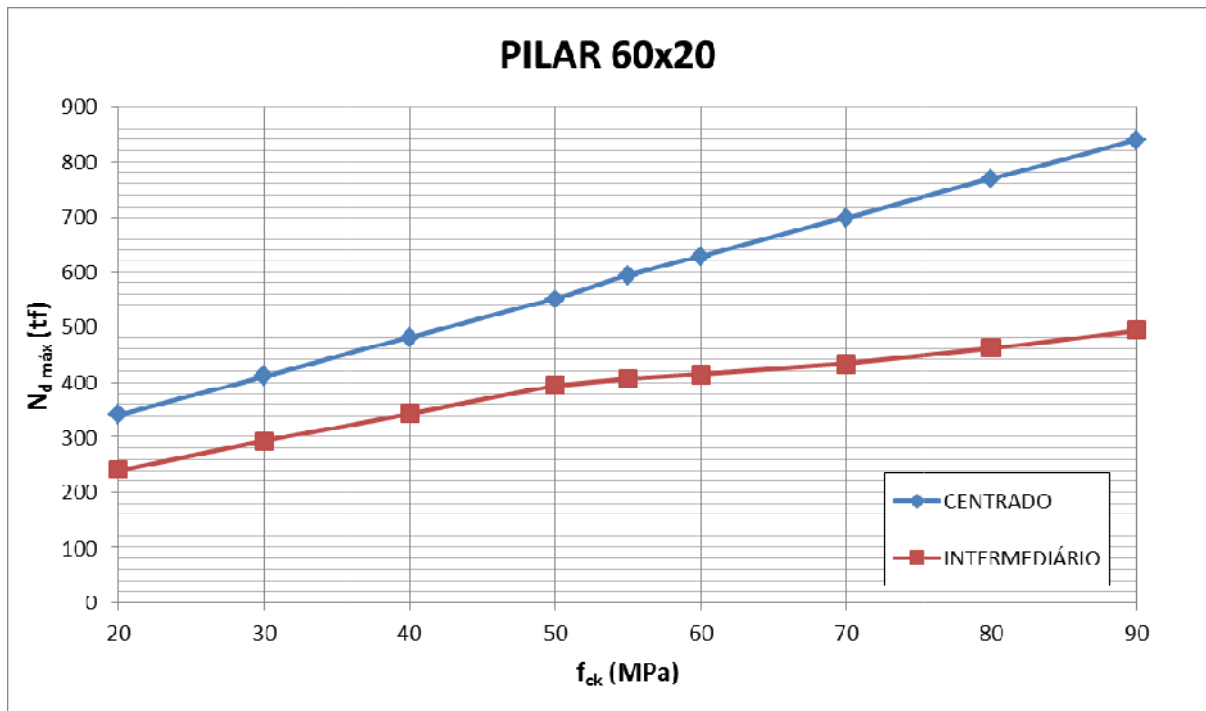
Figura 20 – Gráfico geral para o pilar 19x19 cm



(fonte: elaborado pelo autor)

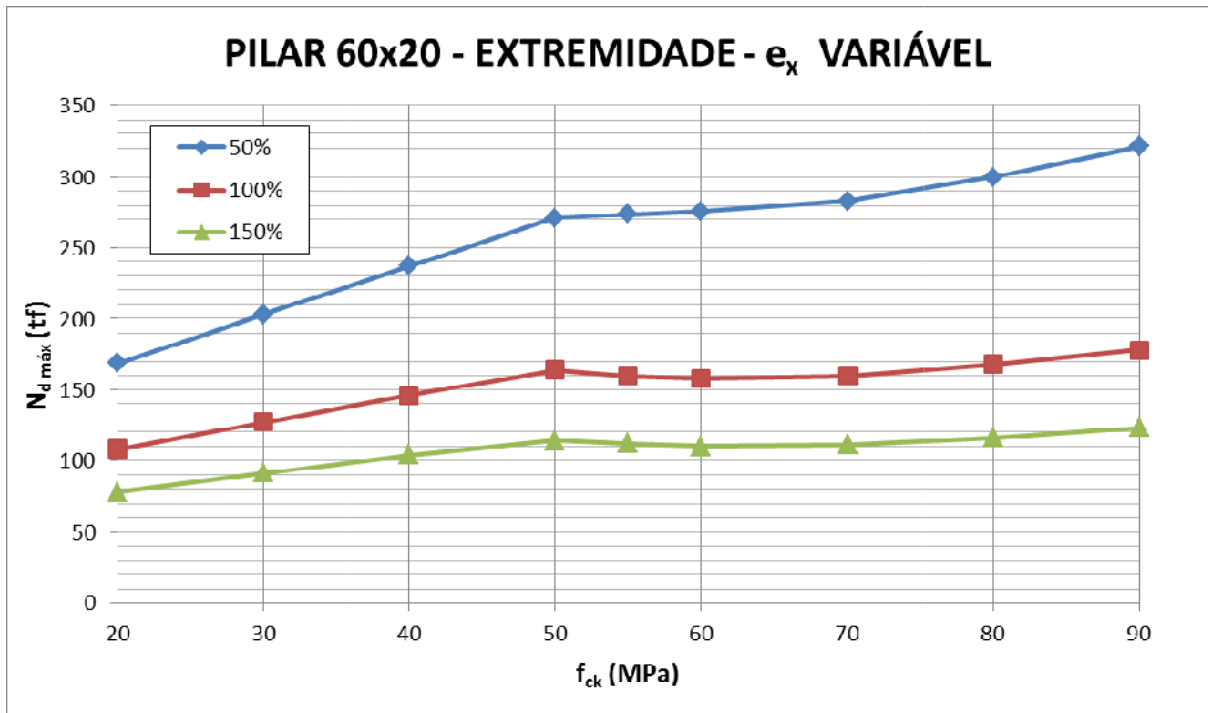
A seguir serão apresentados os resultados do pilar 60 x 20 cm para ilustrar o comportamento dos pilares com seção retangular. Os gráficos serão apresentados da mesma forma que os anteriores. A figura 21 representa o gráfico para o esforço normal aplicado no centro da seção e para o caso de pilar intermediário. No caso do pilar intermediário, foram consideradas as excentricidades mínimas nas duas direções, ou seja, 3,3 cm na direção y e 2,1 cm na direção x.

Figura 21 – Gráfico para o pilar 60x20 cm com carga centrada e como pilar intermediário



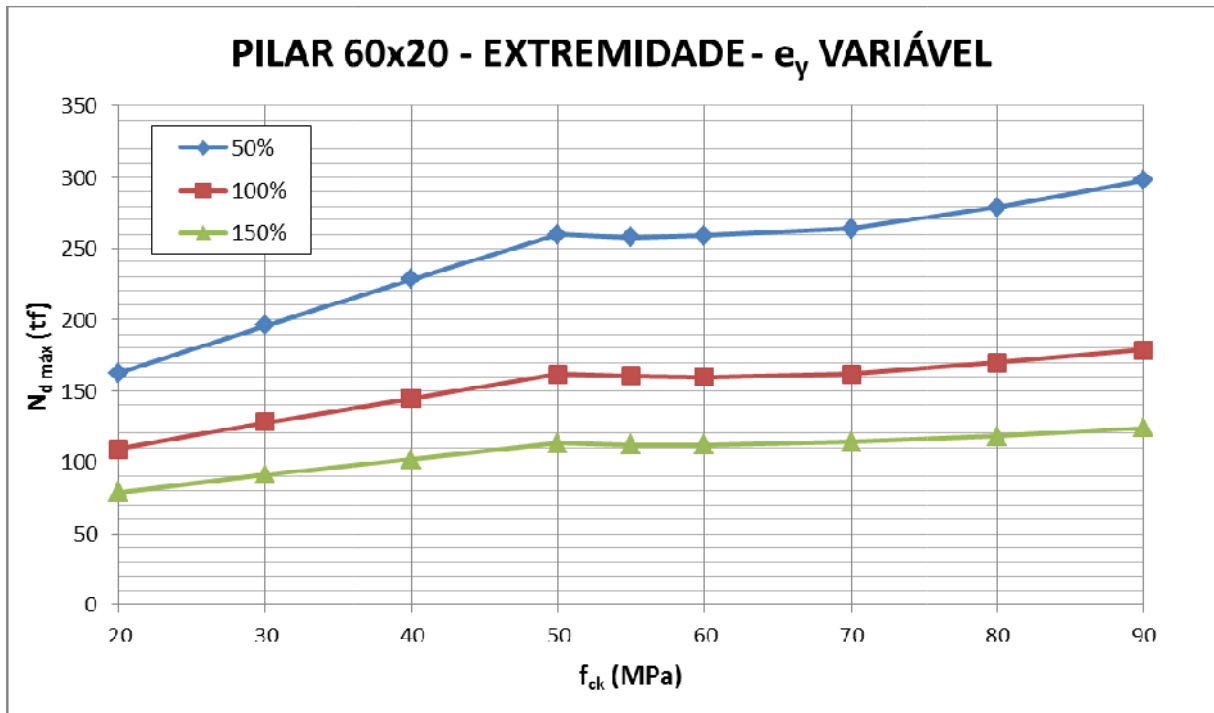
(fonte: elaborado pelo autor)

Para os pilares retangulares de extremidade há a necessidade de verificação do pilar nas duas direções, ou seja, varia-se primeiramente a excentricidade do pilar na direção x mantendo-se a excentricidade mínima na direção y, e, em um segundo momento, inverte-se essas excentricidades. As excentricidades variam da mesma forma que para os pilares quadrado, ou seja, 50%, 100% e 150% da distância da borda ao centro na direção considerada. O pilar 60 x 20 cm de extremidade com e_y fixado em 3,3 cm e e_x com valores de 5 cm, 10 cm e 15 cm tem seu gráfico representado na figura 22.

Figura 22 – Gráfico para o pilar 60x20 cm de extremidade com e_x variável

(fonte: elaborado pelo autor)

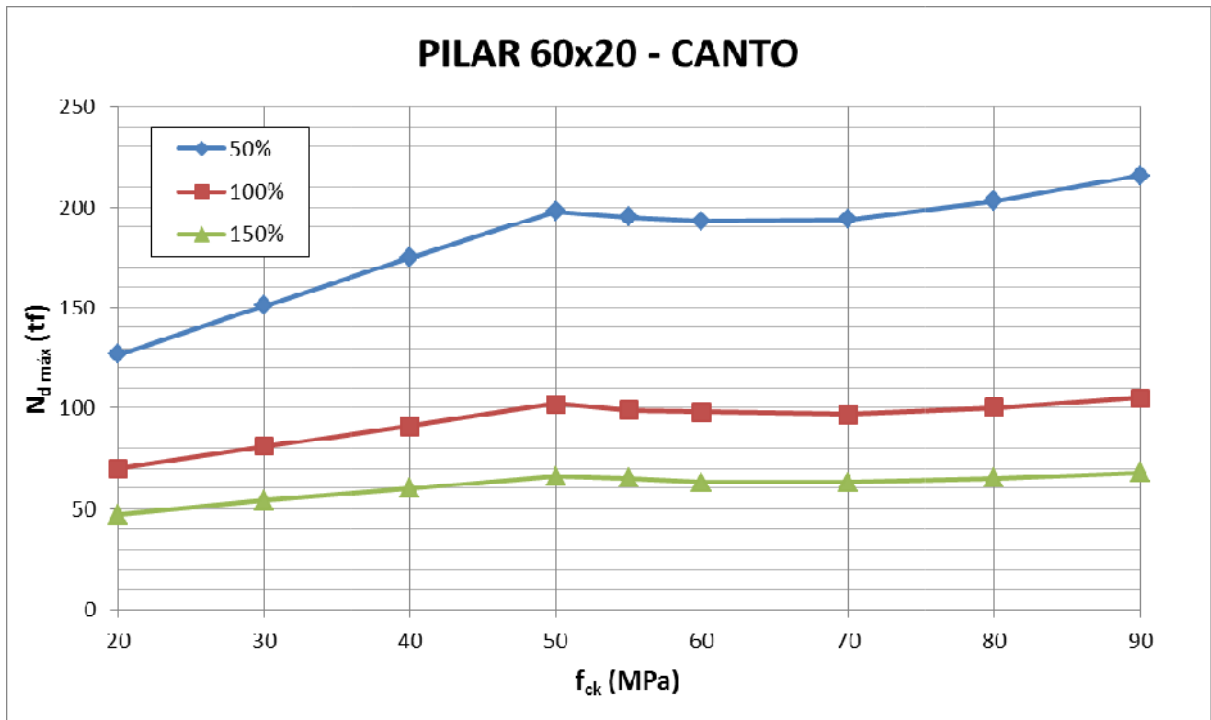
A figura 23 apresenta o gráfico para o pilar 60 x 20 cm de extremidade na outra direção, ou seja, excentricidade em x igual a 2,1 cm, enquanto as excentricidades na direção y são iguais a 15 cm, 30 cm e 45 cm.

Figura 23 – Gráfico para o pilar 60x20 cm de extremidade com e_y variável

(fonte: elaborado pelo autor)

Para o pilar 60 x 20 cm de canto varia-se as excentricidades nas duas direções de forma equivalente, assim como foi realizado para os pilares quadrados. Entretanto, visto que a seção desse pilar é retangular, as excentricidades das duas direções não serão as mesmas em valores absolutos. Logo, as excentricidades em x serão iguais a 5 cm, 10 cm e 15 cm, enquanto em y serão 15 cm, 30 cm e 45 cm, respectivamente. A figura 24 apresenta o gráfico com a representação dessas curvas.

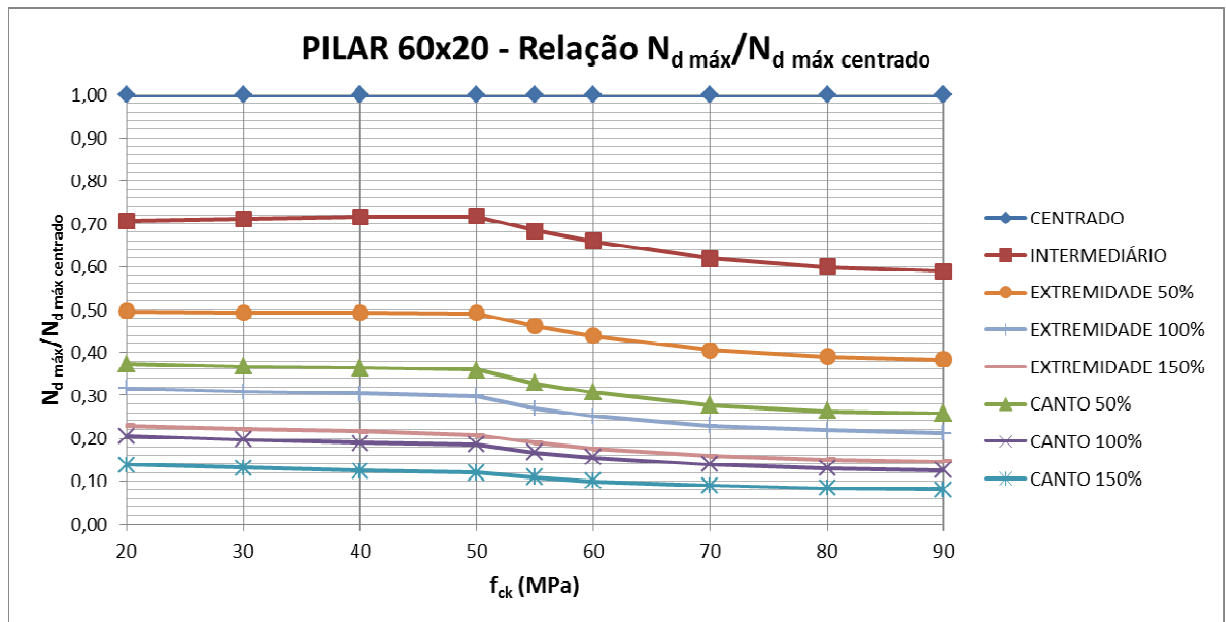
Figura 24 – Gráfico para o pilar 60x20 cm de canto



(fonte: elaborado pelo autor)

Para auxiliar na visualização dos resultados, assim como foi feito para o pilar de seção quadrada 19 x 19 cm, será plotado um gráfico relacionando o esforço normal nas situações de cálculo com a normal para o pilar centrado. Entretanto para esse caso será plotado dois gráficos, que diferem pela situação de extremidade que será plotada. Na figura 25, o gráfico terá como situação de extremidade para o caso em que e_x é variável.

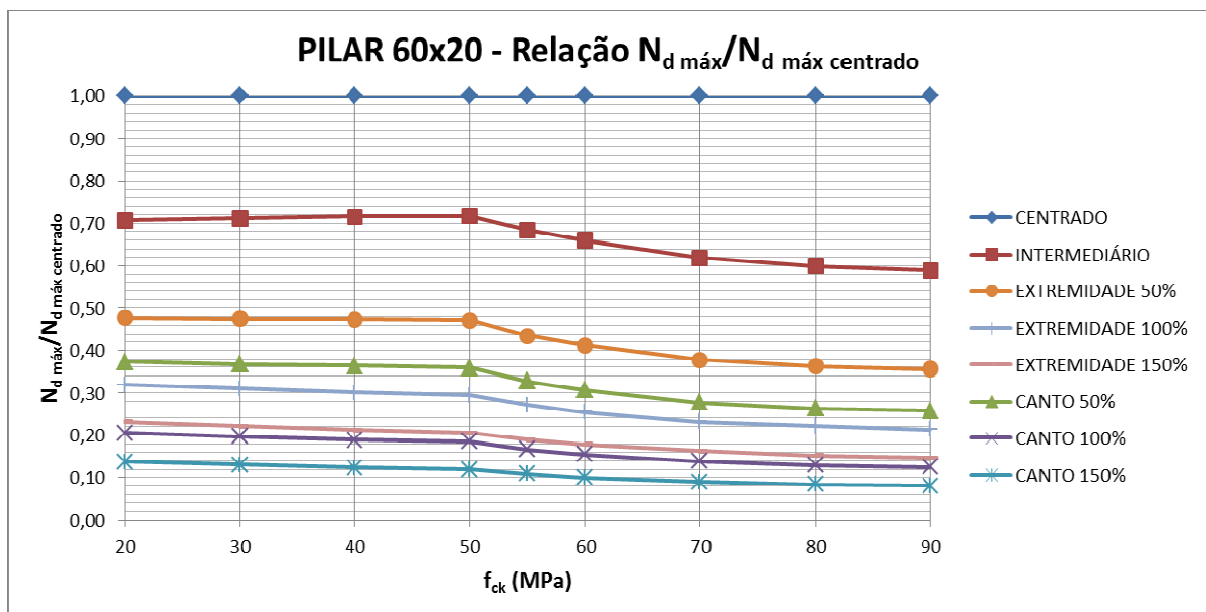
Figura 25 – Gráfico geral para o pilar 60x20 cm, para o pilar de extremidade com e_x variável



(fonte: elaborado pelo autor)

Logo, a figura 26 fará a comparação do pilar 60 x 20 cm de extremidade para a excentricidade na direção x fixa com as outras situações de cálculo.

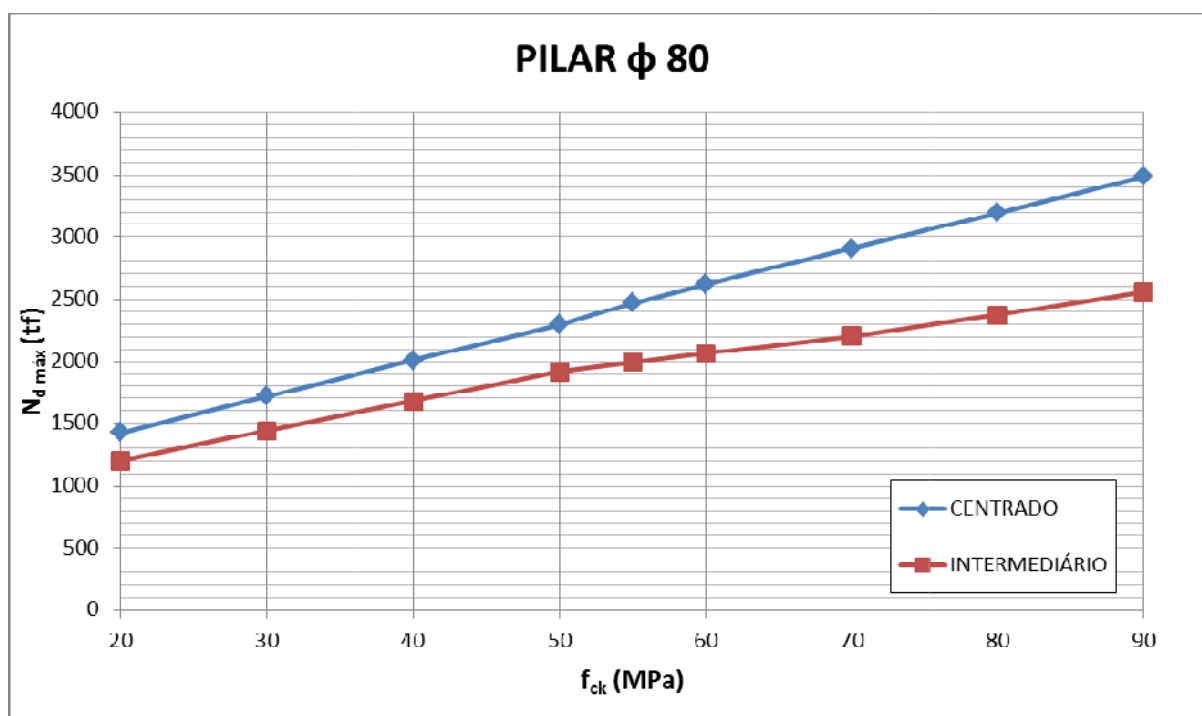
Figura 26 – Gráfico geral para o pilar 60x20 cm, para o pilar de extremidade com e_y variável



(fonte: elaborado pelo autor)

Os pilares com seção circular também foram analisados nesse trabalho. Para exemplificar o comportamento dos pilares circulares será apresentado a seguir os resultados para o pilar com diâmetro de 80 cm. A figura 27 mostra o gráfico para a força normal atuando no centro da seção e para o caso de pilares intermediários, onde as excentricidades consideradas, nas duas direções, são as mínimas, nesse caso iguais a 3,9 cm.

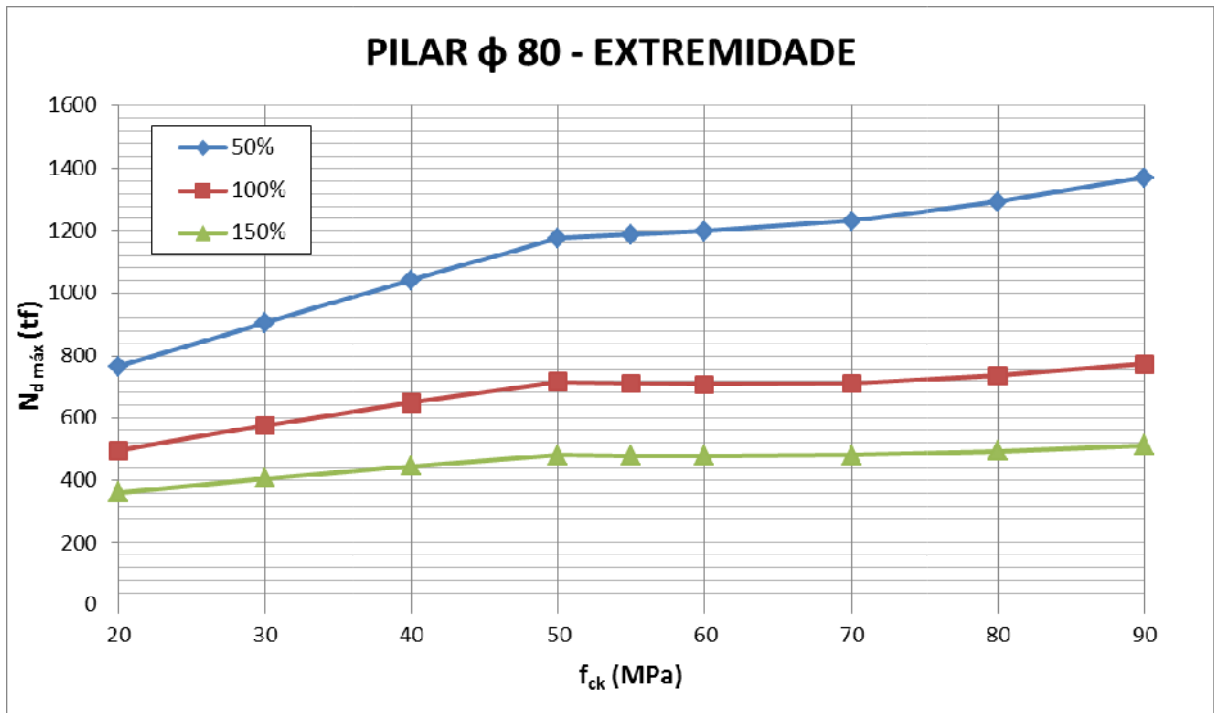
Figura 27 – Gráfico para o pilar com 80 cm de diâmetro com carga centrada e como pilar intermediário



(fonte: elaborado pelo autor)

Assim como para os pilares retangulares, não é necessária a apresentação dos resultados dos pilares de seção circular de extremidade nas duas direções, já que os resultados são iguais, devido a sua geometria. Para o pilar de extremidade com 80 cm de diâmetro foi considerada uma excentricidade fixa em uma direção igual a mínima, 3,9 cm, e na outra direção variou-se as excentricidades da mesma forma como foi feito nos outros casos. As excentricidades na outra direção são iguais a 20 cm, 40 cm e 60 cm. A figura 28 ilustra o gráfico com os resultados para o pilar de extremidade com diâmetro 80 cm.

