



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"

FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA

DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE NUMÉRICA DE CASCAS DE CONCRETO ARMADO PARA APLICAÇÕES EM PLATAFORMAS OFFSHORE

CARLOS PITÁGORAS PEREIRA FRIAÇA



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO: Dimensionamento e análise numérica de cascas de concreto armado para aplicações em plataforma offshore

AUTOR: CARLOS PITÁGORAS PEREIRA FRIAÇA
ORIENTADORA: Profa. Dra. MONICA PINTO BARBOSA

Aprovado como parte das exigências para obtenção do Título de MESTRE em ENGENHARIA MECÂNICA, Área: MECÂNICA DOS SÓLIDOS, pela Comissão Examinadora:

Profa. Dra. MONICA PINTO BARBOSA
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira

Prof. Dr. GILBERTO PECHOTO DE MELO
Departamento de Engenharia Mecânica / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira

Prof. Dr. OSVALDO LUIS MANZOLI
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Bauru

Data da realização: 26 de junho de 2009.

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA
MECÂNICA

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE
NUMÉRICA DE CASCAS DE CONCRETO
ARMADO PARA APLICAÇÕES EM
PLATAFORMAS OFFSHORE**

CARLOS PITÁGORAS PEREIRA FRIAÇA

Orientadora: Profa. Dra. Mônica Pinto Barbosa

Co-orientador: Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia - UNESP - Campus de Ilha Solteira, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Mecânica.

Área de Conhecimento: Mecânica dos Sólidos.

Ilha Solteira - SP
Junho/2009

FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação
Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da UNESP - Ilha Solteira.

F897d Friaça, Carlos Pitágoras Pereira.
Dimensionamento e análise numérica de cascas de concreto armado para aplicações em plataformas offshore / Carlos Pitágoras Pereira Friaça. -- Ilha Solteira : [s.n.], 2009.
153 f. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Mecânica dos Sólidos, 2009

Orientador: Mônica Pinto Barbosa
Co-orientador: Túlio Nogueira Bittencourt
Bibliografia: p. 128-131

1. Cascas de concreto. 2. Plataformas offshore. 3. Análise numérica.

*Nada é por acaso.
Passamos por dificuldades muitas vezes insuportáveis.
Mas o valor do homem é ainda maior se souber tirar das dificuldades ensinamentos.
Trace seus objetivos e siga o exemplo da água: contorne seus obstáculos.*

Agradecimentos

A Deus por não me fazer desistir dos meus objetivos.

À minha família com a qual sempre pude contar em especial à minha mãe Vera, meu pai Valdivino, à minha tia Luzia e ao meu tio Ernesto.

À profa. Dra. Mônica Pinto Barbosa pela orientação e confiança.

Ao prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt pela co-orientação e confiança.

Ao GMEC (Grupo de Modelagem de Estruturas de Concreto) pela convivência e apoio.

À FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo) pela bolsa concedida.

A todos os amigos pela ajuda e incentivo.

Lista de Figuras

<i>Figura 2-1 - Jaqueta (Santos, 2005)</i>	30
<i>Figura 2-2 - Diferentes tipos de plataformas de base gravitacional (Intenacional Association of Oil & Gás Producers - OGP)</i>	31
<i>Figura 2-3 - Plafatormas auto-elevatória (Santos, 2005)</i>	32
<i>Figura 2-4 - Plataforma semi-submersível (www.themag.com.br)</i>	33
<i>Figura 2-5 - Navio FSPO (www.petrobras.com.br)</i>	34
<i>Figura 2-6 - TLP (Santos, 2005)</i>	35
<i>Figura 2-7 - Tipos de plataformas Spar-Buoys (Santos, 2005)</i>	36
<i>Figura 2-8 - Monocoluna (Menezes, 2007)</i>	36
<i>Figura 2-9 - Detalhe de uma câmara da plataforma Sleipner (Michael P. Collins, Frank J. Vecchio, Robert G. Selby, Pawan R. Gupta, 2000)</i>	44
<i>Figura 3-1 - Perfil das correntes (Rules for Building and Classing Mobile Offshore Drillinig Units, 2008)</i>	61
<i>Figura 3-2 - Relação tensão-deformação para o concreto em compressão uniaxial (Rules for Building and Classing Offshore Structures, ABS 1997)</i>	65
<i>Figura 3-3 - Relação tensão-deformação para o aço não pré-tensionado em tração uniaxial (Rules for Building and Classing Offshore Structures, ABS 1997)</i>	65
<i>Figura 4-1 - Elemento de casca com os esforços solicitantes em convenção positiva (Chen, 2004)</i>	72
<i>Figura 4-2 - (a) Forças normais e (b) Momentos fletores atuantes no elemento de casca, decompostos segundo a convenção em esforços solicitantes de membrana atuantes nas camadas externas (Chen, 2004)</i>	73
<i>Figura 4-3 - (a) Forças tangenciais e (b) Momentos torçores atuantes no elemento de casca, decompostos segundo a convenção em esforços solicitantes de membrana atuantes nas camadas externas (Chen, 2004)</i>	73
<i>Figura 4-4 - Mecanismo resistente três camadas: (a) Malha ortogonal de armadura nas camadas externas; (b) Convenção estabelecida para as espessuras das camadas do elemento casca (Chen, 2004)</i>	73
<i>Figura 4-5 - Distâncias dos centros de gravidade das armaduras nas direções x e y (Chen, 2004)</i>	75

<i>Figura 4-6 - Equilíbrio do elemento (adaptado Fialkow, 1983).....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 4-7 - Equilíbrio de forças em um elemento de membrana delimitado por um plano paralelo à direção da fissura (Chen, 2004).....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 4-8 - Equilíbrio de forças em um elemento com extensão unitária na direção perpendicular à fissura (Chen, 2004).....</i>	<i>79</i>
<i>Figura 4-9 - Exemplo de resistência reduzida f_{cd2} (Chen, 2004).....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 4-10 - Armadura em um elemento de casca: a) Elemento de casca incluindo a armadura; b) Direção da fissura (adaptado Gupta, 1986).....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 4-11 - Forças e momentos atuantes em um elemento de casca (adaptado Gupta, 1986).....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 4-12 - Componentes da força cisalhante transversal: a) Notação, b) e c) Diagrama de corpo livre para a determinação de v_n e v_t (adaptado Marti (1990).....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 4-13 - Elemento de laje: a) Forças atuantes b) Distribuição das forças nas camadas exterior e intermediária (adaptado Marti, 1990).....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 4-14 - Cisalhamento puro desenvolvido dentro do concreto (adaptado Marti, 1990).....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 4-15 - Elemento estático da laje: a) Campo de compressão diagonal no centro não fissurado, b) e c) Forças de membrana equivalente, d) Forças agindo no cobrimento do elemento (adaptado Marti, 1990).....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 4-16 - Características físicas do concreto.....</i>	<i>99</i>
<i>Figura 4-17 - Elemento isoparamétrico quadrático CHX20 de 20 nós (Manual DIANA).....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 4-18 - Modelos de fissuração I) Fissuras discretas II) Fissuras distribuídas (Aurich, 2001).....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 4-19 - Condição de escoamento Mohr-Coulomb (Manual DIANA).....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 4-20 - Diagrama tensão \times deformação para o concreto comprimido (d'Ávila, 2003, modificado).....</i>	<i>102</i>
<i>Figura 4-21 - Curva de amolecimento linear (d'Ávila, 2003).....</i>	<i>104</i>
<i>Figura 4-22 - Características físicas das armaduras.....</i>	<i>106</i>
<i>Figura 4-23 - Modelo incorporado (Aurich, 2001).....</i>	<i>107</i>
<i>Figura 4-24 - Modelo constitutivo para o aço (d'Ávila, 2003).....</i>	<i>107</i>
<i>Figura 5-1 - Painéis ensaiados experimentalmente: a) Corte A e b) Corte B (Maira A. Polak and Frank J. Vecchio, 1994, modificado).....</i>	<i>110</i>

<i>Figura 5-2 - Comparação numérica - experimental para o painel SM1</i>	117
<i>Figura 5-3 - Comparação numérica - experimental para o painel SM2</i>	117
<i>Figura 5-4 - Comparação numérica - experimental para o painel SM3</i>	118
<i>Figura 5-5 - Malha 3D do concreto</i>	118
<i>Figura 5-6 - Distribuição da armadura incorporada para o painel SM1</i>	119
<i>Figura 5-7 - Análise numérica para o dimensionamento do painel SM1</i>	120
<i>Figura 5-8 - Análise numérica para o dimensionamento do painel SM2</i>	120
<i>Figura 5-9 - Análise numérica para o dimensionamento do painel SM3</i>	121
<i>Figura 5-10 - Influência da armadura mínima para o painel SM1</i>	122
<i>Figura 5-11 - Influência da armadura mínima para o painel SM2</i>	122
<i>Figura 5-12 - Influência da armadura mínima para o painel SM3</i>	123
<i>Figura B-1 - Programa principal (interface usuário - programa)</i>	139
<i>Figura B-2 - Pré-processamento: definição das características físicas e geométricas</i>	139
<i>Figura B-3 - Pós-processamento: resultado do dimensionamento das armaduras</i>	140
<i>Figura C-1 - Comparação numérica - experimental para o painel SM1 com carregamento cíclico</i>	150
<i>Figura C-2 - Comparação numérica - experimental para o painel SM2 com carregamento cíclico</i>	151
<i>Figura C-3 - Comparação numérica - experimental para o painel SM3 com carregamento cíclico</i>	151

Lista de Tabelas

<i>Tabela 2-1 - Quantidade e tipo de plataformas em operação no Brasil (www.petrobras.com.br).....</i>	<i>38</i>
<i>Tabela 3-1 - Velocidade do vento para um período de tempo médio “t” relativo a 1 hr de velocidade de vento a 10 m acima do nível do mar (Rules for Building and Classing Offshore Structures, ABS 1997).....</i>	<i>51</i>
<i>Tabela 3-2 - Valores de C_f (Rules for Building and Classing Mobile Offshore Drilling Units, 2008).....</i>	<i>58</i>
<i>Tabela 3-3 - Valores de C_h (Rules for Building and Classing Mobile Offshore Drilling Units, 2008).....</i>	<i>58</i>
<i>Tabela 3-4 - Tensões de tração permitidas para aços pré-tensionados e armaduras de aço no controle da fissuração (Rules for Building and Classing Offshore Structures, ABS 1997).....</i>	<i>66</i>
<i>Tabela 4-1 - Resumo dos casos de dimensionamento</i>	<i>91</i>
<i>Tabela 5-1 - Características das armaduras dos painéis SM1, SM2 e SM3</i>	<i>109</i>
<i>Tabela 5-2 - Características do concreto dos painéis</i>	<i>109</i>
<i>Tabela 5-3 - Capacidade resistente dos painéis obtida experimentalmente.....</i>	<i>112</i>
<i>Tabela 5-4 - Dados de entrada do método iterativo considerando cobertura semelhante aos dos exemplos experimentais</i>	<i>112</i>
<i>Tabela 5-5 - Dados de entrada do método iterativo respeitando o cobertura mínimo contido no item 3.4.....</i>	<i>113</i>
<i>Tabela 5-6 - Dimensionamento utilizando a teoria de cascas de três camadas para os dados de entrada contidos na Tabela 5-4 e Tabela 5-5</i>	<i>113</i>
<i>Tabela 5-7 - Dimensionamento utilizando a teoria de cascas de três camadas considerando armadura mínima no caso de dispensa de armadura para cobrimentos semelhantes aos dos ensaios experimentais</i>	<i>115</i>
<i>Tabela 5-8 - Dimensionamento utilizando a teoria de cascas de três camadas considerando armadura mínima no caso de dispensa de armadura para cobrimentos respeitando o cobertura mínimo especificado pelo item 3.4.....</i>	<i>115</i>
<i>Tabela A-1 - Resultado do dimensionamento utilizando do processo iterativo</i>	<i>132</i>
<i>Tabela A-2 - Resultado do dimensionamento utilizando do processo iterativo</i>	<i>134</i>

Tabela A-3 - Cálculo da armadura mínima necessária..... 137

Lista de Abreviaturas e Siglas

CONDEEPS: Concrete Deep Water

ACI: American Concrete Institute

FIB: International Federation for Structural Concrete

RILEM: International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structure

DNV: Det Norske Veritas

API: American Petroleum Institute

ABS: American Bureau of Shipping

GBS: Plataforma de Base Gravitacional

DAF: Fator de Amplificação Dinâmica

OGP: Intenacional Association of Oil & Gás Producers

ELU: Estado Limite Último

CEB: Comité Euro-International du Béton

Lista de Símbolos

Símbolos Romanos

a → *Tamanho máximo do agregado*

a_n → *Componente do vetor aceleração do fluido normal ao eixo do elemento*

\acute{a}_n → *Componente do vetor aceleração do elemento estrutural normal ao seu eixo*

a_s e a_i → *Espessura do concreto comprimido na camada superior e inferior, respectivamente*

a_x e a_y → *Área do elemento de casca na direção x e y , respectivamente*

a_{sx} e a_{sy} → *Área da armadura de casca por unidade de extensão na direção x e y , respectivamente*

A → *Área projetada para todas as superfícies expostas em condições verticais ou adornadas*

A_s e A_g → *Área da seção transversal total da armadura e do agregado, respectivamente*

b → *Espessura do elemento estrutural*

c → *Espessura do cobrimento superior e inferior do elemento de casca*

c_i → *Coefficiente que incorpora a influência das características de aderência da armadura*

c_E → *Coefficiente de majoração do carregamento ambiental de projeto*

c_M → *Fatores de materiais dado pelo ACI 357R*

$c_{\text{amortecimento}}$ → *Fração do amortecimento crítico*

$c_{\text{água}}$ → *Densidade da água*

C_m → *Coefficiente de massa adicionada*

C_d → *Coefficiente que representa o efeito do amolecimento das deformações de tração transversal*

C_s → *Coefficiente que representa ou não deformações por deslizamento nos elementos*

C_f e C_h → *Coefficiente de forma e de altura, respectivamente*

C_M e C_D → *Coefficiente de inércia e de arrasto, respectivamente*

d → Profundidade da água parada

d_b → Diâmetro da barra da armadura

d_e → Zona de tração efetiva

d_v → Braço de alavanca das forças no plano do elemento do cobrimento

dx e dy → Dimensão unitária e paralela às direções x e y , respectivamente

D → Peso próprio da estrutura ou elemento

D_{diam} → Diâmetro do elemento

D_{elem} → Largura projetada do elemento na direção da componente de velocidade que atravessa o fluxo

D_{ps} → Aumento na tensão de tração em aços pré-tensionados com referência em tensões em concreto com deformações nulas

E_0 e E_{MAX} → Carregamento ambiental de operação e de projeto, respectivamente

E_c , E_s e E_{sh} → Módulo de elasticidade tangente do concreto, da armadura e do endurecimento no tempo, respectivamente

f → Fator de redução de resistência

f_p → Tensão de compressão máxima

f_D → Vetor força de arrasto da corrente por unidade de comprimento do elemento agindo normal ao eixo do elemento

f_{c1} e f_{c2} → Tensões de tração e de compressão principais do concreto, respectivamente

f_{c1}^a e f_{c1}^b → Tensões de tração médias do concreto devido ao enrijecimento à tração

f_{cc} , f_{cd} e f_{ck} → Resistência cúbica, à compressão característica e de cálculo do concreto, respectivamente

f_{cd1} e f_{cd2} → Tensão média em zonas não fissuradas e fissuradas, respectivamente

f_{cx} e f_{cy} → Força média no concreto nas direções x e y , respectivamente

f'_c e f'_t → Resistência à compressão e tração específica do concreto, respectivamente

f_t e f_s → Tensão à tração média do concreto e na armadura, respectivamente

f_y e f_u → Resistência de escoamento e última da armadura, respectivamente

$f_{sxescoamento}$ e $f_{syescoamento}$ → Tensão de escoamento da armadura nas direções x e y , respectivamente

f_{scrx} e f_{scry} → Tensões locais das armaduras nas fissuras

f_{sx} e f_{sy} → Força na armadura nas direções x e y , respectivamente

F e F_{vento} → Vetor força hidrodinâmica e do vento, respectivamente

F_D e F_I → Vetor força de arrasto e de inércia por unidade de comprimento, respectivamente

g → Aceleração gravitacional

G_f → Energia de fratura

h → Espessura da seção

h_{ref} → Profundidade de referência para correntes guiadas por vento

h_{xs} e h_{xi} → Distância do centro de gravidade do elemento de casca ao centro de gravidade da armadura superior e inferior, respectivamente, na direção x

h_{ys} e h_{yi} → Distância do centro de gravidade do elemento de casca ao centro de gravidade da armadura superior e inferior, respectivamente, na direção y

K e k → Fatores positivo arbitrários

K_e → Momento de rigidez efetivo de um elemento resistindo ao deslocamento horizontal ao nível da elevação do casco

L → Carregamento acidental

L_r → Distância sob a qual a fissura é considerada ser uniformemente distribuída

L_{MIN} e L_{MAX} → Peso próprio mínimo e máximo esperado, respectivamente

m_{Sdx} , m_{Sdy} , $m_{Sdxy} = m_{Sdyx}$ → Momentos solicitantes de cálculo

m_{Rdx} e m_{Rdy} → Momentos resistentes do elemento de casca

m_{Rcd} → Momento resistente do concreto

m_{Rcds} e m_{Rcdi} → Momento resistente do concreto na camada superior e inferior, respectivamente

m_{Rcdys} , m_{Rcdxs} e m_{Rcdyx} → Momento resistente de compressão do concreto na direção x e y , respectivamente, da camada superior

m_{Rcdyi} , m_{Rcdxi} e m_{Rcdxyi} → **Momento resistente de compressão do concreto na direção x e y, respectivamente, da camada inferior**

M_e → **Massa efetiva associada a um elemento do tipo pilar**

n_{Sdx} , n_{Sdy} e v_{Sd} → **Forças de membrana solicitantes de cálculo**

$n_{Sdx,s}$, $n_{Sdy,s}$ e $v_{Sd,s}$ → **Forças de membrana solicitantes de cálculo para a camada superior do elemento de casca com três camadas**

$n_{Sdx,i}$, $n_{Sdy,i}$ e $v_{Sd,i}$ → **Forças de membrana solicitantes de cálculo para a camada superior do elemento de casca com três camadas**

n_{Rdx} e n_{Rdy} → **Forças de membrana resistentes do elemento de casca**

n_{Rdxs} e n_{Rdys} → **Forças de membrana resistentes da camada superior**

n_{Rdxi} e n_{Rdyi} → **Forças de membrana resistentes da camada inferior**

n_{Rcd} → **Força resistente de compressão do concreto**

n_{Rcds} e n_{Rcdi} → **Força resistente de compressão do concreto na camada superior e inferior, respectivamente**

n_{Rcdys} , n_{Rcdxs} e n_{Rcdxys} → **Força resistente de compressão do concreto na direção x e y, respectivamente, da camada superior**

n_{Rcdyi} , n_{Rcdxi} e n_{Rcdxyi} → **Força resistente de compressão do concreto na direção x e y, respectivamente, da camada inferior**

$\frac{1}{n}$ → **Expoente dependente do tempo médio do período da velocidade V_h medida**

N_θ e N_θ^* → **Força aplicada e resistida na direção crítica de fissuração, respectivamente**

P → **Pressão do vento**

P_u → **Carregamento a compressão axial de projeto do elemento**

P_b → **Capacidade de carregamento axial**

s → **Espaçamento médio de fissuração**

s_θ → **Espaçamento médio da fissura perpendicular à fissura**

s_{mx} e s_{my} → **Espaçamento médio da fissura na direção x e y, respectivamente**

t_s, t_I e t_c → *Espessura da camada superior, inferior e intermediária do elemento de casca com três camadas, respectivamente*

T → *Carregamento de deformação*

T_n e T_{onda} → *Período de vibração natural e da onda, respectivamente*

u_c → *Componente do vetor velocidade da corrente normal ao eixo do elemento*

\dot{u}_n → *Componente do vetor velocidade do elemento estrutural normal ao seu eixo*

u_n e $|u_n|$ → *Componente do vetor velocidade do fluido normal ao eixo do elemento e seu valor absoluto, respectivamente*

U → *Necessidade de resistência da estrutura e de cada elemento*

v_x, v_y, v_n e v_t → *Força de cisalhamento nas direções x, y, n e t , respectivamente*

v_0 → *Força de cisalhamento na direção principal de rotação φ*

v_{cl} → *Tensão cisalhante local*

v_{cxy} → *Tensão cisalhante do concreto*

V_y → *Velocidade do vento a altura y acima da profundidade de água de referência*

V_h → *Velocidade do vento na referencia de altura h , geralmente 10 m acima da profundidade da água de referência*

V_k → *Velocidade do vento*

V_c → *Velocidade da corrente*

V_t → *Componente da maré na velocidade da corrente na direção do vento*

V_s → *Componente da corrente de tempestade*

V_w → *Velocidade da corrente guiada pelo vento*

x → *Profundidade da zona de compressão antes da fissuração*

$y_{x,s}, y_{x,i}, y_{y,s}$ e $y_{x,i}$ → *Distâncias entre o plano médio da camada e o centro de gravidade da armadura nas direções x e y , necessários para absorção dos momentos fletores e das forças normais de membrana*

$y_{xy,s}$ e $y_{xy,i}$ → *Distâncias entre plano médio da camada e o centro de gravidade da armadura nas direções x e y para absorção dos momentos torçores e das forças de cisalhamento*

$z \rightarrow$ Distância abaixo do nível de água parada sob consideração

$z_c \rightarrow$ Braço de alavanca entre as forças de cisalhamento nas camadas externas

z_x e $z_y \rightarrow$ Braço de alavanca referente ao momento fletor e à força normal de membrana

$z_{xy} \rightarrow$ Braço de alavanca referente ao momento torçor e à força de cisalhamento

$w \rightarrow$ Espessura da fissura

Símbolos Gregos

$\varphi \rightarrow$ Direção de rotação em torno do eixo z

$\theta \rightarrow$ Orientação da rede de deformações principais do concreto

$\theta_s \rightarrow$ Direção crítica de fissuração na camada superior

$\theta_i \rightarrow$ Direção crítica de fissuração na camada inferior

$\theta_{ic} \rightarrow$ Fissuração inicial

θ_{nx} e $\theta_{ny} \rightarrow$ Direção entre a normal da fissura e a armadura

$\theta_\varepsilon \rightarrow$ Orientação da deformação principal total

$\theta_\sigma \rightarrow$ Orientação da tensão principal do concreto

$\theta^l \rightarrow$ Atraso do ângulo de rotação

$\Delta\theta_\varepsilon \rightarrow$ Rotação de pós-fissuração do eixo da deformação principal total

$\Delta\theta_\sigma \rightarrow$ Rotação pós-fissuração do campo das tensões principais

γ_{xy}^s , γ_{xy} e $\gamma_{cxy} \rightarrow$ Deformação de deslizamento cisalhante, total e no concreto, respectivamente

$\gamma_s \rightarrow$ Deformação média cisalhante por deslizamento nas fissuras

$\delta_s \rightarrow$ Deslizamento nas fissuras

$\varepsilon_{ts} \rightarrow$ Deformação terminal

$\varepsilon_{sh} \rightarrow$ Deformação no início do endurecimento no tempo

$\varepsilon_u \rightarrow$ Deformação última da armadura

$\varepsilon_{cr} \rightarrow$ Deformação de fissuração

$\varepsilon_p \rightarrow$ Deformação do cilindro de concreto

ε_c e ε_s → *Deformação média no concreto e na armadura*

ε_x e ε_y → *Deformação total na direção x e y, respectivamente*

ε_{c1} e ε_{c2} → *Deformação principal média de tração e de compressão, respectivamente*

ε_x^s e ε_y^s → *Deformação devido ao cisalhamento deslizante nas direções x e y, respectivamente*

ε_{sx} e ε_{sy} → *Deformação média na armadura nas direções x e y, respectivamente*

ε_{cx} e ε_{cy} → *Deformação média no concreto nas direções x e y, respectivamente*

ρ_{sx} e ρ_{sy} → *Taxa de armadura nas direções x e y, respectivamente*

σ_x e σ_y → *Resultante das tensões normais aplicadas nas direções x e y, respectivamente*

β_d → *Fator para refletir o efeito o amolecimento*

τ_{xy} → *Tensão cisalhante aplicada*

Resumo

FRIACA, C. P. P. Dimensionamento e análise numérica de cascas de concreto armado para aplicações em plataformas offshore. 2009. 153f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2009.

Das primeiras atividades de exploração de petróleo offshore, em 1968 na Bacia de Sergipe, com lâmina d'água de cerca de aproximadamente 30m, até as explorações em águas profundas, entre 1000 e 2000 m, e ultra-profundas, acima de 2000 m, na Bacia de Campos (RJ), o Brasil tem-se destacado mundialmente neste tipo de exploração, a ponto de sermos hoje líderes mundiais neste setor. Muitos foram os desafios impostos para exploração de petróleo enquanto as profundidades das lâminas d'água aumentavam. As estruturas fixas (jaquetas), empregadas em águas mais rasas, começaram a ter seu uso inviabilizado, pois para águas profundas deveriam ser construídas estruturas excessivamente rígidas e caras. Nesse sentido, as plataformas de concreto demonstraram que seu comportamento em meio offshore é de boa qualidade, sobretudo devido à alta durabilidade do material concreto. Segundo Adebar e Collins (1994) os procedimentos para projetar estruturas de concreto offshore, embora as mesmas sejam estruturas mais complexas, são similares aos utilizados para construir grandes estruturas. No entanto, a verificação da capacidade de resistência em seções particulares para as forças transversais, o comportamento não-linear da estrutura de concreto deve ser levado em consideração, evitando problemas de dimensionamento como o ocorrido, por exemplo, com a plataforma Sleipner A. Desta maneira, utilizando o processo iterativo proposto por Lourenço e Figueiras (1993), foi feito o dimensionamento de elementos de cascas ensaiados experimentalmente sujeitos a forças de membrana e a momentos fletores obtidos da literatura. Depois de feito o dimensionamento dos elementos de cascas, o seu comportamento foi analisado e comparado com o resultado numérico obtido pelo DIANA, programa de elementos finitos utilizado para a análise não-linear de estruturas.

Abstract

FRIACA, C. P. P. Design and numerical analysis of reinforced concrete shells for applications in offshore platforms. 2009. 153f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2009.

The first activities of offshore petroleum exploration in Brazil started in 1968 at Sergipe basin, approximately 30 meters depth until the explorations on deep water, between 1000 and 2000 meters, and ultra-deep water, greater than 2000 meters, at Campos basin, state of Rio de Janeiro, the Brazil has highlighted in the world in this kind of exploration, to become a world leaders in this sector. Many difficulties were imposed for the exploration of petroleum by the water depth increase. The fixed structures, known as jacket, used in shallow water, became impractical in deeper water, because, for this condition, these structures must be built too rigid and expensive. In this sense, reinforced concrete platforms have been demonstrating a better behavior in offshore environment, mainly due to the material high durability. In accordance with Collins e Adebar (1994), the procedures adopted in reinforced concrete offshore design are similar to those adopted in large structures design, though the offshore structure are much more complex. However, the material nonlinear behavior must be considered in the shear resistance capacity verification of particular cross-sections, so as to avoid problem with design as occurred, for example, with the platform Sleipner A. In this matter, using the iterative process proposed by Lourenço e Figueiras (1993), it will be made a design of shell elements tested experimentally subject to membrane force and bending moments found in the literature. After done the design of the shell elements, their behavior will be analyzed and compared to the numerical solution obtained with DIANA, a finite element program for non-linear structural analysis.

Sumário

<i>1.Introdução.....</i>	<i>25</i>
<i>1.1. Motivação.....</i>	<i>25</i>
<i>1.2. Objetivo do Trabalho</i>	<i>26</i>
<i>1.3. Organização do Texto.....</i>	<i>26</i>
<i>2.Estruturas Offshore</i>	<i>28</i>
<i>2.1. Aspectos Gerais.....</i>	<i>28</i>
<i>2.2. Tipos de Plataformas Offshore</i>	<i>29</i>
<i>2.3. Plataformas Brasileiras</i>	<i>37</i>
<i>2.4. Concreto e as Plataformas Offshore.....</i>	<i>39</i>
<i>3.Dimensionamento dos Esforços:Variáveis Ambientais a Serem Consideradas</i>	<i>46</i>
<i>3.1. Análise das Condições Ambientais</i>	<i>49</i>
<i>3.1.1. Ondas</i>	<i>49</i>
<i>3.1.2. Vento</i>	<i>50</i>
<i>3.1.3. Correntes.....</i>	<i>51</i>
<i>3.2. Determinação dos Solicitações Ambientais</i>	<i>52</i>
<i>3.2.1. Solicitação das Ondas.....</i>	<i>52</i>
<i>3.2.2. Solicitação do Vento</i>	<i>57</i>
<i>3.2.3. Solicitação das Correntes</i>	<i>60</i>
<i>3.3. Necessidades de Projeto a Serem Consideradas.....</i>	<i>62</i>
<i>3.4. Detalhes de Projeto.....</i>	<i>67</i>
<i>4.Metodologia</i>	<i>70</i>
<i>4.1. Elementos de Cascas</i>	<i>71</i>
<i>4.1.1. Elementos de Cascas com Três Camadas.....</i>	<i>71</i>
<i>4.1.2. Dimensionamento das Armaduras.....</i>	<i>76</i>

<i>4.2. Programa DIANA.....</i>	<i>98</i>
<i>4.2.1. Modelos Físicos Não-Lineares do Concreto.....</i>	<i>99</i>
<i>4.2.2. Modelo Físico Não-Linear da Armadura</i>	<i>106</i>
<i>5. Análise Numérica</i>	<i>109</i>
<i>5.1. Características dos Exemplos Experimentais.....</i>	<i>109</i>
<i>5.2. Dimensionamento Utilizando a Teoria de Cascas de Três Camadas</i>	<i>112</i>
<i>5.3. Análise Numérica com o Código de Cálculo DIANA</i>	<i>116</i>
<i>6. Discussão dos Resultados.....</i>	<i>124</i>
<i>7. Sugestões para Trabalhos Futuros</i>	<i>127</i>
<i>Referências</i>	<i>128</i>
<i>ANEXO A - Cálculo da Armadura em cada Camada.....</i>	<i>132</i>
<i>A.1. Cálculo da armadura considerando cobrimentos semelhantes aos dos exemplos experimentais.....</i>	<i>132</i>
<i>A.2. Cálculo da armadura respeitando o cobrimento mínimo especificado pelo item 3.4..</i>	<i>134</i>
<i>A.3. Cálculo da armadura mínima</i>	<i>137</i>
<i>ANEXO B - Dimensionamento Automático Proposto por Lourenço e Figueiras (1993) ..</i>	<i>138</i>
<i>B.1. Rotina feita em MATLAB para o processo iterativo proposto por Lourenço e Figueiras (1993)</i>	<i>140</i>
<i>ANEXO C - Análise Considerando Carregamento Cíclico</i>	<i>150</i>

Introdução

1.1. Motivação

Segundo Adebar e Collins (1994) os procedimentos para projetar estruturas de concreto offshore, embora as mesmas sejam estruturas mais complexas, são similares aos utilizados para construir grandes estruturas. Os três tipos de solicitações na seção (forças de membrana, momentos fletores e a forças cisalhantes) em várias regiões da estrutura são tipicamente determinados usando a análise elástica linear. No entanto, para a verificação da capacidade de resistência em seções particulares para as forças cisalhantes, o comportamento não-linear da estrutura de concreto deve ser levado em consideração.

De acordo com Collins e Vecchio (2000) um fator crítico para projetos de plataformas de concreto em águas profundas é a espessura das paredes das células de armazenamento de óleo e/ou gás. Se as paredes são muito finas, elas podem entrar em colapso sob altas pressões hidrostáticas as quais estarão sujeitas durante o transporte do deck.

Diferente da situação para as estruturas em terra, o projetista não tem a opção de aumentar a espessura das paredes para garantir um projeto conservativo. Se as paredes forem muito grossas, a estrutura não irá flutuar, ou não será hidrostaticamente estável durante o reboque para a região de exploração. Essa restrição significa que para essas estruturas fatores de segurança relativamente baixos devem ser empregados. Como consequência, muito cuidado deverá ser tomado em todos os aspectos de construção e projeto.

O método atualmente usado para projetar estruturas de concreto offshore para três forças de membrana e três momentos fletores é uma generalização da aproximação da compatibilidade de esforços usados para vigas. Para as duas forças transversais cisalhantes, as empíricas regras de projeto de cisalhamento em vigas são usadas. Infelizmente, as regras de projetos de cisalhamento em vigas foram desenvolvidas para simples membros uniaxiais e não é apropriada para complexas estruturas.

A dramática demonstração da deficiência das práticas de projetos de cisalhamento de estruturas de concreto offshore foi proporcionada em agosto de 1991 pelo colapso da plataforma Sleipner, de 300 milhões de dólares, na Noruega. Para estarem fora de perigo, estruturas de concreto offshore devem ser projetadas utilizando o mais apropriado procedimento de projeto de cisalhamento.

1.2. Objetivo do Trabalho

A partir do exposto, apresenta-se um método para o dimensionamento de elementos de cascas de concreto armado sujeitos a forças de membrana e momentos fletores, sem atuação de força de cisalhamento, utilizando as equações de equilíbrio desenvolvidas segundo a teoria de cascas de três camadas.

As equações de equilíbrio para os elementos de cascas foram desenvolvidas por Gupta (1986) e implementadas de forma automática por Lourenço e Figueiras (1993).

O dimensionamento do elemento de casca foi realizado a partir dos esforços experimentais obtidos de elementos ensaiados na literatura. Posteriormente foi feita uma análise numérica 3D, utilizando os programas DIANA, de maneira a comparar o comportamento estrutural dos elementos de cascas dimensionados com os exemplos experimentais utilizados.

1.3. Organização do Texto

A dissertação obedece à seguinte organização:

- Capítulo 2

Apresenta em linhas gerais a história das estruturas offshore. Nesse capítulo é dada ênfase aos tipos de estruturas offshore, análise do concreto como material utilizado nas estruturas offshore, exploração de petróleo no Brasil, citação das normas utilizadas para construção offshore e análise da plataforma Sleipner.

- Capítulo 3

Neste capítulo é feita uma análise dos fatores ambientais considerados no projeto de uma estrutura offshore segundo as companhias classificadoras-certificadoras.

- Capítulo 4

Descreve-se a metodologia considerada para análise. Nesse sentido, a formulação de Gupta (1986) é apresentada como base para o dimensionamento de elementos de cascas de três camadas, de maneira que as forças de tração na parte superior e inferior são suportadas pela armadura fornecida ortogonalmente e por aquelas forças de compressão desenvolvidas pelo concreto. A análise numérica foi feita utilizando os programas DIANA para verificar a resposta estrutural do elemento de casca dimensionado segundo a formulação de Gupta (1986) por meio do dimensionamento automático proposto por Lourenço e Figueiras (1993).

- Capítulo 5

Neste capítulo apresentam-se os exemplos experimentais considerados no trabalho, assim como o resultado do dimensionamento e da análise numérica dos elementos de cascas de três camadas dimensionados segundo a metodologia do Capítulo 4. Posteriormente apresenta-se a discussão dos resultados.

- Capítulo 6

É feita uma análise e discussão dos resultados.

- Capítulo 7

Apresentam-se propostas para trabalhos futuros.

Estruturas Offshore

2.1. Aspectos Gerais

Várias companhias de óleo têm instalado e estão operando estruturas offshore em todo o mundo. Dentre elas pode-se incluir: British Petroleum, Chevron, Elf, Esso, Móbil, Norsk Hydro, Petrobrás, Phillips, Shell, Statoil e Texaco. As plataformas offshore estão localizadas principalmente na Noruega, Grã-Bretanha, Alemanha, Holanda, Brasil, Estados Unidos, Canadá e Austrália.

Projetos e construção de estruturas offshore precisam, assim como nas estruturas onshore, seguir os regulamentos das instituições responsáveis por fiscalizar essas obras, como, por exemplo, o Departamento do Interior dos Estados Unidos no USA, o Departamento de Energia - Statutory Instruments SI 289 1974 - Instalações Offshore, na Grã-Bretanha, o Norwegian Petroleum Directorate, na Noruega.