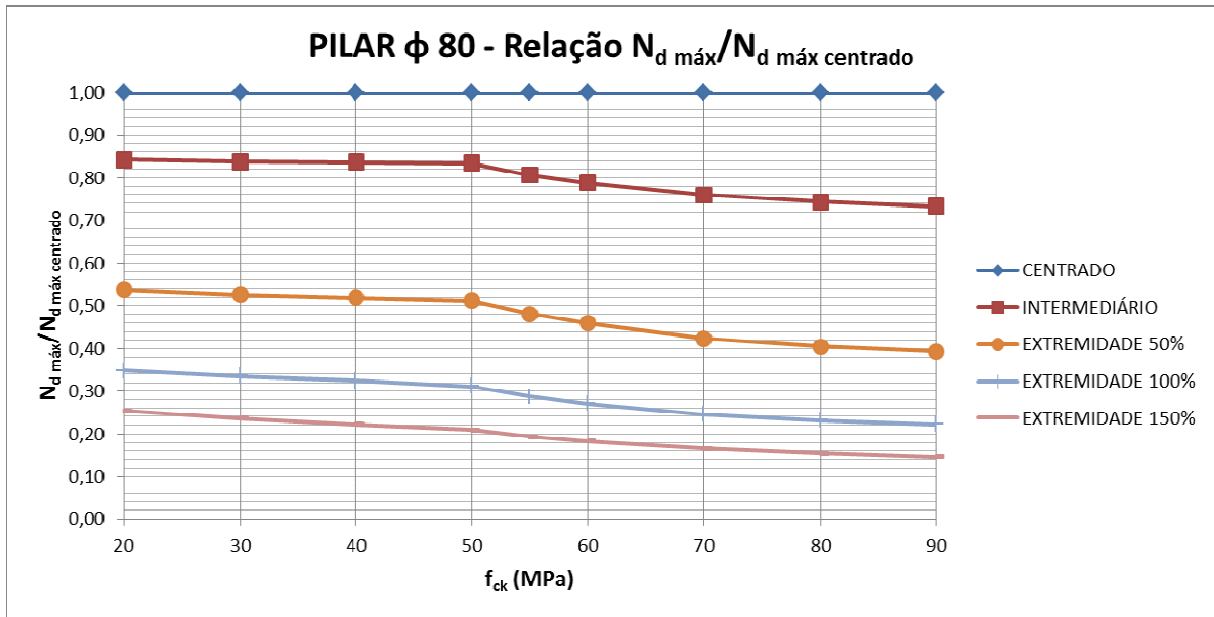
Figura 28 – Gráfico para o pilar com 80 cm de diâmetro de extremidade



(fonte: elaborado pelo autor)

Como apontado anteriormente, os pilares de canto e de extremidade de seção circular são análogos, logo é necessário a análise de apenas um dos dois. Por fim, relaciona-se todas as situações de cálculo, pilar intermediário e de extremidade, com a situação de compressão centrada. Essa relação é apresentada na figura 29.

Figura 29 – Gráfico geral para o pilar com 80 cm de diâmetro



(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados, gráfico e tabelas, para os pilares de seção quadrada, retangular e circular que não foram apresentados nesse capítulo estarão nos Apêndices A, B e C, respectivamente.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados apresentados nesse capítulo e nos Apêndices A, B e C, é possível concluir que a resistência dos pilares, de uma forma geral, comporta-se de maneira muito similar para todas as configurações, independente da geometria, forma da seção e distribuição de barras, e dos esforços e excentricidades. A mudança que ocorre nos resultados para as diferentes seções dos pilares está nos valores absolutos da capacidade portante, já que, pelos gráficos plotados, pode-se perceber que a forma dos mesmos são muito parecidas.

Nos gráficos para os pilares de extremidade e de canto, é possível visualizar de forma clara que utilizando os concretos do grupo I de resistência, a curva é crescente com uma inclinação praticamente constante, ou seja, linear. Entretanto, para os concretos com resistência acima de 50 MPa até 90 MPa, é possível notar dois comportamentos distintos. Entre as resistências de 55 e 70 MPa, os valores do esforço normal resistente de cálculo permanece praticamente constante, com variações muito pequenas em relação ao valor absoluto. A partir da resistência de 70 MPa, é possível observar um crescimento no valor da capacidade resistente do pilar, porém com uma inclinação menor do que a apresentada para concretos com f_{ck} menor ou igual a 50 MPa. Assim, é possível concluir que nas situações observadas, com excentricidades grandes e taxas de armadura altas, a utilização dos concretos do grupo II de resistência não se mostra muito útil para o aumento da capacidade dos pilares.

Porém, nos pilares intermediários é possível perceber uma pequena diferença de comportamento, em relação aos de extremidade e de canto. Essa situação de cálculo representa os casos onde os concretos de alta resistência são mais comumente utilizados, ou seja, pilares de edifícios altos, onde predominam os grandes esforços de compressão com pequenas excentricidades. Assim como nos outros pilares, é possível distinguir o comportamento das seções para três faixas de resistências. A primeira, até 50 MPa, apresenta crescimento praticamente constante com o aumento da resistência, aproximadamente 2,2 % por MPa. O segundo, com resistência de 55 até 70 MPa, é possível perceber um aumento de capacidade resistente muito menor que para os concretos do grupo I de resistência, ou seja, uma inclinação muito menor, da ordem de 0,4% por MPa. Por fim, para o concreto com resistência acima de 70 MPa, é possível observar um crescimento maior da capacidade, aproximadamente 0,7% por MPa, porém, ainda com uma taxa menor do que o observado nos concretos de baixa resistência.

Para trabalhos futuros, sugere-se: o estudo do comportamento de pilares propriamente dito com o aumento da resistência do concreto; e a comparação das propriedades do concreto de alta resistência utilizando normativas de outros países, como a americana, ACI, e a europeia, Eurocode.

REFERÊNCIAS

- AÏTCIN, P. C. **Concreto de Alto Desempenho**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2000.
- ANDOLFATO, R. P. **Controle Tecnológico Básico do Concreto**. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista, 2002.
- ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 2. ed. Rio Grande: Dunas, 2003a. v. 1.
- _____. **Curso de Concreto Armado**. 2. ed. Rio Grande: Dunas, 2003b. v. 3.
- _____. **Curso de Concreto Armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. v. 3.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- _____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2007a.
- _____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 7480**: Barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007b.
- _____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- BACCIN, A. G. C. **Fundamentos do Concreto de Alto Desempenho e sua Aplicação no Projeto de Pilares**, 1998. 176 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.
- BASTOS, P. S .S. **Fundamentos do Concreto Armado**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2006.
- _____. **Pilares de Concreto Armado**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2015a.
- _____. **Flexão Normal Simples - Vigas**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2015b.
- BRUSCO, G. L. **Concreto de Alta Resistência**: estudo comparativo entre a nova Norma NBR 6118 e a Norma Americana quanto as propriedades mecânicas e ao dimensionamento de vigas. 2014. 166f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.
- CARDOSO JÚNIOR, S. D. **Sistema Computacional para Análise Não linear de Pilares de Concreto Armado**, 2014. 55 f. Monografia (Especialização em Gestão de Projetos de Sistemas Estruturais) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.
- LEONHARD, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto**: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. 1. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. v. 1.

MALACARNE, F. **Vigas de Concreto Armado pela NBR 6118:2014**: Estudo do ganho obtido com o aumento da resistência do concreto, 2014. 83 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto**: estrutura, propriedades e materiais. 1. ed. São Paulo: Pini, 1994.

PFEIL, W. **Concreto Armado**. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

ROCHA, M. R. **Projeto de Edifícios com Uso de Concreto de Alta Resistência em Pilares**: Comparação de volumes e áreas, 2014. 106 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

RÜSCH, H. **Concreto Armado e Protendido**: propriedades dos materiais e dimensionamento. 1. ed. Rio de Janeiro: Campus, 1980.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de Concreto**. 4. ed. Porto Alegre: Globo, 1985. v. 1.

**APÊNDICE A – Planilhas de resultados e gráficos complementares dos
pilares de seção quadrada**

Tabela A-1 – Capacidade resistente do pilar 19 x 19 cm ($A_s = 4 \times 3,61 \text{ cm}^2$)

PILAR 19x19 - $N_{d \text{ máx}}$ (tf) - $A_s \text{ máx} = 4 \times 3,61 \text{ cm}^2$								
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 2,07 \text{ cm}$			CANTO		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 2,07 \text{ cm}$	$e_x = 4,75 \text{ cm}$	$e_x = 9,50 \text{ cm}$	$e_x = 14,25 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 4,75 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 9,50 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 14,25 \text{ cm}$
20	102	60	44	28	20	35	18	12
30	124	74	53	33	24	42	22	14
40	144	88	63	38	28	48	25	16
50	165	102	72	43	31	55	28	18
55	178	104	71	42	30	54	27	17
60	189	105	71	42	29	53	26	17
70	210	108	72	42	30	53	26	17
80	231	115	76	44	31	56	27	17
90	252	123	82	47	33	60	28	18

Tabela A-2 – Relação $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ do pilar 19 x 19 cm ($A_s = 4 \times 3,61 \text{ cm}^2$)

PILAR 19x19 - $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ - $A_s \text{ máx} = 4 \times 3,61 \text{ cm}^2$								
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 2,07 \text{ cm}$			CANTO		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 2,07 \text{ cm}$	$e_x = 4,75 \text{ cm}$	$e_x = 9,50 \text{ cm}$	$e_x = 14,25 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 4,75 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 9,50 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 14,25 \text{ cm}$
20	1,0000	0,5882	0,4314	0,2745	0,1961	0,3431	0,1765	0,1176
30	1,0000	0,5968	0,4274	0,2661	0,1935	0,3387	0,1774	0,1129
40	1,0000	0,6111	0,4375	0,2639	0,1944	0,3333	0,1736	0,1111
50	1,0000	0,6182	0,4364	0,2606	0,1879	0,3333	0,1697	0,1091
55	1,0000	0,5843	0,3989	0,2360	0,1685	0,3034	0,1517	0,0955
60	1,0000	0,5556	0,3757	0,2222	0,1534	0,2804	0,1376	0,0899
70	1,0000	0,5143	0,3429	0,2000	0,1429	0,2524	0,1238	0,0810
80	1,0000	0,4978	0,3290	0,1905	0,1342	0,2424	0,1169	0,0736
90	1,0000	0,4881	0,3254	0,1865	0,1310	0,2381	0,1111	0,0714

Tabela A-3 – Capacidade resistente do pilar 40 x 40 cm ($A_s = 8 \times 8,00 \text{ cm}^2$)

PILAR 40x40 - $N_{d \text{ máx}}$ (tf) - $A_s \text{ máx} = 8 \times 8,00 \text{ cm}^2$								
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 2,70 \text{ cm}$			CANTO		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 2,70 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 20,00 \text{ cm}$	$e_x = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 20,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 30,00 \text{ cm}$
20	455	363	250	166	124	197	112	76
30	549	436	297	195	143	231	127	85
40	641	509	344	223	160	264	142	94
50	735	581	390	250	174	297	155	103
55	793	600	394	249	175	292	152	100
60	839	613	398	249	177	288	151	99
70	932	639	409	252	180	289	151	98
80	1026	681	432	264	186	303	156	101
90	1119	730	459	278	193	320	163	105

Tabela A-4 – Relação $N_{d\text{ máx}}/N_{d\text{ máx centrado}}$ do pilar 40 x 40 cm ($A_s = 8 \times 8,00 \text{ cm}^2$)

PILAR 40x40 - $N_{d\text{ máx}}/N_{d\text{ máx centrado}}$ - $A_s\text{ máx} = 8 \times 8,00\text{cm}^2$								
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 2,70\text{cm}$			CANTO		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 2,70\text{cm}$	$e_x = 10,00\text{cm}$	$e_x = 20,00\text{cm}$	$e_x = 30,00\text{cm}$	$e_x = e_y = 10,00\text{cm}$	$e_x = e_y = 20,00\text{cm}$	$e_x = e_y = 30,00\text{cm}$
20	1,0000	0,7978	0,5495	0,3648	0,2725	0,4330	0,2462	0,1670
30	1,0000	0,7942	0,5410	0,3552	0,2605	0,4208	0,2313	0,1548
40	1,0000	0,7941	0,5367	0,3479	0,2496	0,4119	0,2215	0,1466
50	1,0000	0,7905	0,5306	0,3401	0,2367	0,4041	0,2109	0,1401
55	1,0000	0,7566	0,4968	0,3140	0,2207	0,3682	0,1917	0,1261
60	1,0000	0,7306	0,4744	0,2968	0,2110	0,3433	0,1800	0,1180
70	1,0000	0,6856	0,4388	0,2704	0,1931	0,3101	0,1620	0,1052
80	1,0000	0,6637	0,4211	0,2573	0,1813	0,2953	0,1520	0,0984
90	1,0000	0,6524	0,4102	0,2484	0,1725	0,2860	0,1457	0,0938

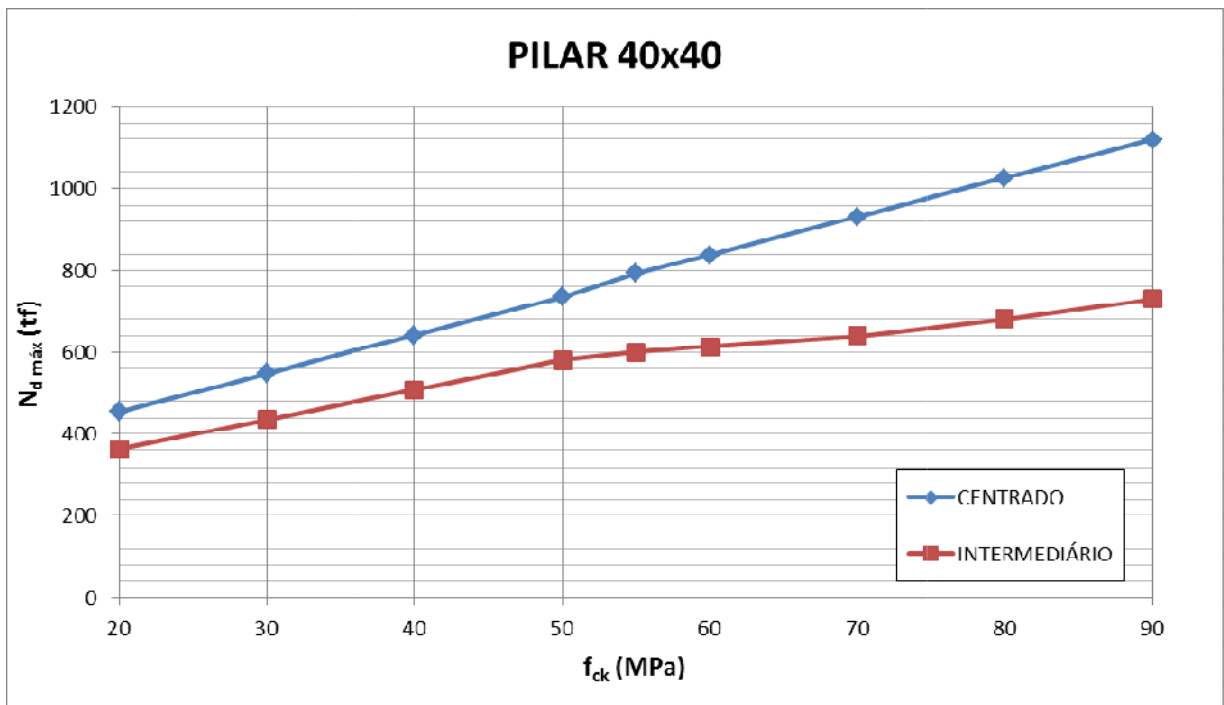
Figura A-1 - Gráfico para o pilar 40x40 cm ($A_s = 8 \times 8,00 \text{ cm}^2$) com carga centrada e como pilar intermediário

Figura A-2 - Gráfico para o pilar 40x40 cm ($A_s = 8 \times 8,00 \text{ cm}^2$) de extremidade

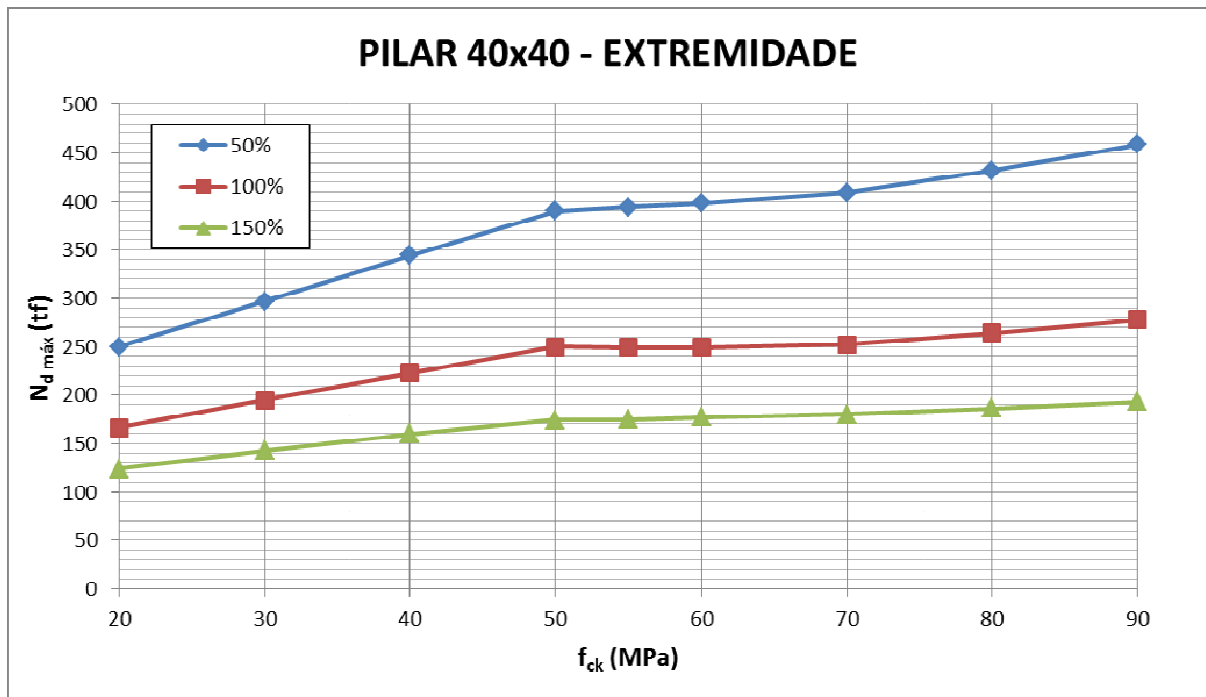


Figura A-3 - Gráfico para o pilar 40x40 cm ($A_s = 8 \times 8,00 \text{ cm}^2$) de canto

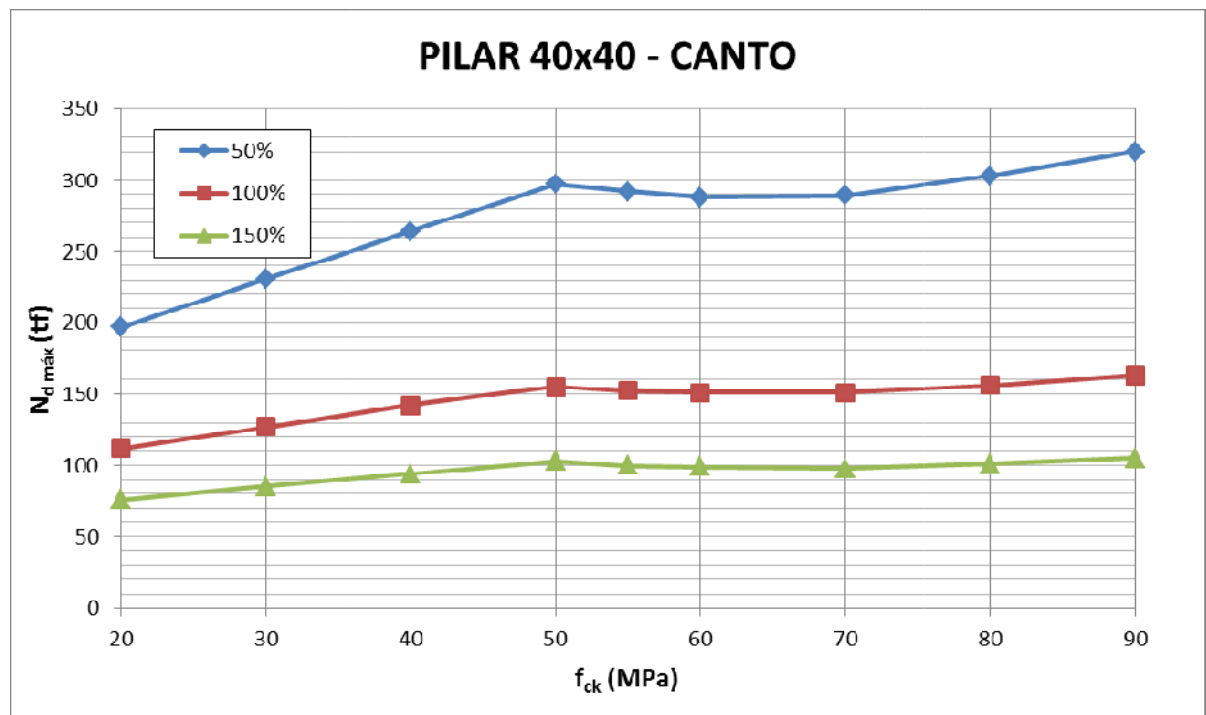
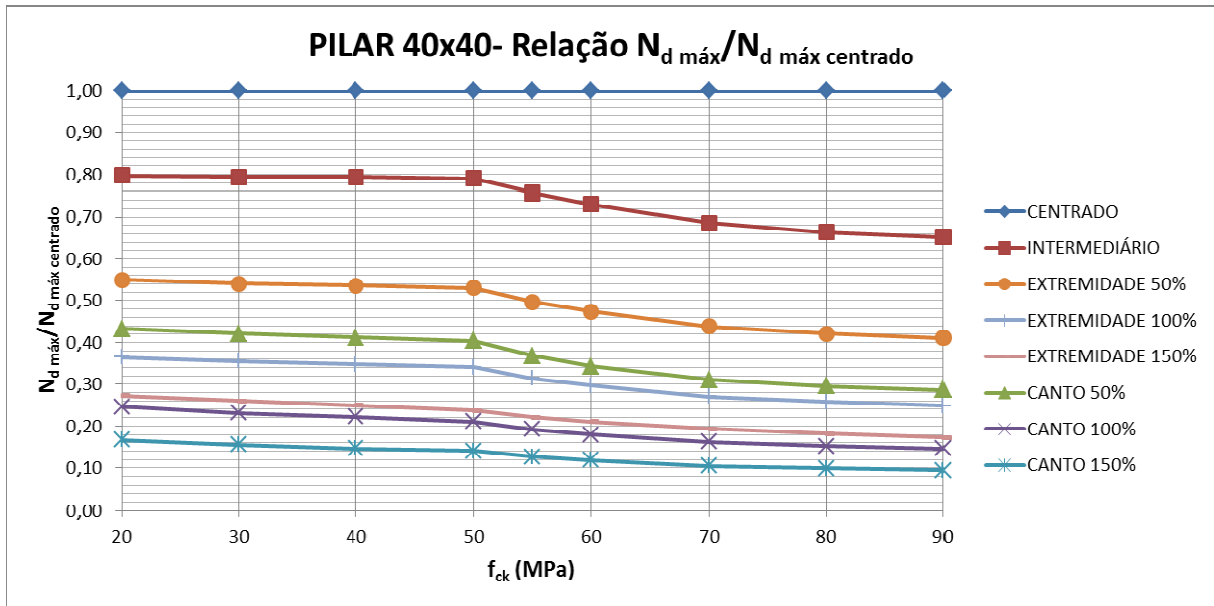


Figura A-4 – Gráfico geral para o pilar 40x40 cm ($A_s = 8 \times 8,00 \text{ cm}^2$)Tabela A-5 – Capacidade resistente do pilar 40 x 40 cm ($A_s = 12 \times 5,33 \text{ cm}^2$)

PILAR 40x40 - $N_{d \text{ máx}}$ (tf) - $A_s \text{ máx} = 12 \times 5,33 \text{ cm}^2$								
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 2,70 \text{ cm}$			CANTO		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 2,70 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 20,00 \text{ cm}$	$e_x = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 20,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 30,00 \text{ cm}$
20	455	361	247	162	120	192	111	75
30	549	434	294	191	139	227	126	85
40	641	507	340	218	155	260	141	94
50	735	580	386	244	169	293	155	101
55	793	597	389	244	171	288	150	99
60	839	609	392	243	171	283	147	97
70	932	638	404	247	174	284	146	96
80	1026	680	426	258	180	297	151	99
90	1119	729	453	272	187	314	158	103

Tabela A-6 – Relação $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ do pilar 40 x 40 cm ($A_s = 12 \times 5,33 \text{ cm}^2$)

PILAR 40x40 - $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ - $A_s \text{ máx} = 12 \times 5,33 \text{ cm}^2$								
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 2,70 \text{ cm}$			CANTO		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 2,70 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 20,00 \text{ cm}$	$e_x = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 20,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 30,00 \text{ cm}$
20	1,0000	0,7934	0,5429	0,3560	0,2637	0,4220	0,2440	0,1648
30	1,0000	0,7905	0,5355	0,3479	0,2532	0,4135	0,2295	0,1548
40	1,0000	0,7910	0,5304	0,3401	0,2418	0,4056	0,2200	0,1466
50	1,0000	0,7891	0,5252	0,3320	0,2299	0,3986	0,2109	0,1374
55	1,0000	0,7528	0,4905	0,3077	0,2156	0,3632	0,1892	0,1248
60	1,0000	0,7259	0,4672	0,2896	0,2038	0,3373	0,1752	0,1156
70	1,0000	0,6845	0,4335	0,2650	0,1867	0,3047	0,1567	0,1030
80	1,0000	0,6628	0,4152	0,2515	0,1754	0,2895	0,1472	0,0965
90	1,0000	0,6515	0,4048	0,2431	0,1671	0,2806	0,1412	0,0920

Figura A-5 - Gráfico para o pilar 40x40 cm ($A_s = 12 \times 5,33 \text{ cm}^2$) com carga centrada e como pilar intermediário

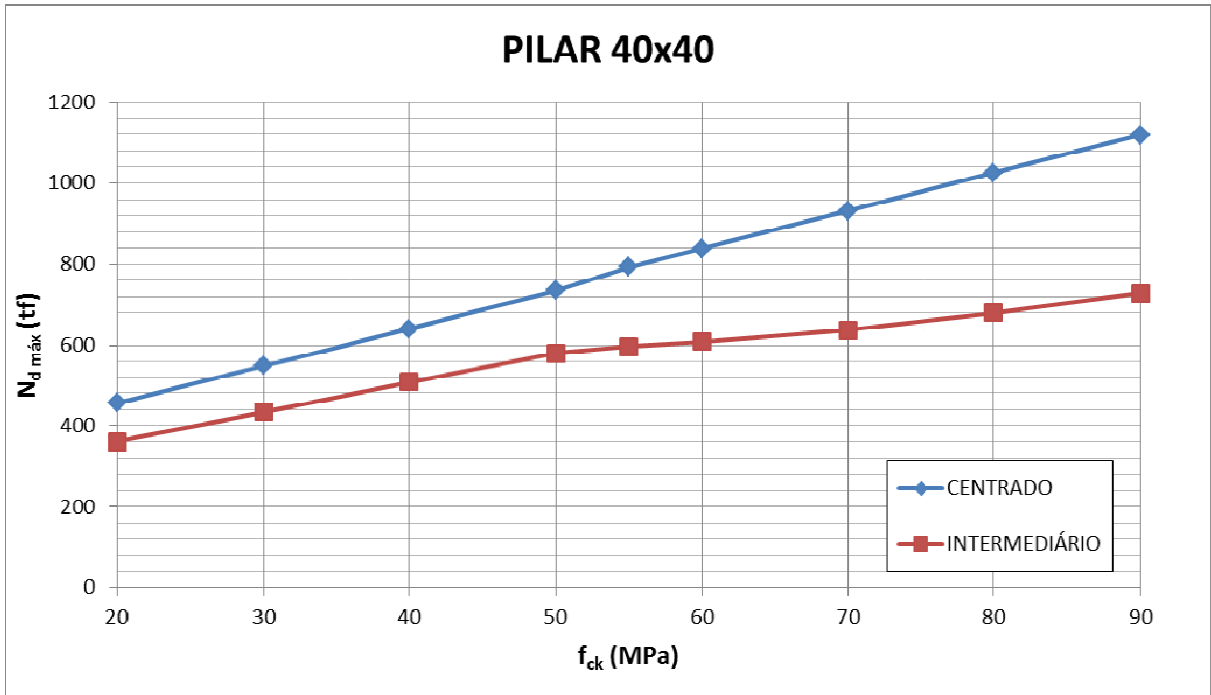


Figura A-6 - Gráfico para o pilar 40x40 cm ($A_s = 12 \times 5,33 \text{ cm}^2$) de extremidade

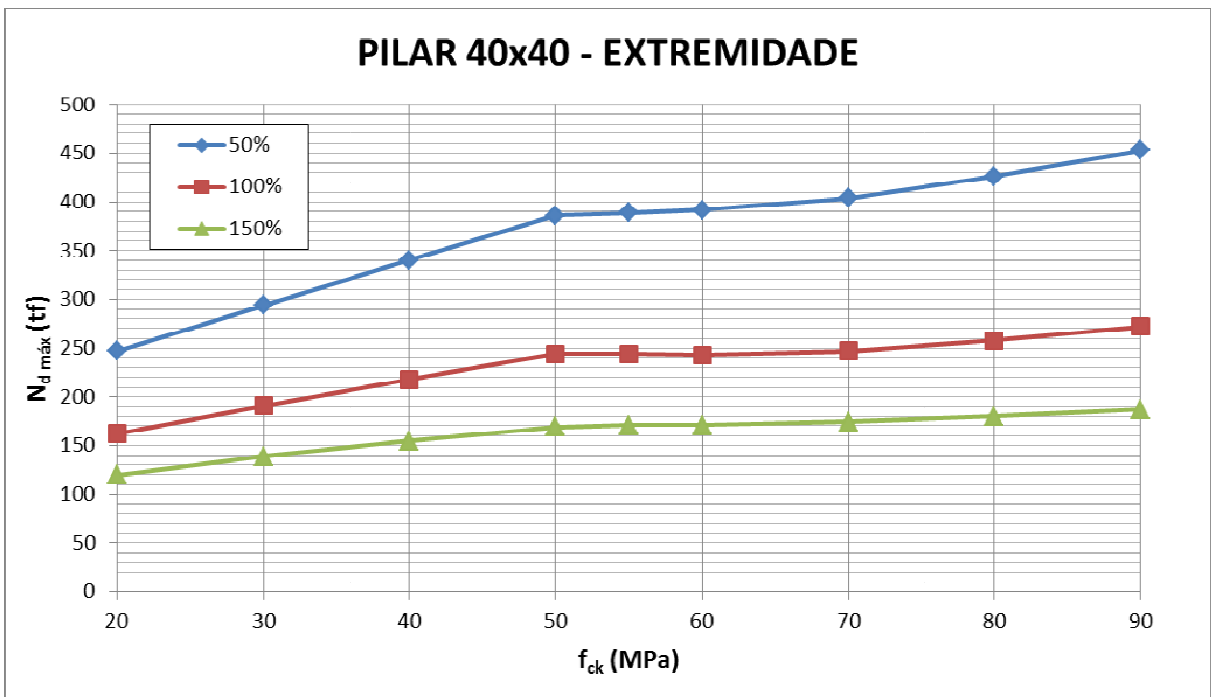


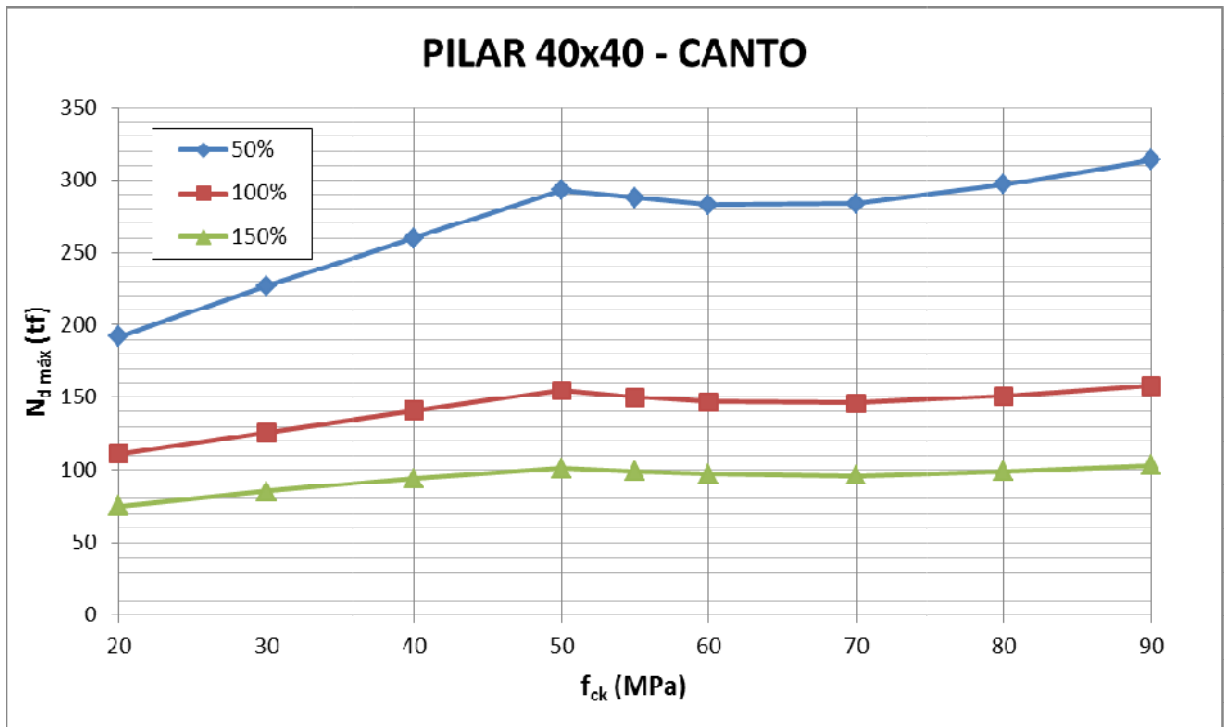
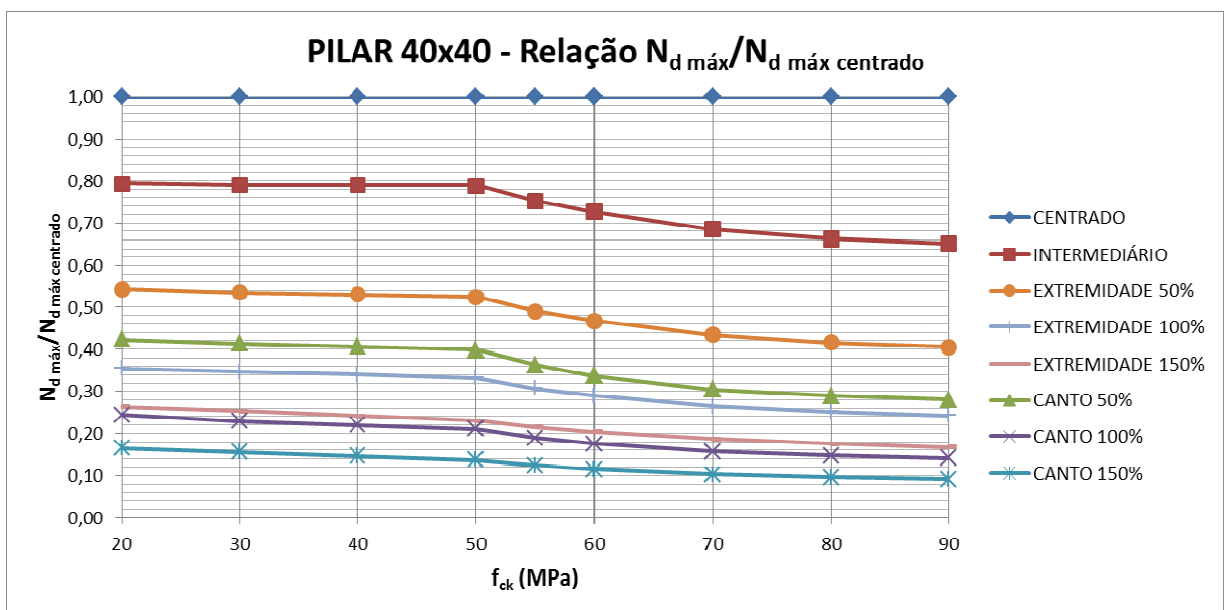
Figura A-7 - Gráfico para o pilar 40x40 cm ($A_s = 12 \times 5,33 \text{ cm}^2$) de cantoFigura A-8 – Gráfico geral para o pilar 40x40 cm ($A_s = 12 \times 5,33 \text{ cm}^2$)

Tabela A-7 – Capacidade resistente do pilar 60 x 60 cm ($A_s = 12 \times 12,00 \text{ cm}^2$)

PILAR 60x60 - $N_{d \text{ máx}}$ (tf) - $A_s \text{ máx} = 12 \times 12,00 \text{ cm}^2$								
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 3,30 \text{ cm}$			CANTO		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 3,30 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = 45,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 45,00 \text{ cm}$
20	1025	861	588	395	295	466	275	191
30	1237	1036	698	462	341	547	313	215
40	1444	1210	807	527	378	626	349	233
50	1654	1384	917	591	409	702	383	249
55	1784	1429	930	591	414	694	370	244
60	1889	1466	941	593	419	684	362	240
70	2098	1553	973	605	428	683	359	237
80	2308	1662	1026	633	442	712	370	243
90	2519	1784	1091	667	459	752	385	253

Tabela A-8 – Relação $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ do pilar 60 x 60 cm ($A_s = 12 \times 12,00 \text{ cm}^2$)

PILAR 60x60 - $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ - $A_s \text{ máx} = 12 \times 12,00 \text{ cm}^2$								
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 3,30 \text{ cm}$			CANTO		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 3,30 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = 45,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 45,00 \text{ cm}$
20	1,0000	0,8400	0,5737	0,3854	0,2878	0,4546	0,2683	0,1863
30	1,0000	0,8375	0,5643	0,3735	0,2757	0,4422	0,2530	0,1738
40	1,0000	0,8380	0,5589	0,3650	0,2618	0,4335	0,2417	0,1614
50	1,0000	0,8368	0,5544	0,3573	0,2473	0,4244	0,2316	0,1505
55	1,0000	0,8010	0,5213	0,3313	0,2321	0,3890	0,2074	0,1368
60	1,0000	0,7761	0,4981	0,3139	0,2218	0,3621	0,1916	0,1271
70	1,0000	0,7402	0,4638	0,2884	0,2040	0,3255	0,1711	0,1130
80	1,0000	0,7201	0,4445	0,2743	0,1915	0,3085	0,1603	0,1053
90	1,0000	0,7082	0,4331	0,2648	0,1822	0,2985	0,1528	0,1004

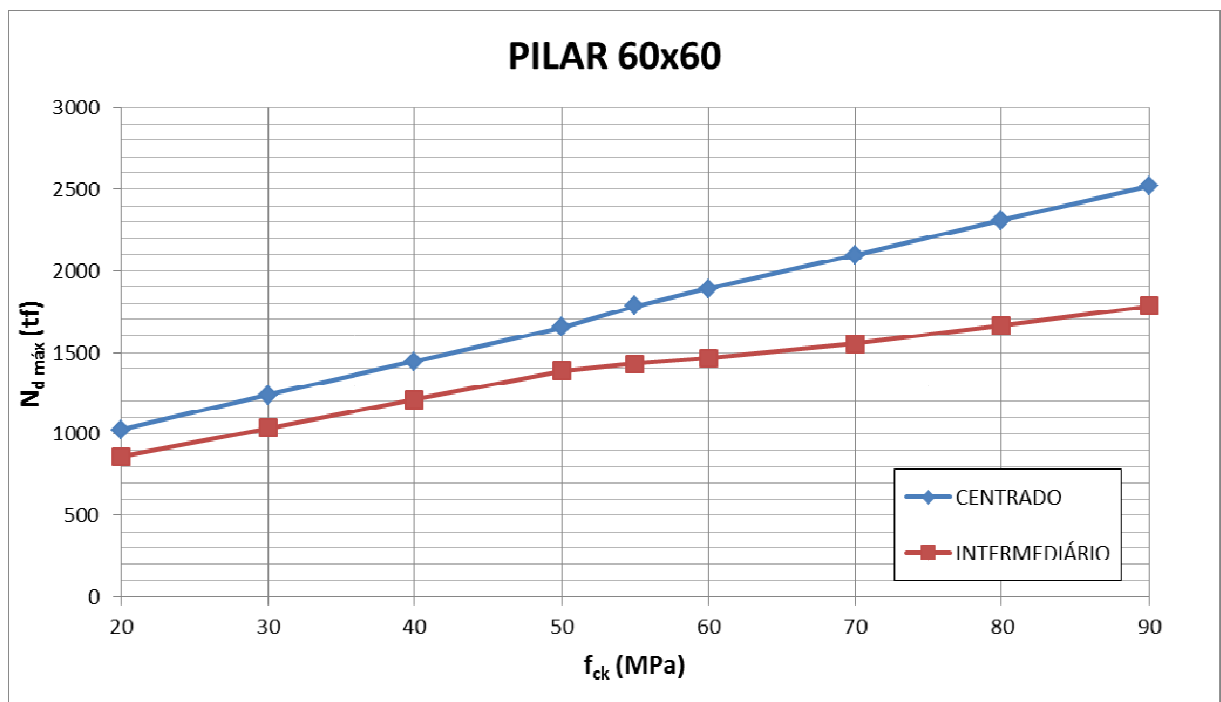
Figura A-9 - Gráfico para o pilar 60x60 cm ($A_s = 12 \times 12,00 \text{ cm}^2$) com carga centrada e como pilar intermediário

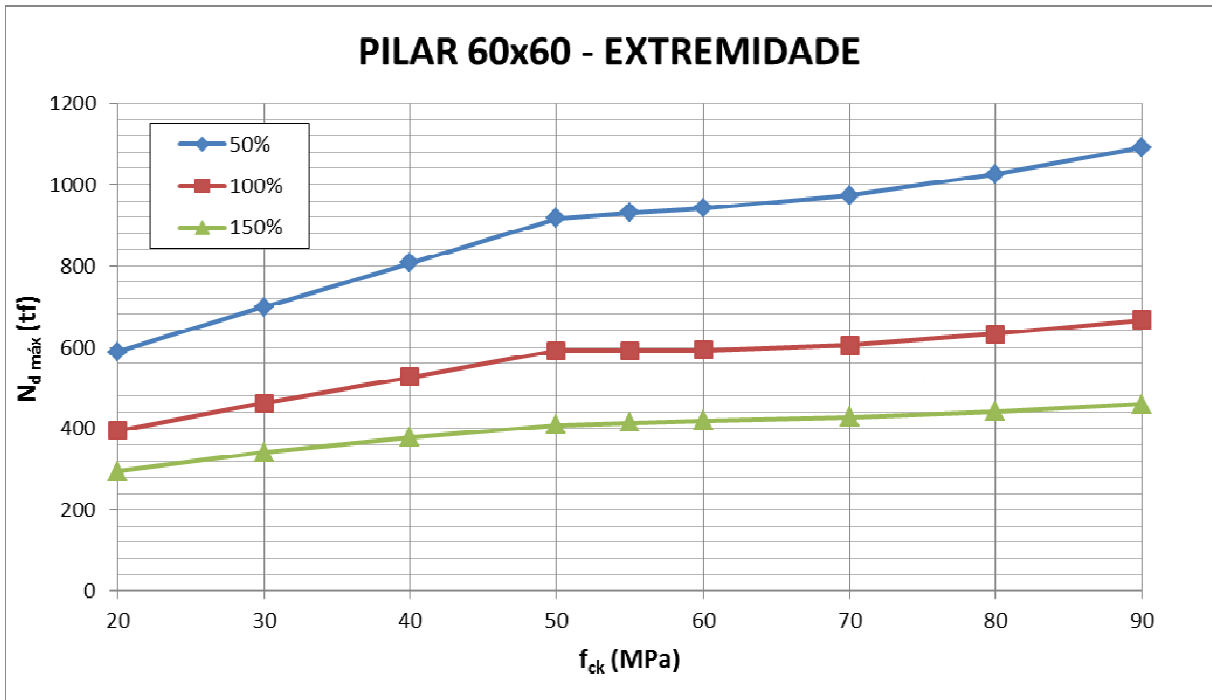
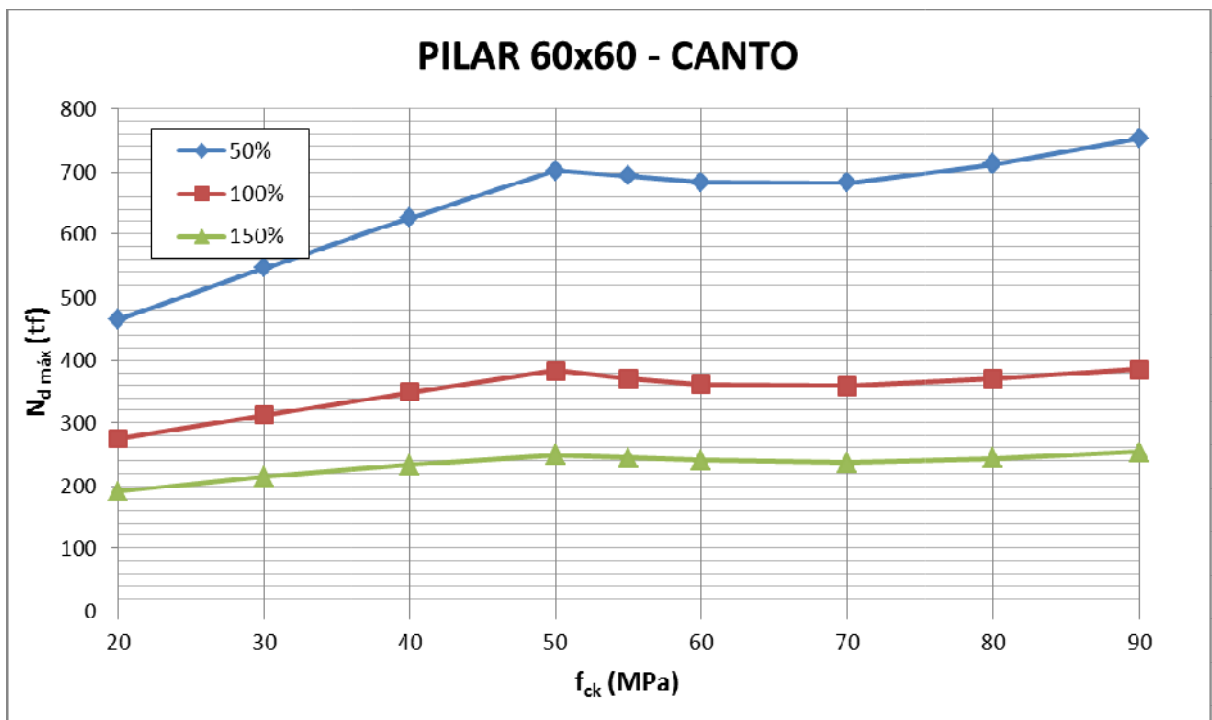
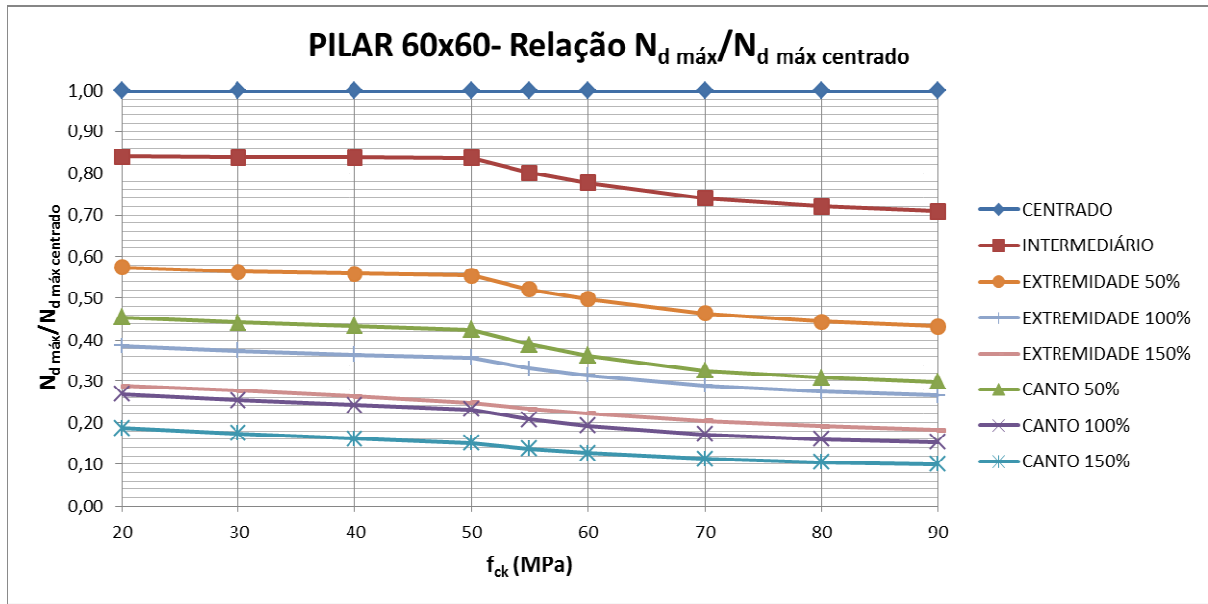
Figura A-10 - Gráfico para o pilar 60x60 cm ($A_s = 12 \times 12,00 \text{ cm}^2$) de extremidadeFigura A-11 - Gráfico para o pilar 60x60 cm ($A_s = 12 \times 12,00 \text{ cm}^2$) de canto

Figura A-12 – Gráfico geral para o pilar 60x60 cm ($A_s = 12 \times 12,00 \text{ cm}^2$)Tabela A-9 – Capacidade resistente do pilar 60 x 60 cm ($A_s = 16 \times 9,00 \text{ cm}^2$)

PILAR 60x60 - $N_{d \text{ máx}}$ (tf) - $A_{s \text{ máx}} = 16 \times 9,00 \text{ cm}^2$								
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 3,30 \text{ cm}$			CANTO		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 3,30 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = 45,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 45,00 \text{ cm}$
20	1025	863	586	395	297	466	273	189
30	1238	1038	696	462	342	546	311	211
40	1444	1213	804	528	379	624	348	230
50	1654	1388	912	591	411	700	378	249
55	1784	1426	928	590	414	690	372	244
60	1889	1465	941	591	418	682	364	239
70	2098	1552	971	602	426	684	359	237
80	2308	1661	1025	630	441	712	370	243
90	2519	1783	1090	664	459	752	385	251

Tabela A-10 – Relação $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ do pilar 60 x 60 cm ($A_s = 16 \times 9,00 \text{ cm}^2$)

PILAR 60x60 - $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ - $A_{s \text{ máx}} = 16 \times 9,00 \text{ cm}^2$								
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 3,30 \text{ cm}$			CANTO		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 3,30 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = 45,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = e_y = 45,00 \text{ cm}$
20	1,0000	0,8420	0,5717	0,3854	0,2898	0,4546	0,2663	0,1844
30	1,0000	0,8384	0,5622	0,3732	0,2763	0,4410	0,2512	0,1704
40	1,0000	0,8400	0,5568	0,3657	0,2625	0,4321	0,2410	0,1593
50	1,0000	0,8392	0,5514	0,3573	0,2485	0,4232	0,2285	0,1505
55	1,0000	0,7993	0,5202	0,3307	0,2321	0,3868	0,2085	0,1368
60	1,0000	0,7755	0,4981	0,3129	0,2213	0,3610	0,1927	0,1265
70	1,0000	0,7398	0,4628	0,2869	0,2031	0,3260	0,1711	0,1130
80	1,0000	0,7197	0,4441	0,2730	0,1911	0,3085	0,1603	0,1053
90	1,0000	0,7078	0,4327	0,2636	0,1822	0,2985	0,1528	0,0996