Em muitos países, a regulamentação do governo é feita principalmente por Normas Técnicas, significando que a necessidade de segurança das estruturas é considerada satisfeita se as regras especificadas nestas Normalizações forem satisfeitas. Assim, as Normas Técnicas possuem um papel importante nas estruturas offshore. Dentre elas pode-se citar:

- Norma Canadense CSA S474-94: Estruturas de Concreto. Parte IV do Código de Projetos, Construção e Instalação de Estruturas Offshore. ISSN 0317-5669, Junho 1994;
 - Norma ISO 13819. Parte III (abrange o processo inteiro da engenharia para estruturas de concreto offshore);
 - Norma Norueguesa NS 3473. Estruturas de Concreto. Regras de projetos.
 - ACI 357R-84. Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures.
-

Outros documentos podem ter importância similar como, por exemplo, ACI 318-95 e a Norma Européia - Eurocode 2, 1991 - que abrange estrutura de concreto em geral, mas explicitamente exclui as plataformas offshore.

Os regulamentos e as Normas estão sujeitas a um contínuo exame e atualizações para andar lado a lado com o desenvolvimento técnico. Algumas instituições importantes nessas discussões são:

- International Federation for Structural Concrete: FIB;
- American Concrete Institute: ACI;
- International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structure: RILEM.

O controle e a aprovação para instalação offshore são fiscalizados por autoridades dos governos nacionais e por empresas especializadas. As principais empresas atuantes nas atividades offshore são Lloyd's, Det Norske Veritas (DNV), American Petroleum Institute (API) e American Bureau of Shipping (ABS).

2.2. Tipos de Plataformas Offshore

As estruturas offshore podem ser agrupadas basicamente em dois tipos de categorias: as plataformas fixas e as plataformas flutuantes. As plataformas fixas são utilizadas normalmente até uma profundidade de aproximadamente 400 metros sendo que, a partir desta profundidade, é mais viável utilizar os modelos de plataformas flutuantes. De acordo com Menezes (2007), as plataformas fixas em profundidades superiores a 400 metros tendem a ser muito esbeltas e os períodos naturais se aproximam dos períodos das ondas ou dos seus harmônicos. Dessa forma, os efeitos dinâmicos passam a ser importantes e decorrente disso, para evitar a amplificação dinâmica excessiva, é necessário aumentar a rigidez da estrutura, acarretando aumento considerável de peso, aumento nos custos de fabricação, transporte e instalação. Estes fatores limitam técnica e economicamente seu uso em águas profundas.

As plataformas fixas, consideradas como a 1^o e 2^o geração das estruturas offshore de acordo com Santos (2005), podem ser divididas em:

-
- Jaquetas;
 - Plataformas de gravidades;
 - Plataformas auto-elevatórias (Jack ups).

As plataformas fixas têm a finalidade básica de sustentar o deck e/ou os módulos de produção e, uma vez instaladas, estarão imersas no mar em meio corrosivo, sujeitas a cargas ambientais de onda, corrente e vento.

A plataforma fixa tipo Jaqueta é constituída por estruturas espaciais tubulares em aço, formando um pórtico espacial, completamente contraventadas e ancoradas no local de operação por estacas cravadas no fundo do mar, projetadas para resistir aos esforços provenientes das ondas, vento e corrente. Além disso, a Jaqueta serve de apoio aos condutores e risers de exploração na subida até a planta de processamento da plataforma (MENEZES, 2007).

As plataformas tipo Jaqueta, mostrada na Figura 2-1, são as mais utilizadas dentre os sistemas offshore fixos de exploração de petróleo, em lâminas d'água de até 400 metros, consideradas rasas.



Figura 2-1 - Jaqueta (SANTOS, 2005)

Os elementos estruturais de uma estrutura do tipo Jaqueta são solicitados a esforços de compressão e tração, formando uma estrutura hiperestática, de maneira a possuir alta capacidade de redistribuir os esforços internos após a falha de algum elemento estrutural.

As plataformas offshore denominadas de categoria de base gravitacional (Figura 2-2) são aquelas projetadas de maneira que sua fundação esteja cravada no fundo do mar ou logo abaixo deste, transferindo assim seu carregamento ao solo por meio das fundações (footings) superficiais.

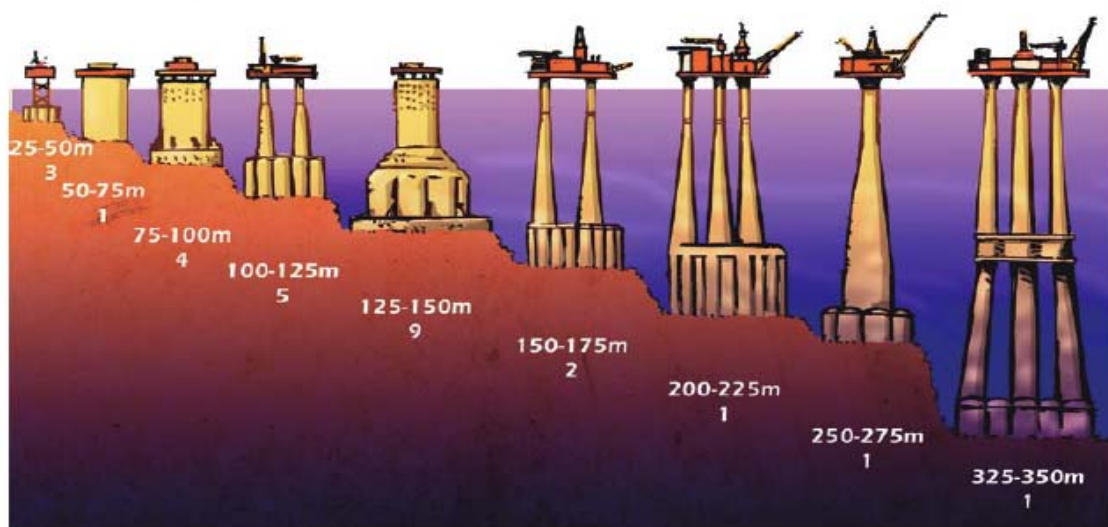


Figura 2-2 - Diferentes tipos de plataformas de base gravitacional (Internacional Association of Oil & Gas Producers - OGP)

As plataformas auto-elevatórias (Jack up) são unidades móveis que, geralmente, vão navegando até a locação e, ao chegarem, abaixam suas “pernas” e as apóiam no fundo do mar. Usualmente são utilizadas para perfuração em lâminas d’água rasas, profundidade até 120 metros (SANTOS, 2005). Na Figura 2-3 tem-se um exemplo de plataforma auto-elevatória.



Figura 2-3 - Plafatormas auto-elevatória (SANTOS, 2005)

Consideradas a 3^o geração das estruturas offshore de acordo com Santos (2005), as plataformas flutuantes podem ser divididas em:

- Semi-submersíveis;
- Navios (Unidade Flutuante de Produção, Armazenamento e Escoamento, FPSO em inglês, e Unidade Flutuante de Armazenamento e Escoamento, FSO em inglês);
- Plataformas de pernas atirantadas (TLP em inglês);
- Plataformas Spar Buoys;
- Monocolumnas.

As plataformas semi-submersíveis se apóiam em flutuadores submarinos posicionadas na região de exploração ou perfuração através do sistema de ancoragem (risers).

O sistema de ancoragem destas plataformas, segundo Santos (2005), pode ser feito de forma convencional constituído por linhas em forma de catenária, compostas por cabos de aço, amarras ou uma combinação de ambos, ou utilizando o sistema de ancoragem taut-leg constituído por linhas esticadas. A Figura 2-4 apresenta um exemplo de plataformas semi-submersíveis.



Figura 24 - Plataforma semi-submersível (www.themag.com.br)

A descoberta de petróleo em lâminas d'água cada vez mais profundas propiciou o uso de navios para as atividades de produção e perfuração. Nesse sentido surgiram os navios do tipo FPSO e FSO.

Estas estruturas são navios com capacidade para processar e armazenar o petróleo e prover a transferência do petróleo e/ou gás natural. No convés do navio, é instalada uma planta de processo para separar e tratar os fluidos produzidos pelos poços. Depois de separado da água e do gás, o petróleo é armazenado nos tanques do próprio navio, sendo transferido para um navio aliviador de tempos em tempos. O navio aliviador é um petroleiro que atraca na popa da FPSO para receber petróleo que foi armazenado em seus tanques e transportá-lo para terra (www.petrobras.com.br). A Figura 2-5 mostra um exemplo de navios FSPO.



Figura 2-5 - Navio FSPO (www.petrobras.com.br)

A TLP consiste numa estrutura similar à semi-submersível, sendo mantida na região de exploração através de tirantes (tendões) que são ancorados no fundo do mar através de estacas e tracionados no topo pela força resultante entre peso e empuxo (restauração hidrostática). Esta tração deve ser mantida ao longo de todo seu comprimento a fim de evitar a desconexão no fundo do mar e/ou a flambagem dos tendões.

Segundo Lacerda (2007), a TLP é uma evolução do conceito da plataforma semi-submersível, pois restringe os movimentos verticais e permite que a árvore de natal (conjunto de válvulas que controlam o poço) fique na própria plataforma, facilitando o controle e a intervenção nos poços.

Existem atualmente várias TLPs instaladas no mundo, e muitas outras em fase de construção, o que comprova a eficiência desta concepção para a exploração de petróleo em águas profundas. A Figura 2-6 mostra uma plataforma do tipo TLP.

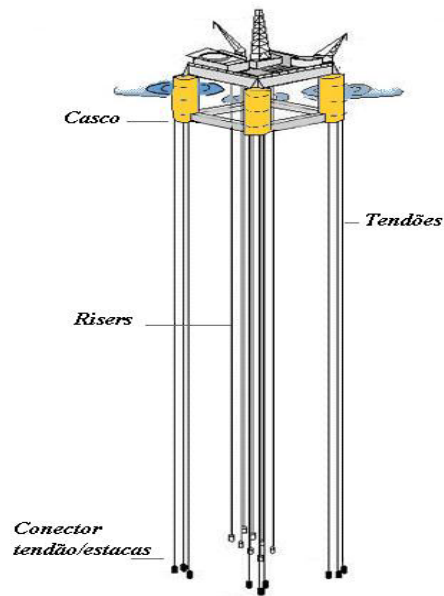


Figura 2-6 - TLP (SANTOS, 2005)

As plataformas Spar-Buoy utilizam o sistema Spar que consiste de um único cilindro vertical de aço de grande diâmetro, ancorado, operando com um calado de profundidade constante de cerca de 200 metros, o que gera apenas pequenos movimentos verticais e, conseqüentemente, possibilita a adoção de risers rígidos verticais de produção (SANTOS, 2005). A Figura 2-7 mostra os tipos de plataformas Spar-Buoy.

O sistema clássico (Neptune) consiste de um único cilindro vertical de aço de grande diâmetro, ancorado de uma forma similar às plataformas semi-submersíveis de produção e os Navios FPSOs, isto é, linhas de ancoragem em forma de catenária constituídas por diversos trechos de materiais distintos. Opera com um calado de profundidade constante de cerca de 200 metros, o que gera apenas pequenos movimentos verticais e, conseqüentemente, possibilita a adoção de risers rígidos de produção, além de completação seca (LACERDA, 2007).

A Truss Spar (Gunnison) possui um trecho cilíndrico superior do casco que garante a flutuabilidade do sistema, funcionando como uma bóia. A parte inferior do casco é composta por uma treliça espacial intercalada por placas horizontais. A Cell Spar (Redhawk) assemelha-se ao do sistema clássico (Neptune), mas ao invés de possuir um único cilindro ele consiste de vários cilindros de diâmetro menor fixados lado a lado

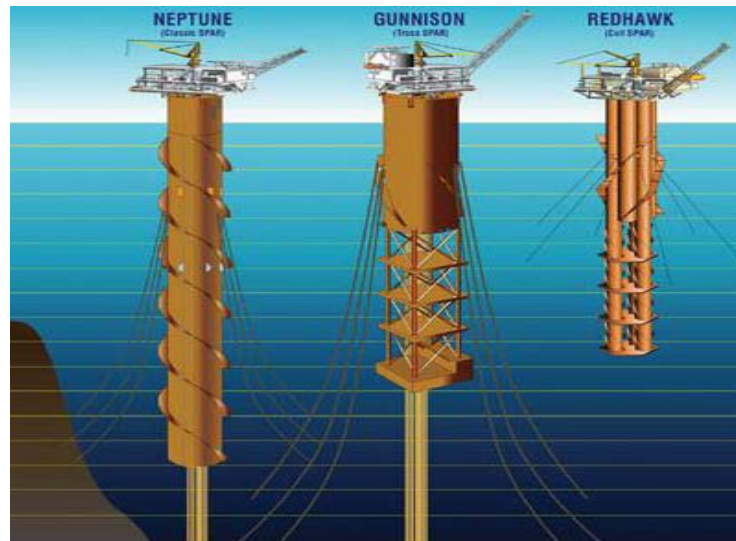


Figura 2-7 - Tipos de plataformas Spar-Buoys (SANTOS, 2005)

As monocolunas são usadas para produção, servindo para receber a tubulação que está extraíndo petróleo do oceano e para carregar os navios com o produto, de acordo com a Figura 2-8.

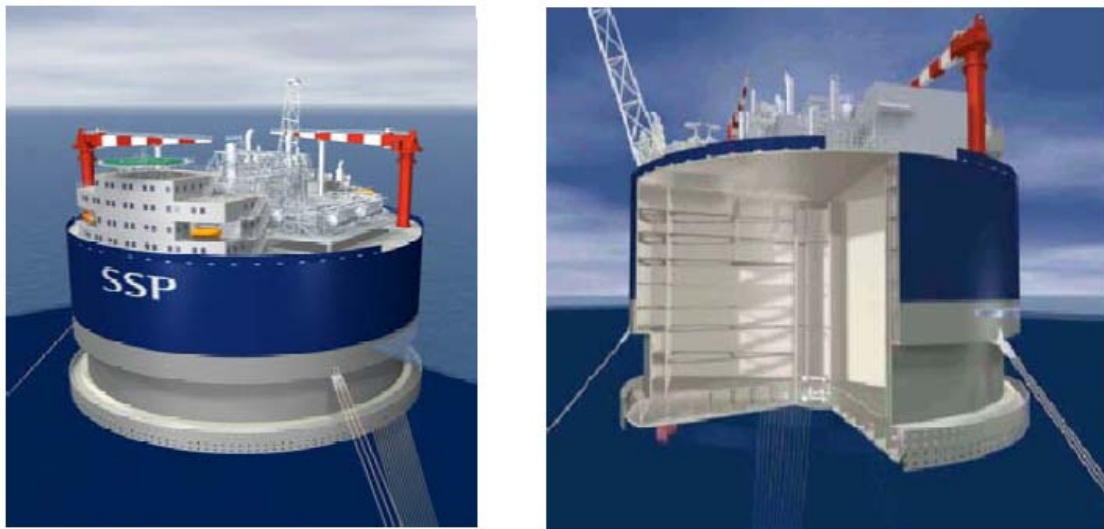


Figura 2-8 - Monocoluna (MENEZES, 2007)

A plataforma monocoluna possui vantagens sobre os outros tipos de unidades devido ao formato cilíndrico do casco, o qual associado à adoção de um calado suficiente tende a reduzir a influência das forças de onda, desassociando-a da escolha da direção do

carregamento. Ainda não existem unidades em operação; a primeira, denominada SSP Piranema, será instalada em Piranema no nordeste brasileiro (LACERDA, 2007).

2.3. Plataformas Brasileiras

Em 1968 teve início à exploração de petróleo em território brasileiro, mais especificamente na Bacia de Sergipe, campo de Guaricema. Para a exploração de petróleo, a Petrobrás utilizou técnicas convencionais até então, ou seja, plataformas de aço cravadas no solo com estacas.

Com o aumento da exploração, sobretudo a partir de novas reservas encontradas na região nordeste, a Petrobrás começou a desenvolver projetos próprios, moldando as plataformas de acordo com a necessidade de exploração das novas bacias. Nesse período iniciou-se, em Salvador, a construção das primeiras plataformas de concreto, conhecidas como Ubarana II (PUB-02), Ubarana III (PUB-03) e Agulha (PAG-02), construídas de acordo com a concepção do consórcio franco-brasileiro Mendes Jr. - Campenon Bernard.

Essas plataformas marítimas foram construídas em concreto protendido, tornando-se às primeiras estruturas deste tipo realizadas no Brasil, bem como em todo o continente americano. As três plataformas construídas em Salvador destinaram-se ao campo de Ubarana, no Rio Grande do Norte, e foram assentadas ao largo de Natal, a aproximadamente 12 Km da costa.

Para a construção das três plataformas contratadas, foi instalado, na Ponta da Laje, na bacia de Aratu, 20 Km ao norte de Salvador, um canteiro de obras que ocupava uma área de aproximadamente 230.000 m². As três plataformas foram projetadas para operação em lâmina d'água de 15 m, mas foram instaladas em locais onde essa lâmina varia entre 13 e 14 m. A parte estrutural foi projetada diretamente pela Campenon Bernard. À Petrobrás coube o projeto de adaptação das sondas e do sistema elétrico em geral.

A estrutura, projetada em concreto protendido, utilizou-se do processo Freyssinet, com 12 cordoalhas de 1/2", possuindo peças de concreto armado pré-moldadas e moldadas in loco.

O dimensionamento da estrutura foi feito segundo as normas da companhia classificadora-certificadora Det Norske Veritas, baseadas em recomendações do FIP-CEB. O dimensionamento foi realizado com o auxílio de programas de cálculo para computadores

estudados por Campenon Bernard. Alguns daqueles cálculos foram confirmados por meio de ensaios de modelos reduzidos da plataforma colocados num canal e numa bacia com ondas. Trata-se em particular de verificar os esforços das ondas sobre a estrutura em flutuação (reboque) e assento no local.

A partir de 1977 a atividade petrolífera começou caminhar na direção sudeste, sobretudo com a descoberta de petróleo na Bacia de Campos, Rio de Janeiro. As novas reservas encontradas situavam-se em águas com mais de 80 metros de profundidade, de modo que a exploração utilizando plataformas fixas não era economicamente viável.

Para resolver tal problema, a Petrobrás utilizou um sistema flutuante de produção por navios, desenvolvendo uma concepção inovadora e um marco na atividade offshore. Como resultado desse pioneirismo, aliado à necessidade, uma vez que 65% das reservas brasileiras estão em águas profundas e ultra-profundas, a Petrobrás é hoje a empresa que tem o maior número de sistemas flutuantes no mundo, as plataformas semi-submersíveis e os navios FPSO. A Tabela 2-1 apresenta a distribuição dos tipos de plataformas em cada bacia de exploração.

Tabela 2-1 - Quantidade e tipo de plataformas em operação no Brasil (www.petrobras.com.br)

	Plataforma Fixa	Plataforma Semi-submersível	FPSO
Bacia Rio Grande do Norte/Ceará	30	----	----
Bacia de Camamu (BA)	1	----	----
Bacia de Sergipe/Alagoas	26	----	----
Bacia do Espírito Santo	1	----	----
Bacia de Campos (RJ)	12	11	17
Bacia de Santos (SP)	1	1	----

Em função das descobertas em águas profundas e da necessidade de suprir a demanda do País, a Petrobrás vem estabelecendo sucessivos recordes de profundidade de poço de produção. Atualmente o poço de produção mais profundo localiza-se a 1886 m de profundidade do nível do mar.

Em 2008 a empresa instalou três novas plataformas para acompanhar o ritmo de produção de petróleo e se lançou em um desafio tecnológico: conseguir explorar petróleo

economicamente viável em profundidades abaixo da camada de sal, pré-sal, a uma profundidade de mais de 7 mil metros. As primeiras estimativas sobre as reservas dessa camada apontam um volume de petróleo capaz de até dobrar as reservas brasileiras.

2.4. Concreto e as Plataformas Offshore

O concreto vem sendo usado extensivamente no meio marítimo em portos e em outras estruturas costeiras por mais de 100 anos, e o seu mais recente uso é em plataformas offshore. As inspeções realizadas na maioria das estruturas de concreto exposta às condições marítimas por longos períodos têm mostrado boas condições para estruturas com menos de 30 anos e condições razoáveis para aquelas com mais de 50 anos. No caso de ocorrência de deterioração, esta pode ser atribuída a inadequações de projetos ou das construções ou até mesmo do longo período de vida útil do projeto.

A história das estruturas de concreto offshore possui aproximadamente 40 anos. Quando a indústria petrolífera estabeleceu atividades no mar do Norte no fim dos anos 60, o principal desafio da indústria de construção norueguesa foi conciliar o uso do concreto e do aço como os dois principais materiais para este tipo de estrutura, possibilitando assim uma redução dos custos de construção e de manutenção.

A primeira plataforma de concreto foi a Plataforma Ekofisk, construída com o conceito Francês-Canadense e concluída em 1973. A construção desta plataforma possibilitou grandes avanços para as estruturas offshore, além do desenvolvimento do concreto empregado na construção destas estruturas, dos métodos de projeto, métodos de construção, gerenciamento e conceitos de segurança.

Outro conceito de estruturas offshore são as Plataformas Concrete Deep Water (Condeeps), constituídas por base celular com uma a quatro colunas vazadas, tornando as estruturas offshore mais esbeltas. A primeira plataforma Condeep, Beryl Alpha, foi construída em território britânico em 1975.

As estruturas de concreto offshore provaram representar uma alternativa econômica para as plataformas no mar do Norte e em outros lugares onde grandes estruturas offshore são necessárias para produzir óleo e/ou gás. Além disso, elas provaram ser altamente duráveis e possuir boa resistência contra corrosão, desde que o concreto utilizado seja denso, tenha pouca fissuração e tenha um adequado cobrimento.

Embora os recentes desenvolvimentos na indústria de construção não tenham favorecido o desenvolvimento tecnológico das plataformas de concreto, muitos estudos conceituais estão em andamento nos escritórios de projetos, como por exemplo, novos conceitos de plataformas flutuantes, novas gerações de tensões atuantes nas plataformas que, aliado aos novos concretos existentes, possibilitarão avanços nessas estruturas.

Quando a primeira plataforma Ekofisk foi projetada, a resistência de projeto do concreto utilizado foi de 45 MPa. Para as estruturas recentes, utilizando concreto de alto desempenho, a resistência do concreto utilizado no projeto foi de aproximadamente 85 MPa. Fatores como um adequado controle nos procedimentos de mistura, seleção dos agregados e o surgimento dos superplastificantes e retardadores possibilitaram esse avanço.

Atualmente o concreto pré-tensionado está sendo usado cada vez mais e atualmente força-se seu uso em campos tradicionalmente reservado ao aço. Em particular, o aumento das atividades de indústrias ligadas ao mar levou ao aumento da necessidade para a flutuação ou submersão de todos os tipos de equipamentos.

No entanto, geralmente ao conhecimento inadequado, ainda existe relutância para o uso do concreto pré-tensionado. Ainda, o concreto pré-tensionado possui qualidades que o torna mais apropriado para estruturas flutuantes.

Com o decorrer do tempo e devido à concentração de hidrocarbonetos, o óleo tende a infiltrar nos poros do concreto. Uma maneira para fornecer segurança adicional contra vazamento, no caso de tanques flutuantes impedindo a poluição do oceano, algumas paredes destes tanques podem ser cobertas com uma camada de metal de revestimento.

Diferentemente do aço, não existe muitos custos de manutenção como tem sido observado em inúmeras estruturas as quais estão em operação por dois anos.

Experiências têm mostrado que, fornecendo um adequado cimento, a água do mar não tem efeitos químicos seja no concreto seja nas cordoalhas do concreto pré-tensionado, duplamente protegido pelo ducto impermeável e pela injeção de cimento nestes ductos.

O aprimoramento de tecnologias para estruturas de concreto offshore tem grande efeito para o desenvolvimento tecnológico costeiro e próximo à costa marítima. A evolução da tecnologia de novos tipos de concreto, dentre eles o concreto de alto desempenho, as experiências com operações marítimas em mar aberto e em áreas costeiras e as avaliações das ações acidentais atuantes nessas estruturas são de grande importância para esse aprimoramento tecnológico. Todo este desenvolvimento criou a necessidade de novas

ferramentas numéricas para auxiliar o dimensionamento e projeto destas estruturas, permitindo a instalação e operação, em condições seguras, com o máximo de desempenho possível.

Em estruturas offshore de concreto, a alta resistência do material concreto depende de muitos fatores, talvez o mais importante, o uso de agregados de alta resistência. O uso de materiais cimentícios suplementares, como a sílica ativa, a cinza volante e a escória de alto forno em conjunto com o cimento Portland são extremamente importantes para melhorar a resistência e a durabilidade do concreto. Esses suplementos denominados de materiais silícios quando usados em conjunto com a alta redução de água, atuam nos produtos hidratados do cimento Portland, refinando seus cristais e reduzindo os poros na matriz. Essa redução de porosidade na matriz de pasta de cimento hidratado aumenta a resistência do concreto endurecido.

Dentre os argumentos essenciais para a escolha do material concreto para as plataformas offshore pode-se destacar:

- As estruturas de concreto suportam bem os grandes pesos próprios das plataformas offshore;
- Óleos podem ser armazenados em células de concreto;
- O concreto possui grande vida útil;
- Solos firmes do fundo do mar acomodam perfeitamente o peso dessas estruturas;
- O concreto possui boa resistência à colisão.

Entretanto, um dos grandes impedimentos da escolha do concreto armado enquanto material na elaboração das plataformas offshore é a corrosão das armaduras de aço.

A corrosão do aço é um processo eletrolítico que ocorre quando o potencial elétrico aumenta. No entanto, sob condições alcalinas, uma reação alternativa conhecida como passivação ocorre, o qual não resulta em corrosão. O concreto necessita de um meio altamente alcalino para passivar o aço e impedir a corrosão. Se o concreto é removido ou a alcalinidade é retirada, a corrosão no aço pode começar. O desenvolvimento da corrosão necessita de avaliações da água e do oxigênio. Para manter a proteção do aço e limitar a penetração de materiais nocivos, as exigências para o concreto são: utilizar um revestimento adequado para o

concreto armado e protendido (geralmente de 4 a 7,5cm em condições marítimas), utilizar um concreto com baixa permeabilidade e manter o controle da fissuração.

No processo corrosivo em estruturas marítimas, a ação mais importante é a penetração de cloridratos no concreto, que reduz a passivação e permite o começo da corrosão.

Muitos estudos sobre a durabilidade das estruturas de concreto offshore têm sido realizados. Os resultados das investigações realizadas por meio de programas de inspeção e das instrumentações existentes nas estruturas mostram que:

- As plataformas de concreto offshore fornecem operações totalmente seguras;
- As plataformas mostram alto nível de durabilidade;
- As plataformas precisam de poucas operações de manutenção e reparos.

A fabricação de grandes estruturas de concreto utiliza técnicas e tecnologias comprovadas às quais necessitam de um pequeno número de operações altamente especializadas. A chave do sucesso é um bom gerenciamento da força de trabalho consistindo de diferentes etapas (concretagem, fixação do aço, carpintaria, etc.) na mesma região, uma região bem organizada (importante para segurança assim como eficiência). Construção de alto padrão é, portanto, possível garantindo as seguintes medidas:

- Experiência construtiva do projetista;
- Programa de treinamento;
- Boa supervisão dos trabalhadores.

Os métodos construtivos adotados para o casco de concreto são tradicionais métodos de construção de concreto. Estes incluem a fixação da armadura e dos ductos de pré-tensão, fabricação e levantamento das formas, produção e lançamento do concreto, tensão e revestimento dos cabos de pré-tensão.

Somente técnicas de construção extensivamente comprovadas podem ser consideradas. Dois métodos de construção de paredes para as estruturas offshore são:

- Slipforming: onde o concreto é lançado continuamente e as formas (formworks) são continuamente movidas para cima pelos macacos (jacks) erguidos por roldanas de aço
-

previamente envolvidas no concreto lançado. Este método é tipicamente usado em chaminés e torres e tem sido usado em muitas estruturas de base gravitacional (GBS).

- Jumpforming: onde o concreto é lançado em seções (tipicamente 5 m) e as formas são levantadas (jogadas) ao próximo nível e apoiadas em pontos moldados na próxima seção do concreto.

A construção slipforming é a mais utilizada devido à alta qualidade do produto final e da velocidade de construção. Este processo envolve a construção e a fixação das formas, necessitando de um alto grau de organização e planejamento para garantir uma produção contínua e evitar conflitos entre diferentes operações de construção.

O projeto de estruturas de concreto offshore é geralmente controlado pelas exigências do Estado Limite de Utilização, prevendo-se a largura das fissuras ou o controle do dano local, resistência à fadiga ou sistema de ductilidade. O projeto de estruturas de concreto, portanto, envolve não apenas previsão da resistência das seções, mas também na determinação das deformações associadas a várias condições de solicitações.

O carregamento exigido em regiões particulares da estrutura deve levar em consideração forças de membrana (n_x , n_y e n_{xy}), momentos fletores (m_x , m_y e $m_{xy} = m_{yx}$) e forças transversais cisalhantes (v_x e v_y).

O método dos elementos finitos tem-se mostrado como uma ferramenta poderosa para solução de problemas estruturais, incluindo casos com não-linearidade geométrica, física e/ou de contato. Uma quantidade muito grande de formulações de elementos tem sido desenvolvida na tentativa de melhor representar problemas físicos específicos.

A utilização de softwares, que têm por base a formulação por elementos finitos, deve levar em consideração informações obtidas por meio da instrumentação das plataformas construídas ou em modelos em escala reduzida, revelando informações sobre seu comportamento estrutural. As estruturas de concreto necessitam de muitas pesquisas sobre as forças das ondas atuantes nestas estruturas, coeficientes hidrodinâmicos, distribuição de tensão na estrutura, determinação do comportamento dinâmico para ações acidentais, resposta do solo para o modelo elástico ou elastoplástico. Imprecisões são corrigidas por fatores de segurança, mas a redução de certos parâmetros (quantidade de armadura, superfície de contato entre solo-estrutura para plataformas de base gravitacional) pode reduzir consideravelmente os custos das estruturas e até mesmo o colapso da estrutura.

Um problema decorrente da precariedade do conhecimento de informações sobre o comportamento estrutural das plataformas de concreto, aliado a uma inadequação das técnicas construtivas, resultando em um dimensionamento inadequado para os esforços atuantes em seções críticas, foi o colapso da plataforma Sleipner A.

A estrutura de concreto de base gravitacional Sleipner A, possuía 110 m de altura, tendo um conjunto de 24 câmaras de armazenamento, conforme a Figura 2-9, sendo que quatro delas se estendiam para cima suportando o deck. As paredes exteriores das câmaras eram circulares, com raio de 12 m, e as paredes interiores, as quais separavam as câmaras, eram retas. Nos pontos de intersecção dessas paredes interiores, pequenos vazios triangulares chamados de tricell foram formados. Existia um total de 32 tricells. Por causa desses tricell estarem abertos na parte superior, eles enchiam de água uma vez que a parte superior das células fosse submersa. Portanto, as paredes do tricell deveriam resistir a altas pressões hidrostáticas (MICHAEL; COLLINS; FRANK; VECCHIO; ROBERT; SELBY, PAWAN; GUPTA, 2000).

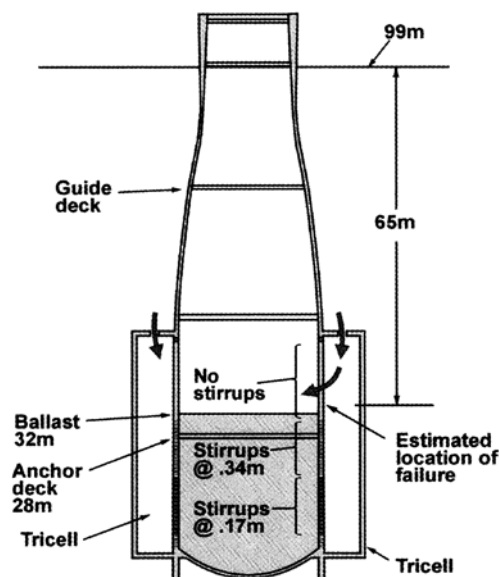


Figura 2-9 - Detalhe de uma câmara da plataforma Sleipner (MICHAEL; COLLINS; FRANK; VECCHIO; SELBY; PAWAN; GUPTA, 2000)

A perda da plataforma foi atribuída ao colapso da parede de um desses tricells. Uma análise numérica conduzida pelos professores Michael Collins e Frank Vecchio, utilizando a formulação da Teoria do Campo das Compressões Modificadas (MCFT em inglês)

desenvolvida pelos professores, revelou que o colapso do tricell ocorreu devido à falta de estribos necessários para absorver as forças resultantes das grandes pressões hidrostáticas. Este fato ocorreu porque a análise realizada para projeto, a partir do Código de Concreto Norueguês de 1977, subestimou a força cisalhante atuante na seção e superestimou o efeito benéfico da compressa axial do concreto na resistência cisalhante.

Durante a fase de projeto da estrutura, fez-se uma análise numérica capaz de fazer uma verificação, utilizando várias formas de combinação de carregamento, em milhares de seções da estrutura, de maneira a dimensionar a espessura das paredes para os casos críticos. No entanto, uma vez que a resistência cisalhante estava superestimada pela utilização da norma Norueguesa, a região do tricell não foi identificada como uma região crítica, levando a estrutura ao colapso a aproximadamente 65 metros de profundidade.

Dimensionamento dos Esforços: Variáveis Ambientais a Serem Consideradas

A determinação dos esforços provenientes das variáveis ambientais é feita de acordo com os critérios de Companhias Classificadoras Certificadoras¹, responsáveis pelo controle e pela aprovação da instalação de uma plataforma offshore. Algumas das principais empresas que atuam no ramo de atividades classificadoras certificadoras de plataformas offshore são: Lloyd's, Det Norske Veritas (DNV), American Petroleum Institute (API) e American Bureau of Shipping (ABS). As condições ambientais decorridas das diversas variáveis descritas neste capítulo foram determinadas segundo a ABS.

As condições ambientais nas quais as instalações offshore podem estar expostas durante sua vida útil são descritas em função das informações obtidas e variam em função da área na qual a estrutura será transportada e instalada. Para uma estrutura que necessita ser construída próxima à costa (por exemplo, instalação de estrutura de concreto de base gravitacional), as variáveis ambientais devem ser compatíveis com as operações de construção e relativas à intensidade das condições esperadas.

Os fenômenos ambientais, os quais podem influenciar o transporte, instalação e operação da estrutura, devem ser descritos em termos dos parâmetros característicos importantes à avaliação da estrutura. Informações estatísticas e realísticas e modelos matemáticos que descrevam a grande variação das condições ambientais devem ser empregadas. Todas as informações usadas devem ser totalmente documentadas, informando as fontes e a confiança estimada nessas informações.

Geralmente, informações e análises sutis fornecidas por especialistas serão aceitos como base para projetos. Para instalações em áreas onde existem normas e informações de projetos publicados, tais normas e informações podem ser citadas como documentação.

¹ Entende-se por Companhias Classificadoras Certificadoras por aquelas que vêm a ser ao mesmo tempo classificadoras (porque classificam o tipo de estrutura) e certificadoras (porque atestam à qualidade da mesma).

Em geral, os projetos de instalações offshore necessitam de investigações sobre os seguintes fatores ambientais:

- Ondas;
- Ventos;
- Correntes;
- Mares e tempestades;
- Temperaturas da água e do mar;
- Gelo e neve.

Outros fenômenos com tsunamis, deslizamentos submarinos, ondas estacionárias, composição anormal da água e ar, umidade do ar, salinidade, força do gelo, icebergs, etc, podem necessitar de investigações dependendo do local específico da instalação. Neste capítulo será dada mais ênfase nos três primeiros tipos de solicitações citados anteriormente, a saber:

- Ondas;
- Ventos;
- Correntes.

A combinação e a intensidade das condições ambientais para uso em projetos devem ser apropriadas à instalação considerada e de acordo com a probabilidade de ocorrência simultânea dos fenômenos ambientais. Os fenômenos ambientais podem ser aplicados nas instalações em regiões específicas predeterminadas a partir de uma direção qualquer que produza os efeitos mais desfavoráveis, a menos que informações específicas indiquem o lugar ou a direção do carregamento. A direção, ou a combinação de direções, que produzirá os efeitos mais desfavoráveis na instalação será considerada no projeto.

Condições Ambientais de Projetos

Nessas recomendações a combinação de fatores ambientais produzindo os efeitos mais desfavoráveis na estrutura, em conjunto ou como definido pelos parâmetros dados acima, é referenciado como Condições Ambientais de Projetos. Essas condições serão descritas por um

grupo de parâmetros representando as condições ambientais que possuem alta probabilidade de não serem excedidas durante a vida útil da estrutura e normalmente serão compostas por:

- a) Máxima altura da onda, correspondendo ao período de recorrência selecionado junto com o vento, maré e limite de profundidade de água, e apropriado efeitos de gelo e neve;
- b) Temperaturas extremas do ar e do mar;
- c) Nível da água máximo e mínimo devido à maré e onda de tempestade.

No entanto, dependendo das condições específicas locais, considerações deveriam ser dadas sobre as combinações dos eventos contidos no item “a” acima. O período de recorrência escolhido para os eventos de “a”, “b” e “c” normalmente não deve ser menor que 100 anos, a menos que uma justificativa para a redução seja fornecida. Para plataformas não tripuladas, ou com facilidade de evacuação durante o evento de projeto, ou plataformas com vida de projeto menor que 20 anos, podem-se usar intervalos de recorrência menores que 100 anos para os eventos em “a”, “b” e “c”. No entanto, normalmente, o intervalo de recorrência não deve ser menor que 50 anos.

Em instalações localizadas em áreas suscetíveis a ondas de tsunamis, deslizamentos submarinos, ondas estacionárias e outros fenômenos, o efeito de tais fenômenos deve ser baseado em estimativas confiáveis e, quando viável, os efeitos esperados devem ser levados em consideração no projeto. Geralmente, para tais fenômenos, informações adicionais e recomendações submetidas a consultores serão aceitos como base para projetos.

Condições Ambientais de Operação

Para cada função principal desejada ou de operação da instalação, um grupo de parâmetros característicos para os fatores ambientais, os quais agem como limite no desempenho de segurança da operação ou função, é determinado. Tais operações podem incluir, como apropriado transporte, descarregamento e a instalação da estrutura; as operações de perfuração e produção; a evacuação da plataforma, etc. Esses grupos de condições são aqui referenciados como Condições Ambientais de Operação.

3.1. Análise das Condições Ambientais

3.1.1. Ondas

Informações estatísticas de ondas, a partir das quais parâmetros de projetos são determinados, incluem normalmente a frequência de ocorrência de vários grupos de alturas de onda, associadas com a direção e o período de onda. Informações publicadas e critérios de projetos previamente estabelecidos para áreas particulares podem ser usados quando se fizer necessário. Técnicas anteriormente utilizadas que consideram adequadamente os efeitos limites de grupo e a extensão das condições das ondas na região podem ser utilizadas para aumentar as informações disponíveis. Espectros de ondas analíticos empregados para aumentar as informações disponíveis devem refletir a forma e a largura do espectro, e devem estar apropriados as condições locais.

Todas as previsões de longa duração e de valores extremos empregados para determinar as condições de projeto de ondas devem ser totalmente descritas e baseadas em técnicas reconhecidas. Projetos de condições de ondas podem ser formulados por métodos de análise determinísticos ou probabilísticos, mas o método de análise deve ser apropriado ao tópico específico a ser considerado.

As informações sobre as ondas a serem usadas na análise requerida deve refletir as condições do local da instalação e do tipo da estrutura. Como exigência, as informações das ondas podem ser desenvolvidas para determinar o seguinte:

- Máxima força cisalhante no fundo e momento de tombamento;
- Resposta dinâmica da estrutura;
- Máximas tensões;
- Fadiga;
- Impacto em locais da estrutura.

Ondas que causam os efeitos mais desfavoráveis em toda a estrutura podem divergir de ondas que causam os efeitos mais severos em componentes individuais da estrutura. Em geral, ondas mais freqüentes de menores alturas, em adição com as condições de ondas mais

severas, devem ser investigadas quanto à fadiga e, nesse caso, as análises dinâmicas são necessárias.

3.1.2. Vento

Nas informações sobre vento incluem normalmente informações sobre frequência de ocorrência, duração e variação das várias velocidades de vento. Informações já publicadas e informações de ocorrência próximas à costa ou de estações marítimas podem ser usadas se disponíveis. Se medidas locais forem feitas, a duração individual dessas medidas e a altura acima do nível do mar da colocação dos aparelhos de medida devem ser informadas. Ventos de sustentação devem ser considerados para aqueles cuja duração for maior ou igual a 1 minuto, considerando como rajadas de ventos aqueles com duração menor que 1 minuto.

Previsões de longa duração e de valores extremos para rajadas de ventos e ventos de sustentação devem ser baseadas em técnicas reconhecidas e claramente descritas. Preferencialmente, as informações estatísticas usadas para a distribuição da velocidade de ventos de longa duração deveriam ser baseadas nos mesmos períodos médios de ocorrência de velocidades de vento usados para a determinação do carregamento na estrutura. Perfis verticais de velocidades horizontais devem ser determinados com base em modelos estatísticos e matemáticos reconhecidos.

Perfis verticais de ventos horizontais para uso em projetos podem ser determinados usando a equação (3.1):

$$V_y = V_h \left(\frac{y}{h} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (3.1)$$

onde:

$V_y \rightarrow$ Velocidade do vento a altura y acima da profundidade de água de referência,
em m/s

V_h → Velocidade do vento na referencia de altura h , geralmente 10 m acima da profundidade da água de referência, em m/s

$\frac{1}{n}$ → Expoente dependente do tempo médio do período da velocidade V_h medida

Os valores de n tipicamente variam de 7 para ventos de sustentação e 13 para rajadas de ventos de curta duração. Para ventos de sustentação de 1 minuto de duração, $n = 7$ pode ser usado; para rajadas de ventos de 3 segundos de duração, $n = 12$ pode ser usado.

Em eventos nos quais as informações de velocidade de ventos não estão disponíveis para períodos de tempo-médio desejados, a conversão para os períodos de tempos-médios desejados pode ser feita com base na Tabela 3-1.

Tabela 3-1 - Velocidade do vento para um período de tempo médio “t” relativo a 1 hr de velocidade de vento a 10 m acima do nível do mar (Rules for Building and Classing Offshore Structures, ABS 1997)

t	1 hora	10 minutos	1 minuto	15 segundos	5 segundos	3 segundos
Fator	1	1.04	1.16	1.26	1.32	1.35

A interpolação linear pode ser usada na Tabela 3-1 para se determinar o fator a ser aplicado no período de tempo-médio de velocidade de vento relativo à velocidade de ventos de 1 hora.

3.1.3. Correntes

Informações sobre correntes geralmente incluem informações sobre velocidade de corrente, direção e variação com a profundidade. A quantidade das informações necessárias é compatível com a intensidade esperada das condições de correntes na região adicionadas a outras solicitações causando correntes, experiências anteriores em áreas adjacentes ou análogas e o tipo de estrutura e fundação instalada. Informações locais coletadas podem ser indicadas previamente para áreas não estudadas e/ou áreas que se espera ter condições não usuais ou severas. Considerações devem ser dadas nos seguintes tipos de correntes,

apropriado à instalação local: marés, geradas por ondas, densidade, circulação e escoamentos dos rios.

Perfis de velocidades de correntes devem ser baseados em informações específicas local ou por relações empíricas reconhecidas. Perfis não usuais devido a correntes superficiais e efeitos estratificados devido aos escoamentos da corrente devem ser considerados.

3.2. Determinação dos Solicitações Ambientais

Modelos e informações de testes em escala reduzida podem ser empregados para estabelecer as solicitações ambientais. As solicitações ambientais podem ser determinadas usando modelos analíticos compatíveis com as informações estabelecidas conforme as explicações contidas no item 3.1. Qualquer método de cálculo de carregamento reconhecido pode ser empregado desde que tenha precisão aprovada na prática e se mostre apropriado às características da estrutura e das condições locais.

As fases de construção da estrutura offshore deveriam ser investigadas usando as solicitações previstas, incluindo carregamento gravitacional e funcional junto com relevantes solicitações ambientais devido aos efeitos do vento, ondas, correntes. Se o projetista julgar necessário, devem-se incluir os efeitos de terremotos, capacidade de suporte do fundo do mar, temperatura, deterioração, etc. Se as solicitações indicadas são aplicáveis, eles devem ser inseridos para todos os tipos de unidades móveis de perfuração offshore. O Proprietário deve especificar as condições ambientais para as quais os planos da unidade devem ser aprovados.

3.2.1. Solicitação das Ondas

Um alcance de períodos de ondas compatíveis com a realidade e posições relativas da crista da onda referentes à estrutura devem ser investigados para garantir uma determinação precisa do máximo carregamento da onda na estrutura. Considerações deveriam ser dadas a outros efeitos induzidos pelas ondas tais como carregamento de impacto da onda, amplificação dinâmica e fadiga de elementos estruturais. A necessidade de se analisar esses efeitos justifica-se na avaliação feita tendo como base as características de configuração e o comportamento da estrutura, as ondas climáticas e as experiências anteriores.

Para estruturas compostas por elementos cujos diâmetros são menores que 20% da altura da onda considerada, formulações semi-empíricas como a da equação de Morison pode ser considerada como base aceitável para a determinação do carregamento de ondas. Para estruturas compostas por elementos cujos diâmetros são maiores que 20% da altura da onda considerada, ou para configuração estrutural a qual substancialmente altera a incidência do campo de fluxo, forças de difração e a interação hidrodinâmica nos elementos estruturais devem ser consideradas nos projetos.

A força hidrodinâmica agindo em um elemento cilíndrico, como dado pela equação de Morison, é expresso pela soma dos vetores de forças como indicado pela equação (3.2):

$$F = F_D + F_I \quad (3.2)$$

onde:

$F \rightarrow$ Vetor força hidrodinâmica por unidade de comprimento ao longo do elemento, agindo normal ao eixo do elemento;

$F_D \rightarrow$ Vetor força de arrasto por unidade de comprimento;

$F_I \rightarrow$ Vetor força de inércia por unidade de comprimento.

O vetor força de arrasto para um elemento rígido estacionário é dado pela equação (3.3):

$$F_D = \frac{c_{\acute{a}gua}}{2g} D_{elem} C_D u_n |u_n| \quad (3.3)$$

onde:

$c_{\acute{a}gua} \rightarrow$ Densidade da água, em N/m^3 ;

$g \rightarrow$ Aceleração gravitacional, em m/s^2 ;

$D_{elem} \rightarrow$ Largura projetada do elemento na direção da componente de velocidade que atravessa o fluxo (no caso de cilindros circulares, D representa o diâmetro);

$C_D \rightarrow$ Coeficiente de arrasto (adimensional);

$u_n \rightarrow$ Componente do vetor velocidade do fluido normal ao eixo do elemento em m/s ;

$|u_n| \rightarrow$ Valor absoluto de u_n , em m/s .

O vetor força de inércia para um elemento rígido estacionário é dado pela equação (3.4):

$$F_I = \frac{c_{\text{água}}}{g} \frac{\Pi D_{\text{diam}}^2}{4} C_M a_n \quad (3.4)$$

onde:

$C_M \rightarrow$ Coeficiente de inércia baseado na massa deslocada do fluido por unidade de comprimento (adimensional);

$a_n \rightarrow$ Componente do vetor aceleração do fluido normal ao eixo do elemento, em m/s^2 .

Para estruturas padrão que exibem substanciais oscilações de corpo rígido devido à ação das ondas, a forma modificada da equação de Morison dada pela equação (3.5) pode ser usada para determinar a força hidrodinâmica:

$$F = F_D + F_I \left(\frac{c_{\text{água}}}{2g} \right) D_{\text{elem}} C_D (u_n - \dot{u}_n) |u_n - \dot{u}_n| + \frac{c_{\text{água}}}{g} \frac{\Pi D_{\text{diam}}^2}{4} a_n + \frac{c_{\text{água}}}{g} \frac{\Pi D_{\text{diam}}^2}{4} C_m (a_n - \dot{a}_n) \quad (3.5)$$

onde:

$\dot{u}_n \rightarrow$ Componente do vetor velocidade do elemento estrutural normal ao seu eixo, em m/s ;

$C_m \rightarrow$ Coeficiente de massa adicionada, isto é, $C_m = C_M - 1$;

$\hat{a}_n \rightarrow$ Componente do vetor aceleração do elemento estrutural normal ao seu eixo, em m/s^2 .

Para outras formas estruturais que não tenham a forma de cilindros circulares, o termo $\frac{\Pi D_{diam}^2}{4}$ nas equações acima é substituído pela área da seção transversal da forma do elemento. Os valores de u_n e a_n para usar na equação de Morison devem ser determinados usando uma teoria de onda reconhecida apropriada à altura da onda, período de onda e profundidade da água no local da instalação. Os valores para os coeficientes de arrasto e de inércia usados na equação de Morison devem ser determinados em modelos de testes, medidas em escala real, ou estudos prévios os quais são apropriados à configuração estrutural, rugosidade da superfície, parâmetros de fluxos pertinentes (exemplo, número de Reynolds).

Geralmente, para molde de pilares suporte de estruturas, os valores de C_D variam de 0,6 a 1,2; os valores de C_M variam de 1,5 a 2,0.

Considerações devem ser dadas para a possibilidade de vibrações da estrutura induzidas pela ação das ondas. A resposta dinâmica induzida pela ação das ondas ou ação das ondas com correntes deve ser considerada se algumas das condições abaixo forem encontradas:

- O período de vibração natural, T_n (em segundos), da unidade em modo de translação global (isto é, se o deck lateral oscila ou surge deslocamento) varia de 0,9 a 1,1 do período da onda T_{onda} (em segundos);
- O fator de amplificação dinâmica (DAF), obtida da maneira descrita abaixo é maior que 1,1.

T_n pode ser determinado a partir da equação (3.6) aplicada a um elemento:

$$T_n = 2\Pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} \quad (3.6)$$

onde:

$M_e \rightarrow$ Massa efetiva associada a um pilar. Isto considera: a massa representando o Carregamento Total Elevado (incluindo o lastro, os carregamento de perfuração, as partes fixas da estrutura, etc.) dividida pelo número de elementos; a massa de um elemento acima da sua efetiva localização de fixação; e metade da massa de um elemento abaixo da sua efetiva localização de fixação, excluindo a fundação, mas incluindo a massa adicionada da água deslocada pelo elemento;

$K_e \rightarrow$ Coeficiente de rigidez efetivo de um elemento resistindo ao deslocamento horizontal ao nível da elevação do casco. A determinação da rigidez de momento de um elemento é considerada: elemento como sendo um dispositivo terminado no mínimo 3 m abaixo do fundo do mar, rigidez do casco ao elemento, e os efeitos da taxa lateral de deslocamento de um elemento com grande carregamento de compressão devido ao peso suportado e efeitos de outro carregamento ambiental agindo com a onda e corrente considerada.

O fator de amplificação dinâmica (DAF) é determinado a partir da equação (3.7):

$$DAF = \left| \left\{ 1 - \left(\frac{T_n}{T_{onda}} \right)^2 \right\}^2 + \left\{ 2c_{amortecimento} \left(\frac{T_n}{T_{onda}} \right) \right\}^2 \right|^{-0,5} \quad (3.7)$$

onde:

$c_{amortecimento} \rightarrow$ Fração do amortecimento subcrítico (tomado $< 7\%$)

T_n e $T_{onda} \rightarrow$ Como previamente definidos

3.2.2. Solicitação do Vento

A velocidade mínima do vento a ser considerada para as unidades offshore não deve ser menor que $36m/s$ ($70Km/h$), considerando todas as condições normais de perfuração e passagem. Todas as unidades de serviço offshore não restritas devem ter a capacidade de resistir à condição severa de tempestade onde a velocidade do vento seja igual ou acima de $51,5m/s$ ($100Km/h$). De maneira a respeitar as condições severas de tempestades, todas as unidades devem mostrar conformidade com essas necessidades todo o tempo ou ter a capacidade de mudar seu modo de operação. Os passos a serem seguidos para concordar o critério de $51,5m/s$ ($100Km/h$) a partir do critério de $36m/s$ ($70Km/h$) são de responsabilidade do Proprietário. Unidades nas quais, devido ao estado limite desejado, não tenham sido projetadas para respeitar os critérios acima mencionados, podem ser consideradas para a classificação de serviços restritos. Para qualquer classificação restrita, a velocidade mínima do vento é tomada igual ou superior a $25,7m/s$ ($50km/h$).

No cálculo da pressão do vento, P , a equação (3.8) deve ser usada sendo que:

$$P = fV_k^2 C_h C_f \quad N/m^2 \quad (3.8)$$

onde:

$f \rightarrow 0,611$;

$V_k \rightarrow$ Velocidade do vento em m/s ;

$C_f \rightarrow$ Coeficiente de forma de Tabela 3-2;

$C_h \rightarrow$ Coeficiente de altura da Tabela 3-3.

Tabela 3-2 - Valores de C_f (Rules for Building and Classing Mobile Offshore Drilling Units, 2008)

Formas ou combinações de forma as quais não caem facilmente nas categorias especificadas sujeitas a considerações especiais	C_f
Esféricas	0,4
Formas Cilíndricas (todas as formas)	0,5
Casca (tipo de superfície)	1,0
Deck	1,0
Formas estruturais isoladas (cúpulas, ângulos, vigas, etc.)	1,5
Áreas sob o deck (superfícies suaves)	1,0
Áreas sob o deck (vigas expostas e guindastes)	1,3
Guindaste de perfuração	1,3

Tabela 3-3 - Valores de C_h (Rules for Building and Classing Mobile Offshore Drilling Units, 2008)

A altura "h" em metros é a distância vertical da superfície da água ao centro da área "A"

Altura (metros)	C_h
10 - 15,3	1,0
15,3 - 30,5	1,1
30,5 - 46	1,2
46 - 61	1,3
61 - 76	1,4
76 - 91,5	1,4
91,5 - 106,5	1,5
106,5 - 122	1,5
122 - 137	1,6
137 - 152,5	1,6
152,5 - 167,5	1,6
167,5 - 183	1,7
183 - 198	1,7
198 - 213,5	1,7
213,5 - 228,5	1,8
228,5 - 244	1,8
244 - 259	1,8
259 - 260	1,8

A força do vento, F_{vento} , deve ser calculada de acordo com a equação (3.9) para cada área vertical, determinando a força resultante e o ponto de aplicação da força deve ser determinado.

$$F_{vento} = PA \quad (3.9)$$

onde:

F_{vento} → Força do vento em N ;
 P → Pressão do vento em N / m^2 ;
 A → Área projetada, em m^2 , para todas as superfícies expostas em condições verticais ou adornadas;

No cálculo da força do vento as seguintes considerações devem ser seguidas:

- No caso de unidades com colunas, a área projetada de todas as colunas deve ser incluída (isto é, nenhuma área compartilha será considerada);
 - Áreas expostas devido a aberturas tais como abaixo do deck, etc., devem ser incluídas usando apropriados coeficientes de forma;
 - A área projetada da laje do grupo de casas do deck pode ser usada em vez do cálculo de cada área individual. O coeficiente de forma pode ser considerado ser 1,1 ;
 - Casas isoladas, formas estruturais, guindastes, etc., devem ser calculados individualmente usando apropriado coeficiente de forma de Tabela 3-2;
 - Trabalho em áreas abertas, comumente usando torres derrick (torre que envolve um poço profundo perfurado no solo para prospecção de petróleo) e booms (braços mecânicos para manutenção de equipamentos) e certos tipos de mastros, podem ser aproximado tomando 30% da área da laje projetada dos lados da frente e de trás, isto é, 60% da área da laje projetada de um lado para o dobro do lado para trabalho da estrutura. O coeficiente de forma é tomado de acordo com Tabela 3-2.
-

3.2.3. Solicitação das Correntes

Quando determinamos solicitações devido à ocorrência simultânea de ondas e correntes usando a equação de Morison, a velocidade da corrente deve ser adicionada vetorialmente à velocidade da partícula da onda antes da força total ser computada. Quando métodos de difração são usados para calcular a força das ondas, a força de arrasto devido à corrente deveria ser calculada de acordo com a equação (12) e adicionada vetorialmente à força da onda calculada.

Na velocidade das correntes está incluída componente devido a marés de correntes, correntes surgidas de tempestades e correntes guiadas por ventos. Em vez de métodos alternativos defensivos, a distribuição vertical da velocidade de corrente em águas paradas e sua modificação na presença de ondas, como mostrado na Figura 3-1, são recomendadas, é determinada conforme as equações (3.10) e (3.11) a seguir, sendo:

$$V_c = V_t + V_s + V_w \left[\frac{h_{ref} - z}{h} \right], \text{ para } z \leq h_{ref} \quad (3.10)$$

$$V_c = V_t + V_s, \text{ para } z > h_{ref} \quad (3.11)$$

onde:

V_c → Velocidade da corrente, em m/s ;

V_t → Componente da maré na velocidade da corrente na direção do vento, em m/s ;

V_s → Componente da corrente de tempestade, em m ;

V_w → Velocidade da corrente guiada pelo vento, em m/s ;

h_{ref} → Profundidade de referência para correntes guiadas por vento, em m (na ausência dessa informação, h_{ref} pode ser tomado como $5 m$);

z → Distância abaixo do nível de água parada sob consideração, em m ;

d → Profundidade da água parada, em m .

Na presença de ondas, o perfil da velocidade de correntes deve ser modificado, como mostra Figura 3-1, tal que a velocidade da corrente em uma superfície livre instantânea é constante.

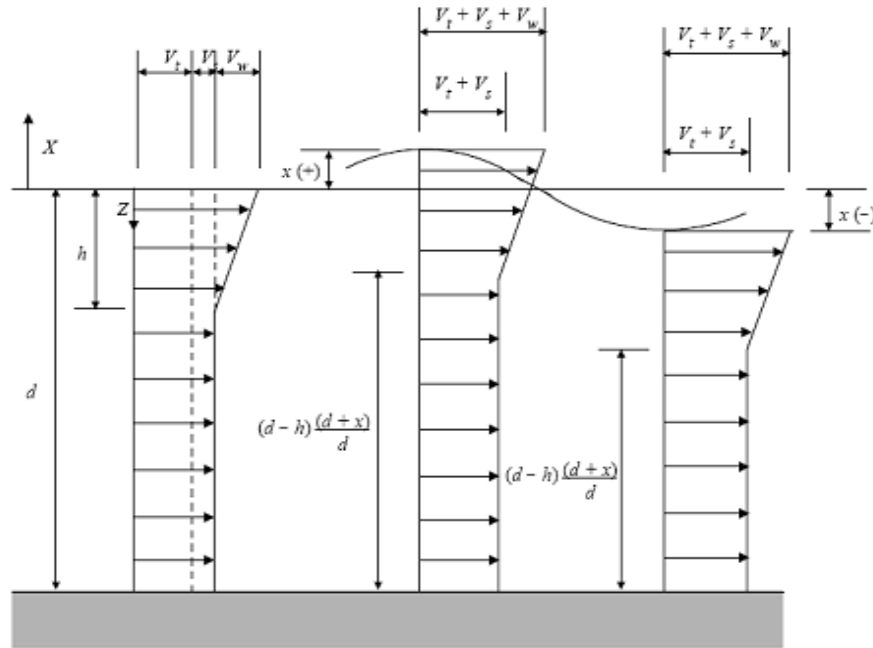


Figura 3-1 - Perfil das correntes (Rules for Building and Classing Mobile Offshore Drilling Units, 2008)

Quando calculamos a força de arrasto em partes submersas da estrutura devido apenas as correntes, a equação (3.12) pode ser usada:

$$f_D = \frac{C}{2} DC_D u_c |u_c| \quad (3.12)$$

onde:

$C \rightarrow 1,025;$

$f_D \rightarrow$ Vetor força de arrasto da corrente por unidade de comprimento do elemento, agindo normal ao eixo do elemento em KN/m ;

$u_c \rightarrow$ Componente do vetor velocidade da corrente, V_C , normal ao eixo do elemento;

$D \rightarrow$ Largura projetada do elemento na direção da componente de velocidade que atravessa o fluxo (no caso de cilindros circulares, D representa o diâmetro);

$C_D \rightarrow$ Coeficiente de arrasto (adimensional).

Todos os valores acima devem ser tomados em um sistema consistente de unidade, C_D sendo adimensional. O coeficiente de arrasto em fluxo estacionário varia consideravelmente com a forma da seção, número de Reynolds e rugosidade da superfície e são todos baseados em informações confiáveis obtidas na literatura, ou no modelo ou mesmo em testes realizados com modelos reais.

3.3. Necessidades de Projeto a Serem Consideradas

A resistência da estrutura deve ser tal que exista adequada segurança contra o colapso da estrutura ou de seus componentes. Alguns dos tipos de colapsos a serem considerados são:

- Perda de todo o equilíbrio;
- Colapso em seções críticas;
- Instabilidades resultantes de grandes deformações;
- Deformação plástica ou de fluência excessiva.

A estrutura em serviço deve ser avaliada. Os itens abaixo relacionados devem ser considerados em relação a seus potenciais de ocorrência, os quais influenciam no serviço da estrutura:

- Fissuração ou desfragmentação;
 - Deformações;
 - Corrosão da armadura e deterioração do concreto;
 - Vibrações;
 - Infiltração.
-

A necessidade de resistência (U) da estrutura e de cada elemento deve ser maior ou igual ao maior das seguintes combinações:

$$U = 1,2(D + T) + 1,6L_{MAX} + 1,3E_0 \quad (3.13)$$

$$U = 1,2(D + T) + 1,2L_{MAX} + c_E E_{MAX} \quad (3.14)$$

$$U = 0,9(D + T) + 0,9L_{MIN} + c_E E_{MAX} \quad (3.15)$$

onde c_E assume os seguintes valores:

- $c_E = 1,3$ para solicitações de ondas, ventos, correntes e gelo;
- $c_E = 1,4$ para terremotos.

Nas relações anteriores, os símbolos D , T e L representam o peso próprio, carregamento de deformação e carregamento acidental, respectivamente. O símbolo E_0 representa o carregamento ambiental de operação, enquanto que E_{MAX} representa o carregamento ambiental de projeto. O símbolo L_{MIN} representa o peso próprio mínimo esperado, enquanto que L_{MAX} representa o peso próprio máximo esperado.

Para solicitações do tipo D , o fator de carregamento 1,2 deve ser substituído por 1,0 se este leva a uma condição mais desfavorável da combinação do carregamento. Para o carregamento do tipo E_0 o fator de carregamento 1,3 pode ser reduzido se resulta em uma condição de combinação de carregamento mais desfavorável. Para avaliação da resistência os efeitos do carregamento de deformação podem ser ignorados desde que seja demonstrada adequada ductilidade.

Enquanto que as solicitações críticas de projeto são identificadas a partir das combinações de solicitações acima mencionadas, outra combinação de solicitações, ocorrendo simultaneamente durante as fases de construção e instalação, deve ser considerada se causarem efeitos de solicitações críticos.

A resistência de um elemento ou seção transversal calculada de acordo com as previsões desta Norma deve ser multiplicada pelos seguintes fatores de redução de resistência:

- a) Para momento com ou sem força axial, $f = 0,9$;
-

b) Para compressão axial ou compressão axial combinado com momento;

→ elementos armados com armadura espiral, $f = 0,75$;

→ Outros elementos armados (excluindo vigas e cascas), $f = 0,7$;

Obs: Os valores dados acima podem ser aumentados linearmente até 0,9 quando P_u decresce de $0,1f_c' A_g$ ou P_b decresce a zero (qual resultar o menor coeficiente).

onde:

f_c' → Resistência à compressão específica do concreto;

A_g → Área da seção transversal do agregado;

P_u → Carregamento a compressão axial de projeto do elemento;

P_b → Capacidade de carregamento axial considerando ocorrência simultânea da deformação última do concreto e tensão de escoamento do aço.

→ Vigas e cascas, $f = 0,7$;

c) Para cisalhamento e torção, $f = 0,85$;

d) Para alvenaria de concreto, $f = 0,7$.

Alternativamente, a resistência esperada de elementos do concreto pode ser determinada usando curvas tensão-deformação idealizada e fatores de materiais (c_M) dado pelo ACI 357R-84. Os fatores dos materiais aplicados na curva tensão-deformação limitam a tensão máxima para alcançar a desejada confiabilidade, similar a usar os fatores de redução de resistência dado acima. Os fatores de redução de resistência (f) e dos fatores dos materiais (c_M) não podem ser usados simultaneamente.

Os elementos estruturais em serviço devem ser analisados usando os diagramas tensão-deformação, conforme Figura 3-2 e Figura 3-3, com fator de redução de resistência, $f = 1,0$, e a combinação de carregamento não fatorada dada pela equação (3.16):

$$U = D + T + L + E_0 \quad (3.16)$$

onde L é o carregamento acidental mais desfavorável e todos os outros termos foram previamente definidos.

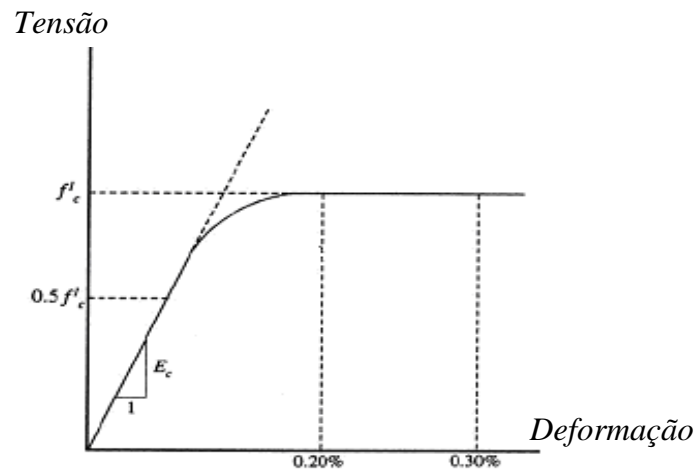


Figura 3-2 - Relação tensão-deformação para o concreto em compressão uniaxial (Rules for Building and Classing Offshore Structures, ABS 1997)

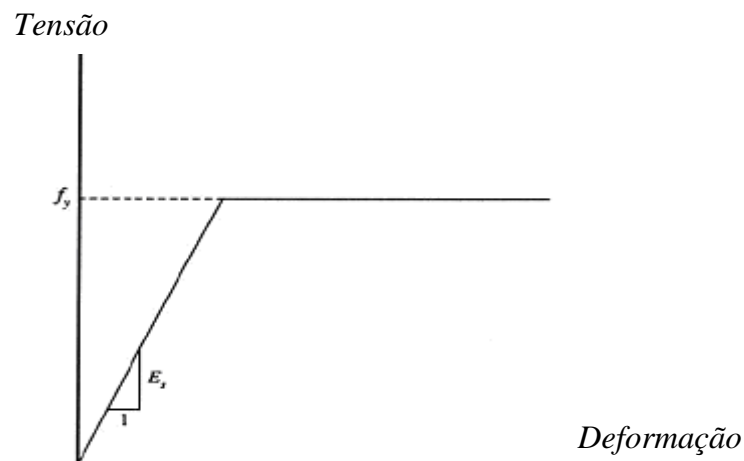


Figura 3-3 - Relação tensão-deformação para o aço não pré-tensionado em tração uniaxial (Rules for Building and Classing Offshore Structures, ABS 1997)

Usando este método, as tensões nas armaduras devem estar de acordo com a Tabela 3-4. Adicionalmente, para estruturas com seção transversal vazada, a máxima deformação permitida na membrana através da parede não deveria causar fissuras sob qualquer combinação de D , L , T e E_0 usando fatores de solicitações tomadas como 1,0.

Para estruturas pré-tensionadas em apenas uma direção, tensões de tração na armadura transversal do aço pré-tensionado deveriam ser limitadas de forma que a deformações no

plano do aço pré-tensionado não excedam $\frac{D_{ps}}{E_s}$, onde D_{ps} é definido na Tabela 3-4 e E_s é o módulo de elasticidade da armadura.

Tabela 3-4 - Tensões de tração permitidas para aços pré-tensionados e armaduras de aço no controle da fissuração (Rules for Building and Classing Offshore Structures, ABS 1997)

Fase	Solicitação	Tensões Permitidas, MPa	
		Armadura de aço, f_s	Tirantes pré-tensionados, D_{ps}
Construção: onde a fissuração durante a construção deveria ser prejudicial à estrutura completa	Todas as solicitações na estrutura durante a construção	160	130
Construção: onde a fissuração durante a construção não é prejudicial à estrutura completa	Todas as solicitações na estrutura durante a construção	210 ou 0.6 f_y (qual for menor)	130
Transporte e instalação	Todas as solicitações na estrutura durante o transporte e instalação	160	130
Na região offshore	Peso próprio e acidental somado com a solicitação ambiental de operação	120	75
Na região offshore	Peso próprio e acidental somado com a solicitação ambiental de projeto	0.8 f_y	-----

onde:

f_y → Tensão de escoamento da armadura de aço;

f_s → Tensão permitida na armadura de aço;

D_{ps} → Aumento na tensão de tração em aços pré-tensionados com referência em tensões em concreto com deformações nulas.

Critérios alternativos tais como aqueles que limitam diretamente a largura da fissura também serão considerados.

Os seguintes critérios deveriam ser satisfeitos para estruturas contendo líquidos para garantir adequada resistência contra infiltração.

- A tensão na armadura do aço deve estar de acordo com a seção 3.3 item “a”;
- A zona de compressão deve se estender além de 25% da espessura da parede ou 250 mm, qualquer que for o menor;
- Não deve existir nenhuma membrana sob tensão de tração a menos que outro arranjo de construção seja feita, tais como aquelas que usam barreiras especiais para prevenir a infiltração.

3.4. Detalhes de Projeto

O cobrimento mínimo para as barras das armaduras são definidos e considerados conforme relação abaixo:

- Zona atmosférica não sujeita a ação salina: 50mm;
- Zona atmosférica e de respingo sujeito à ação salina ou exposto ao solo: 65mm;
- Zonas submersas: 50mm;
- Áreas não expostas ao clima ou solo: 40mm;
- O Cobrimento de estribos pode ser 13mm menor que os cobrimentos listados acima.

O cobrimento do concreto de tirantes pré-tensionados ou dutos pós-tracionados deve ser aumentado em 25mm dos cobrimentos listados anteriormente.

Em seções com espessura menor que $500mm$, o cobrimento de concreto das barras da armadura e estribos pode ser menor que os valores listados anteriormente; no entanto, os valores não podem ser menores que:

- 1,5 vezes o tamanho nominal do agregado;
- 1,5 vezes o máximo diâmetro da barra ou $19mm$;
- Cobrimento de tirantes e dutos pós-tracionados deve ter $12,5mm$ somado ao valor do cobrimento encontrado no item anterior.

Para solicitações durante todas as fases de construção, transporte e operação (incluindo solicitações ambientais de projeto) onde as tensões de tração ocorrem em uma face da estrutura, a seguinte armadura mínima é necessária na face, de acordo com o ACI 357R-84, sendo esta dada pela equação (3.17):

$$A_s = \frac{f_t}{f_y} b d_e \quad (3.17)$$

onde:

A_s → Área da seção transversal total da armadura;

f_t → Resistência à tração média do concreto;

f_y → Tensão de escoamento da armadura do aço;

b → Espessura do elemento estrutura;

d_e → Zona de tração efetiva, tomada como $1,5c + 10d_b$;

c → Cobrimento da armadura;

d_b → Diâmetro da barra da armadura.

d_e deve ser menor que 0,2 vezes a profundidade da seção mas não maior que $0,5(h-x)$, onde x é a profundidade da zona de compressão antes da fissuração e h é a espessura da seção.

Nas intersecções dos elementos estruturais, onde a transferência da força cisalhante é essencial à integridade da estrutura, uma armadura transversal adequada deve ser fornecida.