Figura A-13 - Gráfico para o pilar 60x60 cm ($A_s = 16 \times 9,00 \text{ cm}^2$) com carga centrada e como pilar intermediário

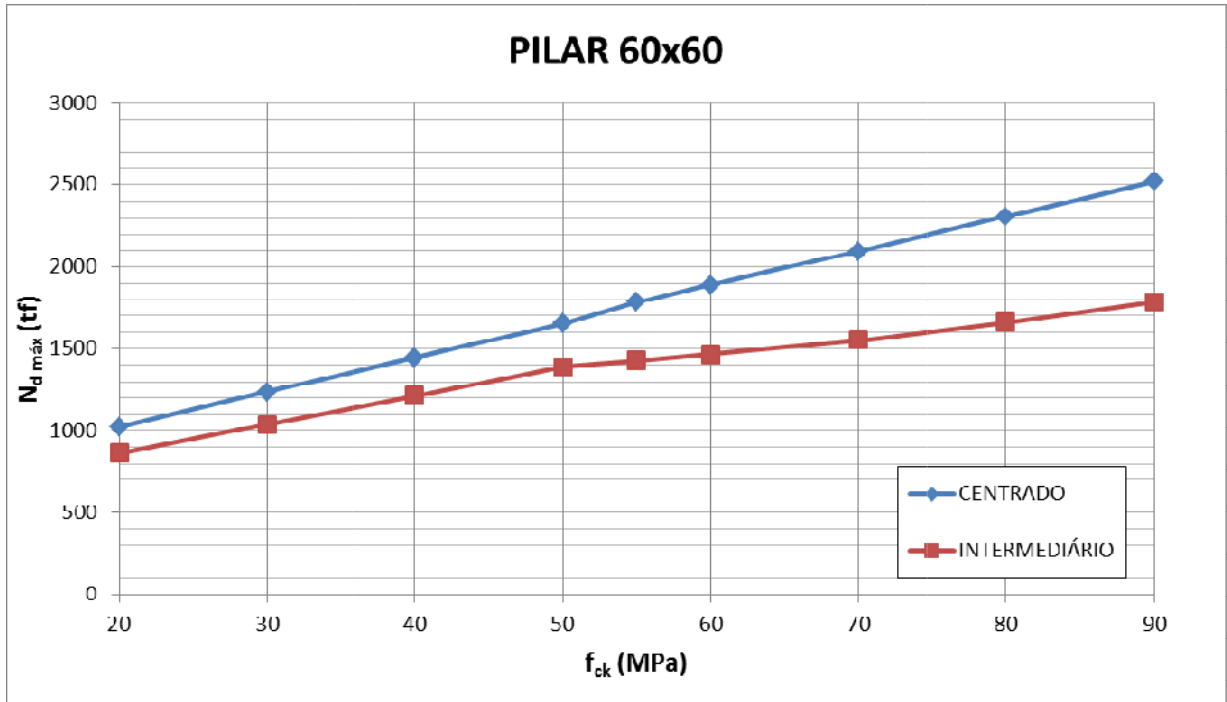


Figura A-14 - Gráfico para o pilar 60x60 cm ($A_s = 16 \times 9,00 \text{ cm}^2$) de extremidade

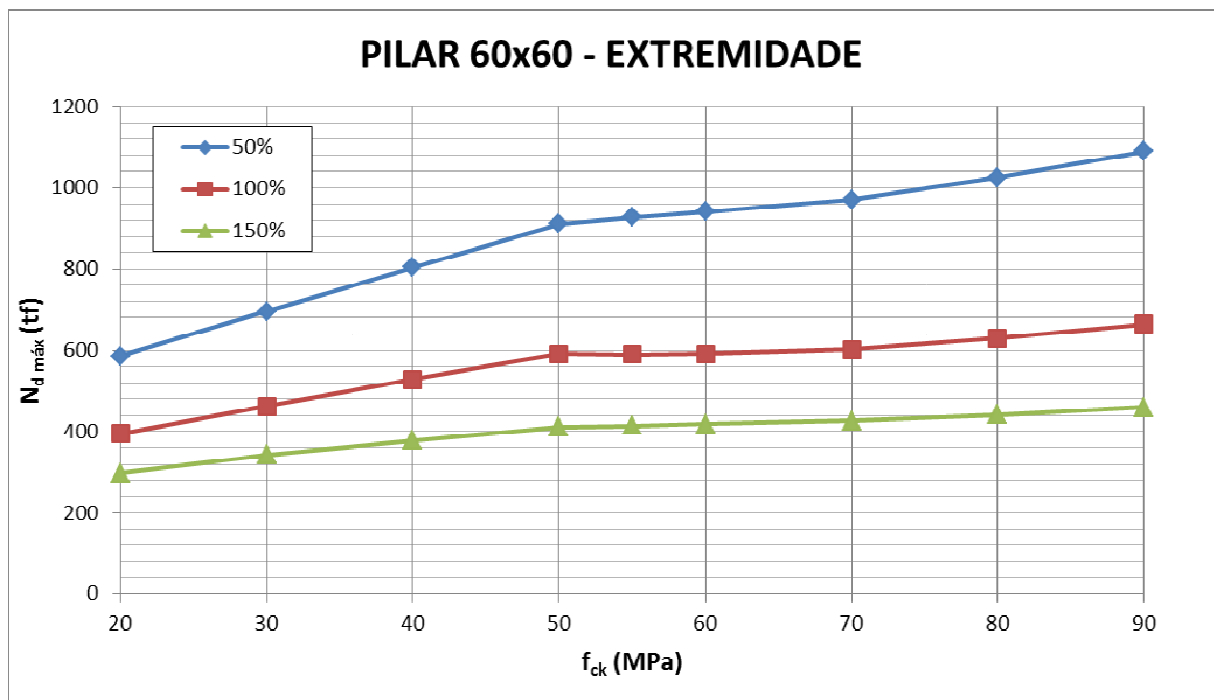
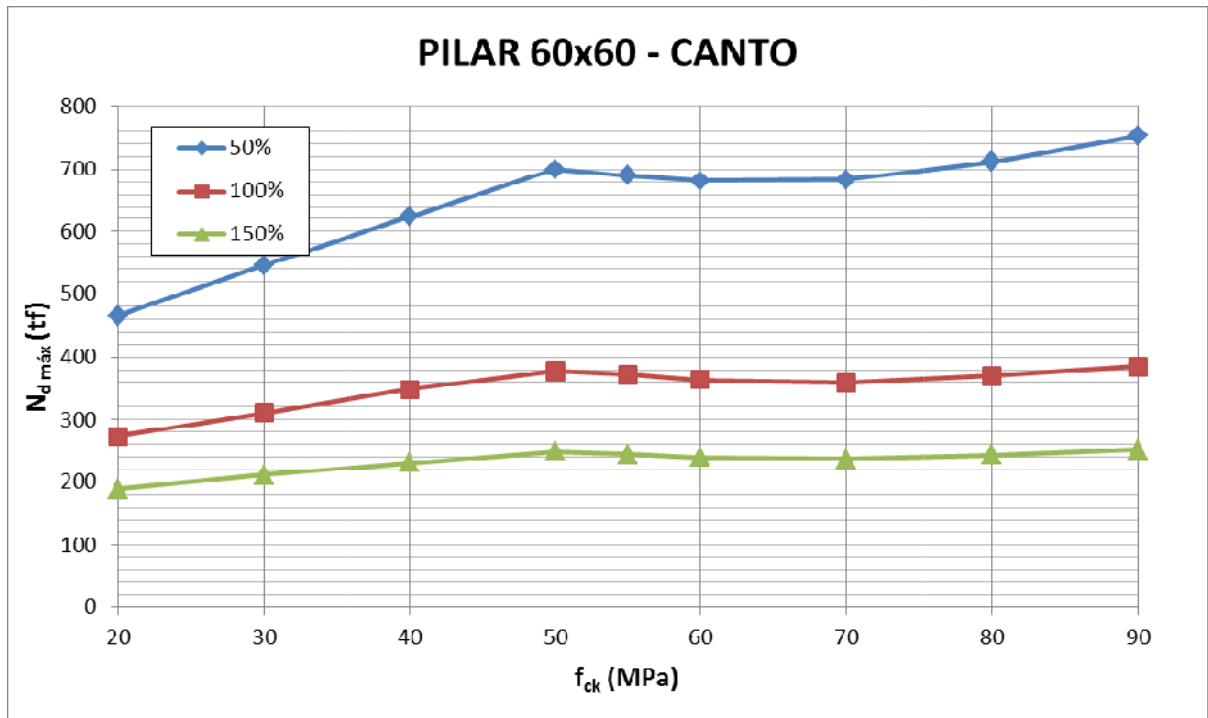
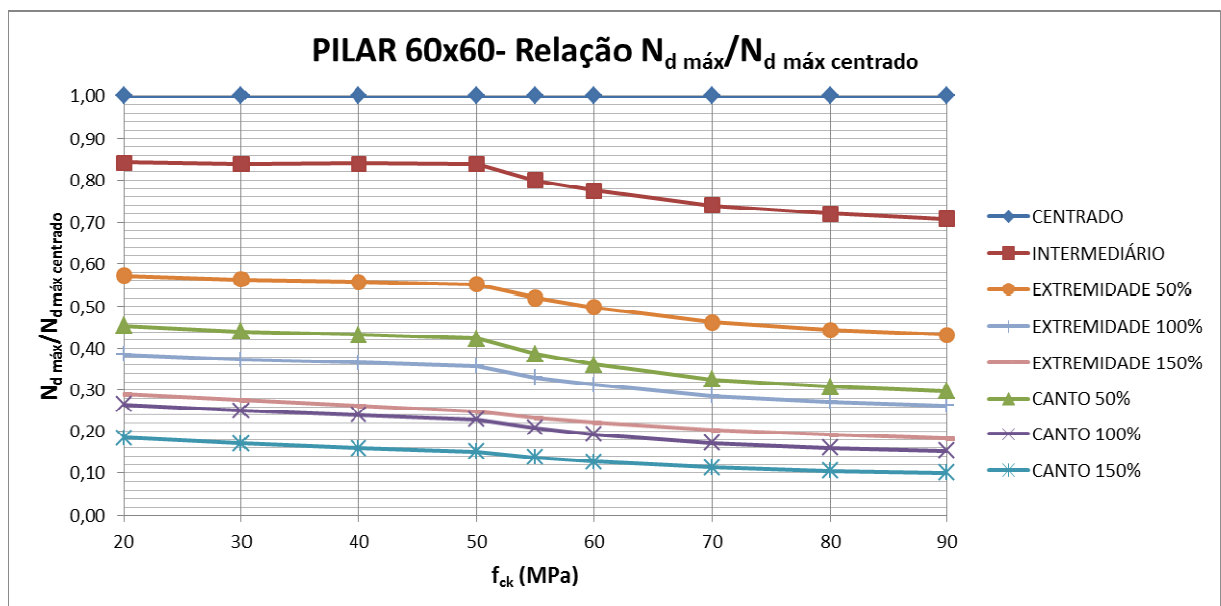


Figura A-15 - Gráfico para o pilar 60x60 cm ($A_s = 16 \times 9,00 \text{ cm}^2$) de cantoFigura A-16 – Gráfico geral para o pilar 60x60 cm ($A_s = 16 \times 9,00 \text{ cm}^2$)

**APÊNDICE B – Planilhas de resultados e gráficos complementares dos
pilares de seção retangular**

Tabela B-1 – Capacidade resistente do pilar 60 x 20 cm ($A_s = 10 \times 4,80 \text{ cm}^2$)

RESUMO - PILAR 60x20 - $N_{d\text{máx}}$ (tf) - $A_s\text{máx} = 10 \times 4,80 \text{ cm}^2$											
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 3,30 \text{ cm}$			EXTREMIDADE - $e_x = 2,10 \text{ cm}$			CANTO		
		$e_x = 2,10 \text{ cm}$ $e_y = 3,30 \text{ cm}$	$e_x = 5,00 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$	$e_y = 15,00 \text{ cm}$	$e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_y = 45,00 \text{ cm}$	$e_x = 5,00 \text{ cm}$ $e_y = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$ $e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$ $e_y = 45,00 \text{ cm}$
20	341	241	169	108	78	163	109	79	127	70	47
30	412	293	203	127	91	196	128	91	151	81	54
40	481	344	237	146	104	228	145	102	175	91	60
50	551	395	271	164	114	260	162	113	198	102	66
55	594	406	274	160	112	258	161	112	195	99	65
60	629	415	276	158	110	259	160	112	193	98	63
70	699	433	283	160	111	264	162	114	194	97	63
80	769	461	300	168	116	279	170	118	203	100	65
90	839	494	321	178	123	298	179	124	216	105	68

Tabela B-2 – Relação $N_{d\text{máx}}/N_{d\text{máx}}\text{ centrado}$ do pilar 60 x 20 cm ($A_s = 10 \times 4,80 \text{ cm}^2$)

RESUMO - PILAR 60x20 - $N_{d\text{máx}}/N_{d\text{máx}}\text{ centrado}$ - $A_s\text{máx} = 10 \times 4,80 \text{ cm}^2$											
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 3,30 \text{ cm}$			EXTREMIDADE - $e_x = 2,10 \text{ cm}$			CANTO		
		$e_x = 2,10 \text{ cm}$ $e_y = 3,30 \text{ cm}$	$e_x = 5,00 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$	$e_y = 15,00 \text{ cm}$	$e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_y = 45,00 \text{ cm}$	$e_x = 5,00 \text{ cm}$ $e_y = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$ $e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$ $e_y = 45,00 \text{ cm}$
20	1,000	0,7067	0,4956	0,3167	0,2287	0,4780	0,3196	0,2317	0,3724	0,2053	0,1378
30	1,000	0,7112	0,4927	0,3083	0,2209	0,4757	0,3107	0,2209	0,3665	0,1966	0,1311
40	1,000	0,7152	0,4927	0,3035	0,2162	0,4740	0,3015	0,2121	0,3638	0,1892	0,1247
50	1,000	0,7169	0,4918	0,2976	0,2069	0,4719	0,2940	0,2051	0,3593	0,1851	0,1198
55	1,000	0,6835	0,4613	0,2694	0,1886	0,4343	0,2710	0,1886	0,3283	0,1667	0,1094
60	1,000	0,6598	0,4388	0,2512	0,1749	0,4118	0,2544	0,1781	0,3068	0,1558	0,1002
70	1,000	0,6195	0,4049	0,2289	0,1588	0,3777	0,2318	0,1631	0,2775	0,1388	0,0901
80	1,000	0,5995	0,3901	0,2185	0,1508	0,3628	0,2211	0,1534	0,2640	0,1300	0,0845
90	1,000	0,5888	0,3826	0,2122	0,1466	0,3552	0,2133	0,1478	0,2574	0,1251	0,0810

Tabela B-3 – Capacidade resistente do pilar 40 x 20 cm ($A_s = 8 \times 4,00 \text{ cm}^2$)

RESUMO - PILAR 40x20 - $N_{d\text{máx}}$ (tf) - $A_s\text{máx} = 8 \times 4,00 \text{ cm}^2$											
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 2,70 \text{ cm}$			EXTREMIDADE - $e_x = 2,10 \text{ cm}$			CANTO		
		$e_x = 2,10 \text{ cm}$ $e_y = 2,70 \text{ cm}$	$e_x = 5,00 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$	$e_y = 10,00 \text{ cm}$	$e_y = 20,00 \text{ cm}$	$e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = 5,00 \text{ cm}$ $e_y = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$ $e_y = 20,00 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$ $e_y = 30,00 \text{ cm}$
20	227	156	110	70	51	71	40	28	82	45	30
30	274	190	132	83	60	84	47	30	98	53	35
40	320	223	155	95	68	97	51	32	114	60	39
50	367	256	177	107	75	109	54	33	130	66	43
55	396	263	178	105	74	106	55	34	128	65	42
60	419	267	179	103	72	105	55	34	127	64	41
70	466	279	183	104	73	106	56	35	127	63	41
80	513	296	194	109	76	112	58	36	133	65	42
90	559	318	207	116	81	119	61	36	141	69	44

Tabela B-4 – Relação $N_{d\text{máx}}/N_{d\text{máx}}\text{ centrado}$ do pilar 40 x 20 cm ($A_s = 8 \times 4,00 \text{ cm}^2$)

RESUMO - PILAR 40x20 - $N_{d\text{máx}}/N_{d\text{máx}}\text{ centrado}$ - $A_s\text{máx} = 8 \times 4,00 \text{ cm}^2$											
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 2,70 \text{ cm}$			EXTREMIDADE - $e_x = 2,10 \text{ cm}$			CANTO		
		$e_x = 2,10 \text{ cm}$ $e_y = 2,70 \text{ cm}$	$e_x = 5,00 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$	$e_y = 10,00 \text{ cm}$	$e_y = 20,00 \text{ cm}$	$e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = 5,00 \text{ cm}$ $e_y = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$ $e_y = 20,00 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$ $e_y = 30,00 \text{ cm}$
20	1,000	0,6872	0,4846	0,3084	0,2247	0,3128	0,1762	0,1233	0,3612	0,1982	0,1322
30	1,000	0,6934	0,4818	0,3029	0,2190	0,3066	0,1715	0,1095	0,3577	0,1934	0,1277
40	1,000	0,6969	0,4844	0,2969	0,2125	0,3031	0,1594	0,1000	0,3563	0,1875	0,1219
50	1,000	0,6975	0,4823	0,2916	0,2044	0,2970	0,1471	0,0899	0,3542	0,1798	0,1172
55	1,000	0,6641	0,4495	0,2652	0,1869	0,2677	0,1389	0,0859	0,3232	0,1641	0,1061
60	1,000	0,6372	0,4272	0,2458	0,1718	0,2506	0,1313	0,0811	0,3031	0,1527	0,0979
70	1,000	0,5987	0,3927	0,2232	0,1567	0,2275	0,1202	0,0751	0,2725	0,1352	0,0880
80	1,000	0,5770	0,3782	0,2125	0,1481	0,2183	0,1131	0,0702	0,2593	0,1267	0,0819
90	1,000	0,5689	0,3703	0,2075	0,1449	0,2129	0,1091	0,0644	0,2522	0,1234	0,0787

Figura B-1 - Gráfico para o pilar 40x20 cm ($A_s = 8 \times 4,00 \text{ cm}^2$) com carga centrada e como pilar intermediário

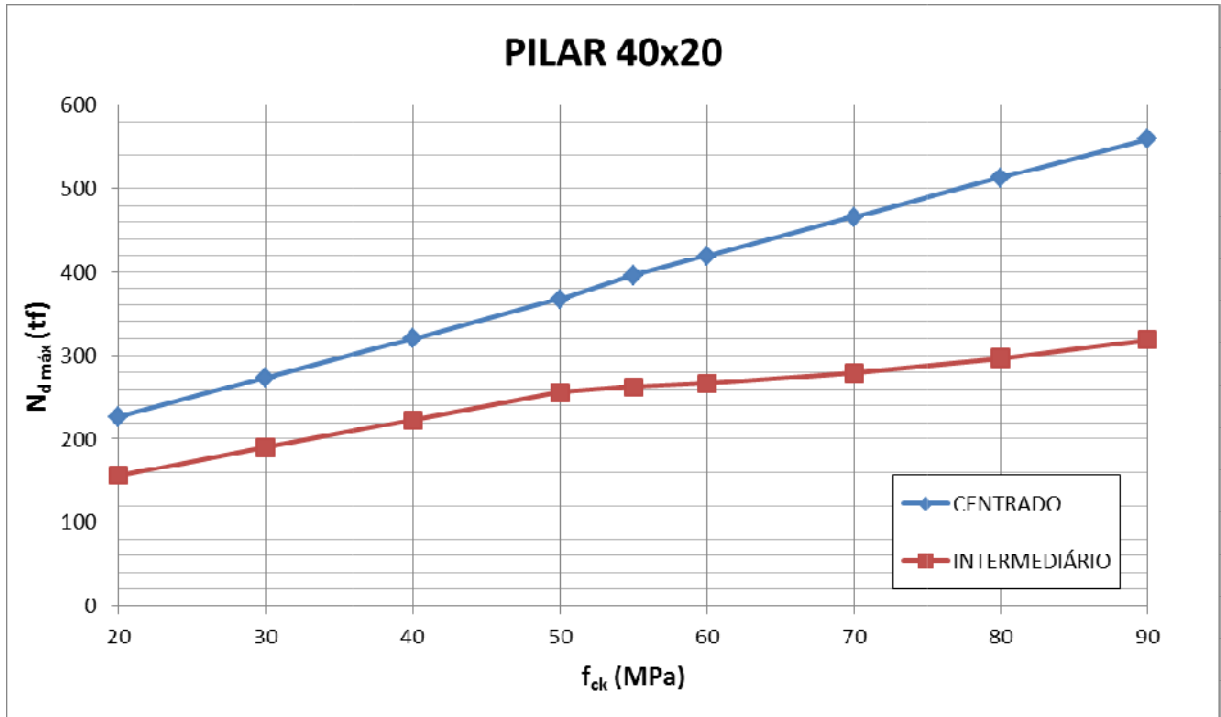


Figura B-2 - Gráfico para o pilar 40x20 cm ($A_s = 8 \times 4,00 \text{ cm}^2$) de extremidade com e_x variável

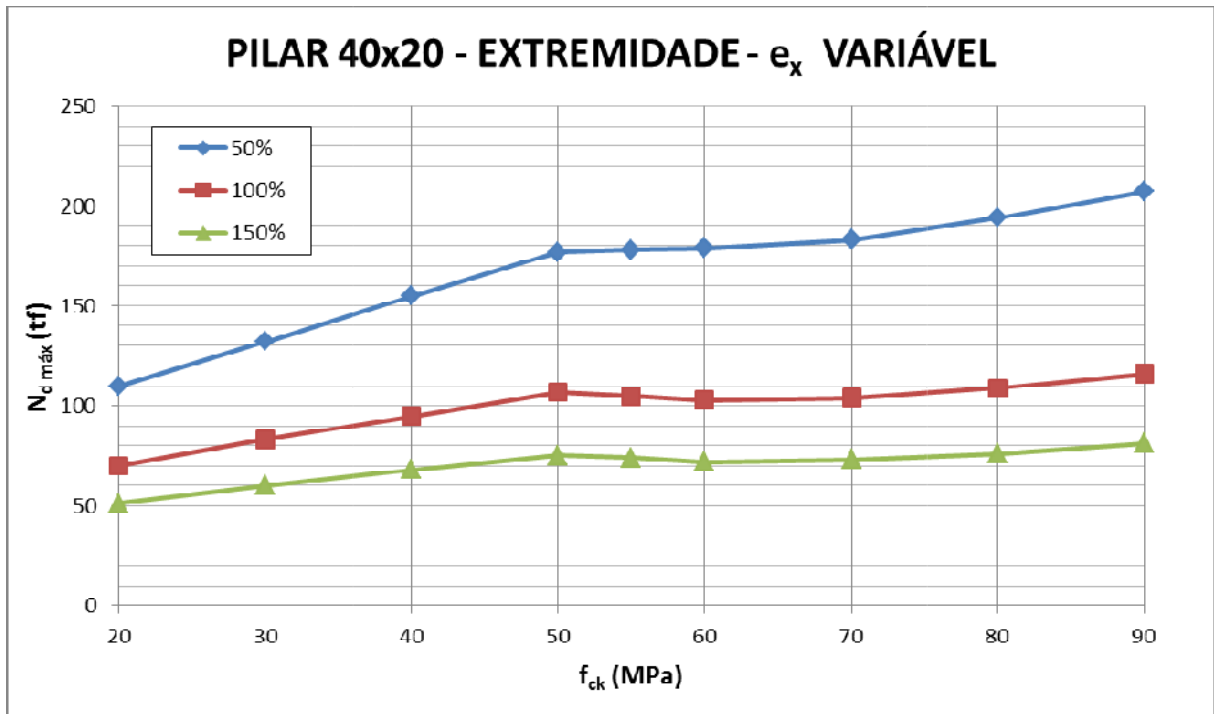


Figura B-3 - Gráfico para o pilar 40 x 20 cm ($A_s = 8 \times 4,00 \text{ cm}^2$) de extremidade com e_y variável