Geralmente, emendas em forma de laço entre as armaduras deveriam ser evitadas em elementos estruturais sujeitos a carregamento de fadiga significativa. Se emendas são usadas em elementos sujeitos a fadiga, o comprimento da barra da armadura deve ser duas vezes que o necessário pelo ACI 318, e as barras em laço devem ser amarradas com fios. As armaduras de aço devem estar de acordo com as especificações do ACI 359 para a composição química se emendas soldadas forem usadas.

Para a ancoragem da armadura de cisalhamento assim como a ancoragem da armadura principal, barras em forma mecânica (barras em forma de T) podem ser usadas se sua eficácia for comprovada por testes mecânicos.

Metodologia

Vários pesquisadores apresentaram métodos para resolver o sistema de equações de equilíbrio para dimensionamento de elementos de cascas de concreto armado, como por exemplo, Brondum-Nielsen (1985), Gupta (1986), Marti (1990), Lourenço e Figueiras (1993). Nos trabalhos desenvolvidos por estes autores, os elementos de cascas foram considerados como uma superposição de três camadas, sendo as camadas superior e inferior destinadas a resistir aos esforços de membrana e momentos e a camada intermediária destinada a resistir à força de cisalhamento.

Apesar da análise do elemento de casca ter tido avanço com a consideração da superposição de três camadas, a análise da transferência do cisalhamento transversal neste modelo continua sendo um grande desafio. Dentre os autores, Marti (1990) foi o primeiro a desenvolver um modelo completo para a análise de elementos de cascas, estendendo os conceitos de treliça para o dimensionamento de cisalhamento de vigas para lajes armadas transversalmente e, a partir desses conceitos, dimensionou a camada intermediária de elementos de casca pelo mecanismo de treliça.

Lourenço e Figueiras (1993) estenderam o procedimento iterativo proposto por Gupta (1986) para o dimensionamento automático das camadas superior e inferior do elemento de casca, mas particularizaram a solução para os casos em que a armadura intermediária é dispensada.

A metodologia deste trabalho considerou o modelo de três camadas como teoria para o dimensionamento de elementos de cascas. O dimensionamento de um elemento de casca de concreto armado envolve a determinação de oito esforços: três forças de membrana (n_{Sdx} , n_{Sdy} e v_{Sd}), três momentos (m_{Sdx} , m_{Sdy} , $m_{Sdxy} = m_{Sdyx}$) e duas forças de cisalhamento (v_x , v_y). Assim, a descrição do modelo resistente para o elemento de três camadas, assim como o processo iterativo usado para dimensionar as armaduras das camadas exteriores, foi descrito de acordo com Lourenço e Figueiras (1993) e orientações gerais foram dadas para a forma de transferência do cisalhamento da camada intermediária para as camadas exteriores segundo Marti (1990).

4.1. Elementos de Cascas

Os elementos de cascas de concreto armado têm sido usados extensivamente como coberturas, não apenas porque elas fornecem um eficiente sistema estrutural (grandes vãos, menos material, etc.), mas também devido sua estética. Recentemente, elementos de cascas de concreto armado foram bastante empregados em estruturas destinadas ao armazenamento de grãos, silos, como recipientes sob pressão, em estruturas offshore e também em aplicações industriais. Sua diversidade necessita que os métodos de projetos sejam gerais e aplicáveis em todas as situações.

Segundo o American Concrete Institute (ACI-318) elementos de cascas podem ser definidos como “estruturas espaciais tridimensionais constituídas por uma ou mais lajes curvas ou placas dobradas cuja espessura é pequena quando comparado com suas outras dimensões.” O ACI-318 estabelece que métodos aproximados possam ser usados para dimensionar tais elementos. A consideração de modelo de três camadas para a solução do mecanismo resistente é um método aproximado em grande desenvolvimento. Nesta análise, a armadura fornecida deve resistir aos esforços de membrana (n_{Sdx} , n_{Sdy} e v_{Sd}) e de placa (m_{Sdx} , m_{Sdy} , $m_{Sdxy} = m_{Sdyx}$), assim como limitar a abertura e o espaçamento das fissuras de retração e temperatura.

Em tal análise, a resistência dos elementos de cascas para forças de membrana e momentos deveria ser baseada na distribuição de tensões e deformações como determinado da análise elástica ou plástica, isto é, tensões e deformações nos elementos de cascas usadas para projetos são aquelas determinadas pela análise (elástica ou inelástica) multiplicada por apropriados coeficientes de resistência. A completa descrição do modelo de três camadas será dada a seguir.

4.1.1. Elementos de Cascas com Três Camadas

Os elementos de casca são submetidos a solicitações combinadas de membrana e de placa. Considere um elemento de casca infinitesimal de dimensões dx e dy e paralelas às direções x e y (Figura 4-1). No caso mais genérico, distinguem-se oito componentes de forças internas, que representam as resultantes das tensões solicitantes no elemento, a saber:

- 3 componentes de membrana: n_{Sdx} , n_{Sdy} , v_{Sd} ;
- 3 componentes de placa: m_{Sdx} , m_{Sdy} , $m_{Sdxy} = m_{Sdyx}$;
- 2 forças transversais de cisalhamento: v_x , v_y .

Essas componentes, ilustradas na Figura 4-1 em convenção positiva, obedecem à convenção estabelecida onde as direções ortogonais x e y estão no plano médio da casca, enquanto que a direção z é perpendicular a esse mesmo plano.

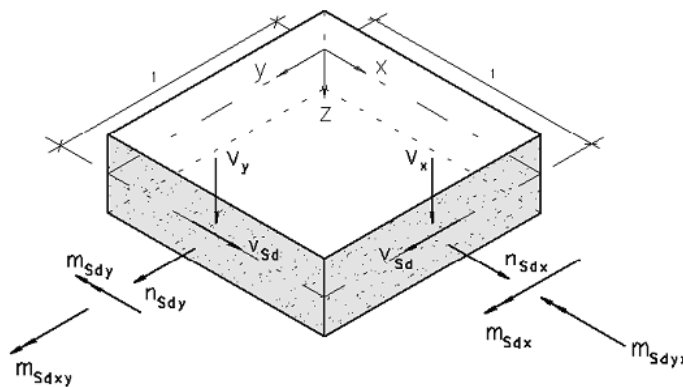


Figura 4-1 - Elemento de casca com os esforços solicitantes em convenção positiva (Chen, 2004)

Conforme o modelo proposto, o elemento de casca é assimilado à superposição de três camadas que respondem por diferentes funções:

- As duas camadas externas resistem a solicitações normais de membrana decorrentes das componentes normais n_{Sdx} e n_{Sdy} (Figura 4-2a) e das componentes de flexão m_{Sdx} e m_{Sdy} (Figura 4-1b), além de resistirem também a solicitações tangenciais de membrana decorrentes da componente tangencial v_{Sd} (Figura 4-3a) e da componente de torção m_{Sdxy} (Figura 4 3b);
- A camada intermediária, por sua vez, deve resistir às forças cortantes v_x e v_y que atuam perpendicularmente ao plano médio do elemento.

Admite-se também, que cada camada possui espessura uniforme, ou seja, a camada superior possui uma espessura designada por t_s , a inferior por t_i e a intermediária por t_c . A Figura 4-4a e Figura 4-4b ilustra a configuração adotada.

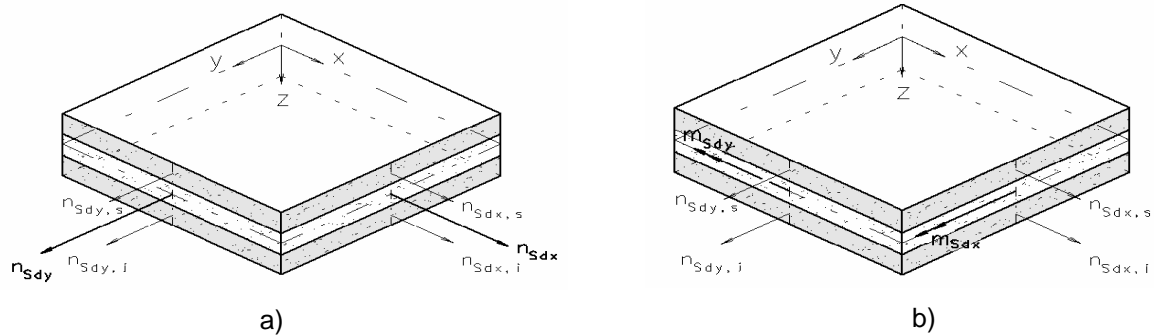


Figura 4-2 - (a) Forças normais e (b) Momentos fletores atuantes no elemento de casca, decompostos segundo a convenção em esforços solicitantes de membrana atuantes nas camadas externas (CHEN, 2004)

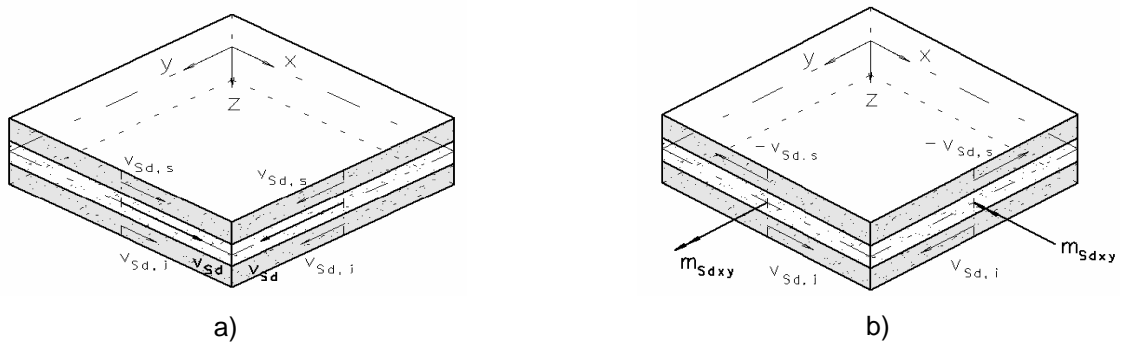


Figura 4-3 - (a) Forças tangenciais e (b) Momentos torçores atuantes no elemento de casca, decompostos segundo a convenção em esforços solicitantes de membrana atuantes nas camadas externas (CHEN, 2004)

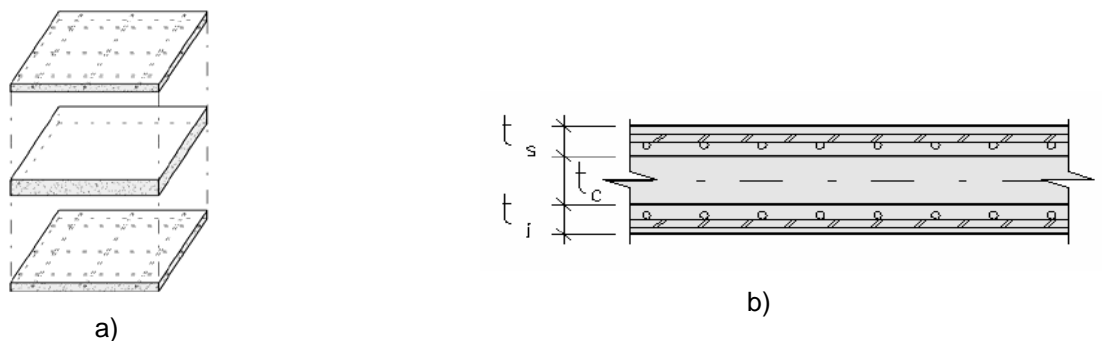


Figura 4-4 - Mecanismo resistente três camadas: (a) Malha ortogonal de armadura nas camadas externas; (b) Convenção estabelecida para as espessuras das camadas do elemento casca (CHEN, 2004)

As forças de membrana por unidade de extensão nas direções paralelas às armaduras ortogonais na camada superior (referidas pelo índice s) e inferior (referidas pelo índice i) são calculadas por:

$$n_{Sdx,s} = n_{Sdx} \frac{z_x - y_{x,s}}{z_x} - \frac{m_{Sdx}}{z_x}; n_{Sdx,i} = n_{Sdx} \frac{z_x - y_{x,i}}{z_x} + \frac{m_{Sdx}}{z_x} \quad (4.1)$$

$$n_{Sdy,s} = n_{Sdy} \frac{z_y - y_{y,s}}{z_y} - \frac{m_{Sdy}}{z_y}; n_{Sdy,i} = n_{Sdy} \frac{z_y - y_{y,i}}{z_y} + \frac{m_{Sdy}}{z_y} \quad (4.2)$$

$$v_{Sd,s} = v_{Sd} \frac{z_{xy} - y_{xy,s}}{z_{xy}} - \frac{m_{Sdxy}}{z_{xy}}; v_{Sd,i} = v_{Sd} \frac{z_{xy} - y_{xy,i}}{z_{xy}} + \frac{m_{Sdxy}}{z_{xy}} \quad (4.3)$$

onde, conforme a Figura 4-5:

- z_x e z_y são braços de alavanca referentes aos momentos fletores e às forças normais de membrana;
- z_{xy} é o braço de alavanca referente ao momento torçor e às forças de cisalhamento;
- $y_{x,s}$, $y_{x,i}$, $y_{y,s}$, $y_{y,i}$ são distâncias entre o plano médio da camada e o centro de gravidade da armadura nas direções x e y , necessários para absorção dos momentos fletores e das forças normais de membrana tais que $z_x = y_{x,s} + y_{x,i}$ e $z_y = y_{y,s} + y_{y,i}$. Salienta-se que nenhum braço de alavanca deve ser maior que a distância entre os centros de gravidade das armaduras de faces opostas;
- $y_{xy,s}$, $y_{xy,i}$ são distâncias entre plano médio da camada e o centro de gravidade da armadura nas direções x e y para absorção dos momentos torçores e das forças de cisalhamento tais que $z_{xy} = y_{xy,s} + y_{xy,i}$.

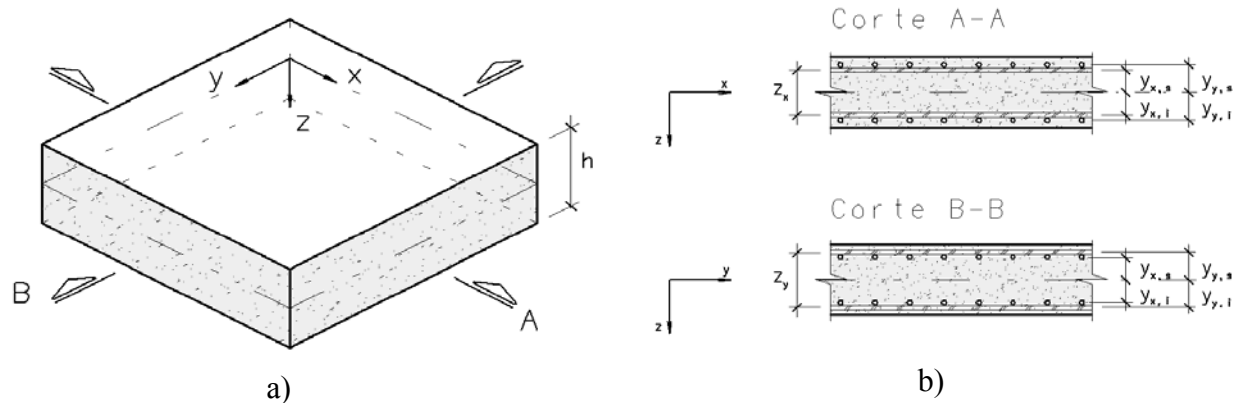


Figura 4-5 - Distâncias dos centros de gravidade das armaduras nas direções x e y (CHEN, 2004)

A partir da dedução dos esforços de casca é possível dimensionar as armaduras e verificar o concreto das camadas superior e inferior conforme os critérios existentes para membranas. No entanto, a definição da espessura das diferentes camadas deve ser feita através de um processo iterativo. Deve-se notar que, na definição das camadas, os braços de alavanca dos momentos fletores e torçores foram distinguidos, o que permite a adoção de diferentes níveis de armaduras em cada camada externa (superior e inferior). As forças de cisalhamento v_x e v_y são aplicadas diretamente na camada intermediária. A camada intermediária deve resistir aos esforços de cisalhamento e transferi-los para as camadas externas por um braço de alavanca z_C . Fanti e Mancini (CEB, 1995) propõem que o valor de z_C seja calculado pela média ponderada entre as armaduras e seus respectivos braços de alavanca de acordo com a equação (4.4).

$$z_C = \frac{a_{SX} \times z_X + a_{SY} \times z_Y + a_{SXY} \times z_{XY}}{a_{SX} + a_{SY} + a_{SZ}} \quad (4.4)$$

onde:

- a_{SX} e a_{SY} são as armaduras fornecidas para resistirem aos momentos fletores e às forças normais de membrana nas direções x e y ;
- a_{SXY} é a armadura fornecida para resistir ao momento torçor e aos esforços de cisalhamento.

4.1.2. Dimensionamento das Armaduras

Armaduras Externas

O dimensionamento das camadas exteriores do elemento de casca deve ser feito de tal forma que as forças (tensões) resistentes das camadas devem estar em equilíbrio com as forças (tensões) solicitantes aplicadas na estrutura. Geralmente o comportamento elástico baseado na seção total é considerado para a análise, mas outras bases apropriadas para a análise do equilíbrio podem ser usadas. A análise é feita usando um sistema de coordenadas arbitrário; as direções de curvatura principais dos elementos de cascas são normalmente selecionadas para o eixo coordenado. As tensões resultantes internas n_{Rdx} e n_{Rdy} representam as resistências necessárias por unidade de comprimento. Pela análise de elemento apropriado com lados ao longo do plano selecionado como principal, a mudança entre a força normal e tensões resultantes cisalhantes e principais podem ser rapidamente efetuadas, como no elemento mostrado na Figura 4-6.

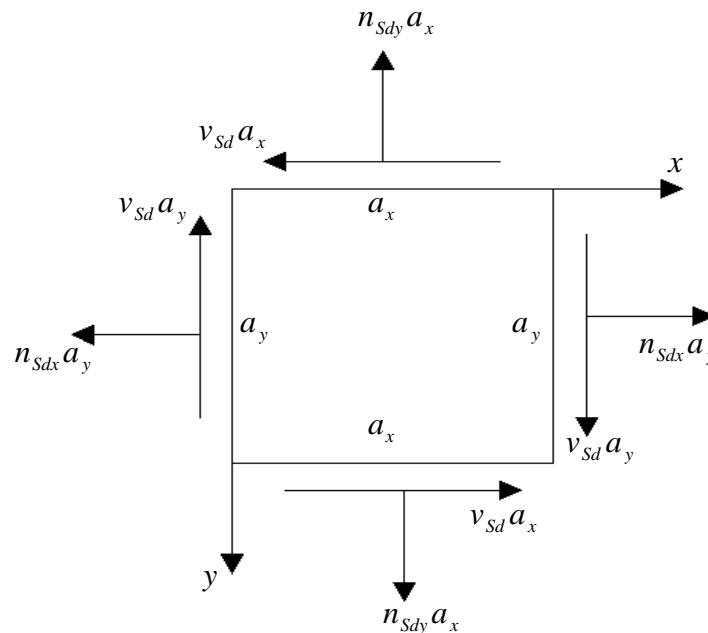


Figura 4-6 - Equilíbrio do elemento (adaptado FIALKOW, 1983)

Vamos considerar que a armadura será fornecida nas direções x e y , tendo capacidade n_{Rdx} e n_{Rdy} , respectivamente. No sentido limite, o colapso ocorrerá na direção na qual a razão da força resistente pela força aplicada é mínima e igual a 1,0. Este critério de colapso pode ser chamado “Princípio da Mínima Resistência” e foi aplicado na membrana de casca armada pela formulação de Baumann e Gupta. A última aproximação foi usada por Brondum-Nielsen.

Se os componentes das forças aplicadas e das forças resistentes são N_θ e N_θ^* , respectivamente, na direção crítica θ , então de acordo com o princípio da mínima resistência:

$$\frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{N_\theta^*}{N_\theta} \right) = 0 \quad (4.5)$$

$$e \ N_\theta^* = N_\theta \quad (4.6)$$

sendo:

$$N_\theta = n_{Sdx} \cos^2 \theta + n_{Sdy} \sin^2 \theta + 2v_{Sd} \sin \theta \cos \theta \quad (4.7)$$

$$N_\theta^* = n_{Rdx} \cos^2 \theta + n_{Rdy} \sin^2 \theta \quad (4.8)$$

As equações (4.5) a (4.8) levam a:

$$n_{Rdx} = n_{Sdx} + v_{Sd} \operatorname{tg} \theta \quad (4.9a)$$

$$n_{Rdy} = n_{Sdy} + v_{Sd} \operatorname{ctg} \theta \quad (4.9b)$$

A Figura 4-7 apresenta a condição de equilíbrio em um elemento de casca adjacente a uma extensão de fissura unitária necessária para a determinação dos esforços atuantes no elemento.

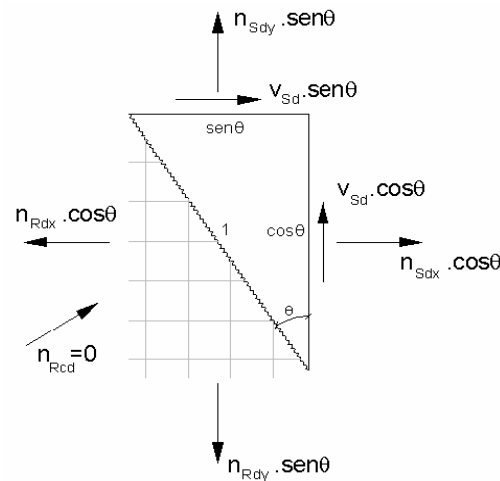


Figura 4-7 - Equilíbrio de forças em um elemento de membrana delimitado por um plano paralelo à direção da fissura (CHEN, 2004)

O critério de escoamento é obtido pela eliminação de θ da equação (4.9), assim:

$$(n_{Rdx} - n_{Sdx})(n_{Rdy} - n_{Sdy}) = v_{Sd}^2 \quad (4.10)$$

De acordo com essa aproximação, qualquer armadura n_{Rdx} e n_{Rdy} será segura quando:

$$(n_{Rdx} - n_{Sdx})(n_{Rdy} - n_{Sdy}) \geq v_{Sd}^2 \quad (4.11)$$

As forças n_{Rdx} e n_{Rdy} na armadura deveriam estar acompanhadas pela força de compressão, n_{Rcd} , paralela à fissura do concreto de maneira a manter o equilíbrio interno. A magnitude da força n_{Rcd} é dada por:

$$n_{Rcd} = \frac{v_{Sd}}{\sin\theta \cos\theta} \quad (4.12)$$

A Figura 4-8 nos mostra a condição de equilíbrio em um elemento de casca perpendicular a uma extensão de fissura unitária necessária para a determinação dos esforços resistentes do concreto.

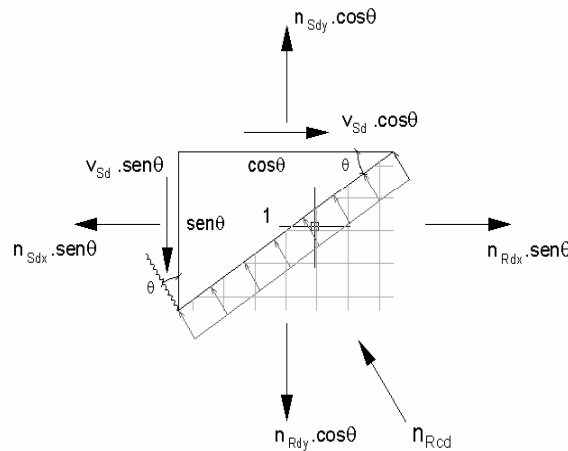


Figura 4-8 - Equilíbrio de forças em um elemento com extensão unitária na direção perpendicular à fissura (CHEN, 2004)

Para o projeto de cascas, a direção da fissura dado por θ é arbitrária dentro das considerações da presente derivação. Como tal, as equações (4.9a) e (4.9b) constituem as equações de projetos para qualquer valor considerado de θ . A única condição é que $N_{\theta}^* \geq N_{\theta}$, o qual também implica que $n_{Rdx} \geq n_{Sdx}$ e $n_{Rdy} \geq n_{Sdy}$. Desde que a armadura seja aqui usada para fornecer resistência de tração, nós também temos $n_{Rdx} \geq 0$ e $n_{Rdy} \geq 0$. Se as condições permitirem, um grupo ótimo de armadura é obtido pela minimização de $n_{Rdx} + n_{Rdy}$. Isto acontece quando, a partir da equação (4.12), a expressão que relaciona a força de compressão no concreto com a direção da inclinação das fissuras torna-se mínimo:

$$\frac{\partial n_{Rcd}}{\partial \theta} = 0 \quad (4.13)$$

que derivando em relação a θ obtemos:

$$\text{sen } \theta = \text{cos } \theta \rightarrow \theta = 45^\circ \quad (4.14)$$

e o projeto de forças para o maior aproveitamento das armaduras torna-se:

$$n_{Rdx} = n_{Sdx} + |v_{Sd}| \quad (4.15a)$$

$$n_{Rdy} = n_{Sdy} + |v_{Sd}| \quad (4.15b)$$

Se o valor de n_{Rdx} dado pela equação (4.15a) for negativo, então ele não é permitido. Neste caso, nós consideramos que $n_{Rdx} = 0$ na equação (4.9a); então a equação (4.9b) fornece:

$$n_{Rdy} = n_{Sdy} - \frac{|v_{Sd}|^2}{n_{Sdx}} \quad (4.16)$$

Similarmente, se n_{Rdy} dado pela equação (4.15b) for negativo, então $n_{Rdy} = 0$ e:

$$n_{Rdx} = n_{Sdx} - \frac{|v_{Sd}|^2}{n_{Sdy}} \quad (4.17)$$

Deve-se observar que, sob as condições do Estado Limite Último (ELU), a máxima força de compressão atuando sobre uma área de concreto não exceda um valor limite, correspondente à resultante das tensões resistentes dadas pelas equações constitutivas e por fatores de segurança adequados. Contudo, simplificações apropriadas dessas leis constitutivas são permitidas.

Alternativamente ao diagrama parábola-retângulo de tensão-deformação, utiliza-se os diagramas simplificados de tensões uniformes ao longo de toda altura de uma zona sob compressão essencialmente uniaxial propostos pelo Comité Euro-International du Béton (COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON - CEB,1990). A tensão média em zonas não fissuradas é igual a:

$$f_{cd1} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (4.18)$$

A resistência do concreto na direção da tensão de compressão é reduzida após a fissuração. Essa redução na resistência ocorre devido à tensão de tração desenvolvida no concreto entre fissuras e, à transmissão de tensões de compressão através de fissuras previamente formadas. Além disso, as faixas de concreto entre fissuras são esbeltas e,

portanto, menos resistentes à compressão (Figura 4-9). A resistência média do concreto em zonas fissuradas pode ser calculada pela expressão:

$$f_{cd2} = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (4.19)$$

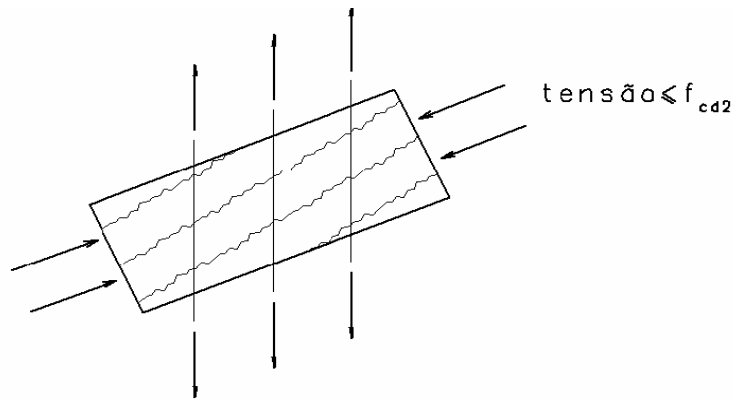


Figura 4-9 - Exemplo de resistência reduzida f_{cd2} (Chen, 2004)

Assim, segundo o CEB (1990), os sistemas resistentes podem ser classificados em quatro tipos:

- Tipo 1

Nos casos em que $n_{Rdx} > 0$, $n_{Rdy} > 0$, $n_{Rdx} = n_{Sdx} + |v_{Sd}|$, $n_{Rdy} = n_{Sdy} + |v_{Sd}|$, $\theta = 45^\circ$:

→ Dimensionamento econômico das armaduras:

$$a_{sx} = \frac{n_{Rdx}}{f_{yd}} \text{ e } a_{sy} = \frac{n_{Rdy}}{f_{yd}}$$

→ Verificação do concreto:

$$\frac{n_{Rcd}}{h} \leq f_{cd2} \Rightarrow \frac{2v_{Sd}}{h} \leq 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd}$$

- Tipo 2

Quando a armadura na direção-x é dispensada, o ângulo de inclinação das fissuras em relação ao eixo-y passa a ser θ_0 , diferente da condição de dimensionamento ótimo calculada como função dos esforços solicitantes. Assim, nos casos em que $n_{Rdx} < 0$, $n_{Rdy} > 0$, $n_{Rdx} = 0$

$$\text{e } n_{Rdy} = n_{Sdy} - \frac{|v_{Sd}|}{n_{Sdx}} \text{ e } \operatorname{tg}\theta_0 = -\frac{n_{Sdx}}{|v_{Sd}|} :$$

→ Dimensionamento das armaduras:

$$a_{sx} = 0, a_{sy} = \frac{n_{Rdy}}{f_{yd}}$$

→ Verificação do concreto:

$$\frac{n_{Rcd}}{h} \leq_{fcd2} \Rightarrow \left(-n_{Sdx} - \frac{|v_{Sd}|^2}{n_{Sdx}} \right) \frac{1}{h} \leq 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd}$$

- Tipo 3

Procedendo-se de maneira análoga ao caso anterior, é possível encontrar as expressões para o dimensionamento das armaduras na direção-x quando se dispensa a armadura na direção-y. Assim, nos casos em que $n_{Rdx} > 0$, $n_{Rdy} < 0$, $n_{Rdy} = 0$ e $n_{Rdx} = n_{Sdx} - \frac{|v_{Sd}|}{n_{Sdy}}$, com

$$\theta_0 = \operatorname{arctg}\left(-\frac{|v_{Sd}|}{n_{Sdy}} \right) :$$

→ Dimensionamento das armaduras:

$$a_{sy} = 0, a_{sx} = \frac{n_{Rdx}}{f_{yd}}$$

→ Verificação do concreto:

$$\frac{n_{Rcd}}{h} \leq_{fcd2} \Rightarrow \left(-n_{Sdy} - \frac{|v_{Sd}|^2}{n_{Sdy}} \right) \frac{1}{h} \leq 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd}$$

- Tipo 4

Nos casos em que $n_{Rdx} < 0$, $n_{Rdy} < 0$, $n_{Rdx} = 0$, $n_{Rdy} = 0$:

→ Dimensionamento das armaduras:

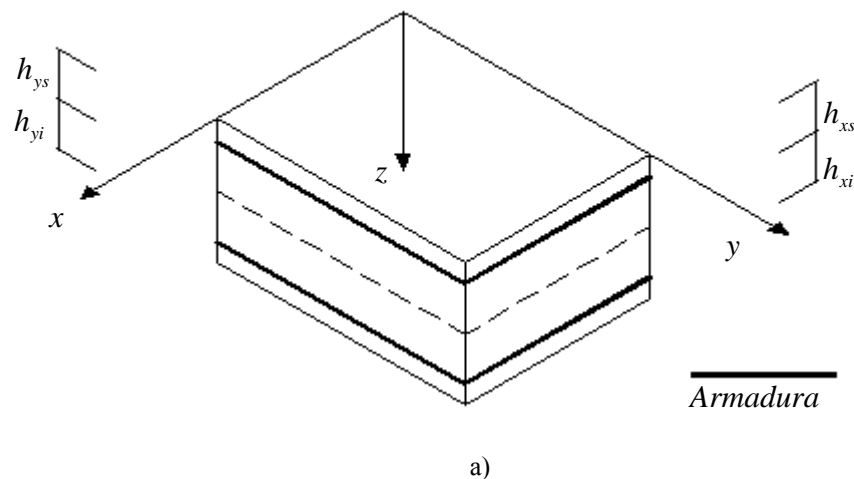
$$a_{sy} = 0, a_{sx} = 0$$

→ Verificação do concreto:

$$\frac{n_{Rcd}}{h} \leq f_{cd1} \Rightarrow \frac{n_{Sdx} + n_{Sdy}}{2} + \sqrt{\frac{(n_{Sdx} - n_{Sdy})^2}{4} + v_{Sd}^2} \frac{1}{h} \leq f_{cd1}$$

Dimensionamento Automático das Armaduras Externas

A descrição completa da metodologia aqui descrita pode ser encontrada em Lourenço e Figueiras (1993). A Figura 4-10 apresenta um elemento de casca com grupos de armaduras paralelos aos eixos- x , y e a Figura 4-11 as forças e momentos atuantes em um elemento de casca. As forças (tensões) solicitantes de tração nas armaduras são designadas por $n_{Sdx,s}$, $n_{Sdy,s}$, $n_{Sdx,i}$, $n_{Sdy,i}$ com os subscritos x e y associados aos respectivos eixos, e os subscritos s e i associados às camadas superiores e inferiores.



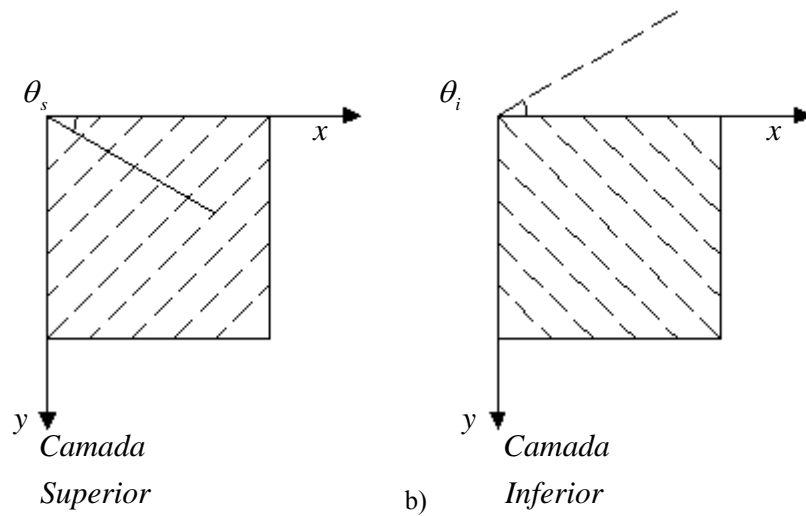


Figura 4-10 - Armadura em um elemento de casca: a) Elemento de casca incluindo a armadura; b) Direção da fissura (adaptado GUPTA, 1986)

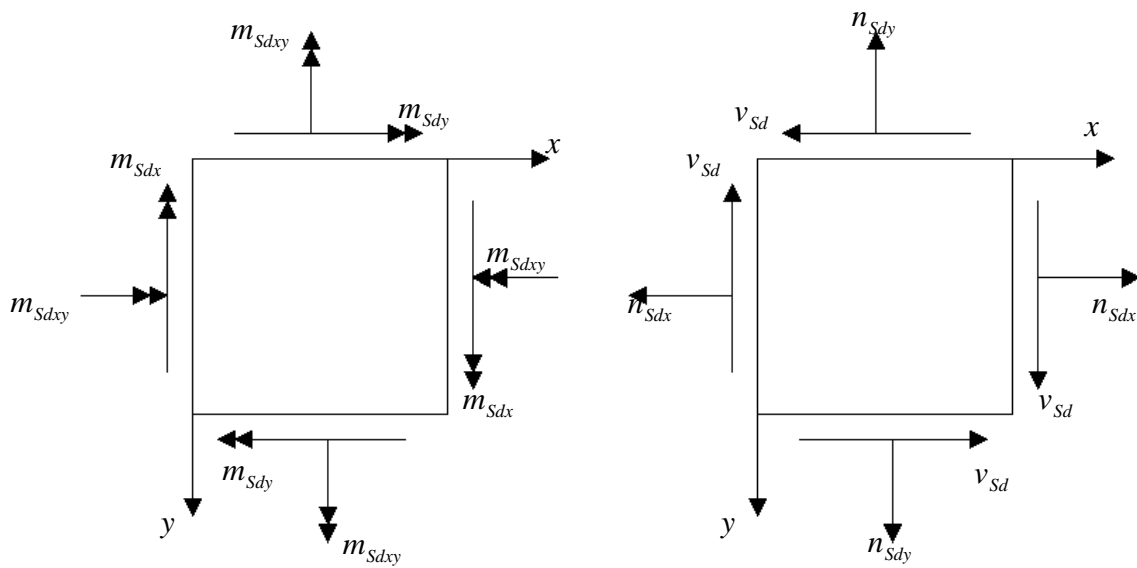


Figura 4-11 - Forças e momentos atuantes em um elemento de casca (adaptado GUPTA, 1986)

A ruptura do plano vertical, com a normal fazendo um ângulo θ_s com o eixo x , no plano- x, y , ocorre na camada superior. O concreto está sujeito à compressão paralela a este plano. A espessura do concreto comprimido na camada superior é designada por a_s , assumindo uma distribuição uniforme das tensões. De maneira similar, para a camada inferior,

θ_i está associado ao plano de ruptura normal e a_i é a espessura do concreto comprimido na camada inferior.