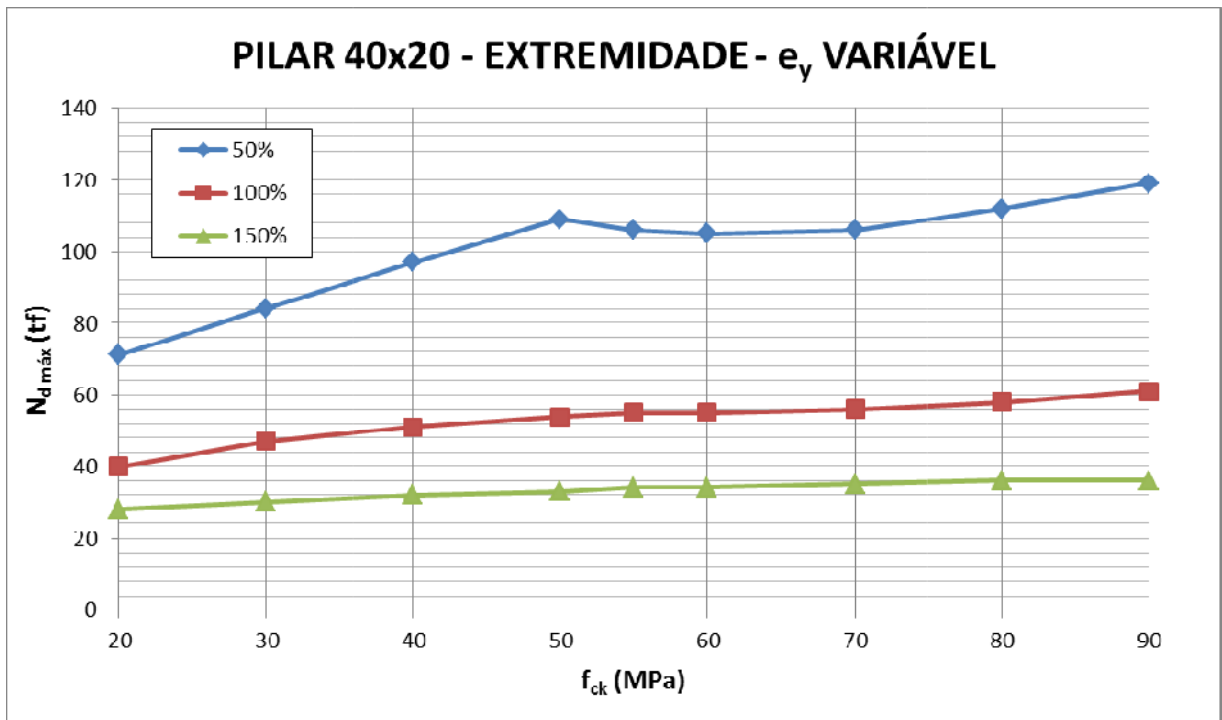


Figura B-4 – Gráfico para o pilar 40 x 20 cm ($A_s = 8 \times 4,00 \text{ cm}^2$) de canto

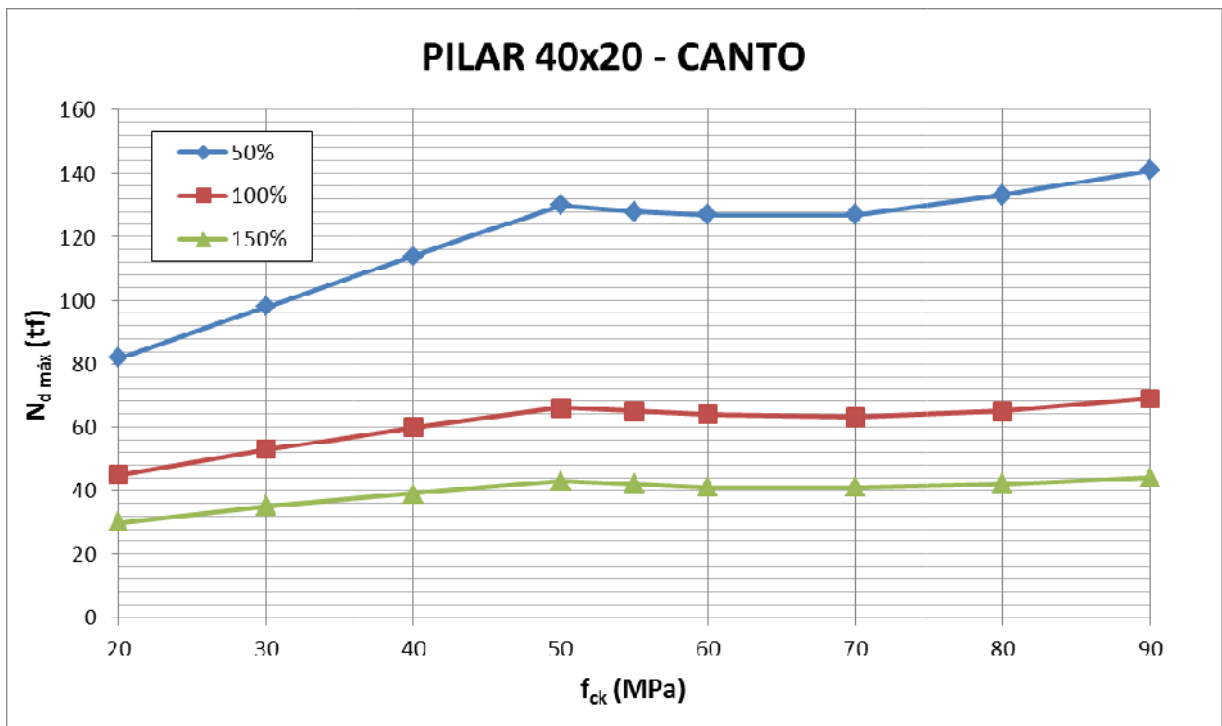


Figura B-5 – Gráfico geral para o pilar 40 x 20 cm ($A_s = 8 \times 4,00 \text{ cm}^2$) – extremidade com e_x variável

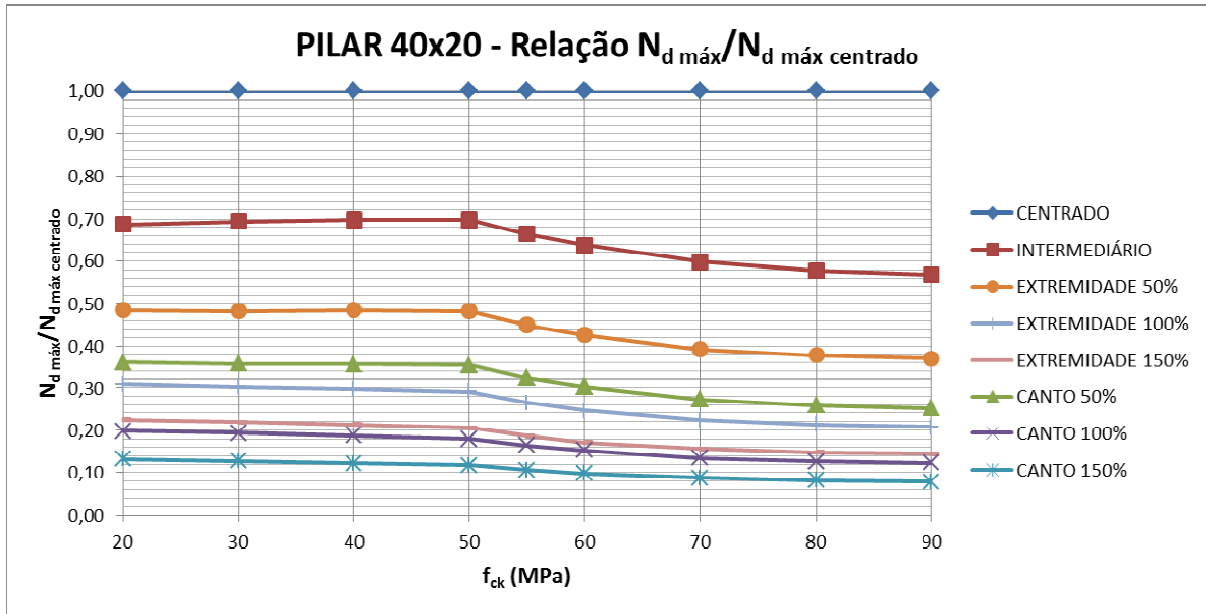


Figura B-6 – Gráfico geral para o pilar 40 x 20 cm ($A_s = 8 \times 4,00 \text{ cm}^2$) – extremidade com e_y variável

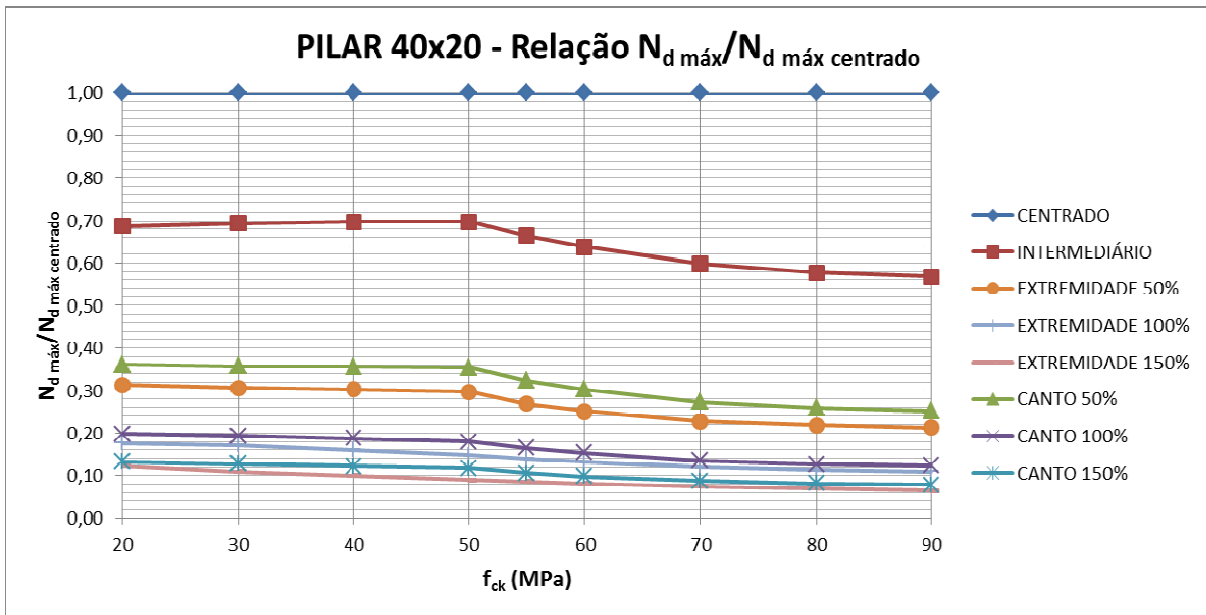


Tabela B-5 – Capacidade resistente do pilar 90 x 20 cm ($A_s = 16 \times 4,50 \text{ cm}^2$)

RESUMO - PILAR 90x20 - $N_{d\text{máx}}$ (tf) - $A_s\text{máx} = 16 \times 4,50 \text{ cm}^2$														
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO				EXTREMIDADE - $e_y = 4,20 \text{ cm}$			EXTREMIDADE - $e_x = 2,10 \text{ cm}$			CANTO		
		$e_x = 2,10 \text{ cm}$ $e_y = 4,20 \text{ cm}$	$e_x = 5,00 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$	$e_y = 22,50 \text{ cm}$	$e_y = 45,00 \text{ cm}$	$e_y = 67,50 \text{ cm}$	$e_x = 5,00 \text{ cm}$ $e_y = 22,50 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$ $e_y = 45,00 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$ $e_y = 67,50 \text{ cm}$			
20	512	366	248	153	109	252	171	128	192	106	72			
30	618	444	300	182	128	302	202	147	229	124	83			
40	722	522	351	209	147	351	230	165	266	140	93			
50	827	599	401	236	161	399	257	180	301	155	102			
55	892	617	406	231	160	399	255	180	296	151	99			
60	944	632	410	229	159	400	253	179	292	148	97			
70	1049	661	422	233	161	407	255	181	293	146	96			
80	1154	704	449	246	169	429	266	188	307	152	99			
90	1259	756	482	262	179	457	281	197	326	159	103			

Tabela B-6 – Relação $N_{d\text{máx}}/N_{d\text{máx}}\text{ centrado}$ do pilar 90 x 20 cm ($A_s = 16 \times 4,50 \text{ cm}^2$)

RESUMO - PILAR 90x20 - $N_{d\text{máx}}/N_{d\text{máx}}\text{ centrado}$ - $A_s\text{máx} = 16 \times 4,50 \text{ cm}^2$														
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO				EXTREMIDADE - $e_y = 4,20 \text{ cm}$			EXTREMIDADE - $e_x = 2,10 \text{ cm}$			CANTO		
		$e_x = 2,10 \text{ cm}$ $e_y = 4,20 \text{ cm}$	$e_x = 5,00 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$	$e_y = 22,50 \text{ cm}$	$e_y = 45,00 \text{ cm}$	$e_y = 67,50 \text{ cm}$	$e_x = 5,00 \text{ cm}$ $e_y = 22,50 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$ $e_y = 45,00 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$ $e_y = 67,50 \text{ cm}$			
20	1,0000	0,7148	0,4844	0,2988	0,2129	0,4922	0,3340	0,2500	0,3750	0,2070	0,1406			
30	1,0000	0,7184	0,4854	0,2945	0,2071	0,4887	0,3269	0,2379	0,3706	0,2006	0,1343			
40	1,0000	0,7230	0,4861	0,2895	0,2036	0,4861	0,3186	0,2285	0,3684	0,1939	0,1288			
50	1,0000	0,7243	0,4849	0,2854	0,1947	0,4825	0,3108	0,2177	0,3640	0,1874	0,1233			
55	1,0000	0,6917	0,4552	0,2590	0,1794	0,4473	0,2859	0,2018	0,3318	0,1693	0,1110			
60	1,0000	0,6695	0,4343	0,2426	0,1684	0,4237	0,2680	0,1896	0,3093	0,1568	0,1028			
70	1,0000	0,6301	0,4023	0,2221	0,1535	0,3880	0,2431	0,1725	0,2793	0,1392	0,0915			
80	1,0000	0,6101	0,3891	0,2132	0,1464	0,3718	0,2305	0,1629	0,2660	0,1317	0,0858			
90	1,0000	0,6005	0,3828	0,2081	0,1422	0,3630	0,2232	0,1565	0,2589	0,1263	0,0818			

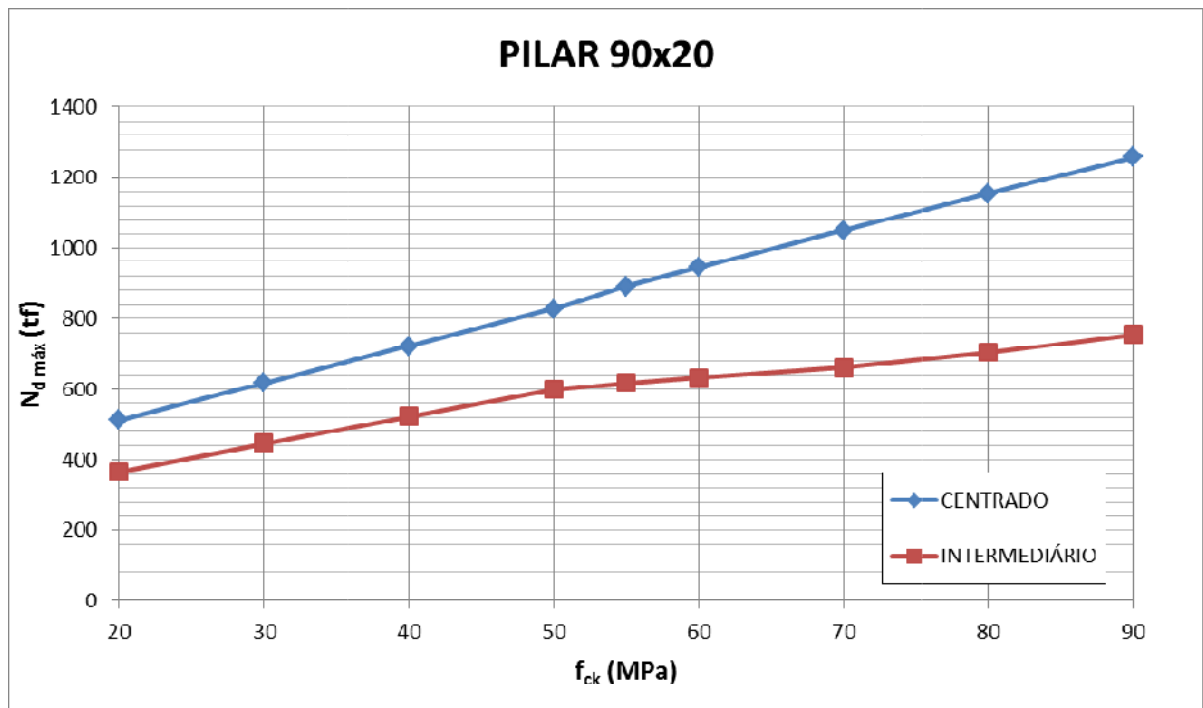
Figura B-7 - Gráfico para o pilar 90 x 20 cm ($A_s = 16 \times 4,50 \text{ cm}^2$) com carga centrada e como pilar intermediário

Figura B-8 - Gráfico para o pilar 90 x 20 cm ($A_s = 16 \times 4,50 \text{ cm}^2$) de extremidade com e_x variável

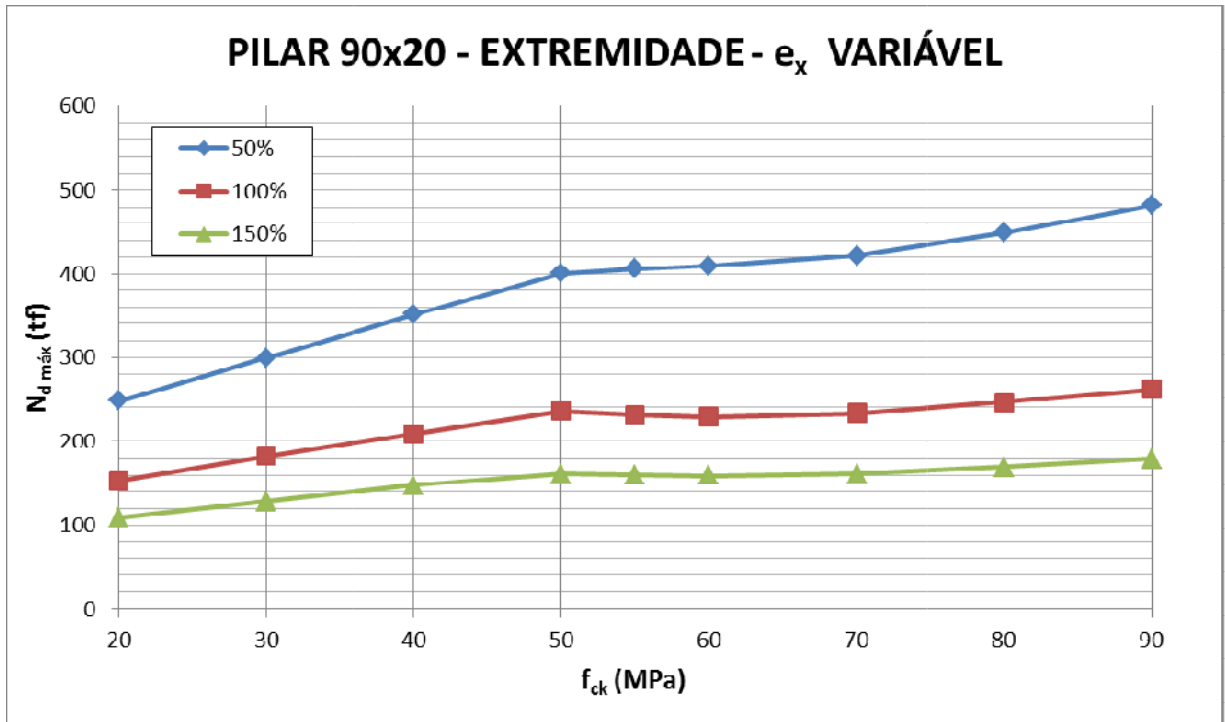


Figura B-9 - Gráfico para o pilar 90x20 cm ($A_s = 16 \times 4,50 \text{ cm}^2$) de extremidade com e_y variável

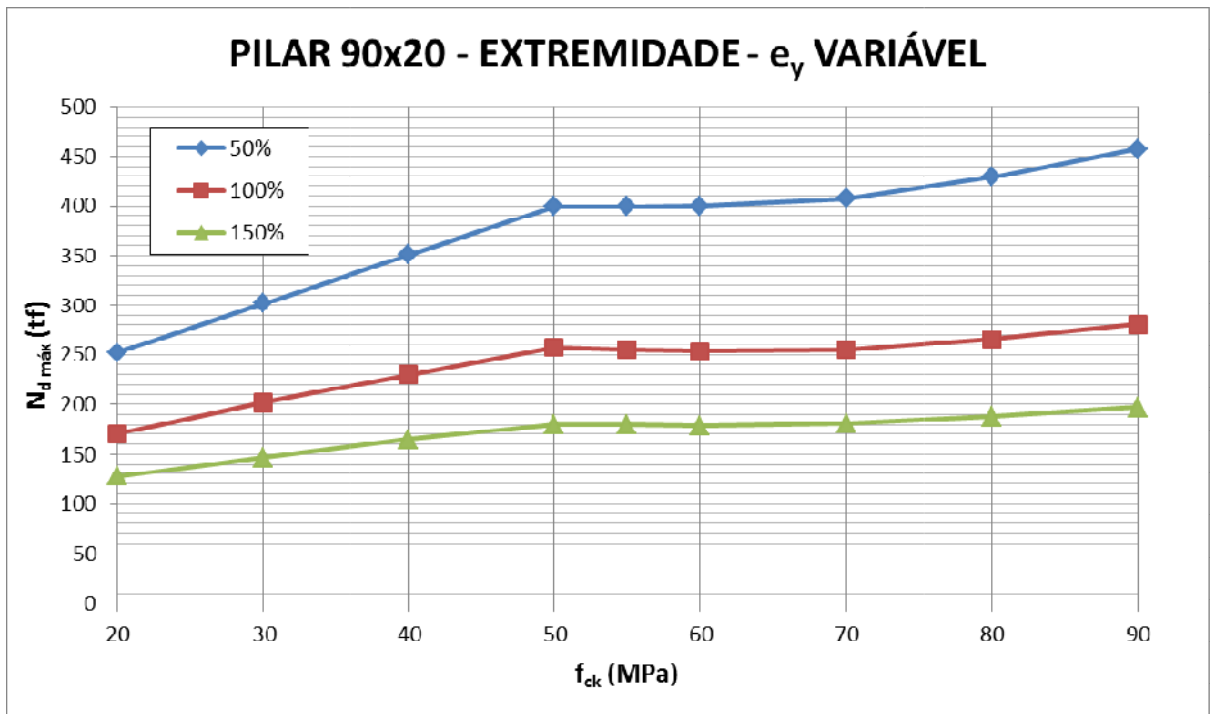


Figura B-10 – Gráfico para o pilar 90x20 cm ($A_s = 16 \times 4,50 \text{ cm}^2$) de canto

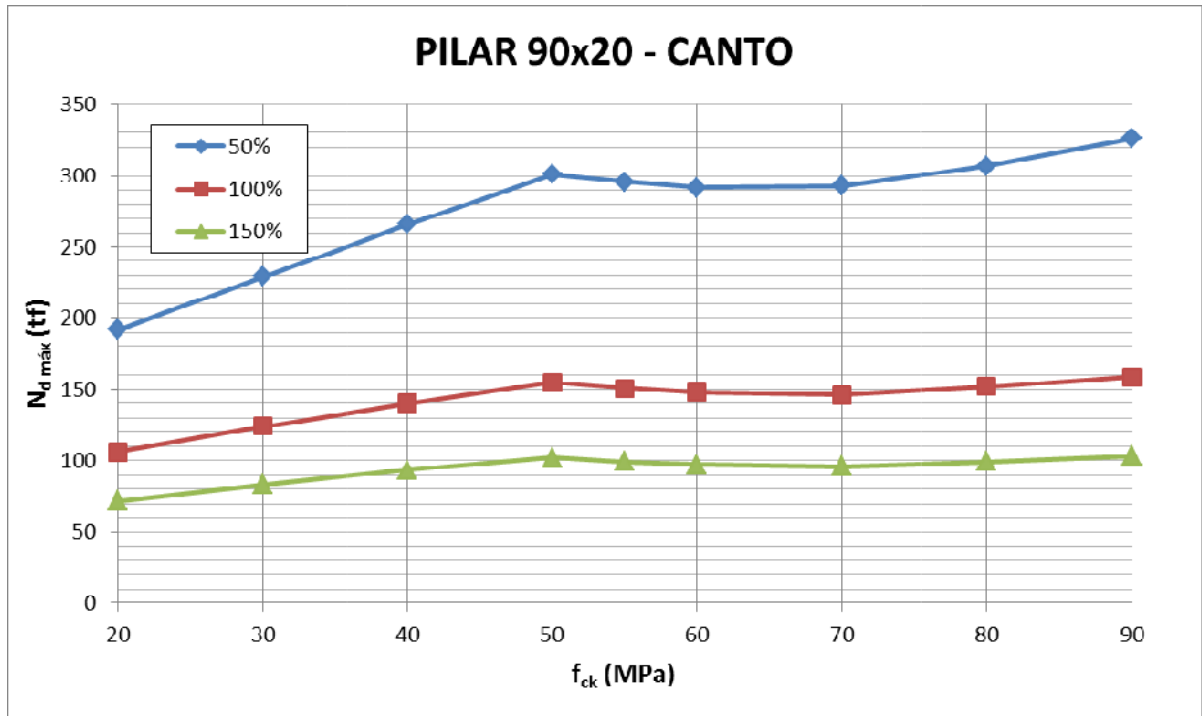


Figura B-11 – Gráfico geral para o pilar 90x20 cm ($A_s = 16 \times 4,50 \text{ cm}^2$) – extremidade com e_x variável