Quatro diferentes casos devem ser estudados de acordo com as armaduras necessárias em cada camada exterior. O código computacional a ser descrito considera que existe a necessidade da armadura em ambas as camadas exteriores, conforme apresentado a seguir. O resultado da primeira iteração determinará em qual destes seguintes casos o elemento em estudo se encontra:

- Armadura necessária em ambas as camadas exteriores;
- Armadura necessária apenas na camada inferior;
- Armadura necessária apenas na camada superior;
- Armadura desnecessária.

Armadura necessária em ambas as camadas exteriores

As forças e momentos que a armadura resiste nas direções- x, y são dados por:

$$n_{Rdx} = n_{Rdxs} + n_{Rdxi}, \quad n_{Rdy} = n_{Rdys} + n_{Rdyi} \quad (4.20)$$

$$m_{Rdx} = -n_{Rdxs} h_{xs} + n_{Rdxi} h_{xi}, \quad m_{Rdy} = -n_{Rdys} h_{ys} + n_{Rdyi} h_{yi} \quad (4.21)$$

Se a resistência média à compressão é f_{cd2} , a força no concreto na camada superior e inferior e o respectivo momento de flexão são dados, respectivamente, por:

$$n_{Rcds} = -a_s f_{cd2}, \quad m_{Rcds} = -\frac{1}{2}(h - a_s) n_{Rcds} \quad (4.22)$$

$$n_{Rcdi} = -a_i f_{cd2}, \quad m_{Rcdi} = -\frac{1}{2}(h - a_i) n_{Rcdi} \quad (4.23)$$

As equações (4.20) a (4.23) fornecem as forças internas e os momentos. Estes devem estar em equilíbrio com as forças e momentos solicitantes. Portanto:

$$n_{Sdx} = n_{Rdx} + n_{Rcds} \text{sen}^2 \theta_s + n_{Rcdi} \text{sen}^2 \theta_i \quad (4.24)$$

$$n_{Sdy} = n_{Rdy} + n_{Rcds} \cos^2 \theta_s + n_{Rcdi} \cos^2 \theta_i \quad (4.25)$$

$$v_{Sd} = -n_{Rcds} \text{sen} \theta_s \cos \theta_s - n_{Rcdi} \text{sen} \theta_i \cos \theta_i \quad (4.26)$$

$$m_{Sdx} = m_{Rdx} + m_{Rcds} \text{sen}^2 \theta_s + m_{Rcdi} \text{sen}^2 \theta_i \quad (4.27)$$

$$m_{Sdy} = m_{Rdy} + m_{Rcds} \cos^2 \theta_s + m_{Rcdi} \cos^2 \theta_i \quad (4.28)$$

$$m_{Sdxy} = -m_{Rcds} \text{sen} \theta_s \cos \theta_s - m_{Rcdi} \text{sen} \theta_i \cos \theta_i \quad (4.29)$$

Se $\theta_s \neq 0^\circ$, 45° e $\theta_i \neq 0^\circ$ e 45° , as equações (4.22), (4.23), (4.26), (4.29) fornecem:

$$-n_{Rcds} = \frac{(h - a_i)v_{Sd} - 2m_{Sdxy}}{h_c \text{sen} 2\theta_s} \quad (4.30)$$

$$-n_{Rcdi} = \frac{(h - a_s)v_{Sd} + 2m_{Sdxy}}{h_c \text{sen} 2\theta_i} \quad (4.31)$$

com $h_c = h - (a_s + a_i)/2$.

As equações (4.20) a (4.31) fornecem:

$$n_{Rdxs} = n_{Sdxs} + v_{Sdt} C_{xss} \text{tg} \theta_s + v_{Sdi} C_{xsi} \text{tg} \theta_i \quad (4.32)$$

$$n_{Rdys} = n_{Sdys} + v_{Sdt} C_{yss} \text{ctg} \theta_s + v_{Sdi} C_{ysi} \text{ctg} \theta_i \quad (4.33)$$

$$n_{Rdxi} = n_{Sdxi} + v_{Sdt} C_{xis} \text{tg} \theta_s + v_{Sdi} C_{xii} \text{tg} \theta_i \quad (4.34)$$

$$n_{Rdyi} = n_{Sdyi} + v_{Sdt} C_{yis} \text{ctg} \theta_s + v_{Sdi} C_{yii} \text{ctg} \theta_i \quad (4.35)$$

onde:

$$n_{Sdxs} = \frac{h_{xi}}{h_x} n_{Sdx} - \frac{m_{Sdx}}{h_x} \quad (4.36)$$

$$n_{Sdxi} = \frac{h_{xs}}{h_x} n_{Sdx} + \frac{m_{Sdx}}{h_x} \quad (4.37)$$

$$n_{Sdys} = \frac{h_{yi}}{h_y} n_{Sdy} - \frac{m_{Sdy}}{h_y} \quad (4.38)$$

$$n_{Sdyi} = \frac{h_{ys}}{h_y} n_{Sdy} + \frac{m_{Sdy}}{h_y} \quad (4.39)$$

$$v_{Sds} = \frac{(h - a_b)v_{Sd} - 2m_{Sdxy}}{2h_c} \quad (4.40)$$

$$v_{Sdi} = \frac{(h - a_i)v_{Sd} + 2m_{Sdxy}}{2h_c} \quad (4.41)$$

e,

$$C_{xss} = \frac{h_{xi} + \frac{1}{2}(h - a_s)}{h_x} \quad (4.42)$$

$$C_{xsi} = \frac{h_{xi} - \frac{1}{2}(h - a_i)}{h_x} \quad (4.43)$$

$$C_{yss} = \frac{h_{yi} + \frac{1}{2}(h - a_s)}{h_y} \quad (4.44)$$

$$C_{ysi} = \frac{h_{yi} - \frac{1}{2}(h - a_i)}{h_y} \quad (4.45)$$

$$C_{xis} = \frac{h_{xs} - \frac{1}{2}(h - a_s)}{h_x} \quad (4.46)$$

$$C_{xii} = \frac{h_{xs} + \frac{1}{2}(h - a_i)}{h_x} \quad (4.47)$$

$$C_{yis} = \frac{h_{ys} - \frac{1}{2}(h - a_s)}{h_y} \quad (4.48)$$

$$C_{yii} = \frac{h_{ys} + \frac{1}{2}(h - a_i)}{h_y} \quad (4.49)$$

$$h_x = h_{xs} + h_{yi} \quad (4.50)$$

$$h_y = h_{ys} + h_{xi} \quad (4.51)$$

Assim, a força de compressão no concreto pode ser obtida das equações (4.30), (4.31) e (4.36) a (4.41):

$$-n_{Rcds} = \frac{2v_{Sds}}{\text{sen}2\theta_s} \quad (4.52)$$

$$-n_{Rcdi} = \frac{2v_{Sdi}}{\text{sen}2\theta_i} \quad (4.53)$$

Compressão biaxial na camada superior

Neste caso a armadura na parte superior não é necessária. Considerando que as forças no concreto na parte superior sejam as forças nas direções- x, y e a força de cisalhamento, representadas por n_{Rcdxs} , n_{Rcdys} e n_{Rcdxys} , respectivamente. As forças e momentos que a armadura resiste nas direções- x, y são dados por:

$$n_{Rdx} = n_{Rdxi}, \quad n_{Rdy} = n_{Rdyi} \quad (4.54)$$

$$m_{Rdx} = n_{Rdxi} h_{xi}, \quad m_{Rdy} = n_{Rdyi} h_{yi} \quad (4.55)$$

Neste caso a força no concreto na parte superior e o respectivo momento produzido são dados por:

$$n_{Sdx} = n_{Rdx} + n_{Rcdxs} + n_{Rcdi} \text{sen}^2 \theta_i \quad (4.56)$$

$$n_{Sdy} = n_{Rdy} + n_{Rcdys} + n_{Rcdi} \text{cos}^2 \theta_i \quad (4.57)$$

$$v_{Sd} = n_{Rcdxys} - n_{Rcdi} \text{sen} \theta_i \text{cos} \theta_i \quad (4.58)$$

$$m_{Sdx} = m_{Rdx} + m_{Rcdxs} + m_{Rcdi} \text{sen}^2 \theta_i \quad (4.59)$$

$$m_{Sdy} = m_{Rdy} + m_{Rcdys} + m_{Rcdi} \text{cos}^2 \theta_i \quad (4.60)$$

$$m_{Sdxy} = m_{Rcdxys} - m_{Rcdi} \text{sen} \theta_i \text{cos} \theta_i \quad (4.61)$$

com,

$$m_{Rcdxs} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcdxs}, \quad m_{Rcdys} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcdys}, \quad m_{Rcdxys} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcdxys}$$

As forças de compressão no concreto, considerando $\theta_s \neq 0^\circ, 90^\circ$, são dadas por:

$$n_{Rcds} = \frac{n_{Rcdxs} + n_{Rcdys}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{n_{Rcdxs} - n_{Rcdys}}{2}\right)^2 + n_{Rcdxys}^2} \quad (4.62)$$

$$n_{Rcdi} = -\frac{2n_{Rcdxyi}}{\text{sen}2\theta_i} \quad (4.63)$$

A espessura da parte superior, de acordo com o CEB, deveria ser obtida a partir:

$$a_s = -\frac{n_{Rcds,\max}}{Kf_{cd1}h} \quad (4.64)$$

Compressão biaxial na camada inferior

Este caso é idêntico ao caso de compressão superior.

Compressão biaxial nas camadas inferior e superior

Neste caso não existe a necessidade de armadura e a solução é única. Assumimos que as forças resistentes na parte superior nas direções- x, y e a força de cisalhamento sejam n_{Rcdxs} , n_{Rcdys} e n_{Rcdxys} , respectivamente, e que as forças na parte inferior são n_{Rcdxi} , n_{Rcdyi} e n_{Rcdxyi} , com significado similar.

As equações de equilíbrio podem ser escritas como:

$$n_{Sdx} = n_{Rcdxs} + n_{Rcdxi} \quad (4.65)$$

$$n_{Sdy} = n_{Rcdys} + n_{Rcdyi} \quad (4.66)$$

$$V_{Sd} = n_{Rcdxys} + n_{Rcdxyi} \quad (4.67)$$

$$m_{Sdx} = m_{Rcdxs} + m_{Rcdxi} \quad (4.68)$$

$$m_{Sdy} = m_{Rcdys} + m_{Rcdyi} \quad (4.69)$$

$$m_{Sdxy} = m_{Rcdxys} + m_{Rcdxyi} \quad (4.70)$$

com,

$$m_{Rcdxs} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcdxs}, \quad m_{Rcdxi} = -\frac{1}{2}(h - a_i)n_{Rcdxi} \quad (4.71)$$

$$m_{Rcdys} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcdys}, \quad m_{Rcdyi} = -\frac{1}{2}(h - a_i)n_{Rcdyi} \quad (4.72)$$

$$m_{Rcdxys} = -\frac{1}{2}(h - a_s)n_{Rcdxys}, \quad m_{Rcdxyi} = -\frac{1}{2}(h - a_i)n_{Rcdxyi} \quad (4.73)$$

As forças de compressão no concreto em cada camada podem ser calculadas de acordo com a equação (4.62). A espessura das camadas pode ser calculada pela equação (4.64).

Segundo Chen (2004), as variáveis existentes em cada caso e as equações necessárias para resolver o sistema de equações podem ser resumidas de acordo com a Tabela 4-1.

Tabela 4-1 - Resumo dos casos de dimensionamento

Tipo de Dimensionamento	Variáveis	Equações	Considerações iniciais
Armadura necessária em ambas as camadas exteriores	$n_{Rdxs}, n_{Rdys}, n_{Rdxi}, n_{Rdyi}, a_s, a_i, \theta_s, \theta_i$	6 equilíbrio	θ_s e θ_i devem ser escolhidos de tal forma a minimizar a armadura em cada camada
Compressão biaxial na camada superior	$n_{Rdxi}, n_{Rdyi}, n_{Rcdxs}, n_{Rcdys}, n_{Rcdxys}, a_s, a_i, \theta_i$	6 equilíbrio 1 compressão na camada superior	θ_i deve ser escolhidos de tal forma a minimizar a armadura em cada camada
Compressão biaxial na camada inferior	$n_{Rdxs}, n_{Rdys}, n_{Rcdxi}, n_{Rcdyi}, n_{Rcdxyi}, a_s, a_i, \theta_s$	6 equilíbrio 1 compressão na camada inferior	θ_s deve ser escolhidos de tal forma a minimizar a armadura em cada camada
Compressão biaxial em ambas as camadas exteriores	$n_{Rcdxs}, n_{Rcdys}, n_{Rcdxi}, n_{Rcdyi}, n_{Rcdxys}, n_{Rcdxyi}, a_s, a_i$	6 equilíbrio 2 compressão na camada superior e infeior	Resolução do sistema de equações

Análise do Cisalhamento

A determinação da armadura necessária para resistir aos esforços cisalhantes será similar ao “método sanduíche” usado para a transferência dos esforços cisalhantes em lajes, demonstrado por Marti (1990). Nesse sentido, camadas exteriores são destinadas a transportar momentos e forças de membrana, enquanto que as forças cisalhantes transversais são destinadas à camada intermediária, conforme o especificado anteriormente.

Usando as coordenadas cartesianas com os eixos x e y no plano da laje, e considerando uma rotação arbitrária no plano de referência em torno do eixo z como ilustra a Figura 4-12a a Figura 4-12c, obtemos as seguintes equações de transformações para as componentes de força cisalhante transversal:

$$v_n = v_x \cos \varphi + v_y \sin \varphi \quad (4.74a)$$

$$v_t = -v_x \sin \varphi + v_y \cos \varphi \quad (4.74b)$$

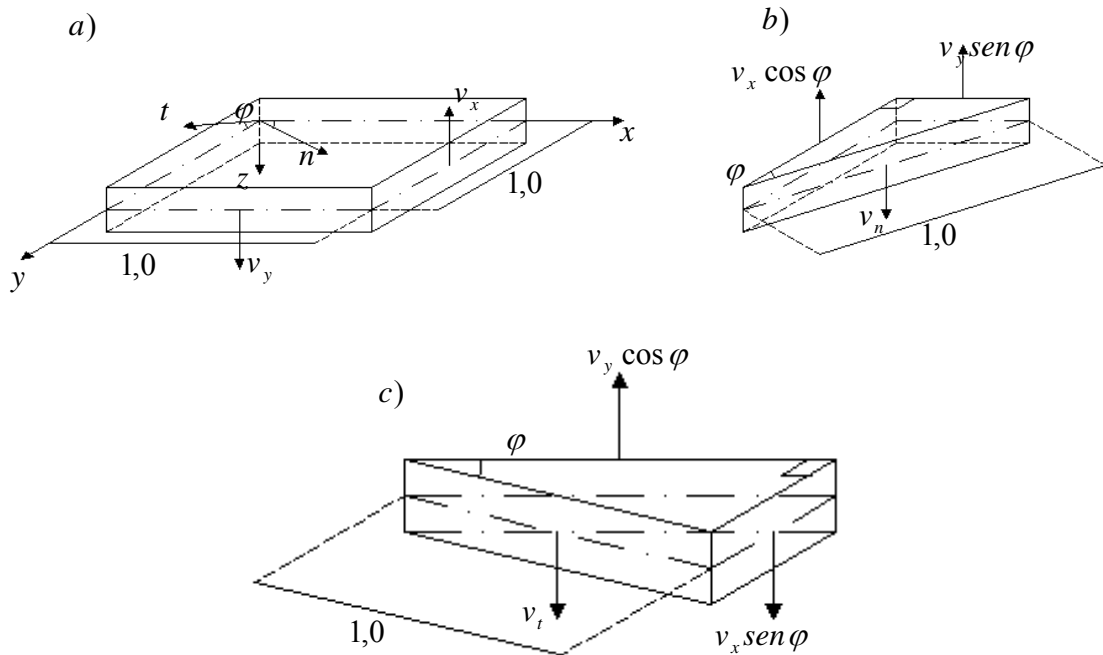


Figura 4-12 - Componentes da força cisalhante transversal: a) Notação, b) e c) Diagrama de corpo livre para a determinação de v_n e v_t (adaptado MARTI, 1990)

A soma dos quadrados das equações (4.74a) e (4.74b) não depende de φ , isto é, uma invariante:

$$v_n^2 + v_t^2 = v_x^2 + v_y^2 = v_0^2 \quad (4.75)$$

A Figura 4-13a expressa às tensões atuantes em uma laje e a Figura 4-13b expressa à distribuição de forças entre as camadas externa e intermediária segundo o método “sanduíche”. Como simples aproximação, os planos médios dos elementos do cobrimento podem ser considerados coincidentes com os planos médios das malhas das armaduras perto da superfície da laje. Considerando iguais espessuras de elementos do cobrimento superior e inferior c , o braço de alavanca das forças no plano dos elementos do cobrimento d_v , igual à efetiva profundidade do cisalhamento no centro, é dado por:

$$d_v = h - c \quad (4.76)$$

onde h é a espessura da laje.

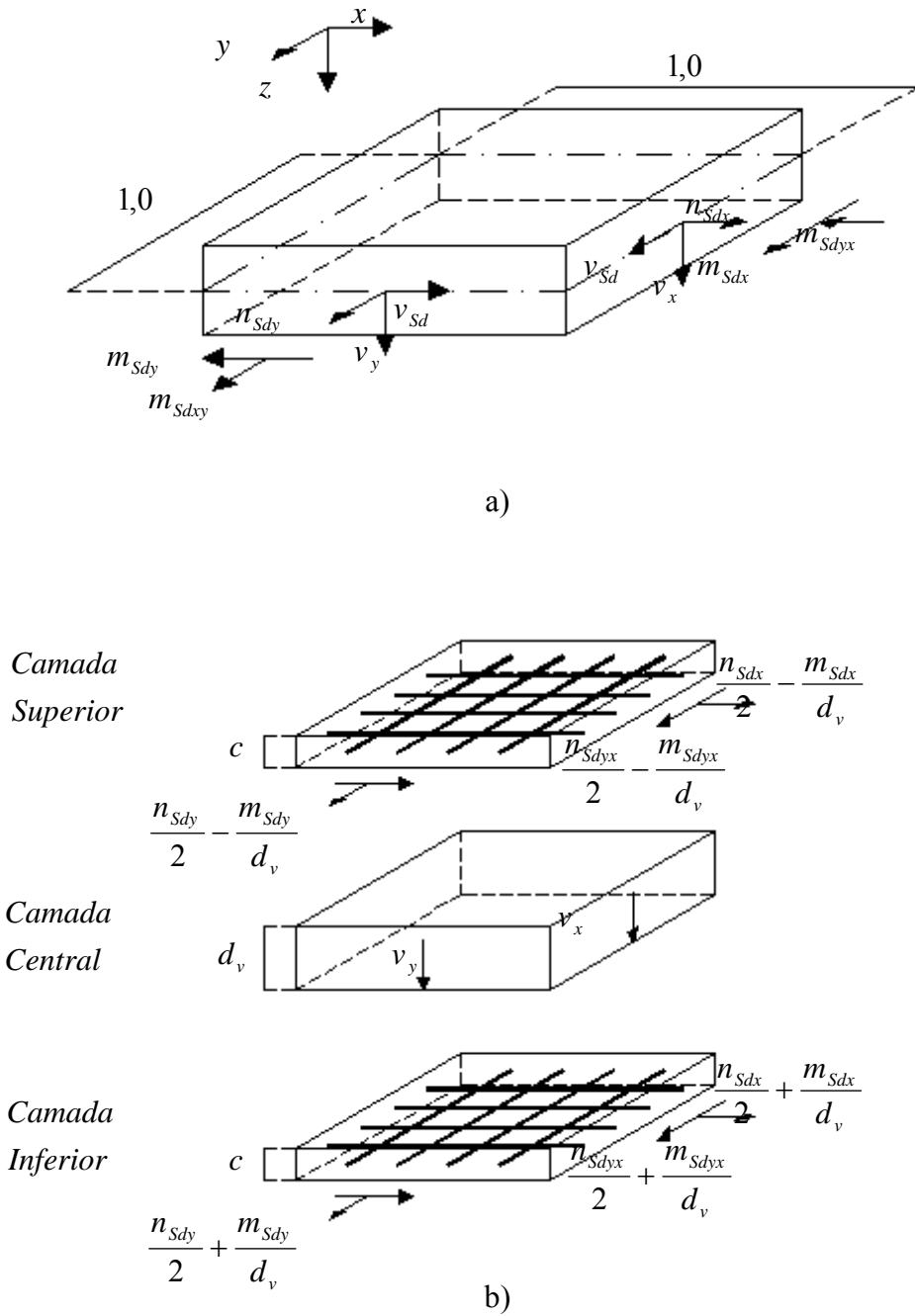


Figura 4-13 - Elemento de laje: a) Forças atuantes b) Distribuição das forças nas camadas exterior e intermediária (adaptado MARTI, 1990)

Freqüentemente, a resistência à compressão do concreto dos cobrimentos pelo método sanduíche não será totalmente utilizada e a aproximação para a espessura d_v estará a favor da segurança. Métodos mais refinados podem ser utilizados para diminuir a espessura de d_v ,

mas mantendo a segurança da estrutura. No entanto, sua aplicação é normalmente desnecessária desde que erros devido a esta simples aproximação de d_v sejam relativamente pequena, e como alternativa, d_v pode ser estimado como 80 a 90% de h . Ocasionalmente, d_v será superestimado, isto é, a resistência à compressão do concreto dos cobrimentos do modelo sanduíche não será suficiente. No entanto, tais casos são fáceis de detectar e se forem necessários ajustes, esses podem ser feitos facilmente.

Concreto não fissurado

Desde que a tensão cisalhante nominal devido à força cisalhante principal, $\frac{v_0}{d_v}$, não exceda o limite de $0,17\sqrt{f'_c}$, pode-se considerar o não aparecimento de fissuras diagonais no concreto. Neste caso, o estado de cisalhamento puro se desenvolve dentro do concreto, como mostrado na Figura 4-14, e a força cisalhante transversal na seção não tem efeito nas forças nos planos dos cobrimentos do modelo sanduíche. Assim, nenhuma armadura transversal tem que ser fornecida e a armadura no plano não devem ser aumentada considerando o cisalhamento transversal.

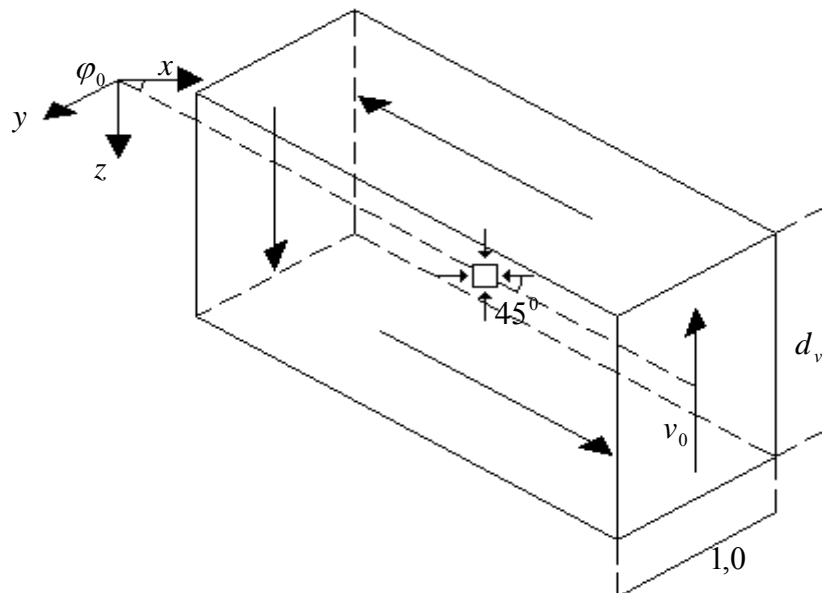
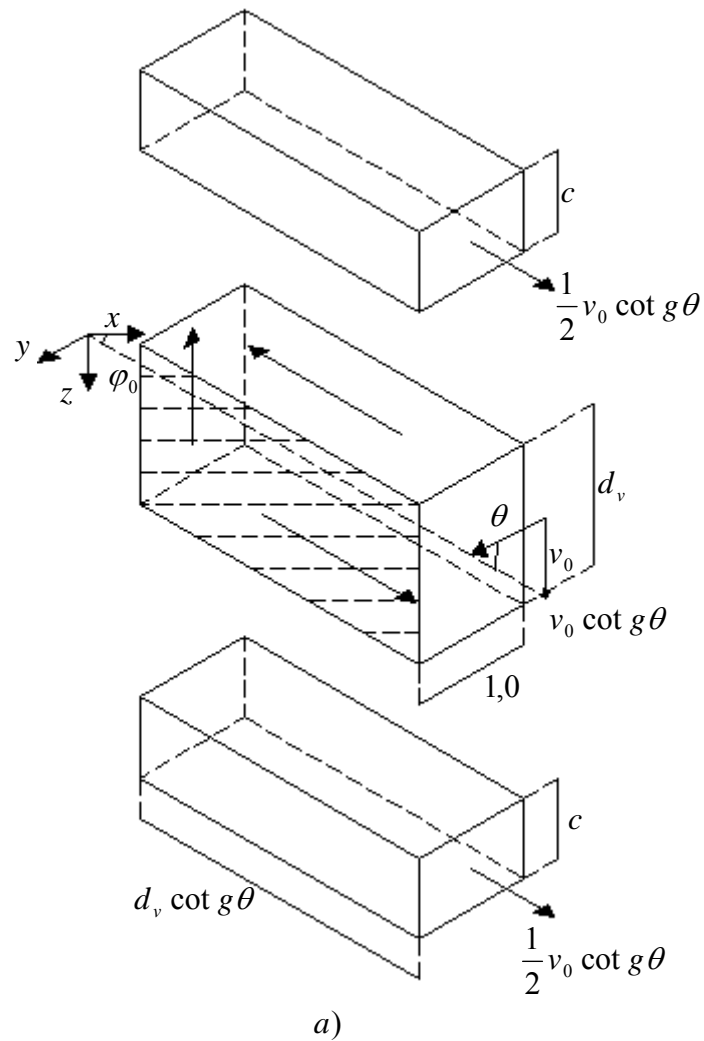


Figura 4-14 - Cisalhamento puro desenvolvido dentro do concreto (adaptado MARTI, 1990)

Concreto fissurado

Se $\frac{v_0}{d_v}$ excede $0,17\sqrt{f'_c}$, o surgimento de fissuras diagonais no concreto deve ser considerado. A armadura transversal é necessária e a armadura no plano deve ser aumentada considerando o cisalhamento transversal.

O modelo de equilíbrio do elemento é mostrado na Figura 4-15a. A componente horizontal da compressão diagonal do centro, $v_0 \cot \theta$, deve ser compensada pelas forças de membrana dos cobrimentos do modelo sanduíche as quais podem ser determinadas a partir do diagrama de corpo livre das Figura 4-15b e Figura 4-15c. Finalmente, a Figura 4-15d fornece um resumo da forças resultantes no plano agindo nos elementos do cobrimento.



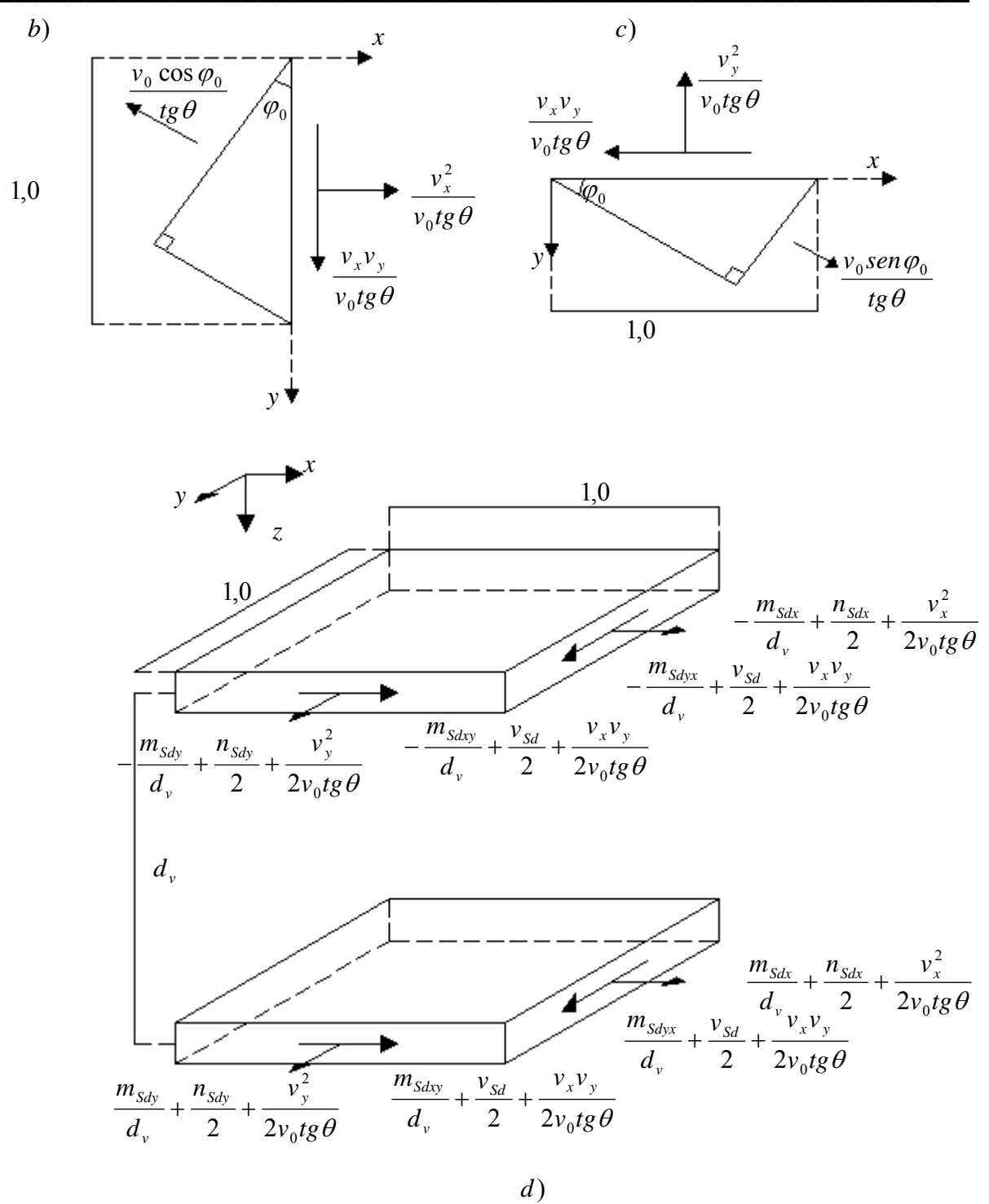


Figura 4-15 - Elemento estático da laje: a) Campo de compressão diagonal no centro não fissurado, b) e c) Forças de membrana equivalente, d) Forças agindo no cobrimento do elemento (adaptado Marti, 1990)

Usando armadura transversal normal ao plano da laje, a taxa de armadura transversal necessária será dada por:

$$\rho_z = \frac{v_0 \tan \theta}{d_v f_y} \quad (4.77)$$

Para o dimensionamento da armadura no plano, o método de projeto limite, bastante conhecido para elementos de membrana de concreto armado, pode ser empregado. Por conseguinte, a resistência necessária da armadura em duas direções ortogonais x e y são iguais a $n_{Sdx} + k|v_{Sd}|$ e $n_{Sdy} + \frac{|v_{Sd}|}{k}$, respectivamente, onde k denota um fator positivo arbitrário e n_{Sdx} , n_{Sdy} e v_{Sd} são as componentes da força de membrana aplicada. Assim, a partir da Figura 4-15d chega-se às seguintes necessidades:

$$a_x f_y \geq \frac{m_{Sdx}}{d_v} + \frac{n_{Sdx}}{2} + \frac{v_x^2}{2v_0 \tan \theta} + k \left| \frac{m_{Sdxy}}{d_v} + \frac{v_{Sd}}{2} + \frac{v_x v_y}{2v_0 \tan \theta} \right| \quad (4.78a)$$

e,

$$a_y f_y \geq \frac{m_{Sdy}}{d_v} + \frac{n_{Sdy}}{2} + \frac{v_y^2}{2v_0 \tan \theta} + \frac{1}{k} \left| \frac{m_{Sdxy}}{d_v} + \frac{v_{Sd}}{2} + \frac{v_x v_y}{2v_0 \tan \theta} \right| \quad (4.78b)$$

onde a_x e a_y denotam a área da seção transversal da armadura ortogonal inferior por unidade de comprimento da laje. De maneira similar obtém-se:

$$a'_x f_y \geq -\frac{m_{Sdx}}{d_v} + \frac{n_{Sdx}}{2} + \frac{v_x^2}{2v_0 \tan \theta} + K \left| -\frac{m_{Sdxy}}{d_v} + \frac{v_{Sd}}{2} + \frac{v_x v_y}{2v_0 \tan \theta} \right| \quad (4.79a)$$

e,

$$a'_y f_y \geq -\frac{m_{Sdy}}{d_v} + \frac{n_{Sdy}}{2} + \frac{v_y^2}{2v_0 \tan \theta} + \frac{1}{K} \left| -\frac{m_{Sdxy}}{d_v} + \frac{v_{Sd}}{2} + \frac{v_x v_y}{2v_0 \tan \theta} \right| \quad (4.79b)$$

onde a'_x e a'_y denotam a área da seção transversal da armadura ortogonal superior por unidade de comprimento da laje, e K é outro fator de positivo arbitrário.

Aplicando as equações (4.78) e (4.79), deve-se manter em mente que os valores de resistência do lado esquerdo dessas equações não podem ser negativos. Além disso, essas equações somente são válidas se a resistência à compressão do concreto do cobrimento do sanduíche não for excedida. Para valores positivos de a_x e a_y tem-se:

$$cf_c \geq (a_x + a_y)f_y - \frac{m_{Sdx} + m_{Sdy}}{d_v} - \frac{n_{Sdx} + n_{Sdy}}{2} - \frac{v_0}{2 \tan \theta} \quad (4.80)$$

Para positivos valores de a'_x e a'_y , chega-se a valores similares de requerimentos:

$$cf_c \geq (a'_x + a'_y)f_y + \frac{m_{Sdx} + m_{Sdy}}{d_v} - \frac{n_{Sdx} + n_{Sdy}}{2} - \frac{v_0}{2 \tan \theta} \quad (4.81)$$

Se as equações (4.80) e (4.81) não forem satisfeitas, então a espessura do cobrimento c deve ser aumentada e os cálculos devem ser refeitos com o correspondente valor de redução de d_v .

4.2. Programa DIANA

O DIANA (DIplacement Method ANALyser) é um programa de elementos finitos utilizado para a análise não-linear de estruturas, desenvolvido pela TNO Building and Construction Research na Holanda, disponível no Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Universidade de São Paulo.