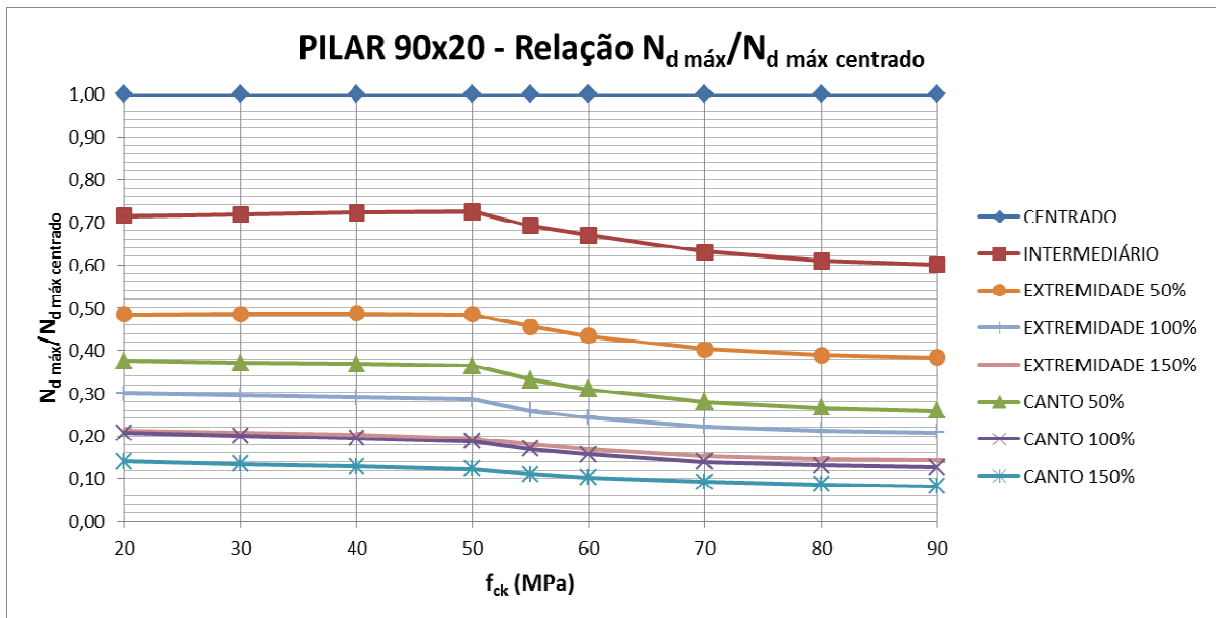


Figura B-12 – Gráfico geral para o pilar 90 x 20 cm ($A_s = 16 \times 4,50 \text{ cm}^2$) – extremidade com e_y variável

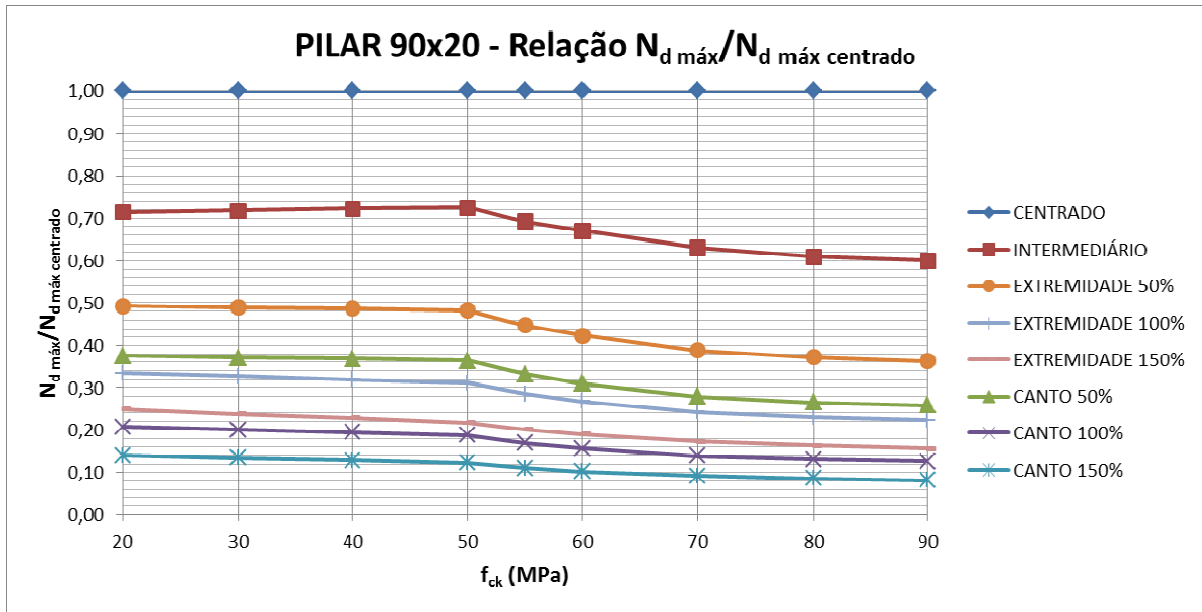


Tabela B-7 – Capacidade resistente do pilar 60 x 40 cm ($A_s = 10 \times 9,60 \text{ cm}^2$)

RESUMO - PILAR 60x40 - $N_{d \text{ máx}} (tf) - A_s \text{ máx} = 10 \times 9,60 \text{ cm}^2$												
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO		EXTREMIDADE - $e_y = 3,30\text{cm}$			EXTREMIDADE - $e_x = 2,70\text{cm}$			CANTO		
		$e_x = 2,70\text{cm}$ $e_y = 3,30\text{cm}$	$e_x = 10,00\text{cm}$	$e_x = 20,00\text{cm}$	$e_x = 30,00\text{cm}$	$e_y = 15,00\text{cm}$	$e_y = 30,00\text{cm}$	$e_y = 45,00\text{cm}$	$e_x = 10,00\text{cm}$ $e_y = 15,00\text{cm}$	$e_x = 20,00\text{cm}$ $e_y = 30,00\text{cm}$	$e_x = 30,00\text{cm}$ $e_y = 45,00\text{cm}$	
20	683	559	385	257	193	380	252	187	303	175	119	
30	824	672	458	302	224	452	295	215	355	199	134	
40	962	784	530	345	251	523	337	238	407	221	148	
50	1102	896	602	387	274	593	376	258	457	242	159	
55	1189	925	611	387	276	598	377	261	448	235	156	
60	1259	947	619	388	278	602	377	263	441	232	153	
70	1398	995	639	395	283	621	384	269	442	230	151	
80	1539	1063	675	413	293	654	401	278	462	238	155	
90	1679	1141	719	436	304	696	423	289	488	248	162	

Tabela B-8 – Relação $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ do pilar 60 x 40 cm ($A_s = 10 \times 9,60 \text{ cm}^2$)

RESUMO - PILAR 60x40 - $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}} - A_s \text{ máx} = 10 \times 9,60 \text{ cm}^2$												
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO		EXTREMIDADE - $e_y = 3,30\text{cm}$			EXTREMIDADE - $e_x = 2,70\text{cm}$			CANTO		
		$e_x = 2,70\text{cm}$ $e_y = 3,30\text{cm}$	$e_x = 10,00\text{cm}$	$e_x = 20,00\text{cm}$	$e_x = 30,00\text{cm}$	$e_y = 15,00\text{cm}$	$e_y = 30,00\text{cm}$	$e_y = 45,00\text{cm}$	$e_x = 10,00\text{cm}$ $e_y = 15,00\text{cm}$	$e_x = 20,00\text{cm}$ $e_y = 30,00\text{cm}$	$e_x = 30,00\text{cm}$ $e_y = 45,00\text{cm}$	
20	1,0000	0,8184	0,5637	0,3763	0,2826	0,5564	0,3690	0,2738	0,4436	0,2562	0,1742	
30	1,0000	0,8155	0,5558	0,3665	0,2718	0,5485	0,3580	0,2609	0,4308	0,2415	0,1626	
40	1,0000	0,8150	0,5509	0,3586	0,2609	0,5437	0,3503	0,2474	0,4231	0,2297	0,1538	
50	1,0000	0,8131	0,5463	0,3512	0,2486	0,5381	0,3412	0,2341	0,4147	0,2196	0,1443	
55	1,0000	0,7780	0,5139	0,3255	0,2321	0,5029	0,3171	0,2195	0,3768	0,1976	0,1312	
60	1,0000	0,7522	0,4917	0,3082	0,2208	0,4782	0,2994	0,2089	0,3503	0,1843	0,1215	
70	1,0000	0,7117	0,4571	0,2825	0,2024	0,4442	0,2747	0,1924	0,3162	0,1645	0,1080	
80	1,0000	0,6907	0,4386	0,2684	0,1904	0,4250	0,2606	0,1806	0,3002	0,1546	0,1007	
90	1,0000	0,6796	0,4282	0,2597	0,1811	0,4145	0,2519	0,1721	0,2906	0,1477	0,0965	

Figura B-13 - Gráfico para o pilar 60 x 40 cm ($A_s = 10 \times 9,60 \text{ cm}^2$) com carga centrada e como pilar intermediário

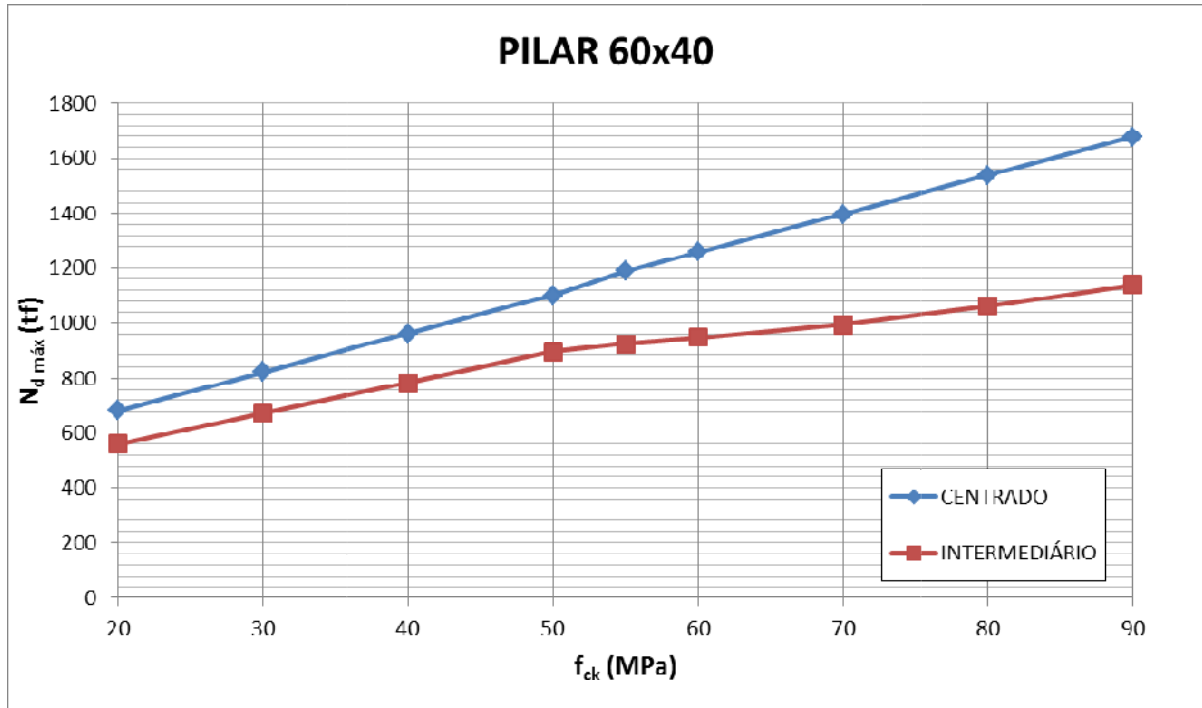


Figura B-14 - Gráfico para o pilar 60 x 40 cm ($A_s = 10 \times 9,60 \text{ cm}^2$) de extremidade com e_x variável

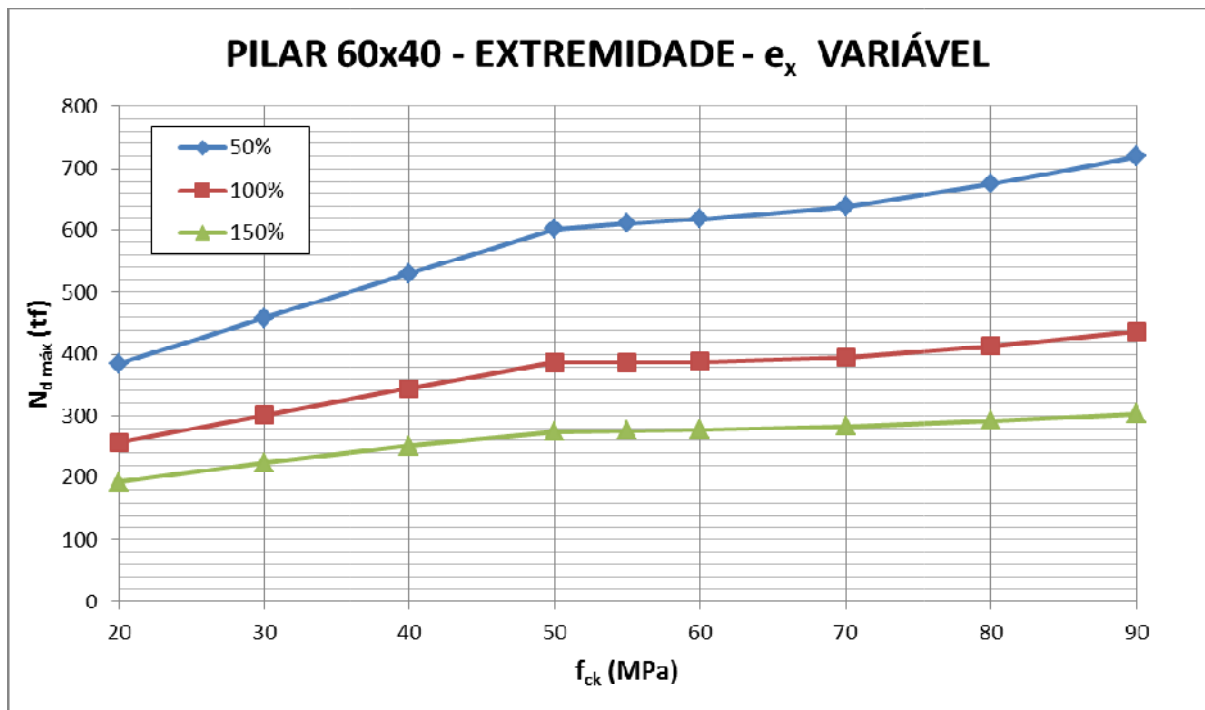


Figura B-15 - Gráfico para o pilar 60 x 40 cm ($A_s = 10 \times 9,60 \text{ cm}^2$) de extremidade com e_y variável

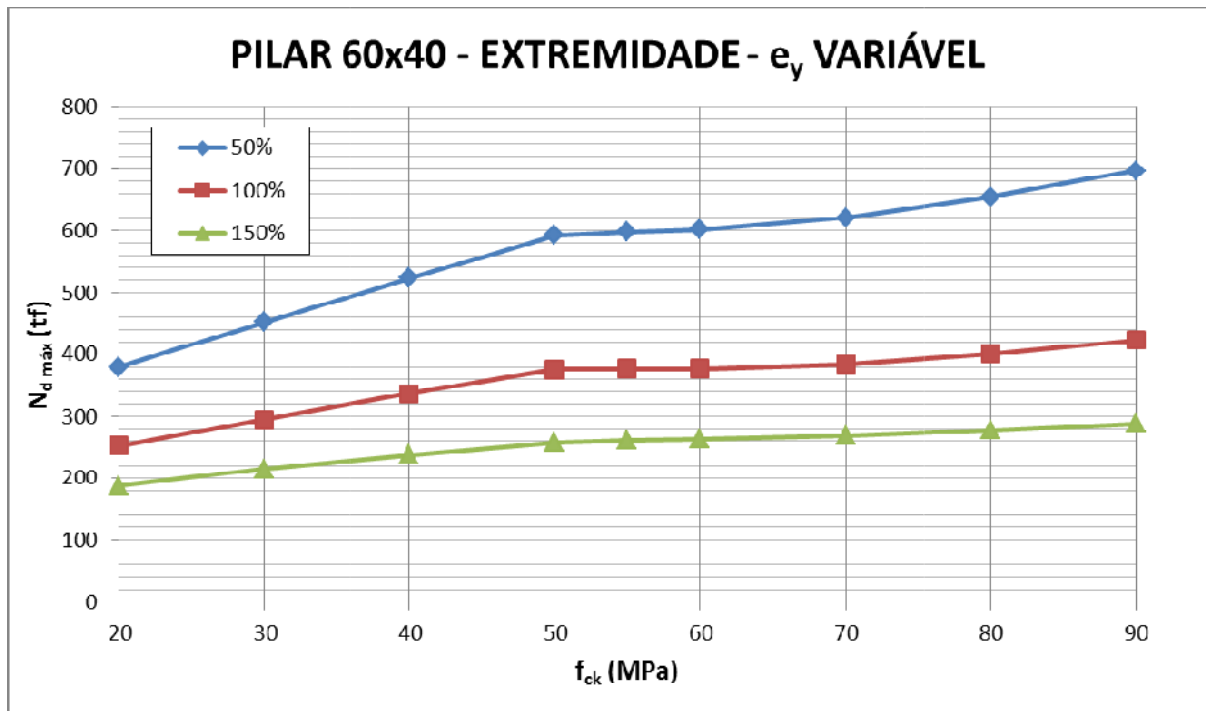


Figura B-16 – Gráfico para o pilar 60 x 40 cm ($A_s = 10 \times 9,60 \text{ cm}^2$) de canto

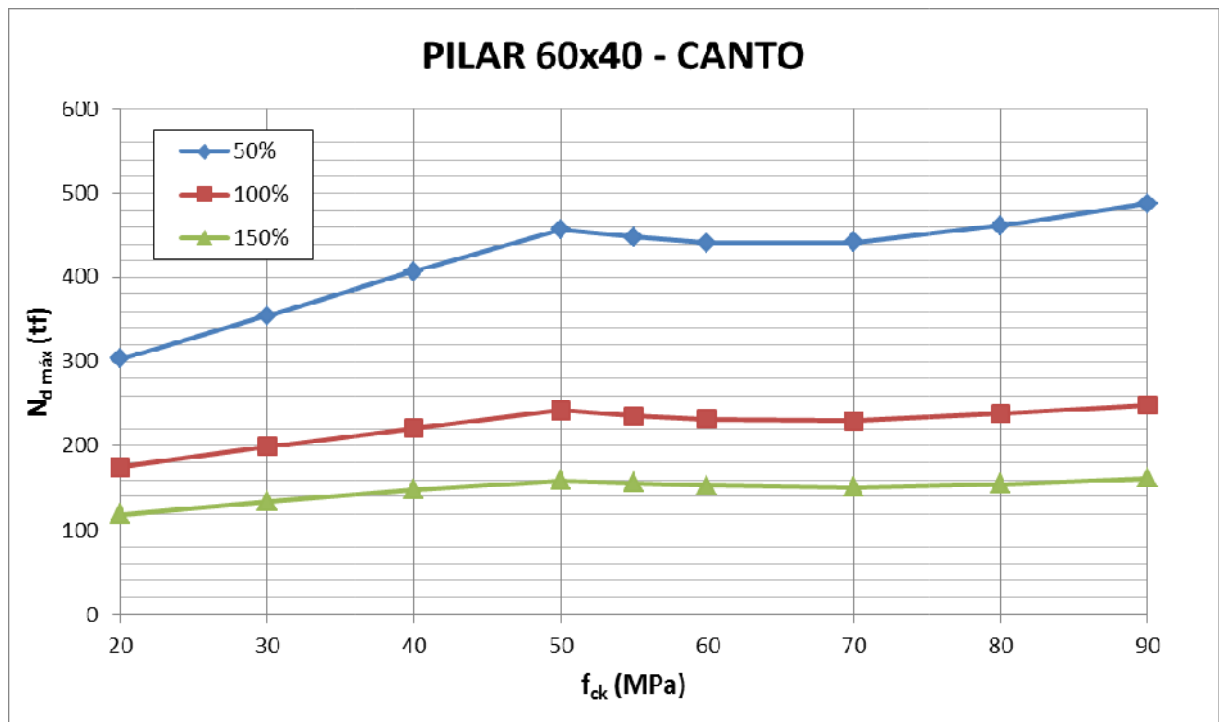


Figura B-17 – Gráfico geral para o pilar 60 x 40 cm ($A_s = 10 \times 9,60 \text{ cm}^2$) – extremidade com e_x variável

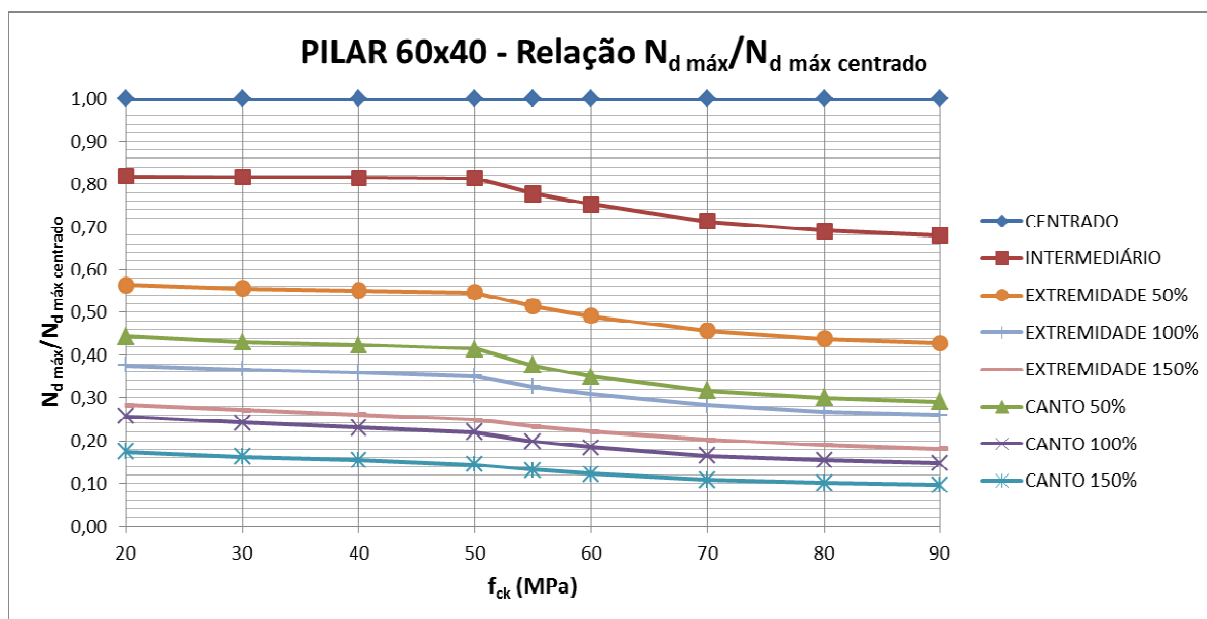


Figura B-18 – Gráfico geral para o pilar 60 x 40 cm ($A_s = 10 \times 9,60 \text{ cm}^2$) – extremidade com e_y variável

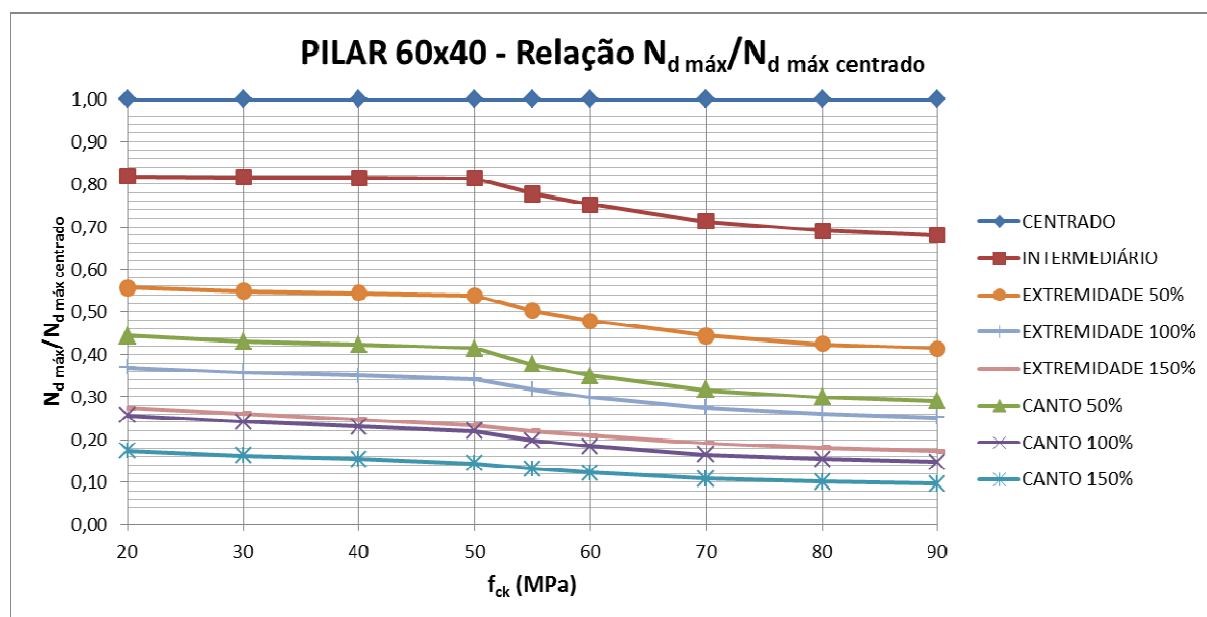


Tabela B-9 – Capacidade resistente do pilar 60 x 40 cm ($A_s = 16 \times 6,00 \text{ cm}^2$)

RESUMO - PILAR 60x40 - $N_{d \text{ máx}}$ (tf) - $A_s \text{ máx} = 16 \times 6,00 \text{ cm}^2$														
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO				EXTREMIDADE - $e_y = 3,30 \text{ cm}$			EXTREMIDADE - $e_x = 2,70 \text{ cm}$			CANTO		
		$e_x = 2,70 \text{ cm}$ $e_y = 3,30 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 20,00 \text{ cm}$	$e_x = 30,00 \text{ cm}$	$e_y = 15,00 \text{ cm}$	$e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_y = 45,00 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$ $e_y = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = 20,00 \text{ cm}$ $e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = 30,00 \text{ cm}$ $e_y = 45,00 \text{ cm}$			
20	683	558	383	255	191	373	247	183	297	172	119			
30	824	670	457	300	222	444	290	210	350	197	133			
40	962	782	529	343	248	513	331	233	400	220	146			
50	1102	895	600	384	270	583	370	254	450	241	157			
55	1189	922	608	384	273	590	370	256	443	236	154			
60	1259	943	615	385	275	597	369	257	438	229	151			
70	1398	993	635	391	279	613	375	262	437	227	150			
80	1539	1062	670	409	289	647	392	271	456	234	154			
90	1679	1138	713	432	300	688	414	283	482	244	160			

Tabela B-10 – Relação $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ do pilar 60 x 40 cm ($A_s = 16 \times 6,00 \text{ cm}^2$)

RESUMO - PILAR 60x40 - $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ - $A_s \text{ máx} = 16 \times 6,00 \text{ cm}^2$														
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO				EXTREMIDADE - $e_y = 3,30 \text{ cm}$			EXTREMIDADE - $e_x = 2,70 \text{ cm}$			CANTO		
		$e_x = 2,70 \text{ cm}$ $e_y = 3,30 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$	$e_x = 20,00 \text{ cm}$	$e_x = 30,00 \text{ cm}$	$e_y = 15,00 \text{ cm}$	$e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_y = 45,00 \text{ cm}$	$e_x = 10,00 \text{ cm}$ $e_y = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = 20,00 \text{ cm}$ $e_y = 30,00 \text{ cm}$	$e_x = 30,00 \text{ cm}$ $e_y = 45,00 \text{ cm}$			
20	1,0000	0,8170	0,5608	0,3734	0,2796	0,5461	0,3616	0,2679	0,4348	0,2518	0,1742			
30	1,0000	0,8131	0,5546	0,3641	0,2694	0,5388	0,3519	0,2549	0,4248	0,2391	0,1614			
40	1,0000	0,8129	0,5499	0,3565	0,2578	0,5333	0,3441	0,2422	0,4158	0,2287	0,1518			
50	1,0000	0,8122	0,5445	0,3485	0,2450	0,5290	0,3358	0,2305	0,4083	0,2187	0,1425			
55	1,0000	0,7754	0,5114	0,3230	0,2296	0,4962	0,3112	0,2153	0,3726	0,1985	0,1295			
60	1,0000	0,7490	0,4885	0,3058	0,2184	0,4742	0,2931	0,2041	0,3479	0,1819	0,1199			
70	1,0000	0,7103	0,4542	0,2797	0,1996	0,4385	0,2682	0,1874	0,3126	0,1624	0,1073			
80	1,0000	0,6901	0,4353	0,2658	0,1878	0,4204	0,2547	0,1761	0,2963	0,1520	0,1001			
90	1,0000	0,6778	0,4247	0,2573	0,1787	0,4098	0,2466	0,1686	0,2871	0,1453	0,0953			

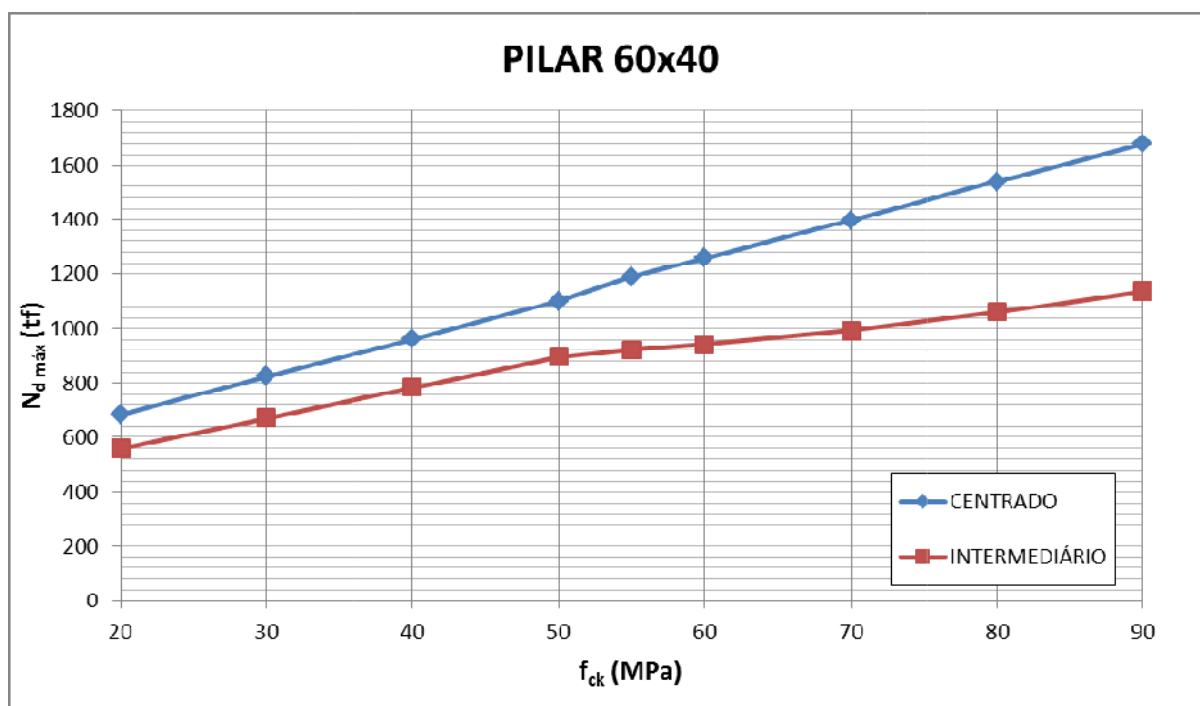
Figura B-19 - Gráfico para o pilar 60 x 40 cm ($A_s = 16 \times 6,00 \text{ cm}^2$) com carga centrada e como pilar intermediário

Figura B-20 - Gráfico para o pilar 60 x 40 cm ($A_s = 16 \times 6,00 \text{ cm}^2$) de extremidade com e_x variável

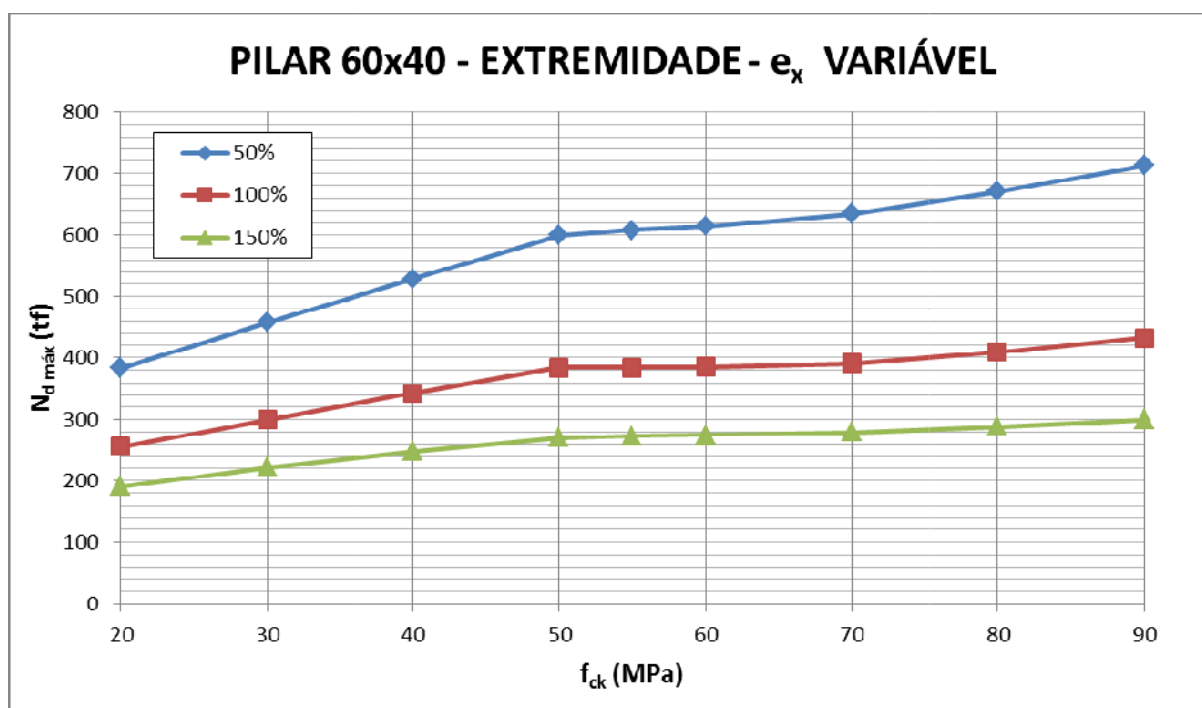


Figura B-21 - Gráfico para o pilar 60 x 40 cm ($A_s = 16 \times 6,00 \text{ cm}^2$) de extremidade com e_y variável

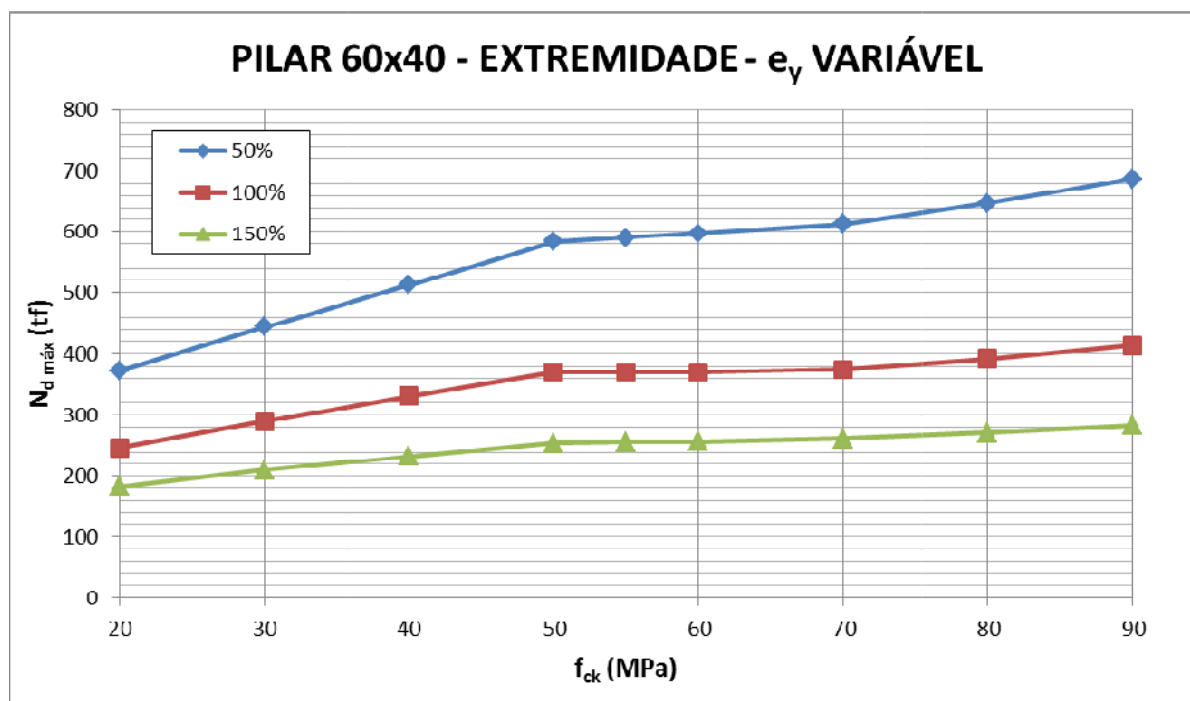


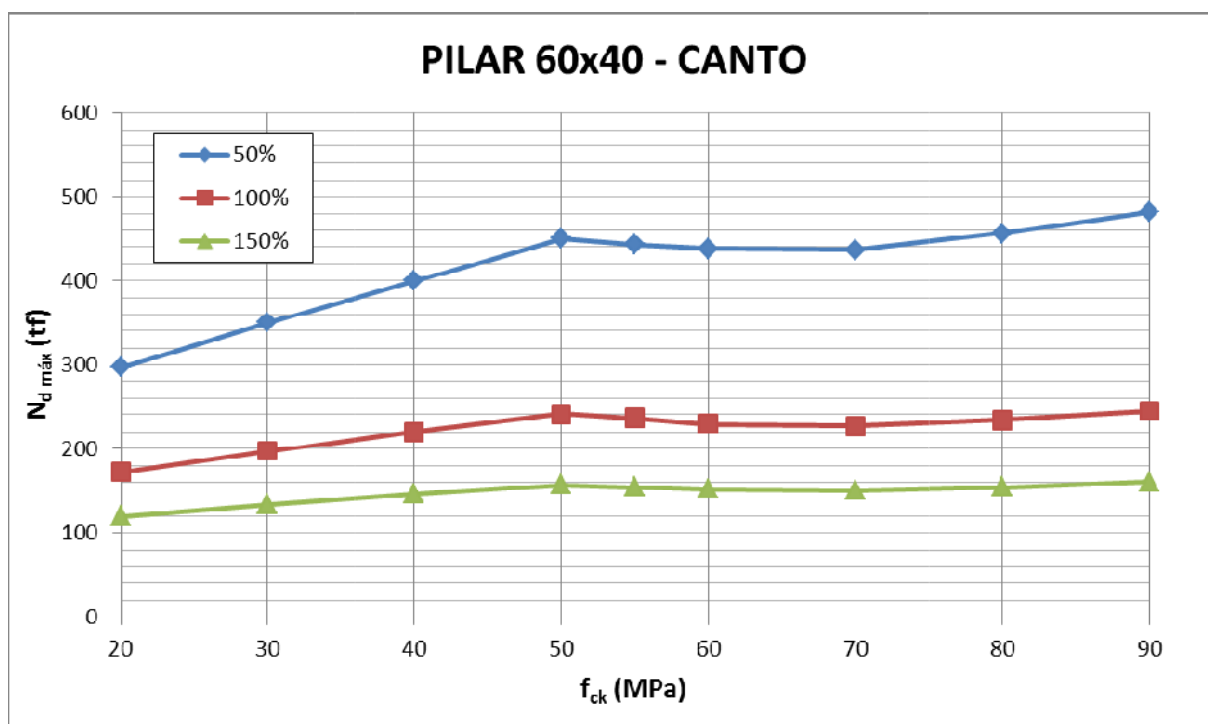
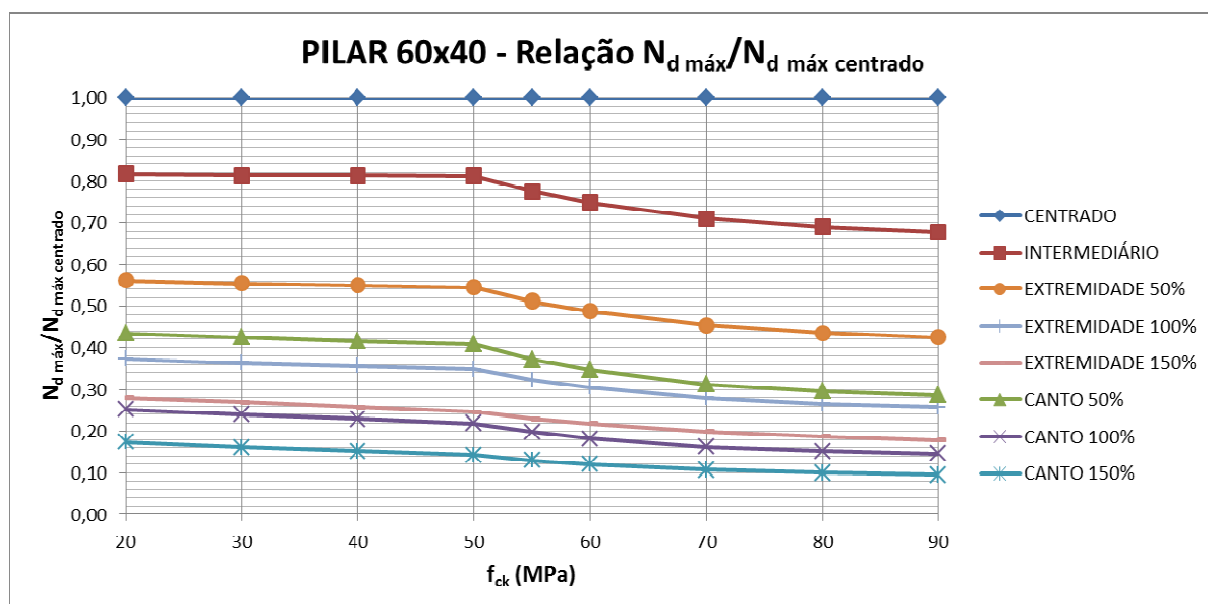
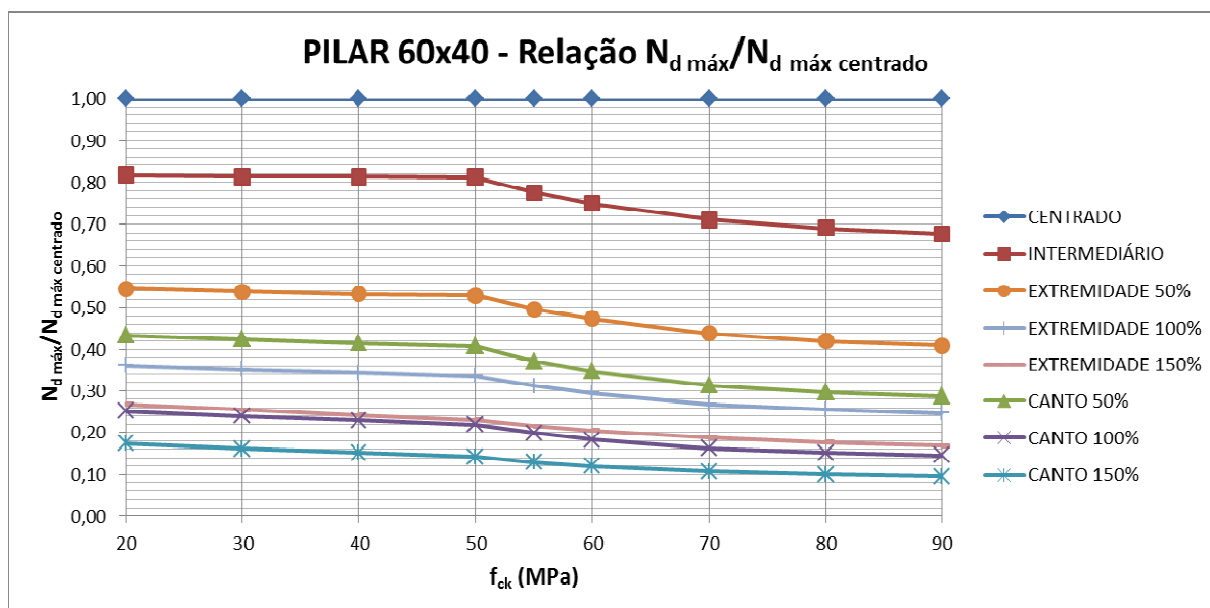
Figura B-22 – Gráfico para o pilar 60 x 40 cm ($A_s = 16 \times 6,00 \text{ cm}^2$) de cantoFigura B-23 – Gráfico geral para o pilar 60 x 40 cm ($A_s = 16 \times 6,00 \text{ cm}^2$) – extremidade com e_x variável

Figura B-24 – Gráfico geral para o pilar 60 x 40 cm ($A_s = 16 \times 6,00 \text{ cm}^2$) –
extremidade com e_y variável



**APÊNDICE C – Planilhas de resultados e gráficos complementares dos
pilares de seção circular**

Tabela C-1 – Capacidade resistente do pilar com 22 cm de diâmetro ($A_s = 6 \times 2,53 \text{ cm}^2$)

PILAR ϕ 22 - $N_{d \text{ máx}}$ (tf) - $A_{s \text{ máx}} = 6 \times 2,53 \text{ cm}^2$					
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 2,16 \text{ cm}$		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 2,16 \text{ cm}$	$e_x = 5,50 \text{ cm}$	$e_x = 11,00 \text{ cm}$	$e_x = 16,50 \text{ cm}$
20	107	65	41	24	16
30	130	79	50	29	20
40	151	93	59	33	22
50	173	108	68	37	25
55	187	110	67	36	24
60	198	113	67	36	24
70	219	118	69	36	24
80	241	126	73	37	25
90	263	135	78	40	26

Tabela C-2 – Relação $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ do pilar com 22 cm de diâmetro ($A_s = 6 \times 2,53 \text{ cm}^2$)

PILAR ϕ 22 - $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx centrado}}$ - $A_{s \text{ máx}} = 6 \times 2,53 \text{ cm}^2$					
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 2,16 \text{ cm}$		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 2,16 \text{ cm}$	$e_x = 5,50 \text{ cm}$	$e_x = 11,00 \text{ cm}$	$e_x = 16,50 \text{ cm}$
20	1,0000	0,6075	0,3832	0,2243	0,1495
30	1,0000	0,6077	0,3846	0,2231	0,1538
40	1,0000	0,6159	0,3907	0,2185	0,1457
50	1,0000	0,6243	0,3931	0,2139	0,1445
55	1,0000	0,5882	0,3583	0,1925	0,1283
60	1,0000	0,5707	0,3384	0,1818	0,1212
70	1,0000	0,5388	0,3151	0,1644	0,1096
80	1,0000	0,5228	0,3029	0,1535	0,1037
90	1,0000	0,5133	0,2966	0,1521	0,0989

Figura C-1 - Gráfico para o pilar com 22 cm de diâmetro ($A_s = 6 \times 2,53 \text{ cm}^2$) com carga centrada e como pilar intermediário

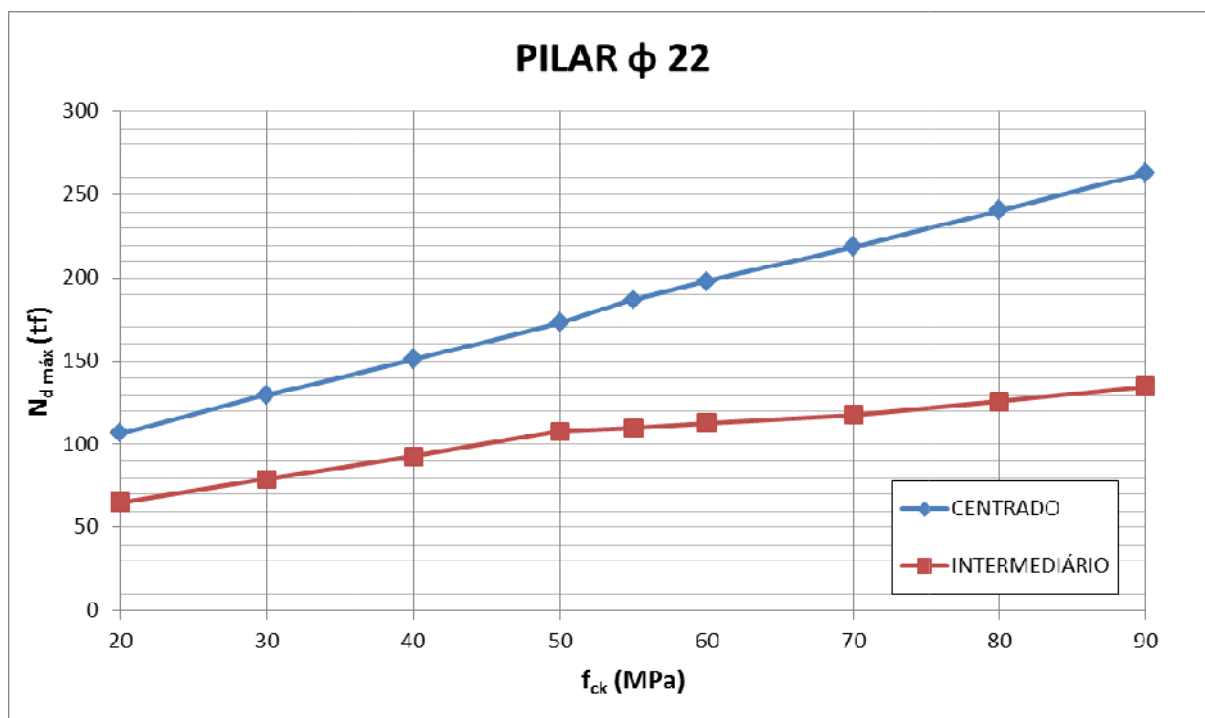


Figura C-2 - Gráfico para o pilar com 22 cm de diâmetro ($A_s = 6 \times 2,53 \text{ cm}^2$) de extremidade