A versão 9.3 do programa DIANA foi utilizada como ferramenta numérica para realizar a análise dos painéis dimensionados pelo método proposto. Autores como Aurich (2001), d'Ávila (2003), Souza (2004), Trautwein (2006), Gamino (2007) utilizaram o programa como ferramenta numérica para analisar seus estudos.

4.2.1. Modelos Físicos Não-Lineares do Concreto

O modelo físico não-linear do concreto utilizado na análise segue conforme o esquema da Figura 4-16.

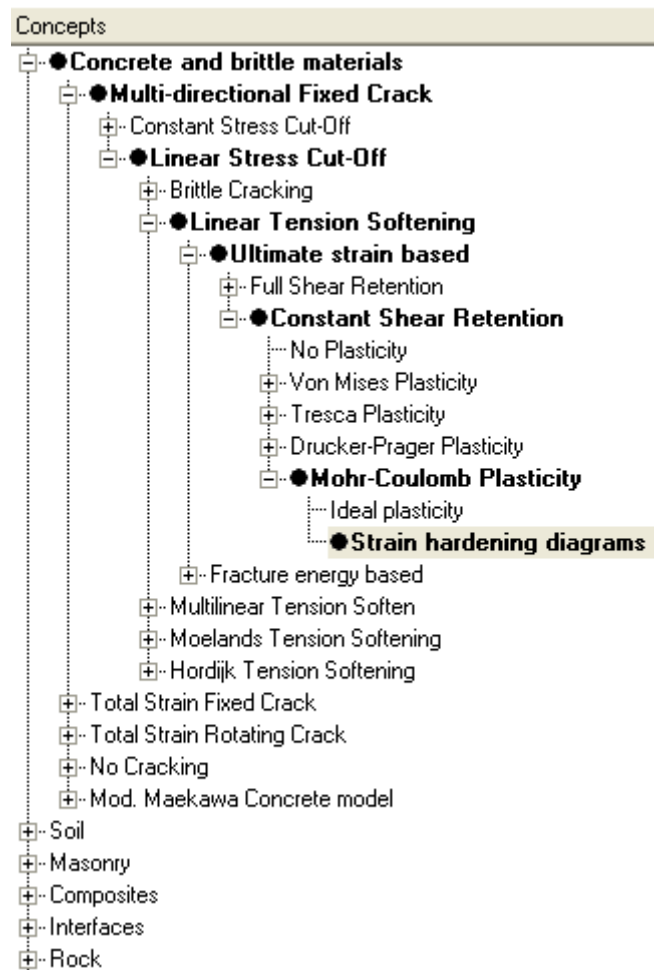


Figura 4-16 - Características físicas do concreto

A modelagem dos elementos tridimensionais do concreto foi feita utilizando elementos isoparamétricos quadráticos de 20 nós, denominados de CHX20, presente na biblioteca do programa DIANA. A Figura 4-17 abaixo exemplifica o elemento citado.

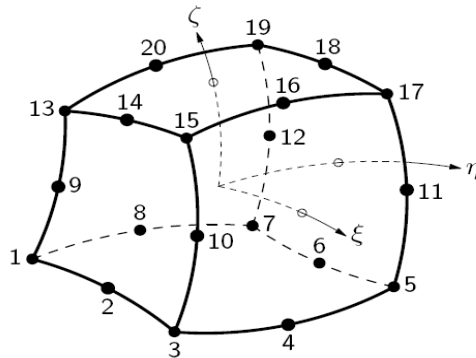


Figura 4-17 - Elemento isoparamétrico quadrático CHX20 de 20 nós (Manual DIANA)

Os modelos de fissuração presentes no DIANA para a análise de propagação de fissuras são: modelo de fissuração discreta (discrete crack model) e modelo de fissuração distribuída (smeared crack model).

O modelo de fissuras discretas representa cada fissura individualmente, como uma descontinuidade real da malha de elementos finitos. A grande dificuldade deste modelo é que após a propagação da fissura uma nova malha de elementos finitos deve ser gerada, o que exige um esforço computacional maior. No modelo de fissuras distribuídas a descontinuidade real da malha não é considerada, apenas o dano ao material, permitindo que relações de tensão e deformação possam ser aplicadas sem a exigência de uma nova malha. Portanto após a propagação da fissura, apenas a relação tensão deformação é atualizada. A Figura 4-18 ilustra dos dois tipos de fissura citados anteriormente.

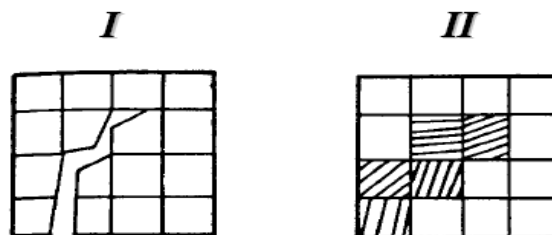


Figura 4-18 - Modelos de fissuração I) Fissuras discretas II) Fissuras distribuídas (AURICH, 2001)

As simulações numéricas dos painéis de concreto armado realizadas utilizaram apenas o modelo de fissuração distribuída. A abertura e a orientação das fissuras em um determinado ponto, no modelo de fissuração distribuída são dadas por três modelos: Fixed Crack Model, Rotating Crack Model e o Multi Directional Fixed Crack Model.

No Fixed Crack Model, a fissura se propaga com o ângulo de inclinação definido no momento de sua abertura, mantendo o mesmo valor até ocorrer uma variação maior que 90° em relação ao ângulo inicial. O Rotating Crack Model permite que a fissura mude sua inclinação à medida que o carregamento evolui. Estes dois modelos citados dependem das propriedades mecânicas dos materiais e do comportamento do material à tração e a compressão.

O modelo incremental Multi-Directional Fixed Crack Model é caracterizado por combinar o modelo de fissuração distribuída para a tração e um modelo plástico para a compressão. Esse modelo permite abrir várias fissuras em um mesmo ponto e dependendo do valor da definição de um dos seus parâmetros (treshold angle) pode-se chegar nos dois modelos apresentados anteriormente. O parâmetro denominado de treshold angle, constitui-se no ângulo existente entre uma fissura e outra formada num mesmo ponto e é por padrão igual a 60°. Para o tratamento da compressão do concreto pode-se utilizar os modelos clássicos de ruptura de Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager. A análise numérica deste trabalho utilizou o modelo de Mohr-Coulomb.

A formulação da função de escoamento para o modelo de Mohr-Coulomb expressa em termos das tensões principais ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) é dada pela equação (4.82) sendo que a condição de escoamento é dada pela Figura 4-19.

$$f(\sigma, \kappa) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \text{sen} \phi(\kappa) - \bar{c}(\kappa) \text{cos} \phi_0 \quad (4.82)$$

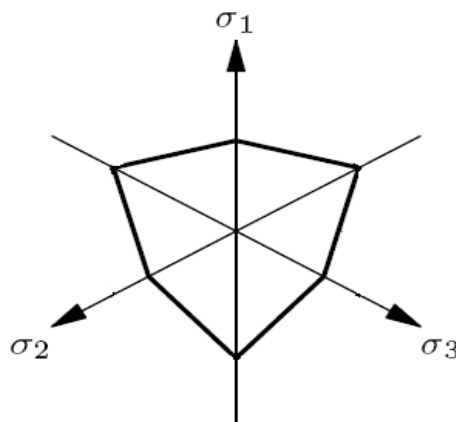


Figura 4-19 - Condição de escoamento Mohr-Coulomb (Manual DIANA)

onde $\bar{c}(\kappa)$ é a coesão em função da variável de estado interna κ , e ϕ é o ângulo de fricção interno o qual também é função da variável de estado interna κ . O ângulo inicial de fricção interna é dado por ϕ_0 .

A relação entre a variável de estado interna κ e o processo plástico é dada pela hipótese de endurecimento. No caso da deformação de endurecimento a relação é dada pela equação (4.83):

$$\dot{\kappa} = \sqrt{\frac{2}{3} \left(\begin{matrix} \cdot^P \cdot^P & \cdot^P \cdot^P & \cdot^P \cdot^P \\ \varepsilon_1 & \varepsilon_1 + \varepsilon_2 & \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \\ \varepsilon_2 & \varepsilon_3 & \varepsilon_3 \end{matrix} \right)} \quad (4.83)$$

ou resumidamente pela equação (4.84):

$$\dot{\kappa} = \dot{\lambda} \sqrt{\frac{1}{3} (1 + \sin^2 \psi)} \quad (4.84)$$

No trabalho consideraram-se os valores constantes de $\phi(\kappa) = 35^\circ$, $\psi(\kappa) = 12,5^\circ$ de acordo com Trautwein (2006). Para a região comprimida, nenhuma lei de amolecimento (compressive softening) foi modelada. O diagrama tensão \times deformação para o concreto comprimido para as deformações totais é dado pela Figura 4-20.

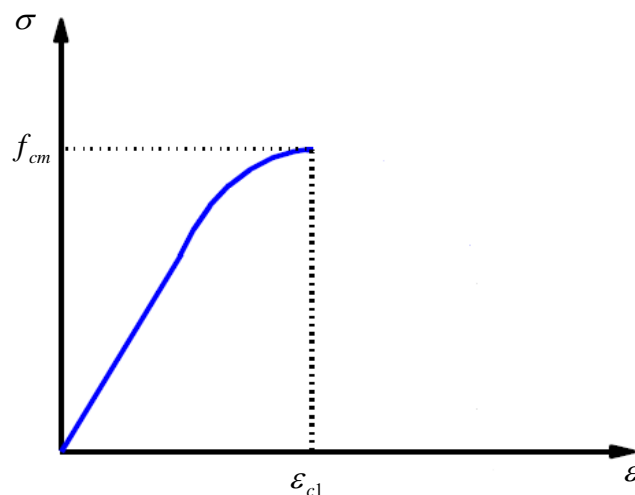


Figura 4-20 - Diagrama tensão \times deformação para o concreto comprimido (D'ÁVILA, 2003, modificado)

sendo a tensão no concreto dada pela equação (4.85):

$$\sigma_c = \frac{\frac{E_{ci}}{E_{c1}} \varepsilon_c - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} f_{cm} \text{ para } |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_u| \quad (4.85)$$

onde:

- E_{ci} → Módulo de deformação longitudinal inicial
- f_{cm} → Resistência média à compressão
- $E_{c1} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}}$

As deformações plásticas são calculadas pela equação (4.86):

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_{el} \quad (4.86)$$

onde:

- ε_{pl} → Deformações plásticas;
- ε_{tot} → Deformações totais dada pela Figura 4-20;
- ε_{el} → Deformações elásticas dadas por $\varepsilon_{el} = \frac{\sigma_c}{E_{ci}}$.

Portanto, a coesão e o endurecimento são dados pelas equações (4.87) e (4.88), respectivamente:

$$\bar{c} = \sigma_c \times \frac{1 - \text{sen} \phi}{2 \cos \phi} \quad (4.87)$$

$$\kappa = -\frac{\sqrt{1 + \sin^2 \psi} - \frac{2}{3} \sin^2 \psi}{1 - \sin \psi} \cdot p \cdot \varepsilon_3, \text{ com } \sigma_3 = -f_c \quad (4.88)$$

O DIANA possui cinco tipos de curvas tensão x deformação para representar o amolecimento à tração (tension softening) do concreto, definidas em função da energia de fratura (G_f) e pelo comprimento equivalente h . Para a análise deste trabalho foi considerado a curva de amolecimento linear (Linear Tension Softening), como mostra a Figura 4-21.

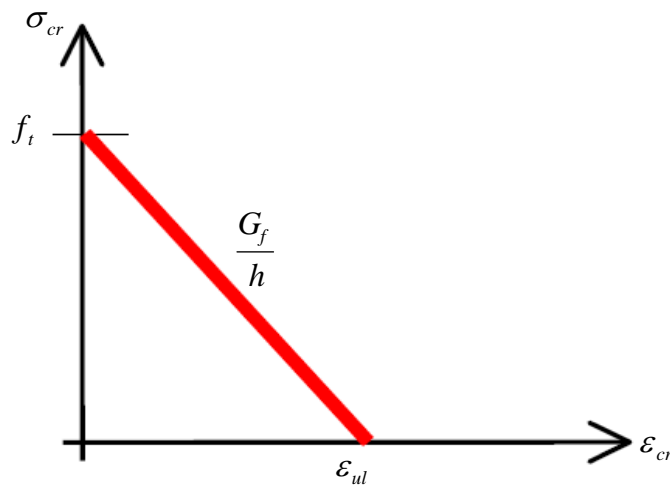


Figura 4-21 - Curva de amolecimento linear (D'ÁVILA, 2003)

Para o amolecimento linear (tension softening), a relação da tensão na fissura é dada pela equação (4.89):

$$\frac{\sigma_{cr}(\varepsilon_{cr})}{f_t} = \begin{cases} 1 - \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{ul}} \rightarrow 0 < \varepsilon_{cr} < \varepsilon_{ul} \\ 0 \rightarrow \varepsilon_{ul} < \varepsilon_{cr} < \infty \end{cases} \quad (4.89)$$

sendo a deformação última da fissura dada pela equação (4.90):

$$\varepsilon_{ul} = 2 \frac{G_f}{hf_t} \quad (4.90)$$

A energia de fratura (G_f) é a energia necessária para uma fissura se propagar. O valor de G_f pode ser obtido de um teste de tração com deformação controlada calculando-se a área do diagrama tensão x deformação. A energia de fratura é assumida como sendo um parâmetro do material que está relacionado com a resistência à compressão e com o tamanho máximo do agregado.

De acordo com o CEB-FIP (1990) pode-se determinar a energia de fratura, G_f , através da equação (4.91):

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \text{ (Nmm/mm}^2\text{)} \quad (4.91)$$

onde:

- $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$.

O comprimento equivalente, denotado por h , deve corresponder a uma dimensão representativa dos elementos da malha, sendo dependente do tipo do elemento e de sua forma. De acordo com Feenstra e Borst (1993), o comprimento equivalente pode ser relacionado com a volume do elemento, através da equação (4.92):

$$h = a_h \sqrt[3]{V_e} \quad (4.92)$$

onde:

- $h \rightarrow$ Comprimento equivalente;
- $a_h \rightarrow$ Fator de redução ($a_h = 1,0$ para elementos quadráticos e $a_h = 1,41$ para elementos lineares);
- $V_e \rightarrow$ Volume de cada elemento finito.

Com relação ao efeito da redução da rigidez ao cisalhamento (β), o programa DIANA oferece três relações: retenção completa do cisalhamento, retenção constante do cisalhamento e retenção variável do cisalhamento. Para a análise utilizou-se o modelo de retenção constante do cisalhamento com $\beta = 0,2$ de acordo com Souza (2004).

4.2.2. Modelo Físico Não-Linear da Armadura

O modelo físico não-linear das armaduras utilizado na análise segue conforme o esquema da Figura 4-22.

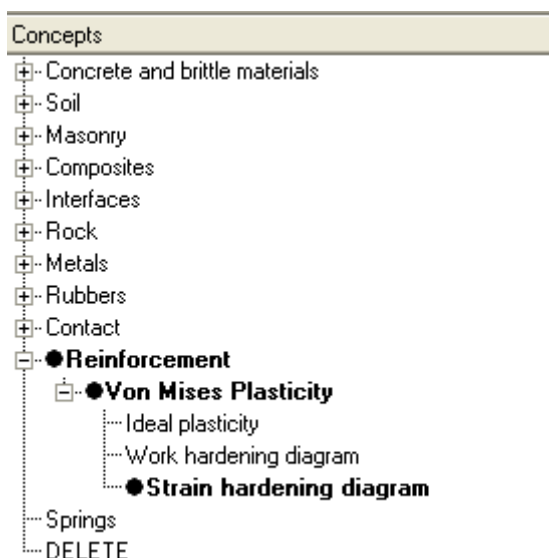


Figura 4-22 - Características físicas das armaduras

Para realizar uma análise em estruturas de concreto armado, os elementos de armadura podem ser modelados como armadura distribuída, discreta ou incorporada. O modelo empregado para simular as barras de aço da armadura neste trabalho é o modelo incorporado, desenvolvido por Elwi e Hrudey (1989). A formulação desses elementos pode ser vista em trabalhos como Aurich (2001), Machado (2002), d'Ávila (2003), Gamino (2006).

Na forma incorporada, considera-se que as barras de armadura são linhas de um material mais rígido no interior dos elementos de concreto. A geometria das armaduras é consistente com a geometria do elemento isoparamétrico em que se encontra disposta, resultando em um campo de deslocamentos único no domínio do elemento. Admite-se ainda, que a armadura resista apenas a tensões axiais atuantes na direção da barra. Desta forma, as barras de aço podem ser arbitrariamente colocadas no interior de um elemento de concreto, sem que novas incógnitas sejam introduzidas no sistema de equações de equilíbrio, Figura 4-23. Os deslocamentos ao longo dos segmentos de armadura são referenciados aos deslocamentos nodais do elemento finito de concreto.

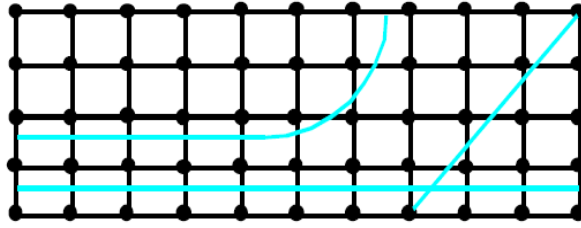


Figura 4-23 - Modelo incorporado (AURICH, 2001)

O modelo constitutivo implementado para simular o comportamento das barras de aço que compõem a armadura é do tipo elasto-plástico com endurecimento, conforme a Figura 4-24.

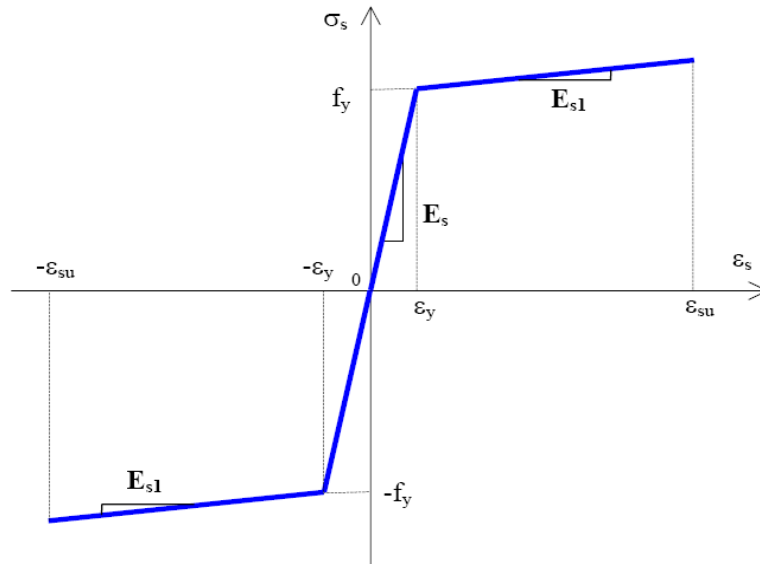


Figura 4-24 - Modelo constitutivo para o aço (D'ÁVILA, 2003)

Desta forma, embora sendo bastante simples, o modelo bilinear empregado é capaz de representar o comportamento das barras que compõem a armadura. A tensão no aço pode ser determinada, de acordo com a Figura 4-24, pelas equações (4.93) e (4.94):

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \text{ para } -\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (4.93)$$

$$\sigma_s = E_{s1} (\varepsilon_s \pm \varepsilon_y) \mp f_y \text{ para } -\varepsilon_{su} \leq \varepsilon_s \leq -\varepsilon_y \text{ e } \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad (4.94)$$

sendo f_y a tensão de escoamento, E_s o módulo de deformação longitudinal e ε_s a deformação longitudinal do aço. A deformação ε_y que separa os dois trechos é dada pela equação (4.95):

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (4.95)$$

A determinação do módulo E_{s1} é feita conforme o tipo de aço. Para os aços do tipo A, com patamar de escoamento definido, $E_{s1} = 0$. Já para os aços do tipo B, o valor de E_{s1} é determinado em particular para cada aço.

Análise Numérica

5.1. Características dos Exemplos Experimentais

Os exemplos experimentais utilizados para dimensionamento segundo a teoria de elementos de cascas de três camadas foram obtidos do trabalho escrito por Polak e Vecchio (1994) "Reinforced Concrete Shell Elements Subjected to Bending and Membrane Loads". A armadura e o concreto dos painéis ensaiados experimentalmente possuíam as características apresentadas nas Tabela 5-1 e Tabela 5-2, respectivamente:

Tabela 5-1 - Características das armaduras dos painéis SM1, SM2 e SM3

Camada inferior							
Armadura em x				Armadura em y			
Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
19.5	300	425	611	11.3	100	430	680

Camada superior							
Armadura em x				Armadura em y			
Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
19.5	300	425	611	11.3	100	430	680

Tabela 5-2 - Características do concreto dos painéis

Painel	f_c (MPa)	f_t (MPa)
SM1	47	2.78
SM2	62	3.16
SM3	56	2.6

A Figura 5-1 mostra em detalhes os painéis ensaiados experimentalmente.

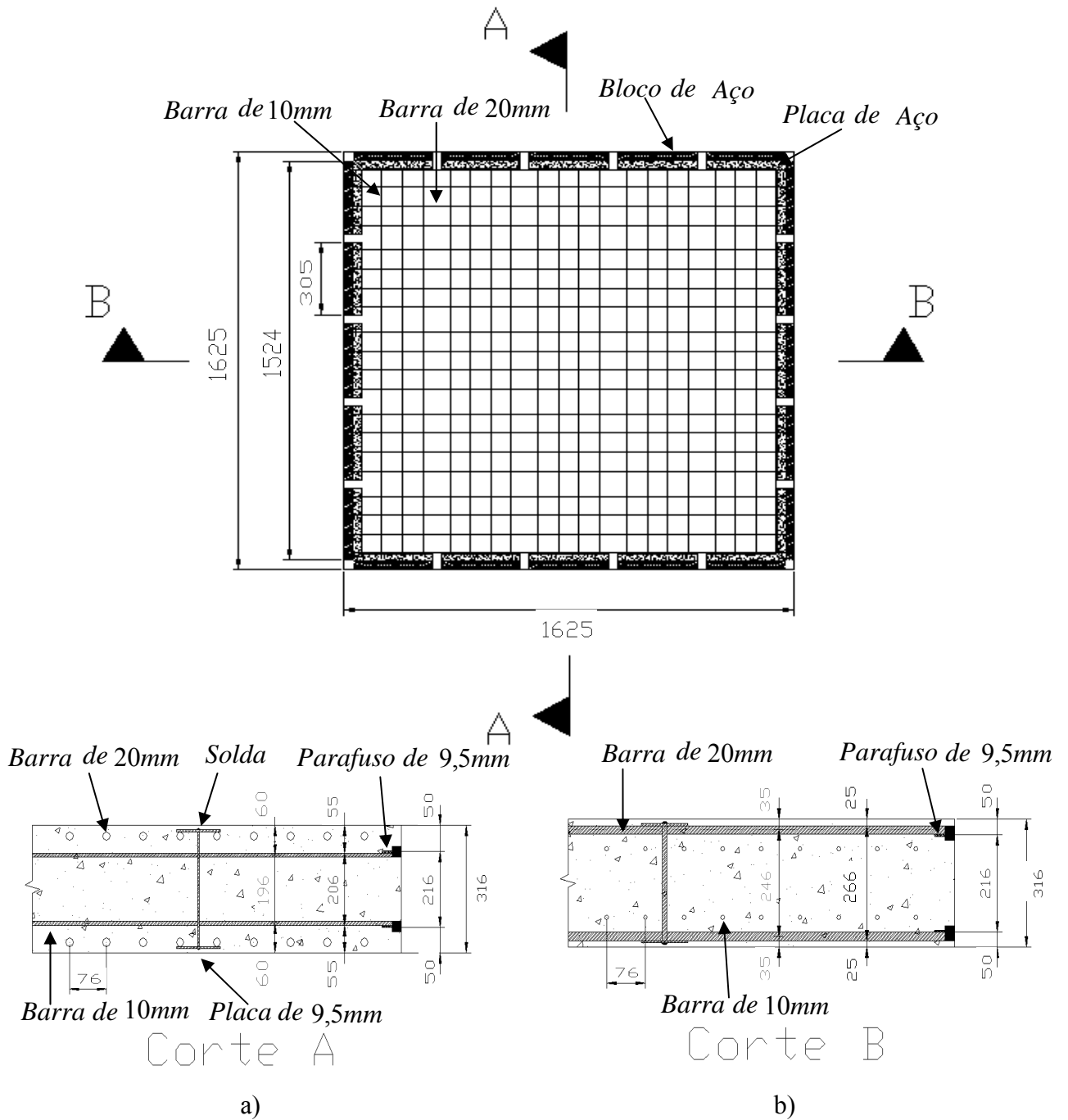
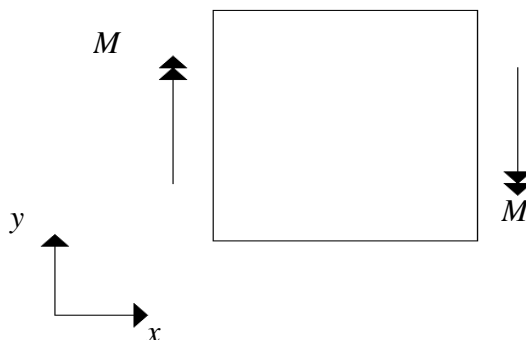


Figura 5-1 - Painéis ensaiados experimentalmente: a) Corte A e b) Corte B (MAIRA; POLAK; VECCHIO, 1994, modificado)

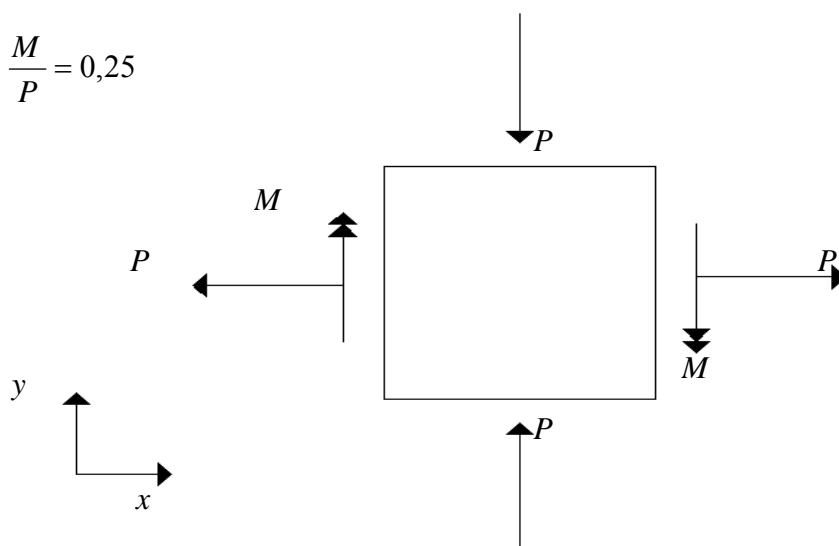
Os painéis foram ensaiados experimentalmente segundo o seguinte esquema de carregamento:

- SM1: Momento uniaxial



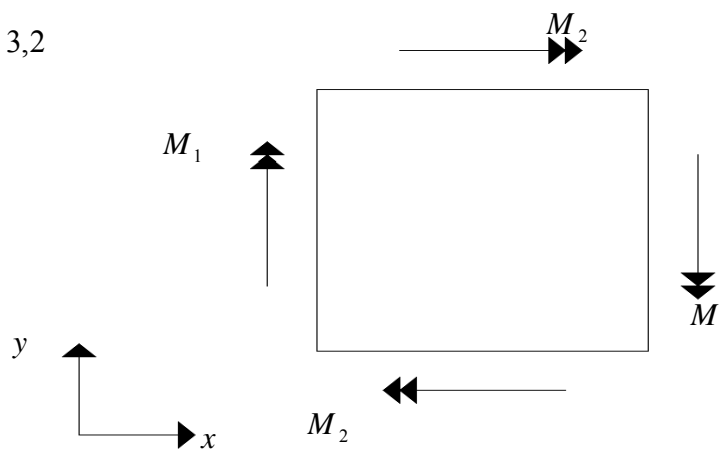
- SM2: Momento uniaxial e forças biaxiais no plano

$$\frac{M}{P} = 0,25$$



- SM3: Momento biaxial

$$\frac{M_1}{M_2} = 3,2$$



Durante o ensaio experimental, a capacidade resistente dos painéis obtida após três ciclos de carga e descarga está apresentada na Tabela 5-3 abaixo.

Tabela 5-3 - Capacidade resistente dos painéis obtida experimentalmente

Painel	Momento de fissuração (KN × m/m)	Momento de escoamento (KN × m/m)	Momento último (KN × m/m)
SM1	75	440	464
SM2	45	302	421
SM3	62	435	488

5.2. Dimensionamento Utilizando a Teoria de Cascas de Três Camadas

O processo iterativo proposto por Lourenço e Figueiras (1993) foi implementado no programa Matlab. As características geométricas dos painéis e os esforços aplicados estão contidos na Tabela 5-4 e Tabela 5-5, respectivamente. O pré-processamento, processamento e pós-processamento podem ser vistos no Anexo B. O resultado do dimensionamento para os painéis considerando o método proposto é apresentado na Tabela 5-6. Os cálculos para determinação do número de barras necessárias para cada painel estão apresentados no Anexo A, itens A.1 e A.2.

Tabela 5-4 - Dados de entrada do método iterativo considerando cobrimento semelhante aos dos exemplos experimentais

	h (m)	hxt (m)	hxb (m)	hyt (m)	hyb (m)	N _x (kN/m)
SM1	0,316	0,123	0,123	0,098	0,098	0,0
SM2	0,316	0,123	0,123	0,098	0,098	1684,0
SM3	0,316	0,123	0,123	0,098	0,098	0,0

	N _y (KN/m)	N _{xy} (KN/m)	M _x (KN × m/m)	M _y (KN × m/m)	M _{xy} (KN × m/m)	f _{cd} (MPa)	f _{syd} (MPa)
SM1	0,0	0,0	464,0	0,0	0,0	47,0	425,0
SM2	-1684,0	0,0	421,0	0,0	0,0	62,0	425,0
SM3	0,0	0,0	488,0	152,5	0,0	56,0	425,0

Tabela 5-5 - Dados de entrada do método iterativo respeitando o cobrimento mínimo contido no item 3.4

	h (m)	hxt (m)	hxb (m)	hyt (m)	hyb (m)	Nx (kN/m)
SM1	0,316	0,108	0,108	0,098	0,098	0,0
SM2	0,316	0,108	0,108	0,098	0,098	1684,0
SM3	0,316	0,108	0,108	0,098	0,098	0,0

	Ny (KN/m)	Nxy (KN/m)	Mx (KN×m/m)	My (KN×m/m)	Mxy (KN×m/m)	fcd (MPa)	fsyd (MPa)
SM1	0,0	0,0	464,0	0,0	0,0	47,0	425,0
SM2	-1684,0	0,0	421,0	0,0	0,0	62,0	425,0
SM3	0,0	0,0	488,0	152,5	0,0	56,0	425,0

Tabela 5-6 - Dimensionamento utilizando a teoria de cascas de três camadas para os dados de entrada contidos na Tabela 5-4 e Tabela 5-5

Painel		Camada superior		Camada inferior	
		Armadura em x	Armadura em y	Armadura em x	Armadura em y
SM1	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	0,0	0,0	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	0,0
SM2	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	0,0	0,0	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	0,0
SM3	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	0,0	0,0	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	20 barras c/ $\phi = 12,5$ mm

onde:

h → Espessura da casca
 h_{xt} → Distância “xx” da armadura superior ao centro da casca
 h_{xb} → Distância “xx” da armadura inferior ao centro da casca
 h_{yt} → Distância “yy” da armadura superior ao centro da casca
 h_{yb} → Distância “yy” da armadura inferior ao centro da casca
 N_x → Força de membrana paralela ao eixo “xx”
 N_y → Força de membrana paralela ao eixo “yy”
 N_{xy} → Força de cisalhamento
 M_x → Momento fletor ao longo do eixo “yy”
 M_y → Momento fletor ao longo do eixo “xx”
 M_{xy} → Momento torçor
 f_{cd} → Resistência do concreto aos 28 dias
 f_{syd} → Resistência de escoamento da armadura

Para o ensaio numérico utilizando o programa DIANA foram feitas duas análises: a primeira considerando apenas a armadura obtida pelo processo proposto contida na Tabela 5-6 e uma segunda análise considerando, nas direções em que a armadura foi dispensada, a armadura mínima conforme orientação dada pela equação (17). Os cálculos necessários para a determinação da armadura mínima estão apresentados no Anexo A, item A.3.

Para efetuar o cálculo da armadura mínima foram consideradas duas situações:

- para a primeira situação o cálculo da armadura mínima considerou um cobrimento de 60 mm e diâmetro das barras de 6,3 mm na direção “y” e um cobrimento de 35 mm e diâmetro de 6,3 mm para as barras na direção “x” semelhante aos exemplos experimentais;
 - na segunda situação considerou um cobrimento de 60 mm e diâmetro das barras de 6,3 mm na direção “y” e um cobrimento de 50 mm e diâmetro das barras de 6,3 na direção “x” de maneira a respeitar o cobrimento mínimo especificado pelo item 3.4. Assim a nova distribuição de armadura é a apresentada na Tabela 5-7 e Tabela 5-8.
-

Tabela 5-7 - Dimensionamento utilizando a teoria de cascas de três camadas considerando armadura mínima no caso de dispensa de armadura para cobrimentos semelhantes aos dos ensaios experimentais

Painel		Camada superior		Camada inferior	
		Armadura em x	Armadura em y	Armadura em x	Armadura em y
SM1	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	8 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	10 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	10 barras c/ $\phi = 6,3$ mm
SM2	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	9 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	12 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	12 barras c/ $\phi = 6,3$ mm
SM3	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	8 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	10 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	20 barras c/ $\phi = 12,5$ mm

Tabela 5-8 - Dimensionamento utilizando a teoria de cascas de três camadas considerando armadura mínima no caso de dispensa de armadura para cobrimentos respeitando o cobrimento mínimo especificado pelo item 3.4

Painel		Camada superior		Camada inferior	
		Armadura em x	Armadura em y	Armadura em x	Armadura em y
SM1	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	10 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	10 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	10 barras c/ $\phi = 6,3$ mm
SM2	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	11 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	12 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	12 barras c/ $\phi = 6,3$ mm
SM3	Experimental	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 19,5$ mm	20 barras c/ $\phi = 11,3$ mm
	Numérico	9 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	10 barras c/ $\phi = 6,3$ mm	20 barras c/ $\phi = 25,0$ mm	20 barras c/ $\phi = 12,5$ mm

5.3. Análise Numérica com o Código de Cálculo DIANA

Apresenta-se a seguir a análise numérica feita utilizando o código de cálculo Diana. Inicialmente foi feita uma calibração do modelo numérico ensaiando os painéis numericamente, considerando as mesmas características do ensaio experimental. O resultado pode ser verificado na Figura 5-2, Figura 5-3 e Figura 5-4 abaixo.

Nessa etapa, entende-se por calibração a adequação do modelo numérico disponível no DIANA como os dados experimentais. Dessa forma, buscou-se uma melhor divisão da malha de elementos de concreto, uma melhor definição do módulo de elasticidade da placa de aço usado para aplicação do carregamento, a melhor forma de aplicação do carregamento, uma melhor definição dos elementos usados para simular numericamente o concreto e o aço, assim como uma melhor definição dos modelos não-lineares para o concreto e o aço.

Devido à simetria dos painéis ensaiados foi modelado numericamente apenas 1/4 dos painéis. Na análise numérico o concreto foi modelado em elementos tridimensionais CHX20 de 20 nós, em um total de 400 elementos, como mostra a Figura 5-5. Estes elementos possuem três translações (u_x, u_y, u_z) em cada nó. Utilizou-se o modelo incorporado para a armadura contida dentro dos elementos de concreto, variando-se as suas características para cada painel. A Figura 5-6 mostra a distribuição da armadura para o painel SM1 simulado de acordo com as características do exemplo experimental. Para evitar concentração de tensões durante a aplicação do carregamento, foi modelada uma placa na região de aplicação do carregamento com espessura de 50 mm e módulo de elasticidade de 210000 MPa. Esta placa foi modelada em elementos cascas bidimensionais do tipo CQ40F de 8 nós, em um total de 40 elementos. Estes elementos possuem translação (u_x, u_y, u_z) e rotação (ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z) em cada nó. Os esforços de momentos, assim como das forças de membrana, foram aplicados de maneira distribuída sobre a superfície da placa modelada.