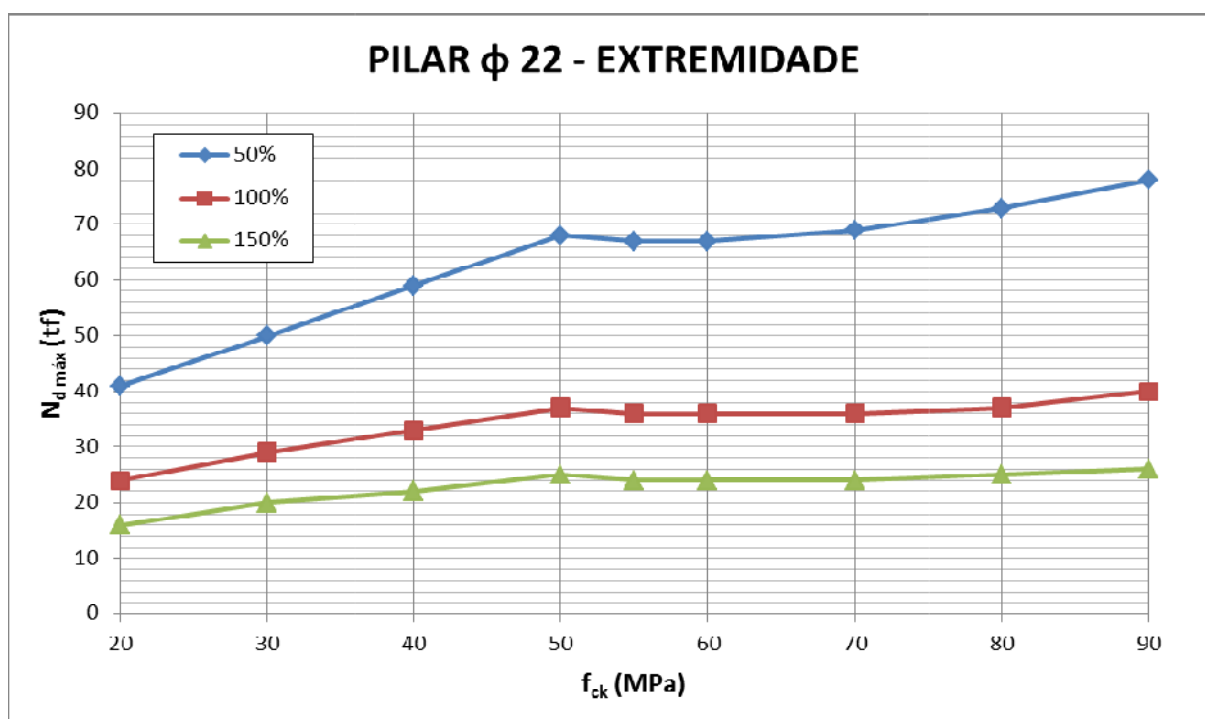
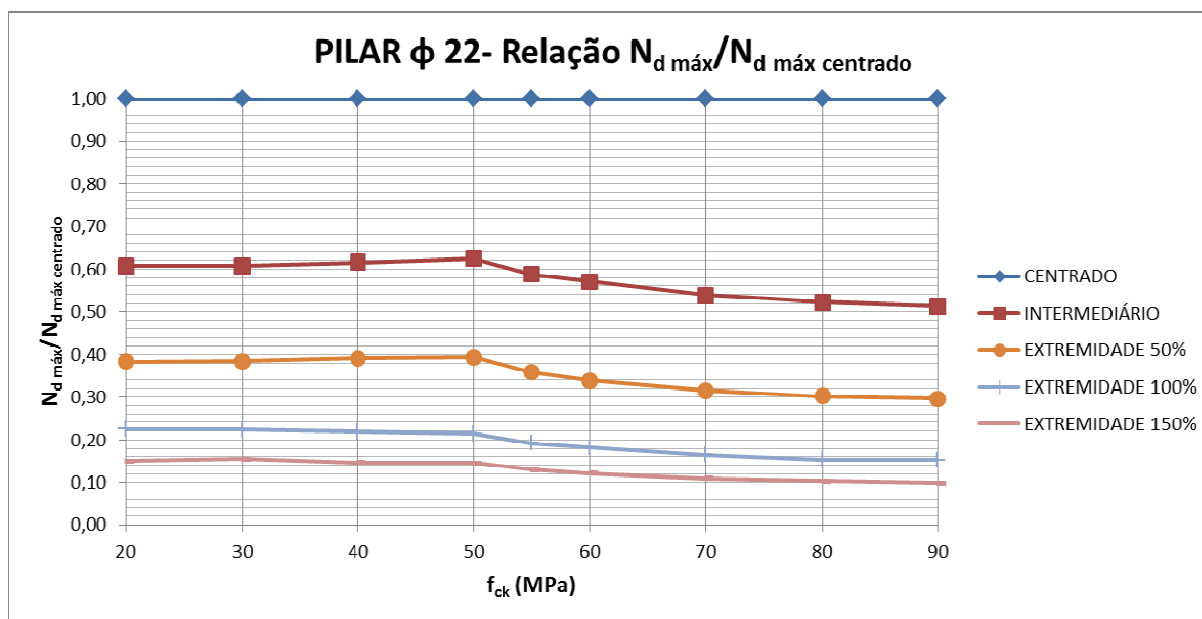


Figura C-3 – Gráfico geral para o pilar com 22 cm de diâmetro ($A_s = 6 \times 2,53 \text{ cm}^2$)Tabela C-3 – Capacidade resistente do pilar com 30 cm de diâmetro ($A_s = 6 \times 4,71 \text{ cm}^2$)

PILAR ϕ 30 - $N_{d \text{ máx}}$ (tf) - $A_{s \text{ máx}} = 6 \times 4,71 \text{ cm}^2$					
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 2,40 \text{ cm}$		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 2,40 \text{ cm}$	$e_x = 7,50 \text{ cm}$	$e_x = 15,00 \text{ cm}$	$e_x = 22,50 \text{ cm}$
20	200	140	91	56	40
30	241	169	109	65	46
40	282	198	126	75	51
50	323	227	143	84	55
55	348	235	143	81	54
60	368	242	144	79	54
70	408	254	146	79	53
80	449	271	154	82	55
90	490	290	164	87	58

Tabela C-4 – Relação $N_{d\text{ máx}}/N_{d\text{ máx centrado}}$ do pilar com 30 cm de diâmetro ($A_s = 6 \times 4,71 \text{ cm}^2$)

PILAR ϕ 30 - $N_{d\text{ máx}}/N_{d\text{ máx centrado}}$ - $A_{s\text{ máx}} = 6 \times 4,71\text{cm}^2$					
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 2,40\text{cm}$		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 2,40\text{cm}$	$e_x = 7,50\text{cm}$	$e_x = 15,00\text{cm}$	$e_x = 22,50\text{cm}$
20	1,0000	0,7000	0,4550	0,2800	0,2000
30	1,0000	0,7012	0,4523	0,2697	0,1909
40	1,0000	0,7021	0,4468	0,2660	0,1809
50	1,0000	0,7028	0,4427	0,2601	0,1703
55	1,0000	0,6753	0,4109	0,2328	0,1552
60	1,0000	0,6576	0,3913	0,2147	0,1467
70	1,0000	0,6225	0,3578	0,1936	0,1299
80	1,0000	0,6036	0,3430	0,1826	0,1225
90	1,0000	0,5918	0,3347	0,1776	0,1184

Figura C-4 - Gráfico para o pilar com 30 cm de diâmetro ($A_s = 6 \times 4,71 \text{ cm}^2$) com carga centrada e como pilar intermediário

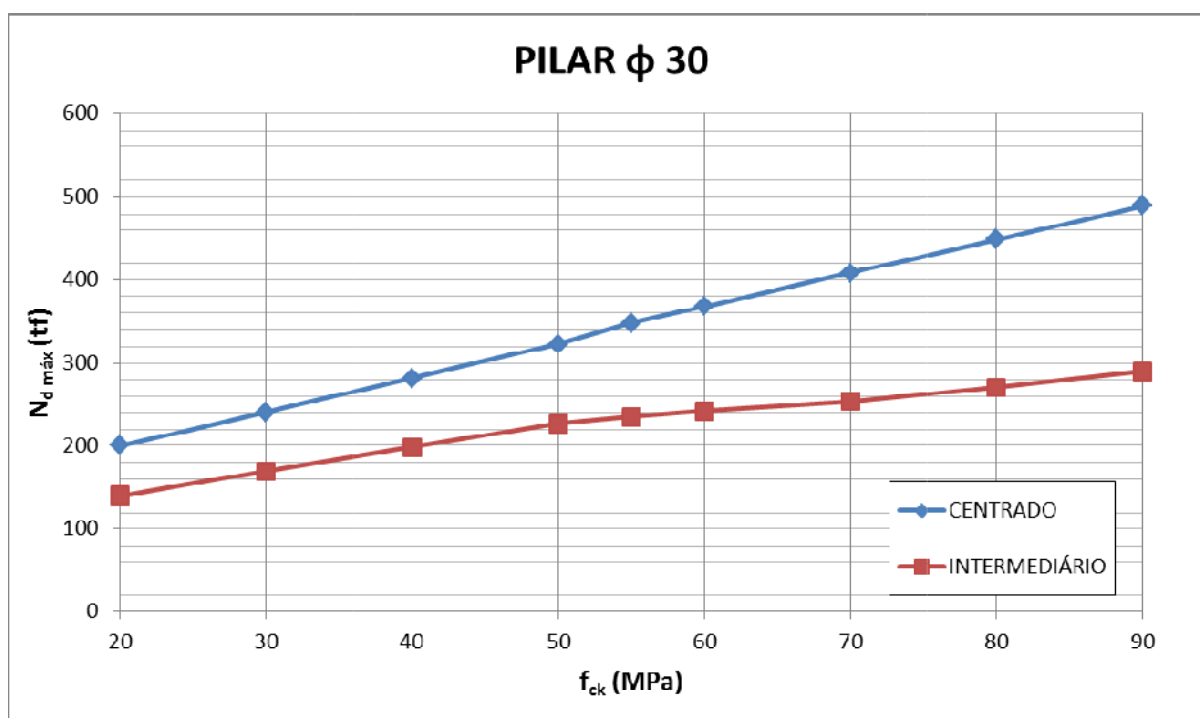


Figura C-5 - Gráfico para o pilar com 30 cm de diâmetro ($A_s = 6 \times 4,71 \text{ cm}^2$) de extremidade

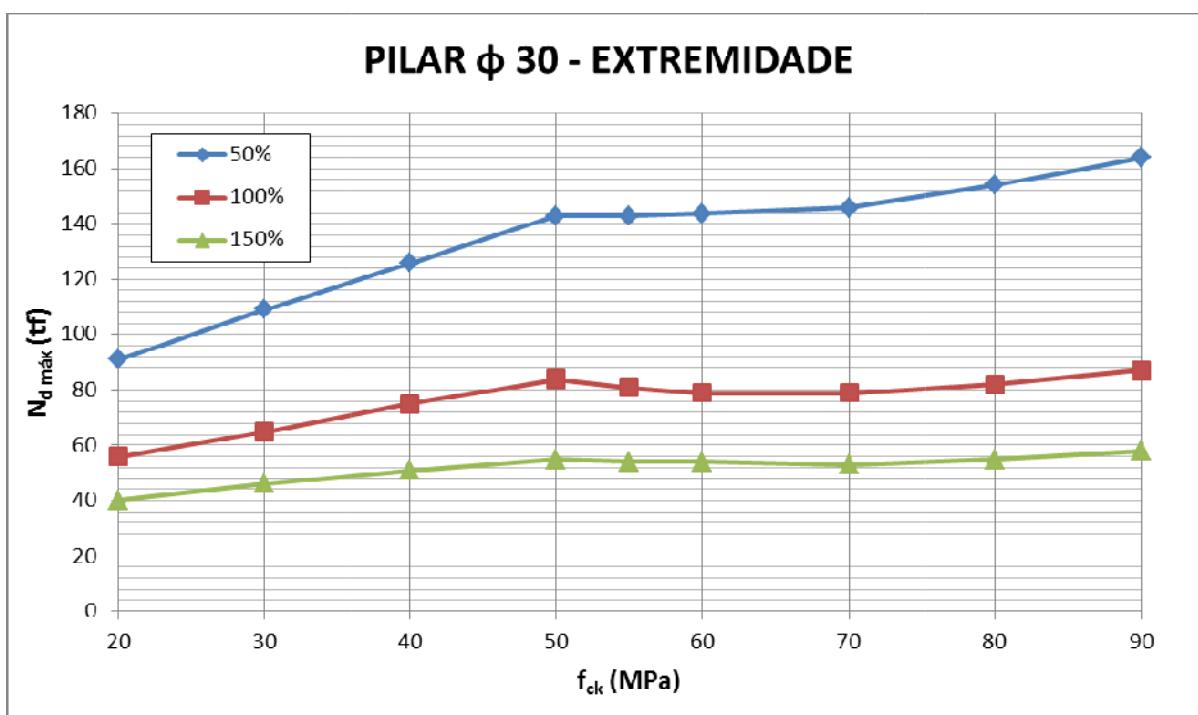


Figura C-6 – Gráfico geral para o pilar com 30 cm de diâmetro ($A_s = 6 \times 4,71 \text{ cm}^2$)

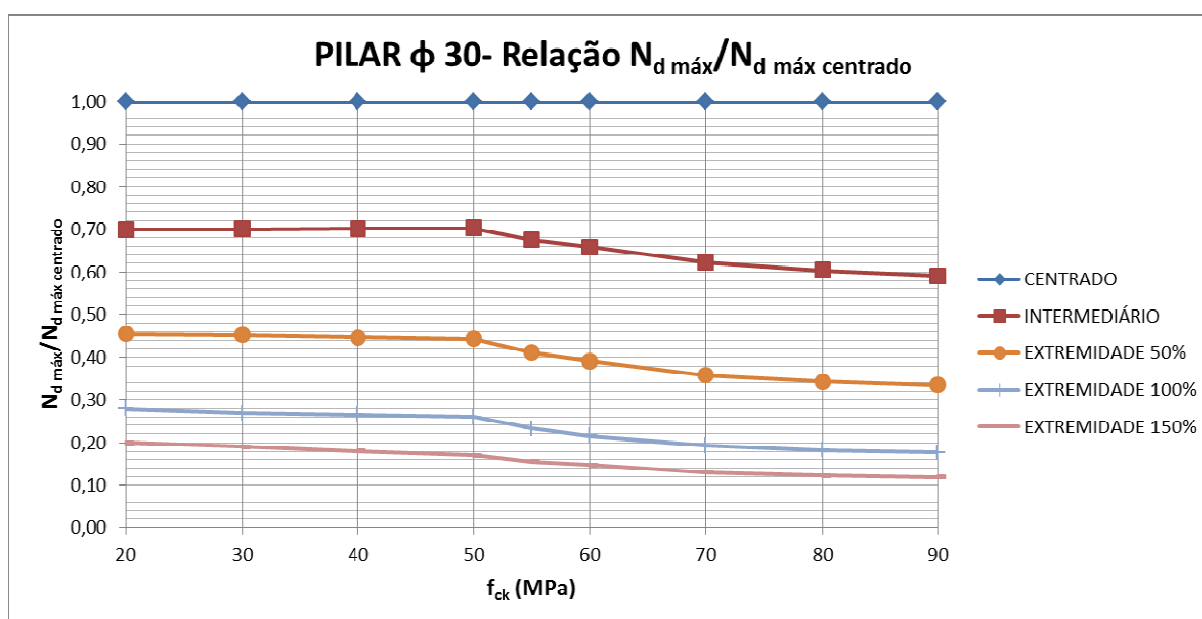


Tabela C-5 – Capacidade resistente do pilar com 50 cm de diâmetro ($A_s = 8 \times 9,82 \text{ cm}^2$)

PILAR ϕ 50 - $N_{d \text{ máx}}$ (tf) - $A_{s \text{ máx}} = 8 \times 9,82 \text{ cm}^2$					
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 3,00 \text{ cm}$		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 3,00 \text{ cm}$	$e_x = 12,50 \text{ cm}$	$e_x = 25,00 \text{ cm}$	$e_x = 37,50 \text{ cm}$
20	557	441	285	180	130
30	671	530	337	210	148
40	783	619	388	237	164
50	897	707	439	263	177
55	966	733	441	261	175
60	1024	756	445	257	174
70	1135	804	456	257	174
80	1248	863	480	267	179
90	1361	927	509	281	187

Tabela C-6 – Relação $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx}} \text{ centrado}$ do pilar com 50 cm de diâmetro ($A_s = 8 \times 9,82 \text{ cm}^2$)

PILAR ϕ 50 - $N_{d \text{ máx}}/N_{d \text{ máx}} \text{ centrado}$ - $A_{s \text{ máx}} = 8 \times 9,82 \text{ cm}^2$					
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 3,00 \text{ cm}$		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 3,00 \text{ cm}$	$e_x = 12,50 \text{ cm}$	$e_x = 25,00 \text{ cm}$	$e_x = 37,50 \text{ cm}$
20	1,0000	0,7917	0,5117	0,3232	0,2334
30	1,0000	0,7899	0,5022	0,3130	0,2206
40	1,0000	0,7905	0,4955	0,3027	0,2095
50	1,0000	0,7882	0,4894	0,2932	0,1973
55	1,0000	0,7588	0,4565	0,2702	0,1812
60	1,0000	0,7383	0,4346	0,2510	0,1699
70	1,0000	0,7084	0,4018	0,2264	0,1533
80	1,0000	0,6915	0,3846	0,2139	0,1434
90	1,0000	0,6811	0,3740	0,2065	0,1374

Figura C-7 - Gráfico para o pilar com 50 cm de diâmetro ($A_s = 8 \times 9,82 \text{ cm}^2$) com carga centrada e como pilar intermediário

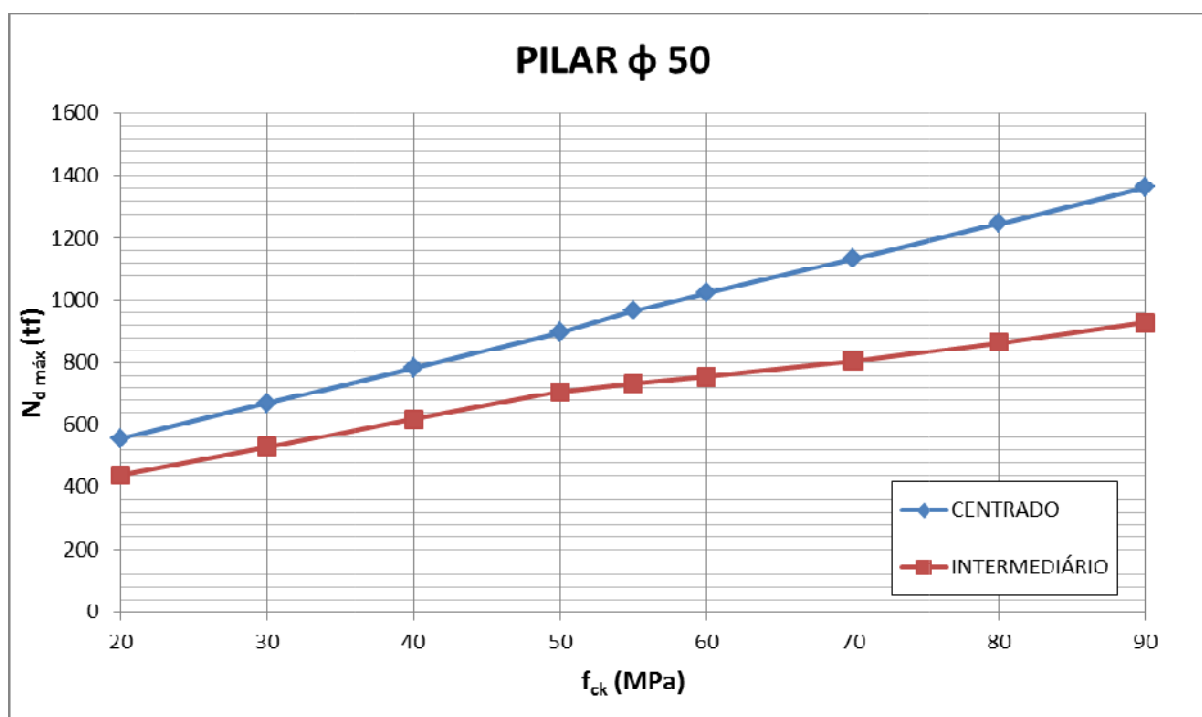


Figura C-8 - Gráfico para o pilar com 50 cm de diâmetro ($A_s = 8 \times 9,82 \text{ cm}^2$) de extremidade

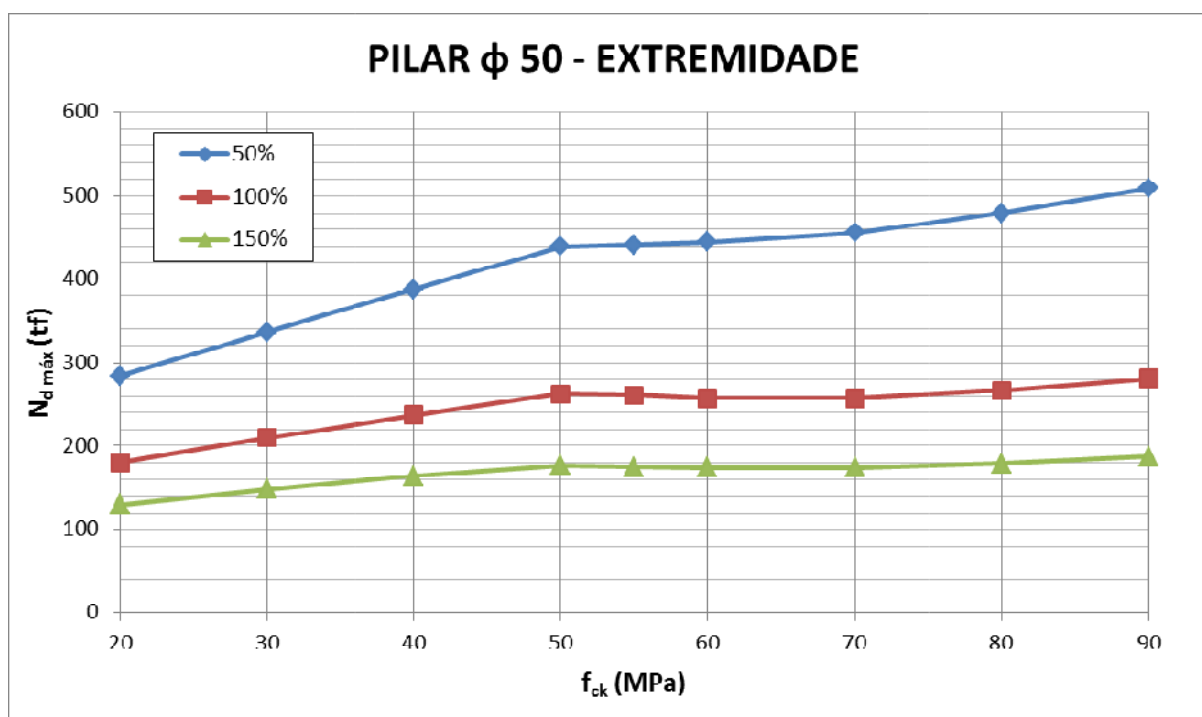
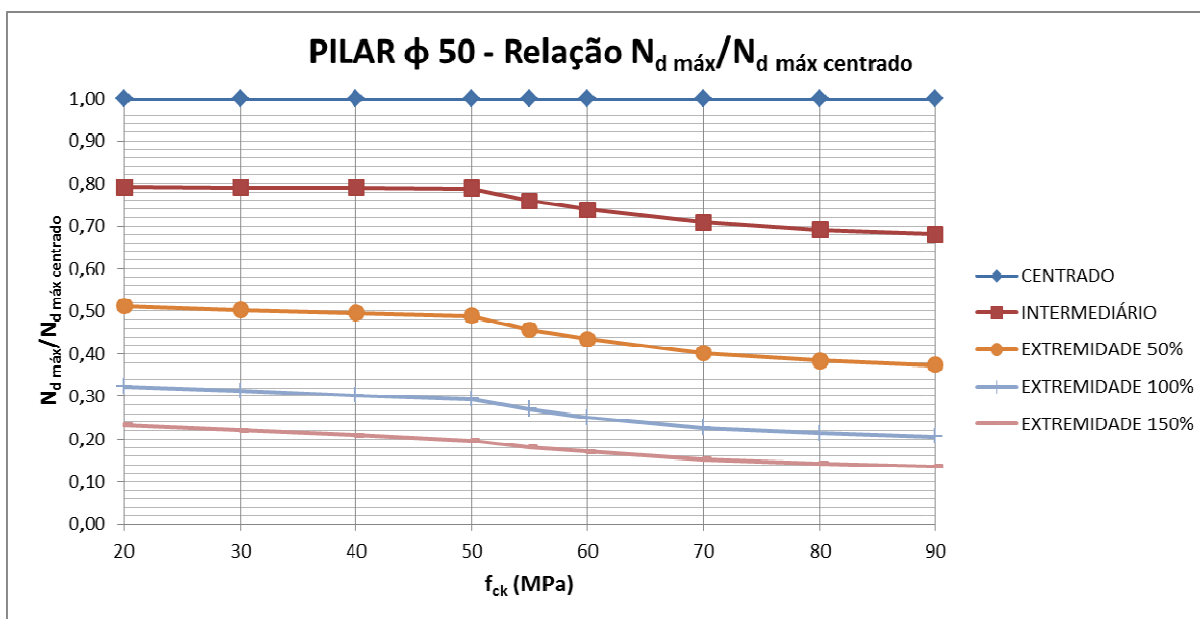


Figura C-9 – Gráfico geral para o pilar com 50 cm de diâmetro ($A_s = 8 \times 9,82 \text{ cm}^2$)Tabela C-7 – Capacidade resistente do pilar com 80 cm de diâmetro ($A_s = 12 \times 16,76 \text{ cm}^2$)

PILAR ϕ 80 - $N_{d \text{ máx}}$ (tf) - $A_{s \text{ máx}} = 12 \times 16,76 \text{ cm}^2$					
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 3,90 \text{ cm}$		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 3,90 \text{ cm}$	$e_x = 20,00 \text{ cm}$	$e_x = 40,00 \text{ cm}$	$e_x = 60,00 \text{ cm}$
20	1426	1201	766	496	361
30	1720	1440	905	576	406
40	2006	1679	1042	650	445
50	2297	1917	1176	717	481
55	2471	1993	1187	712	479
60	2615	2061	1199	708	478
70	2906	2205	1231	711	481
80	3195	2373	1293	738	494
90	3485	2555	1370	774	511

Tabela C-8 – Relação $N_{d\text{ máx}}/N_{d\text{ máx centrado}}$ do pilar com 80 cm de diâmetro ($A_s = 12 \times 16,76 \text{ cm}^2$)

PILAR ϕ 80 - $N_{d\text{ máx}}/N_{d\text{ máx centrado}}$ - $A_s\text{ máx} = 12 \times 16,76\text{cm}^2$					
f_{ck} (MPa)	CENTRADO	INTERMEDIÁRIO	EXTREMIDADE - $e_y = 3,90\text{cm}$		
	$e_x = e_y = 0$	$e_x = e_y = 3,90\text{cm}$	$e_x = 20,00\text{cm}$	$e_x = 40,00\text{cm}$	$e_x = 60,00\text{cm}$
20	1,0000	0,8422	0,5372	0,3478	0,2532
30	1,0000	0,8372	0,5262	0,3349	0,2360
40	1,0000	0,8370	0,5194	0,3240	0,2218
50	1,0000	0,8346	0,5120	0,3121	0,2094
55	1,0000	0,8066	0,4804	0,2881	0,1938
60	1,0000	0,7881	0,4585	0,2707	0,1828
70	1,0000	0,7588	0,4236	0,2447	0,1655
80	1,0000	0,7427	0,4047	0,2310	0,1546
90	1,0000	0,7331	0,3931	0,2221	0,1466