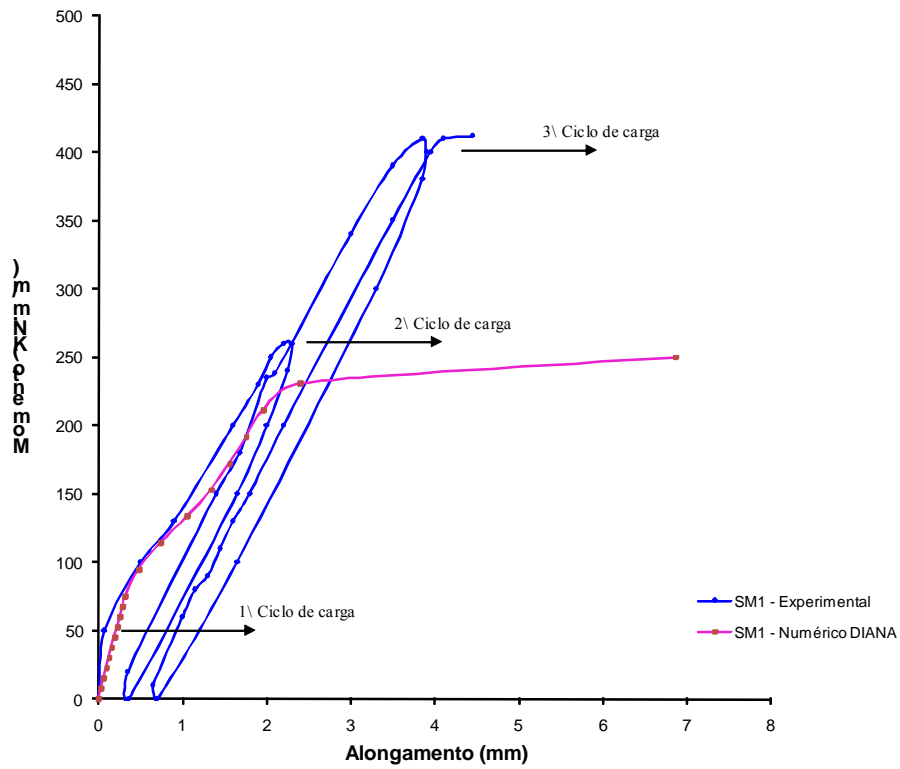


Figura 5-2 - Comparação numérica - experimental para o painel SM1

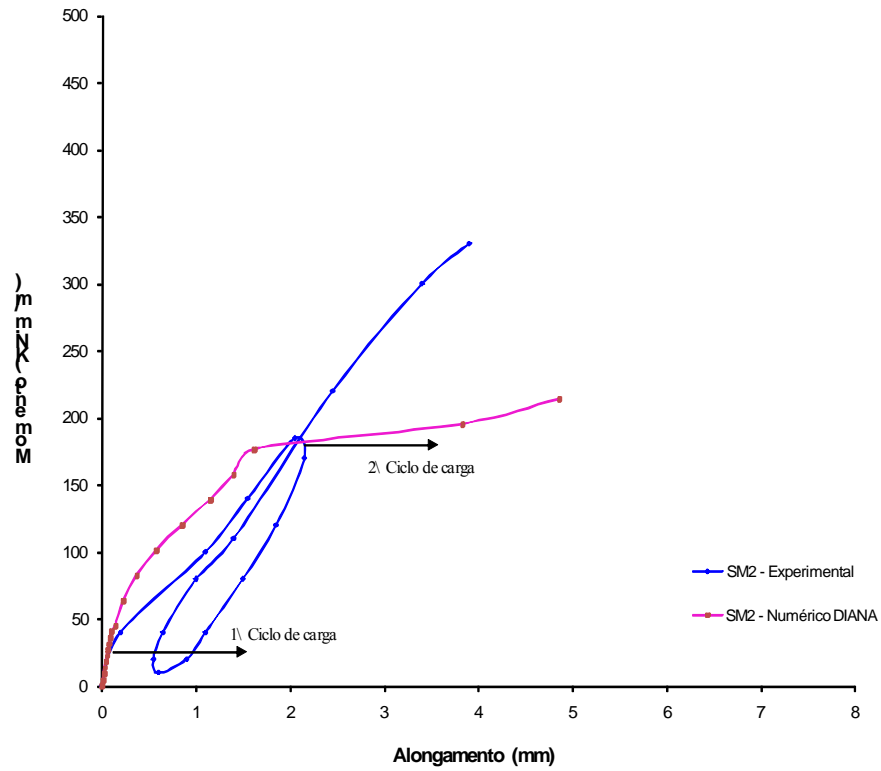


Figura 5-3 - Comparação numérica - experimental para o painel SM2

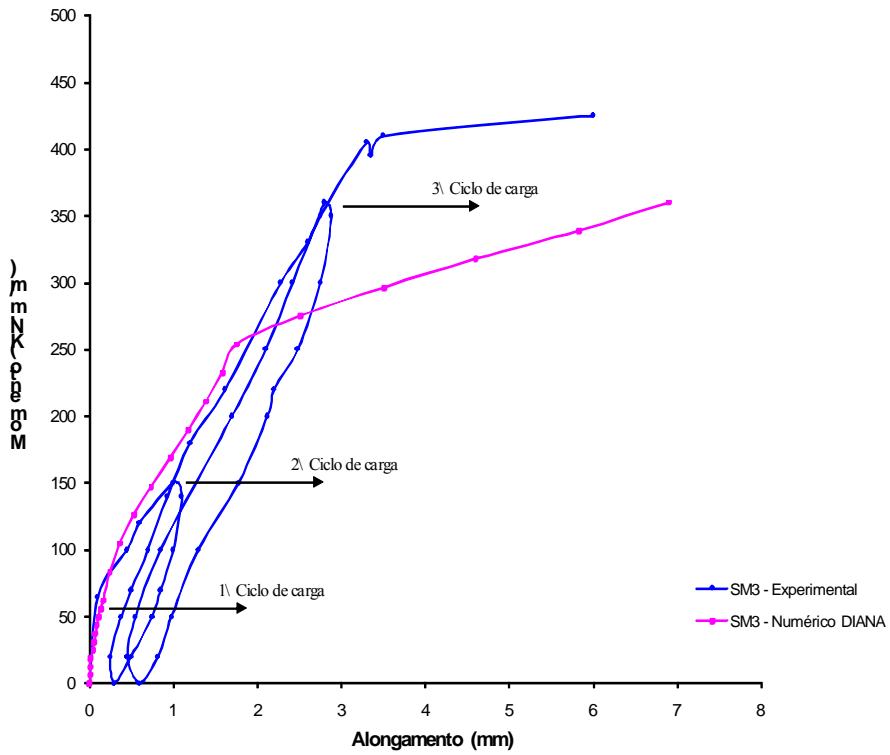


Figura 5-4 - Comparação numérica - experimental para o painel SM3

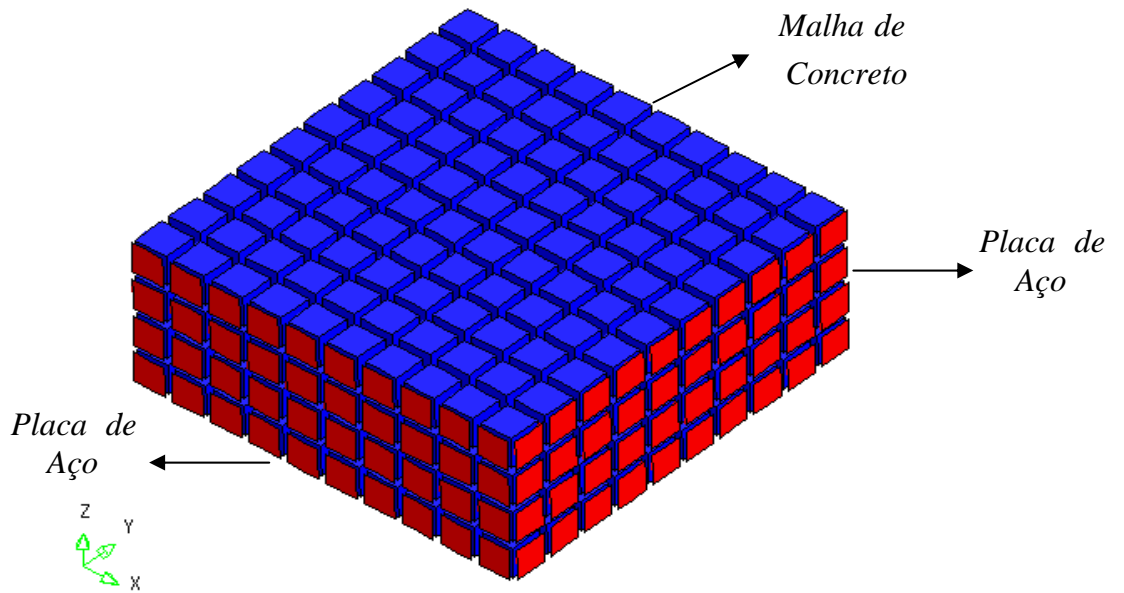


Figura 5-5 - Malha 3D do concreto

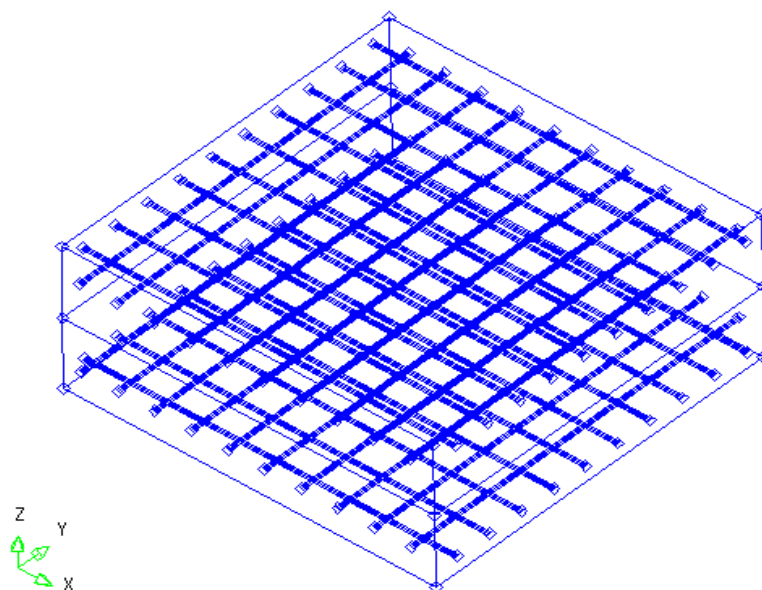


Figura 5-6 - Distribuição da armadura incorporada para o painel SM1

Após a calibração do modelo numérico, fez-se a simulação dos painéis com as armaduras contidas na Tabela 5-7, considerando cobrimentos semelhantes aos dos ensaios experimentais e conforme a Tabela 5-8, considerando cobrimentos mínimos respeitando o item 3.4. A Figura 5-7, Figura 5-8 e Figura 5-9 mostram os resultados obtidos.

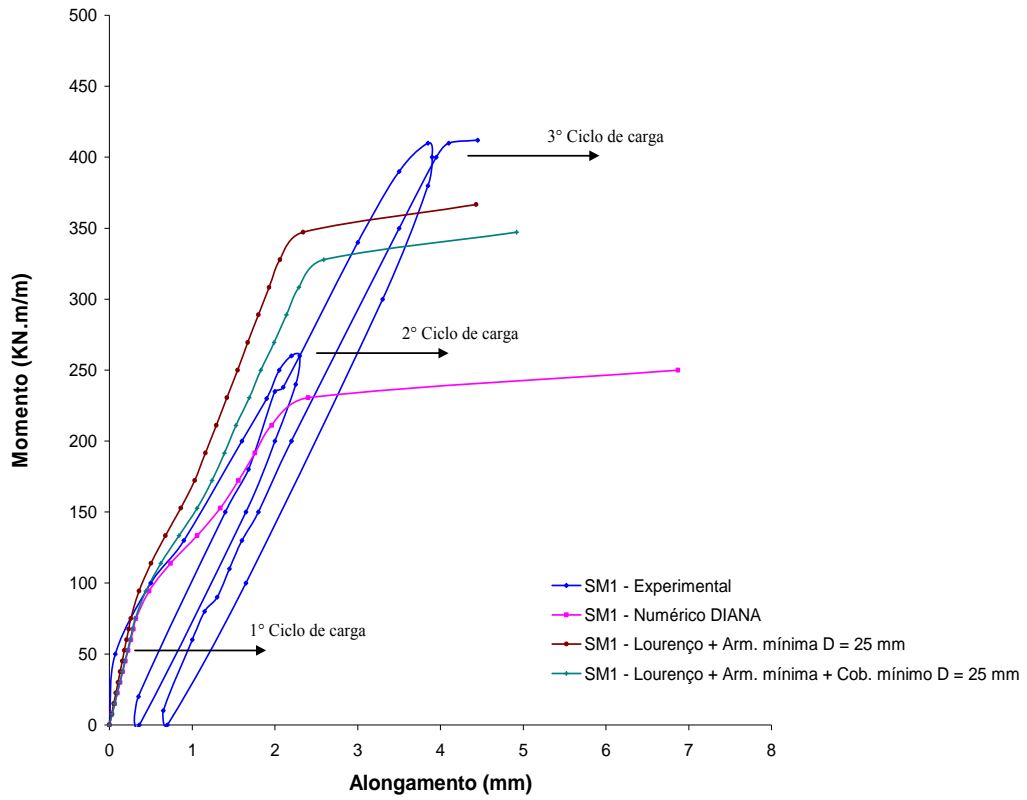


Figura 5-7 - Análise numérica para o dimensionamento do painel SM1

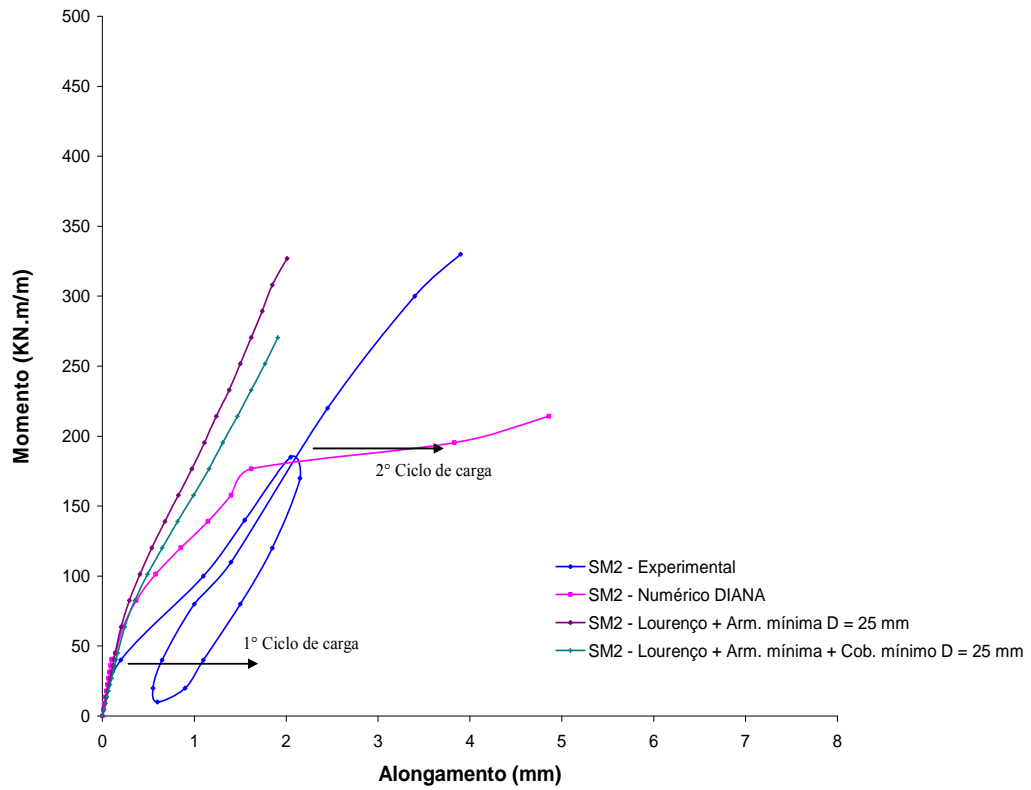


Figura 5-8 - Análise numérica para o dimensionamento do painel SM2

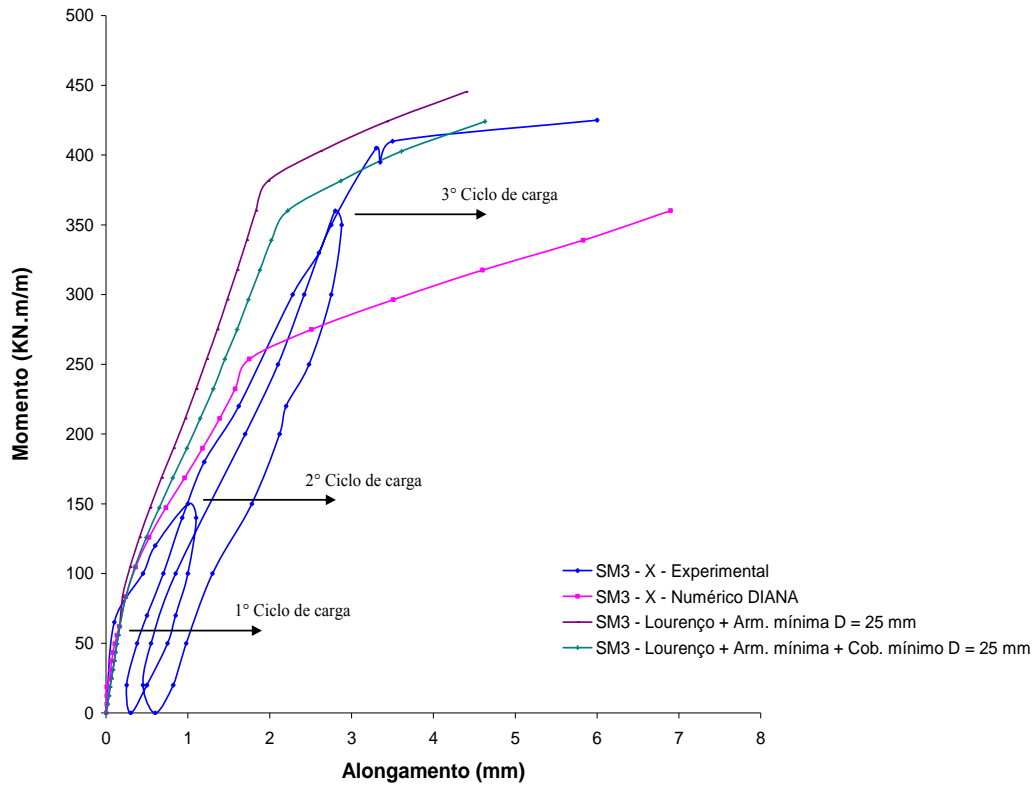


Figura 5-9 - Análise numérica para o dimensionamento do painel SM3

Com a finalidade de comparar o comportamento dos painéis com e sem a armadura mínima definida pelo item 3.4, foi feita a simulação dos painéis utilizando a armadura obtida pelo processo iterativo proposto por Lourenço e Figueiras (1993) de acordo com a Tabela 5-6 e utilizando além dessa armadura, a armadura mínima citada anteriormente de acordo com a Figura 5-8. O resultado da análise numérica pode ser vista na Figura 5-10, Figura 5-11 e Figura 5-12.

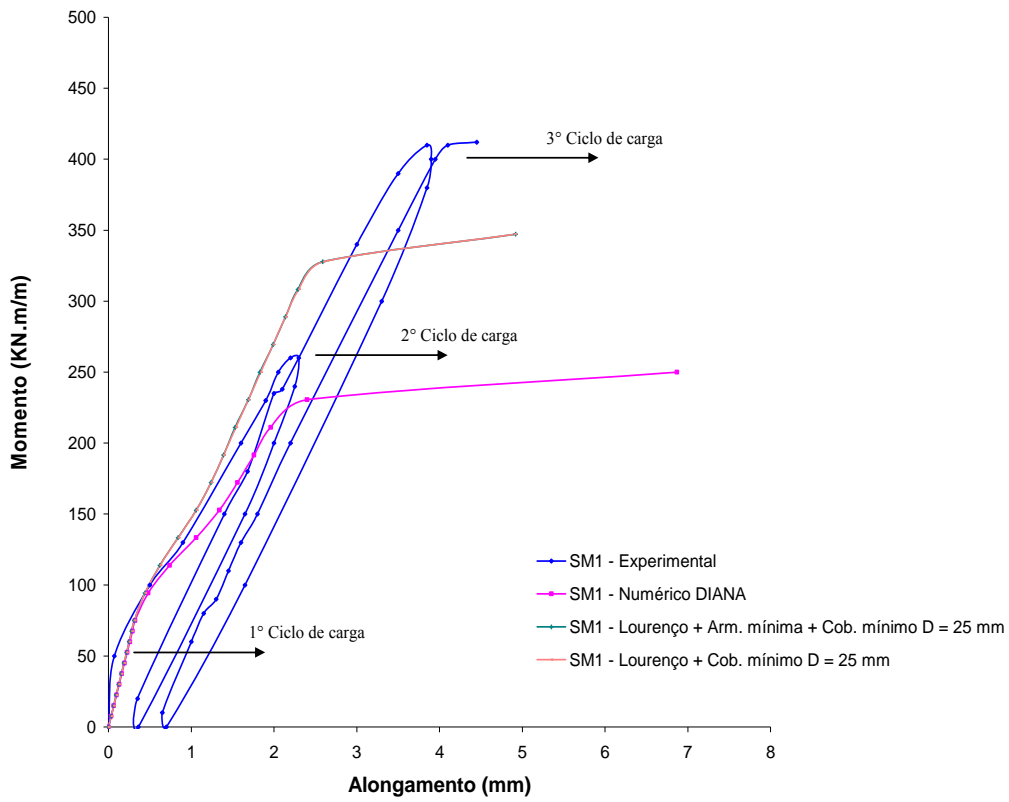


Figura 5-10 - Influência da armadura mínima para o painel SM1

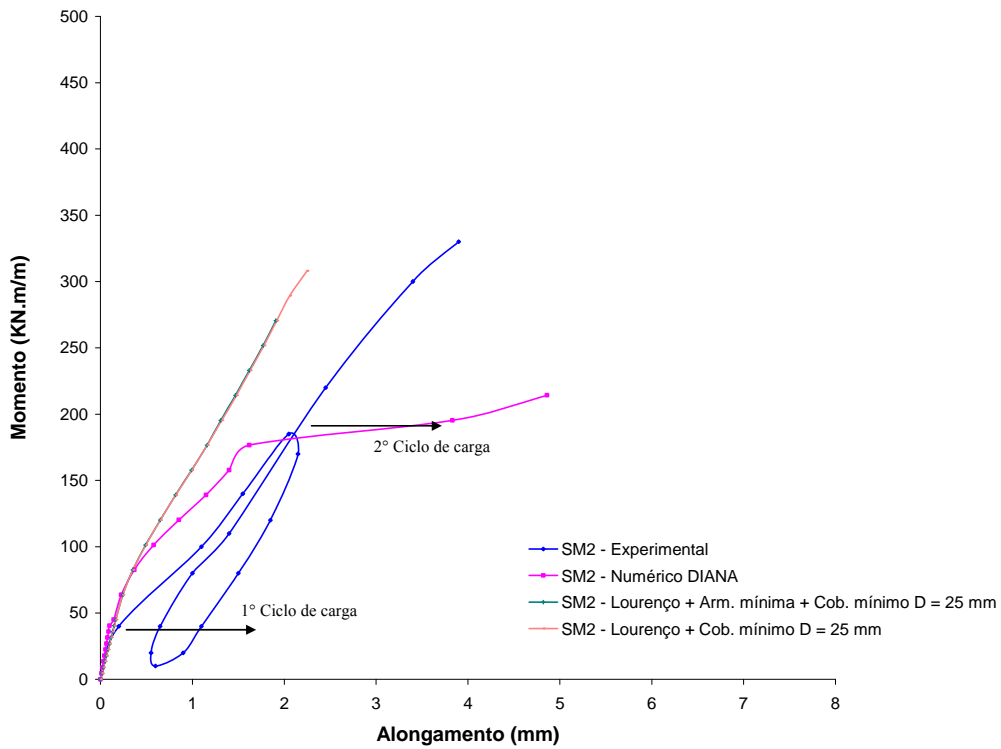


Figura 5-11 - Influência da armadura mínima para o painel SM2

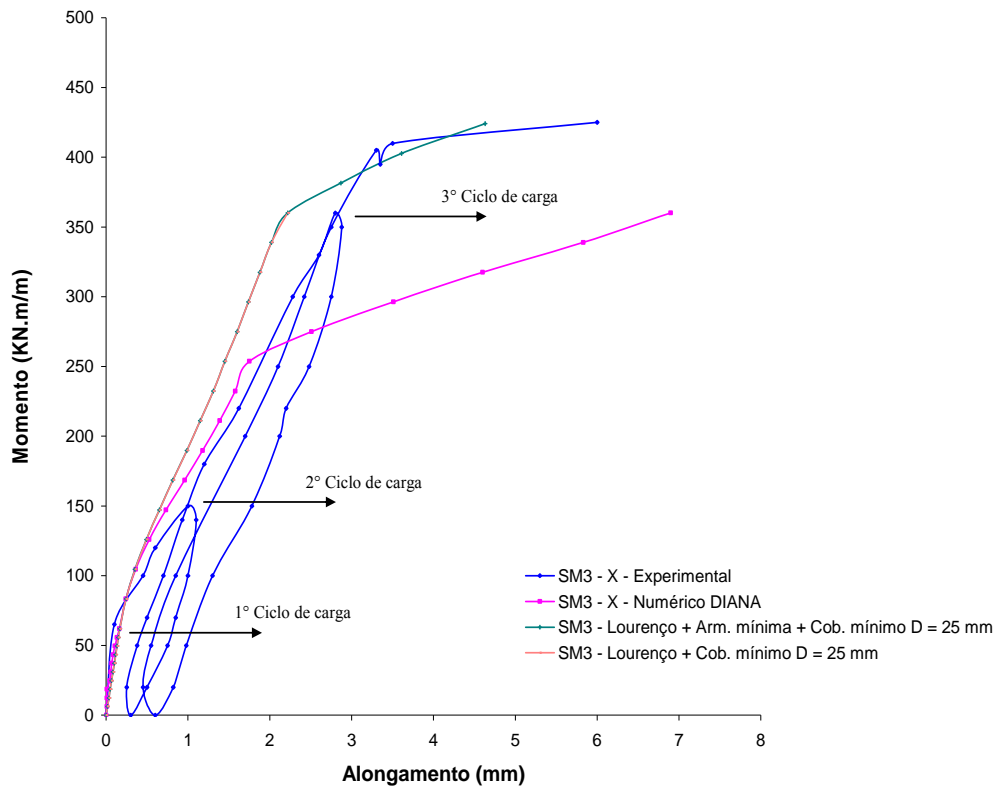


Figura 5-12 - Influência da armadura mínima para o painel SM3

Discussão dos Resultados

A análise experimental foi feita em três ciclos de carga e descarga. Quando um material é carregado ciclicamente, seu comportamento é diferente de quando solicitado monotonicamente, isto é, os valores da tensão limite de resistência e da tensão limite de escoamento não podem ser usados como parâmetros de projeto.

Na análise numérica, o carregamento foi aplicado nos painéis em incrementos de carga. O modelo utilizado para os materiais, concreto e armadura, no programa DIANA foram validados, por meio da comparação com resultados experimentais, por pesquisadores como Aurich (2001), d'Ávila (2003), Souza (2004), Trautwein (2006), Gamino (2007).

Os resultados numéricos, devido às características de dimensionamento, apresentaram resultados mais rígidos e conservadores (inclinação mais acentuada das curvas dos gráficos Momento \times Alongamento) quando comparados com os resultados experimentais. Este fato deve-se, sobretudo às seguintes características do dimensionamento de elementos de cascas de três camadas utilizado:

- O estado limite utilizado é baseado no princípio da mínima resistência. Este modelo considera que as fissuras se formam na direção da tensão principal, e em geral, não é permitido que a direção da fissura mude durante a análise. Isto pode levar a direções de fissuras que não são consistentes com o estado limite;
 - Durante o desenvolvimento das equações de equilíbrio, o concreto foi caracterizado somente por um parâmetro, a resistência à compressão efetiva, f_c^* , e desprezada a resistência à tração do concreto, assim como o engrenamento do agregado;
 - No trabalho não foi feita nenhuma lei de amolecimento a compressão do concreto, de forma que a deformação máxima atingida fosse ε_{cl} ;
 - Não foi feita nenhuma análise de controle da abertura das fissuras na casca. Sob condições de serviço, essa análise tem grande influência sobre o dimensionamento dos elementos estruturais do tipo casca;
-

Uma consideração importante é que estamos relacionando dimensionamento com análise estrutural. Neste sentido, é difícil obter uma resposta numérica semelhante à resposta experimental visto que os painéis foram dimensionados com métodos diferentes. Este fato fica evidente quando comparamos a armadura utilizada no ensaio experimental com a fornecida pelo dimensionamento (Tabela 5-6). A taxa de armadura usada no ensaio experimental foi muito maior do que a obtida utilizando o modelo de três camadas para o dimensionamento de elementos de cascas.

A partir do exposto, devido às simplificações realizadas, o método de dimensionamento utilizado foi satisfatório e, como esperado, os resultados obtidos foram mais conservadores em relação aos exemplos experimentais, o que pode ser visto nos gráficos comparativos entre as análises experimentais e numéricas quando comparamos a influência do cobrimento (Figura 5-7 a Figura 5-9) e a influência da armadura mínima (Figura 5-10 a Figura 5-12) na resistência dos painéis.

Para os painéis simulados numericamente, a mudança da espessura do cobrimento mostrou-se um fator que deve ser levado em consideração para o dimensionamento dos elementos do tipo casca. Para cobrimentos semelhantes aos dos ensaios experimentais, ou seja, $c = 35mm$, a resistência dos elementos estruturais foi ligeiramente superior aos dos exemplos simulados respeitando o cobrimento mínimo determinado pelo item 3.4, ou seja, $c = 50mm$. Este fato ocorreu devido à influência da armadura sobre o estado de fissuração do concreto adjacente. Nesse sentido deve-se escolher um cobrimento adequado para que as armaduras sejam protegidas, em meio agressivo, contra o processo corrosão. A influência do cobrimento no comportamento dos painéis é mostrada na Figura 5-7, na Figura 5-8 e na Figura 5-9.

Especificamente para a Figura 5-8, devido às características do modelo do concreto utilizado, as curvas do gráfico foram interrompidas. Esse fato seria resolvido caso fosse utilizada uma lei de amolecimento a compressão (compressive softening) para o concreto.

Com relação à influência da armadura mínima no comportamento estrutural dos painéis, fez-se uma análise, apenas para comparação, dos painéis dimensionados apenas com a armadura fornecida pelo procedimento iterativo proposto e utilizando, além da armadura obtida pelo dimensionamento, a armadura mínima para as direções em que a armadura foi dispensada.

Nesta análise o comportamento estrutural dos painéis foi idêntico, sem mudança na resistência última nem melhora no comportamento dúctil do elemento, conforme mostra a Figura 5-10, a Figura 5-11 e a Figura 5-12. No entanto, para evitar fissuras provenientes da retração e/ou deformações térmicas, a armadura mínima deve ser usada, mesmo a princípio não melhorando o comportamento estrutural dos elementos.

Sugestões para Trabalhos Futuros

Um método de dimensionamento para elementos de superfície do tipo casca foi apresentado utilizando a teoria de casca de três camadas. Os resultados mostraram-se dentro do esperado e, para tornar o dimensionamento mais econômico, as sugestões propostas são:

- Incorporar outros fatores de resistência no método como, por exemplo, a resistência à tração do concreto, amolecimento a compressão e o engrenamento do agregado para a análise de elementos do tipo cascas, de forma a tornar o dimensionamento mais econômico;
 - Incorporar, dentro do próprio programa ou em forma de subrotina, equações que tornem possível a análise e o dimensionamento do cisalhamento nos elementos, podendo dimensionar elementos com uma maior variação de carregamento;
 - Verificar a possibilidade, dependendo das combinações do carregamento utilizado, o dimensionamento da armadura em três camadas, de maneira que a armadura na terceira direção possa reduzir significativamente as deformações de tração de concreto, ou até mesmo dimensionar elementos com armaduras com direções que não sejam ortogonais;
 - Para comprovar se o comportamento dos painéis está adequado, um caminho seria ensaiar experimentalmente os painéis com as armaduras dimensionadas com a rotina proposta por Lourenço e Figueiras (1993).
-

Referências

Akbar, H.; Gupta, A. K. Membrane reinforcement in saddle shells: design versus ultimate behaviour. **Journal Structural Engineering**, New York, v. 112, n. 4, p. 800-814, 1986.

American Petroleum Institute. **Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - Working Stress Design**. 20.ed. [S.l.: s.n], 1996. p.34.

American Bureau of Shipping. **Rules for building and classing mobile offshore drilling units**. New York: [s.n.] 1997. p 94.

American Concrete Institute. ACI COMMITTEE 357. **Guide for the design and construction of fixed offshore concrete structures**. Detroit, 1997, p.23.

AURICH, M. **Modelo de ligação entre concreto e armadura na análise de estruturas de concreto pelo método dos elementos finitos**. 2001. 132.f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

BENTZ, E. C. **Sectional analysis of reinforced concrete structures**. 1999. 187 f. Thesis (PhD) - Dept. of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, 1999.

ULTIMATE limit state design of structural concrete shell elements. [S.l.: s.n.], 1995. (Bulletin d'Information: a state-of-art report, 223).

BRONDUM, N.T. **Optimization of reinforcement in shells, folded plates, walls and slabs**. ACI Journal, Proceedings, v.82, n.3, May-June 1985, p.304-309.

Collins, M.P.; Vecchio, F.J.; Selby, R.G.; Gupta, P.R. Failure of an offshore platform. **Concrete International**, Detroit, v.19, n.8, p.28-35, 1997.

Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford, 1993.

CHEN, R. **Dimensionamento de elementos de superfície de concreto armado**: membranas, placas e cascas. 2004. 127.f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

CHEN, R.; DELLA BELLA, J. C. Dimensionamento de elementos de superfície de concreto armado: membranas, placas e cascas. **Revista IBRACON de Estruturas**, São Paulo, v.2, n. 3, p. 320-370, 2006.

DET NORSKE VERITAS. **Rules for the design construction of offshore structures**. Edição: 2.oppl. Oslo, 1975. (Appendix B, Loads).

D'ÁVILA, V. M. R. **Estudos sobre modelos de fissuração de peças de concreto concreto armado via método dos elementos finitos**. 2003. 259.f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

FIALKOW, M. N. Strength design of shell membrane reinforcement. **Journal of Structural Engineering**, New York, v.109, n.4, p. 891-903, April, 1983.

GUPTA, A. K. Membrane reinforcement in shells. **Journal of the Structural Division**, New York, v.107, n. ST1, p.41-56, 1981.

GUPTA, A. K. Combined membrane and flexural reinforcement in plates and shells. **Journal Structural Division**, New York, v.112, n. 3, p. 550-557, 1986.

GUPTA, A. K. Cracking in reinforced concrete analysis. **Journal Structural Engineering**, New York, v.110, n. 8, p.1735-1746, 1984.

Fernandes, J.F. ; Helene, P. ; Bittencourt, T.N. Aplicação do concreto em estruturas offshore. **Revista Concreto & Construções**, São Paulo, n.47, v 2, p.80-89, 2007. ISSN:1809-7197.

LACERDA, T.Â.G. **Análise de movimentos induzidos por vórtices em plataformas flutuantes**. 2007. 112 f. Dissertação (Mestrado) - COPPE, Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

LOURENÇO, P. B.; FIGUEIRAS, J. A. Automatic design of reinforcement in concrete plates and shells. **Engineering Computations**, Swansea, v.10, n.6, p. 519-541, 1993.

MARTI, P. Basic tools of reinforced concrete beam design. **ACI Journal, Proceedings**, [S.l.], v. 82, n.1, p. 46-56, 1985.

MARTI, P. Design of concrete slabs for transverse shear. **ACI Structural Journal**, Detroit, v.87, n.2, p.180-190, 1990.

MARTI, P. Staggered shear design of simply supported concrete beams. **ACI Journal**, [S.l.], v.83, n.5, p. 36-42, 1986.

MENEZES, P.V. **Metodologias de análise e projetos de estruturas reticuladas na exploração de petróleo offshore**. 2007. 99.f. Dissertação (Mestrado) - COPPE, Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

POLAK, M.A.; F.J. VECCHIO. Reinforced concrete shell elements subjected to bending and membrane loads. **ACI Structural Journal**, Detroit, v.91, n.2, p. 261-268, 1994.

WONG, P. S.; VECCHIO, F.J. **VecTor2 & formworks user's manual**. Toronto: University of Toronto, 2002. p. 232.

SELBY, R.G.; VECCHIO, F.J.; COLLINS, M.P. **Analysis of reinforced concrete members subject to shear and axial compression**. **ACI Structural Journal**, Detroit, v. 93, n.3, p.306-315, 1996.

SANTOS, C.M.P.M. **Análise de estruturas esbeltas offshore sujeitas a vibrações induzidas por Vórtex (VIV)**. 2005. 328 f. Tese (Doutorado) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

SOUZA, R. A. **Concreto estrutural : análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades**. 2004. 379 f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

TRAUTWEIN, L.M. **Punção em lajes cogumelo de concreto armado: análise experimental e numérica**. 2006. 350.f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

VECCHIO, F.J.; LAI, D.; SHIM, W.; NG, J. Disturbed stress field model for reinforced concrete: validation. **ASCE J. Struct. Engrg.**, [S.l.], v.127, n.4, p. 350-358, 2001.

VECCHIO, F.J. Disturbed stress field model for reinforced concrete: implementation. **ASCE J. Struct. Engrg.**, [S.l.], v.127, n.1, p. 12-20, 2001.

VECCHIO, F.J. Disturbed stress field model for reinforced concrete: formulation. **ASCE J. Struct. Engrg.**, [S.l.], v.126, n.8, p. 1070-1077, 2000.

VECCHIO, F.J.; COLLINS, M.P. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subject to Shear. **ACI Journal**, [S.l.], v.83, n.2, p. 219-231, 1986.

VECCHIO, F.J.; COLLINS, M.P. Compression response of cracked reinforced concrete. **ASCE Journal of Structural Engineering**, [S.l.], v.119, n.12, p.3590-3610, 1993.

WALRAVEN, J.C. Fundamental analysis of aggregate interlock. **ASCE Journal of the Structural Division**, [S.l.], v.107, n. 11, p. 2245-2270, 1981.

ANEXO A - Cálculo da Armadura em cada Camada

A.1. Cálculo da armadura considerando cobrimentos semelhantes aos dos exemplos experimentais

O resultado do dimensionamento automático para os dados de entrada da Tabela 5-4 está apresentado na Tabela A-1 abaixo:

Tabela A-1 - Resultado do dimensionamento utilizando do processo iterativo

Painel	Asxb (cm ² /m)	Asxt (cm ² /m)	Asyb (cm ² /m)	Asyt (cm ² /m)
SM1	43,92	0,0	0,0	0,0
SM2	58,23	0,0	0,0	0,0
SM3	44,82	15,19	0,0	0,0

onde:

Asxb → Armadura inferior paralela ao eixo “xx” por metro de painel

Asxt → Armadura superior paralela ao eixo “xx” por metro de painel

Asyb → Armadura inferior paralela ao eixo “yy” por metro de painel

Asyt → Armadura superior paralela ao eixo “yy” por metro de painel

Assim, o cálculo do diâmetro das barras utilizadas para a área resultante do dimensionamento, considerando que será usado um total de 20 barras em cada eixo da camada, é mostrado abaixo:

→ Painel SM1

$$A = \frac{A_s \times l \times 100}{NB} = \frac{43,92 \times 1,524 \times 100}{20} = 334,67 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{A \times 4}{3,1416}} = \sqrt{\frac{334,67 \times 4}{3,1416}} = 20,64 \text{ mm}$$

$$\phi_{ADOTADO} = 25,00 \text{ mm}$$

onde:

A → Área de cada barra obtida pelo dimensionamento automático

A_s → Área obtida pelo dimensionamento automático contida na Tabela 8

l → Comprimento do painel

NB → Número de barras consideradas para dimensionamento

ϕ → Diâmetro da barra obtida pelo dimensionamento automático

→ Painel SM2

$$A = \frac{A_s \times l \times 100}{NB} = \frac{58,23 \times 1,524 \times 100}{20} = 443,71 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{A \times 4}{3,1416}} = \sqrt{\frac{443,71 \times 4}{3,1416}} = 23,77 \text{ mm}$$

$$\phi_{ADOTADO} = 25,00 \text{ mm}$$

onde:

A → Área de cada barra obtida pelo dimensionamento automático

A_s → Área obtida pelo dimensionamento automático contida na Tabela 8

l → Comprimento do painel

NB → Número de barras consideradas para dimensionamento

ϕ → Diâmetro da barra obtida pelo dimensionamento automático

→ Painel SM3

$$A = \frac{A_s \times l \times 100}{NB} = \frac{44,82 \times 1,524 \times 100}{20} = 341,53 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{A \times 4}{3,1416}} = \sqrt{\frac{341,53 \times 4}{3,1416}} = 20,85 \text{ mm}$$

$$\phi_{ADOTADO} = 25,00 \text{ mm}$$

$$A = \frac{A_s \times l \times 100}{NB} = \frac{15,19 \times 1,524 \times 100}{20} = 115,75 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{A \times 4}{3,1416}} = \sqrt{\frac{115,75 \times 4}{3,1416}} = 12,14 \text{ mm}$$

$$\phi_{ADOTADO} = 12,50 \text{ mm}$$

onde:

A → Área de cada barra obtida pelo dimensionamento automático

As → Área obtida pelo dimensionamento automático contida na Tabela 8

l → Comprimento do painel

NB → Número de barras consideradas para dimensionamento

ϕ → Diâmetro da barra obtida pelo dimensionamento automático

A.2. Cálculo da armadura respeitando o cobrimento mínimo especificado pelo item 3.4

O resultado do dimensionamento automático para os dados de entrada da Tabela 5-5 está apresentado na Tabela A-2 abaixo:

Tabela A-2 - Resultado do dimensionamento utilizando do processo iterativo

Painel	Asxb (cm ² /m)	Asxt (cm ² /m)	Asyb (cm ² /m)	Asyt (cm ² /m)
SM1	47,16	0,0	0,0	0,0
SM2	61,77	0,0	0,0	0,0
SM3	47,93	15,63	0,0	0,0

onde:

Asxb → Armadura inferior paralela ao eixo “xx” por metro de painel

Asxt → Armadura superior paralela ao eixo “xx” por metro de painel

Asyb → Armadura inferior paralela ao eixo “yy” por metro de painel

Asyt → Armadura superior paralela ao eixo “yy” por metro de painel

Assim, o cálculo do diâmetro das barras utilizadas para a área resultante do dimensionamento, considerando que será usado um total de 20 barras em cada eixo da camada, é mostrado abaixo:

→ Painel SM1

$$A = \frac{A_s \times l \times 100}{NB} = \frac{47,16 \times 1,524 \times 100}{20} = 359,36 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{A \times 4}{3,1416}} = \sqrt{\frac{359,36 \times 4}{3,1416}} = 21,39 \text{ mm}$$

$$\phi_{ADOTADO} = 25,00 \text{ mm}$$

onde:

A → Área de cada barra obtida pelo dimensionamento automático

A_s → Área obtida pelo dimensionamento automático contida na Tabela 8

l → Comprimento do painel

NB → Número de barras consideradas para dimensionamento

ϕ → Diâmetro da barra obtida pelo dimensionamento automático

→ Painel SM2

$$A = \frac{A_s \times l \times 100}{NB} = \frac{61,77 \times 1,524 \times 100}{20} = 470,69 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{A \times 4}{3,1416}} = \sqrt{\frac{470,69 \times 4}{3,1416}} = 24,48 \text{ mm}$$

$$\phi_{ADOTADO} = 25,00 \text{ mm}$$

onde:

A → Área de cada barra obtida pelo dimensionamento automático

A_s → Área obtida pelo dimensionamento automático contida na Tabela 8

l → Comprimento do painel

NB → Número de barras consideradas para dimensionamento

ϕ → Diâmetro da barra obtida pelo dimensionamento automático

→ Painel SM3

$$A = \frac{A_s \times l \times 100}{NB} = \frac{47,93 \times 1,524 \times 100}{20} = 365,23 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{A \times 4}{3,1416}} = \sqrt{\frac{365,23 \times 4}{3,1416}} = 21,56 \text{ mm}$$

$$\phi_{ADOTADO} = 25,00 \text{ mm}$$

$$A = \frac{A_s \times l \times 100}{NB} = \frac{15,63 \times 1,524 \times 100}{20} = 119,10 \text{ mm}^2$$

$$\phi = \sqrt{\frac{A \times 4}{3,1416}} = \sqrt{\frac{119,10 \times 4}{3,1416}} = 12,31 \text{ mm}$$

$$\phi_{ADOTADO} = 12,50 \text{ mm}$$

onde:

A → Área de cada barra obtida pelo dimensionamento automático

A_s → Área obtida pelo dimensionamento automático contida na Tabela 8

l → Comprimento do painel

NB → Número de barras consideradas para dimensionamento

ϕ → Diâmetro da barra obtida pelo dimensionamento automático

A.3. Cálculo da armadura mínima

O cálculo da armadura mínima, no caso de dispensa de armadura, foi feito de acordo com a equação (17):

$$A_s = \frac{f_t}{f_y} b d_e \quad (17)$$

onde:

A_s → Área da seção transversal total da armadura;

f_t → Resistência à tração média do concreto;

f_y → Tensão de escoamento da armadura do aço;

b → Espessura do elemento estrutura;

d_e → Zona de tração efetiva, tomada como $1,5c + 10d_b$;

c → Cobrimento da armadura;

d_b → Diâmetro da barra da armadura.

Para o cálculo da armadura mínima foi considerado barras de diâmetro de 6,3 mm com cobrimentos de 35, 50 e 60 mm de maneira que o cálculo para cada painel está mostrado na Tabela A-3 abaixo.

Tabela A-3 - Cálculo da armadura mínima necessária

Painel	ϕ (mm)	c (mm)	d_e (mm)	f_t (Mpa)	f_y (Mpa)	$A_{s_{MIN}}$ (mm ²)	Barras Calculadas	Barras Utilizadas
SM1	6,3	35,0	115,5	2,78	425,0	238,74	7,66	8,0
	6,3	50,0	138,0	2,78	425,0	285,25	9,15	10,0
	6,3	60,0	153,0	2,78	425,0	316,25	10,14	10,0
SM2	6,3	35,0	115,5	3,16	425,0	271,17	8,71	9,0
	6,3	50,0	138,0	3,16	425,0	324,24	10,4	11,0
	6,3	60,0	153,0	3,16	425,0	359,48	11,53	12,0
SM3	6,3	35,0	115,5	2,60	425,0	223,28	7,16	8,0
	6,3	50,0	138,0	2,60	425,0	266,79	8,56	9,0
	6,3	60,0	153,0	2,60	425,0	295,77	9,49	10,0

ANEXO B - Dimensionamento Automático Proposto por Lourenço & Figueiras (1993)

O modelo computacional foi implementado utilizando-se o software MATLAB. Este software possui uma linguagem de programação de alto nível, cuja principal característica é a fácil manipulação e armazenamento de dados na forma matricial, muito útil quando se trabalha com o método dos elementos finitos.

O programa feito possui uma janela principal (Figura B-1), chamada de Principal, constituindo a interface do programa com o usuário e estabelecendo a ligação entre as etapas de pré-processamento, processamento e pós-processamento. Para inicializar o programa deve-se escrever “Principal” na linha de comando do MATLAB. Cada etapa de análise citada anteriormente será exemplificada a seguir.

- A etapa do pré-processamento constitui a opção Dados Iniciais. Ao selecionar esta opção, abrir-se-á uma janela de comunicação chamada de Dados_Iniciais (Figura B-2) para que o usuário defina as características físicas e geométricas conforme especificado na Tabela 5-4 e Tabela 5-5;

- Após definida esta etapa, o usuário selecionando a opção Processamento irá realizar o método iterativo proposto por Lourenço & Figueiras (1993) de maneira a dimensionar as armaduras necessárias para os painéis, realizando assim a etapa do processamento propriamente dita. O resultado do dimensionamento das armaduras será salvo em um arquivo chamado “armadura”. A rotina feita para a etapa do processamento pode ser vista no item B.1.

- Por último, ao selecionar a opção Resultado, abrir-se-á uma janela chamada Resultados (Figura B-3) de maneira a mostrar para o usuário o resultado do processo iterativo, ou seja, visualizar a quantidade de armadura necessária em cada camada do elemento de casca dimensionado lidos a partir do arquivo “armadura” salvo durante a etapa do processamento. O resultado do dimensionamento foi apresentado na Tabela A-1 e Tabela A-2.

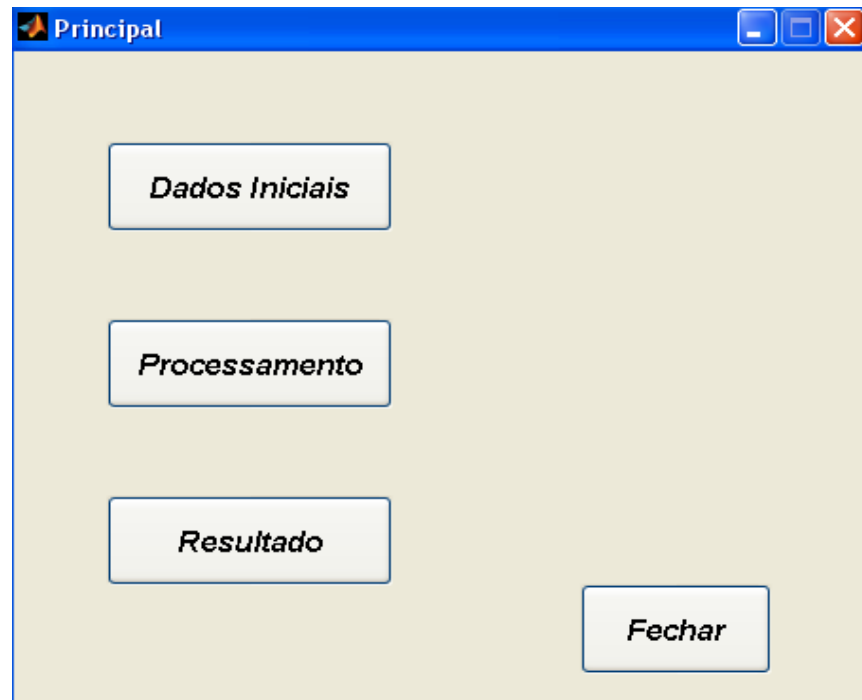


Figura B-1 - Programa principal (interface usuário - programa)

The image shows a dialog box titled "Dados_Iniciais" with a blue title bar. The dialog contains two columns of input fields. The left column has fields for h (m), h_{xt} (m), h_{xb} (m), h_{yt} (m), h_{yb} (m), N_x (KN/m), and N_y (KN/m). The right column has fields for N_{xy} (KN/m), M_x (KN.m/m), M_y (KN.m/m), M_{xy} (KN.m/m), f_{cd} (MPa), and f_{syd} (MPa). An "OK" button is located in the bottom right corner.

Figura B-2 - Pré-processamento: definição das características físicas e geométricas

The image shows a MATLAB window titled "Resultados" with a light beige background. It contains four vertically stacked input fields, each preceded by a label: "Asxt (cm2/m)", "Asxb (cm2/m)", "Asyt (cm2/m)", and "Asyb (cm2/m)". The input fields are empty. At the bottom right of the window is a button labeled "OK". The window has standard Windows-style title bar controls (minimize, maximize, close) in the top right corner.

Figura B-3 - Pós-processamento: resultado do dimensionamento das armaduras

B.1. Rotina feita em MATLAB para o processo iterativo proposto por Lourenço & Figueiras (1993)

`global h hxt hyt hxb hyb Nx Ny Nxy Mx My Mxy Fcd Fsyd Nsxt Nsyd Nsxb Nsyb Asxt Asxb Asyt Asyb`

`j = waitbar(0, 'Processando...');`

`% GRUPO DE PARAMETROS INICIAIS`

`PI = 4 * atan(1);
TOLHE = 10^-5 * h;
TOLAN = 10 / 180 * PI;
TOMIN = TOLAN;
TOMAX = PI / 2 - TOLAN;`

`% RESISTENCIA EFETIVA CONCRETO DE ACORDO COM O MC90`

`Fcd1 = 0.85 * (1 - Fcd * 1.5 / 250) * Fcd * 1000;
Fcd2 = 0.60 * (1 - Fcd * 1.5 / 250) * Fcd * 1000;`

`% PRIMEIRA ITERACAO VALORES CONSIDERADOS`

`at = 0.2 * h;
ab = 0.2 * h;
hc = h - (ab + at) / 2;
Ncxyt = ((h - ab) * Nxy - 2 * Mxy) / 2 / hc;
Ncxyb = ((h - at) * Nxy + 2 * Mxy) / 2 / hc;
if (Ncxyt == 0)
 Ncxyt = 10^-7;
end
if (Ncxyb == 0)`

```

    Ncxyb = 1^-7;
end
TETAAt = PI / 4 * abs(Ncxyt) / Ncxyt;
TETAb = PI / 4 * abs(Ncxyb) / Ncxyb;
a = 1;

for i = 1:10000;
    while (a == 1)
        % TRACAO NAS DUAS CAMADAS - CICLO ITERATIVO
        hc = h - (ab + at) / 2;
        Nct = (2 * Mxy - (h - ab) * Nxy) / hc / sin(2 * TETAAt);
        Ncb = (2 * Mxy + (h - at) * Nxy) / hc / (-1 * sin(2 * TETAb));
        if (abs(TETAAt) > TOMIN) & (abs(TETAAt) < TOMAX) & (abs(TETAb) > TOMIN) & (abs(TETAb) < TOMAX)
            Mct = -0.5 * (h - at) * Nct;
            Mcb = 0.5 * (h - ab) * Ncb;
            a1 = Nx - Nct * sin(TETAAt)^2 - Ncb * sin(TETAb)^2;
            b1 = Mx - Mct * sin(TETAAt)^2 - Mcb * sin(TETAb)^2;
            a2 = Ny - Nct * cos(TETAAt)^2 - Ncb * cos(TETAb)^2;
            b2 = My - Mct * cos(TETAAt)^2 - Mcb * cos(TETAb)^2;
            Nsxt = (a1 * hxb - b1) / (hxt + hxb);
            Nsxb = a1 - Nsxt;
            Nsyt = (a2 * hyb - b2) / (hyt + hyb);
            Nsyb = a2 - Nsyt;
        end

        % CASOS ESPECIAIS
        if (abs(TETAAt) <= TOMIN) & (abs(TETAb) <= TOMIN)
            TETAAt = 0;
            TETAb = 0;
            Ncb = (My + 0.5 * (h - at) * Ny) / hc;
            Nct = Ny - Ncb;
            Mct = -0.5 * (h - at) * Nct;
            Mcb = 0.5 * (h - ab) * Ncb;
            a1 = Nx - Nct * sin(TETAAt)^2 - Ncb * sin(TETAb)^2;
            b1 = Mx - Mct * sin(TETAAt)^2 - Mcb * sin(TETAb)^2;
            a2 = Ny - Nct * cos(TETAAt)^2 - Ncb * cos(TETAb)^2;
            b2 = My - Mct * cos(TETAAt)^2 - Mcb * cos(TETAb)^2;
            Nsxt = (a1 * hxb - b1) / (hxt + hxb);
            Nsxb = a1 - Nsxt;
            Nsyt = (a2 * hyb - b2) / (hyt + hyb);
            Nsyb = a2 - Nsyt;
        end

        if (abs(TETAAt) <= TOMIN) & (abs(TETAb) >= TOMAX)
            TETAAt = 0;
            TETAb = PI / 2;
            Ncb = (Mx + Nx * hxt) / (0.5 * (h - ab) + hxt);
            Nct = (My - Ny * hyb) / (-0.5 * (h - at) - hyb);
            Mct = -0.5 * (h - at) * Nct;
            Mcb = 0.5 * (h - ab) * Ncb;
            a1 = Nx - Nct * sin(TETAAt)^2 - Ncb * sin(TETAb)^2;
            b1 = Mx - Mct * sin(TETAAt)^2 - Mcb * sin(TETAb)^2;
            a2 = Ny - Nct * cos(TETAAt)^2 - Ncb * cos(TETAb)^2;
            b2 = My - Mct * cos(TETAAt)^2 - Mcb * cos(TETAb)^2;
            Nsxt = (a1 * hxb - b1) / (hxt + hxb);
            Nsxb = a1 - Nsxt;
            Nsyt = (a2 * hyb - b2) / (hyt + hyb);
            Nsyb = a2 - Nsyt;
        end
    end
end

```

```

if (abs(TETAt) >= TOMAX) & (abs(TETAb) >= TOMAX)
  TETAt = PI / 2;
  TETAb = PI / 2;
  Ncb = (Mx + 0.5 * (h - at) * Nx) / hc;
  Nct = Nx - Ncb;
  Mct = -0.5 * (h - at) * Nct;
  Mcb = 0.5 * (h - ab) * Ncb;
  a1 = Nx - Nct * sin(TETAt)^2 - Ncb * sin(TETAb)^2;
  b1 = Mx - Mct * sin(TETAt)^2 - Mcb * sin(TETAb)^2;
  a2 = Ny - Nct * cos(TETAt)^2 - Ncb * cos(TETAb)^2;
  b2 = My - Mct * cos(TETAt)^2 - Mcb * cos(TETAb)^2;
  Nsxt = (a1 * hxb - b1) / (hxt + hxb);
  Nsxb = a1 - Nsxt;
  Nsyt = (a2 * hyb - b2) / (hyt + hyb);
  Nsyb = a2 - Nsyt;
end
if (abs(TETAt) >= TOMAX) & (abs(TETAb) <= TOMIN)
  TETAt = PI / 2;
  TETAb = 0;
  Ncb = (My + Ny * hyt) / (0.5 * (h - ab) + hyt);
  Nct = (Mx - Nx * hxb) / (-0.5 * (h - at) - hxb);
  Mct = -0.5 * (h - at) * Nct;
  Mcb = 0.5 * (h - ab) * Ncb;
  a1 = Nx - Nct * sin(TETAt)^2 - Ncb * sin(TETAb)^2;
  b1 = Mx - Mct * sin(TETAt)^2 - Mcb * sin(TETAb)^2;
  a2 = Ny - Nct * cos(TETAt)^2 - Ncb * cos(TETAb)^2;
  b2 = My - Mct * cos(TETAt)^2 - Mcb * cos(TETAb)^2;
  Nsxt = (a1 * hxb - b1) / (hxt + hxb);
  Nsxb = a1 - Nsxt;
  Nsyt = (a2 * hyb - b2) / (hyt + hyb);
  Nsyb = a2 - Nsyt;
end
if (abs(TETAt) >= TOMAX)
  TETAt = PI / 2;
  Nct = (Mx - Nx * hxb - (0.5 * (h - ab) - hxb) * Ncb * sin(TETAb)^2) / (-0.5 * (h - at) - hxb);
  Mct = -0.5 * (h - at) * Nct;
  Mcb = 0.5 * (h - ab) * Ncb;
  a1 = Nx - Nct * sin(TETAt)^2 - Ncb * sin(TETAb)^2;
  b1 = Mx - Mct * sin(TETAt)^2 - Mcb * sin(TETAb)^2;
  a2 = Ny - Nct * cos(TETAt)^2 - Ncb * cos(TETAb)^2;
  b2 = My - Mct * cos(TETAt)^2 - Mcb * cos(TETAb)^2;
  Nsxt = (a1 * hxb - b1) / (hxt + hxb);
  Nsxb = a1 - Nsxt;
  Nsyt = (a2 * hyb - b2) / (hyt + hyb);
  Nsyb = a2 - Nsyt;
end
if (abs(TETAt) <= TOMIN)
  TETAt = 0;
  Nct = (My - Ny * hyb - (0.5 * (h - ab) - hyb) * Ncb * cos(TETAb)^2) / (-0.5 * (h - at) - hyb);
  Mct = -0.5 * (h - at) * Nct;
  Mcb = 0.5 * (h - ab) * Ncb;
  a1 = Nx - Nct * sin(TETAt)^2 - Ncb * sin(TETAb)^2;
  b1 = Mx - Mct * sin(TETAt)^2 - Mcb * sin(TETAb)^2;
  a2 = Ny - Nct * cos(TETAt)^2 - Ncb * cos(TETAb)^2;
  b2 = My - Mct * cos(TETAt)^2 - Mcb * cos(TETAb)^2;
  Nsxt = (a1 * hxb - b1) / (hxt + hxb);
  Nsxb = a1 - Nsxt;
  Nsyt = (a2 * hyb - b2) / (hyt + hyb);
  Nsyb = a2 - Nsyt;
end

```

```

    Nsyb = a2 - Nsyt;
end
if (abs(TETAb) >= TOMAX)
    TETAb = PI / 2;
    Ncb = (Mx + Nx * hxt - (-0.5 * (h - at) + hxt) * Nct * sin(TETAt)^2) / (0.5 * (h - ab) + hxt);
    Mct = -0.5 * (h - at) * Nct;
    Mcb = 0.5 * (h - ab) * Ncb;
    a1 = Nx - Nct * sin(TETAt)^2 - Ncb * sin(TETAb)^2;
    b1 = Mx - Mct * sin(TETAt)^2 - Mcb * sin(TETAb)^2;
    a2 = Ny - Nct * cos(TETAt)^2 - Ncb * cos(TETAb)^2;
    b2 = My - Mct * cos(TETAt)^2 - Mcb * cos(TETAb)^2;
    Nsxt = (a1 * hxb - b1) / (hxt + hxb);
    Nsxb = a1 - Nsxt;
    Nsyt = (a2 * hyb - b2) / (hyt + hyb);
    Nsyb = a2 - Nsyt;
end
if (abs(TETAb) <= TOMIN)
    TETAb = 0;
    Ncb = (My + Ny * hyt - (-0.5 * (h - at) + hyt) * Nct * cos(TETAt)^2) / (0.5 * (h - ab) + hyt);
    Mct = -0.5 * (h - at) * Nct;
    Mcb = 0.5 * (h - ab) * Ncb;
    a1 = Nx - Nct * sin(TETAt)^2 - Ncb * sin(TETAb)^2;
    b1 = Mx - Mct * sin(TETAt)^2 - Mcb * sin(TETAb)^2;
    a2 = Ny - Nct * cos(TETAt)^2 - Ncb * cos(TETAb)^2;
    b2 = My - Mct * cos(TETAt)^2 - Mcb * cos(TETAb)^2;
    Nsxt = (a1 * hxb - b1) / (hxt + hxb);
    Nsxb = a1 - Nsxt;
    Nsyt = (a2 * hyb - b2) / (hyt + hyb);
    Nsyb = a2 - Nsyt;
end

% VERIFICACAO DAS ARMADURAS NECESSARIAS
% IR PARA COMPRESSAO TOTAL
if (Nsxt <= 10^-3) & (Nsyt <= 10^-3) & (Nsxb <= 10^-3) & (Nsyb <= 10^-3)
    a = 2;
    break
end

% IR PARA COMPRESSAO SUPERIOR
if (Nsxt <= 10^-3) & (Nsyt <= 10^-3)
    a = 3;
    break
end

% IR PARA COMPRESSAO INFERIOR
if (Nsxb <= 10^-3) & (Nsyb <= 10^-3)
    a = 4;
    break
end

% TRACAO NAS DUAS CAMADAS
if (Nsxt <= -10^-3)
    TETAt = atan(2 * (Mx - hxb * Nx - (Mcb - Ncb * hxb) * sin(TETAb)^2) / (Mct - Nct * hxb) / sin(2 * TETAt));
    a = 1;
    break
end
if (Nsyt <= -10^-3)
    TETAt = atan(sin(2 * TETAt) * (Mct - Nct * hyb) / 2 / (My - hyb * Ny - (Mcb - Ncb * hyb) * cos(TETAb)^2));

```

```

    a = 1;
    break
end
if (Nsxb <= -10-3)
    TETAb = atan(2 * (Mx + hxt * Nx - (Mct + Nct * hxt) * sin(TETAt)2) / (Mcb + Ncb * hxt) / sin(2 * TETAb));
    a = 1;
    break
end
if (Nsyb <= -10-3)
    TETAb = atan(sin(2 * TETAb) * (Mcb + Ncb * hyt) / 2 / (My + hyt * Ny - (Mct + Nct * hyt) * cos(TETAt)2));
    a = 1;
    break
end

% ARMAZENA OS VALORES ANTIGOS PARA A ESPESSURA DAS CAMADAS EXTERIORES
oldat = at;
oldab = ab;

% ATUALIZA OS VALORES DAS ESPESSURAS DAS CAMADAS EXTERIORES
at = -1 * Nct / Fcd2;
ab = -1 * Ncb / Fcd2;

% VERIFICACAO CONCRETO FISSURADO
if ((at + ab) > h)
    icrush = 1;
    Asxt = (Nsxt / Fsyd / 1000) * 10000
    Asxb = (Nsxb / Fsyd / 1000) * 10000
    Asyt = (Nsyt / Fsyd / 1000) * 10000
    Asyb = (Nsyb / Fsyd / 1000) * 10000
    save armadura Asxt Asxb Asyt Asyb
    close(j)
    return
end

% VERIFICACAO DA CONVERGENCIA
if (abs(oldab - ab) > TOLHE) & (abs(oldat - at) > TOLHE)
    a = 1;
    break
end

% FIM CICLO DE TRACAO NAS DUAS CAMADAS
icrush = 0;
Asxt = (Nsxt / Fsyd / 1000) * 10000
Asxb = (Nsxb / Fsyd / 1000) * 10000
Asyt = (Nsyt / Fsyd / 1000) * 10000
Asyb = (Nsyb / Fsyd / 1000) * 10000
save armadura Asxt Asxb Asyt Asyb
close(j)
return
end
while (a == 2)
    % COMPRESSAO TOTAL
    hc = h - (ab + at) / 2;
    Nxyb = (Mxy + 0.5 * (h - at) * Nxy) / hc;
    Nxyt = Nxy - Nxyb;
    Nxcb = (Mx + 0.5 * (h - at) * Nx) / hc;
    Nxct = Nx - Nxcb;
    Nyb = (My + 0.5 * (h - at) * Ny) / hc;

```

```

Ncyt = Ny - Ncyb;
Ncb = (Ncxb + Ncyb) / 2 - sqrt(((Ncxb - Ncyb) / 2)^2 + Ncxyb^2);
Nct = (Ncxt + Ncyt) / 2 - sqrt(((Ncxt - Ncyt) / 2)^2 + Ncxyt^2);
Ncb1 = (Ncxb + Ncyb) / 2 + sqrt(((Ncxb - Ncyb) / 2)^2 + Ncxyb^2);
Nct1 = (Ncxt + Ncyt) / 2 + sqrt(((Ncxt - Ncyt) / 2)^2 + Ncxyt^2);
alfa = Ncb1 / Ncb;
Kb = (1 + 3.65 * alfa) / (1 + alfa)^2;
alfa = Nct1 / Nct;
Kt = (1 + 3.65 * alfa) / (1 + alfa)^2;

% ARMAZENA OS VALORES ANTIGOS PARA AS ESPESSURAS DAS CAMADAS EXTERIORES
oldat = at;
oldab = ab;

% ATUALIZA OS VALORES DAS ESPESSURAS DAS CAMADAS EXTERIORES
ab = -1 * Ncb / Fcd1 / Kb;
at = -1 * Nct / Fcd1 / Kt;

% REVERIFICACAO DOS CASOS DE COMPRESSAO TOTAL
if (Nct1 > 10^-3) | (Ncb1 > 10^-3)
    a = 1;
    break
end

% VERIFICACAO CONCRETO FISSURADO
if ((at + ab) > h)
    icrush = 1;
    Asxt = (Nsxt / Fsyd / 1000) * 10000
    Asxb = (Nsxb / Fsyd / 1000) * 10000
    Asyt = (Nsyt / Fsyd / 1000) * 10000
    Asyb = (Nsyb / Fsyd / 1000) * 10000
    save armadura Asxt Asxb Asyt Asyb
    close(j)
    return
end

% VERIFICACAO DE CONVERGENCIA
if (abs(oldab - ab) > TOLHE) & (abs(oldat - at) > TOLHE)
    a = 2;
    break
end

% FIM CICLO DE COMPRESSAO TOTAL
icrush = 0;
Nsxt = 0;
Nsyt = 0;
Nsxb = 0;
Nsyb = 0;
Asxt = (Nsxt / Fsyd / 1000) * 10000
Asxb = (Nsxb / Fsyd / 1000) * 10000
Asyt = (Nsyt / Fsyd / 1000) * 10000
Asyb = (Nsyb / Fsyd / 1000) * 10000
save armadura Asxt Asxb Asyt Asyb
close(j)
return
end
while (a == 3)
    % COMPRESSAO SUPERIOR

```

```

hc = h - (ab + at) / 2;
if (abs(TETAb) > TOMIN & abs(TETAb) < TOMAX)
    Ncb = -1 * (Nxy * (h - at) + 2 * Mxy) / hc / sin(2 * TETAb);
end

% CASOS ESPECIAIS
if (abs(TETAb) <= TOMIN)
    TETAb = 0;
    Ncb = (My + 0.5 * (h - at) * Ny) / hc;
end
if (abs(TETAb) >= TOMAX)
    TETAb = PI / 2;
    Ncb = (Mx + 0.5 * (h - at) * Nx) / hc;
end

% FIM CASOS ESPECIAIS
Mcb = 0.5 * (h - ab) * Ncb;
a1 = Nx - Ncb * sin(TETAb)^2;
b1 = Mx - Mcb * sin(TETAb)^2;
a2 = Ny - Ncb * cos(TETAb)^2;
b2 = My - Mcb * cos(TETAb)^2;
Nxcb = (a1 * 0.5 * (h - at) + b1) / (hxb + 0.5 * (h - at));
Nsyb = (a2 * 0.5 * (h - at) + b2) / (hyb + 0.5 * (h - at));
if (Nxcb <= 10^-3) & (Nsyb <= 10^-3)
    a = 1;
    break
end
if (Nxcb <= -10^-3)
    TETAb = atan((2 * Mx + (h - at) * Nx) / (0.5 * (h - at) * Ncb + Mcb) / sin(2 * TETAb))
    a = 3;
    break
end
if (Nsyb <= -10^-3)
    TETAb = atan((Mcb + 0.5 * (h - at) * Ncb) * sin(2 * TETAb) / (2 * My + (h - at) * Ny))
    a = 3;
    break
end
Ncxyt = Nxy + Ncb * sin(TETAb) * cos(TETAb);
Ncxt = a1 - Nxcb;
Ncyyt = a2 - Nsyb;
Ncct = (Ncxt + Ncyyt) / 2 - sqrt(((Ncxt - Ncyyt) / 2)^2 + Ncxyt^2);

% ARMAZENA OS VALORES ANTIGOS PARA A ESPESSURA DAS CAMADAS EXTERIORES
oldat = at;
oldab = ab;

% ATUALIZA OS VALORES DAS ESPESSURAS DAS CAMADAS EXTERIORES
Nct1 = (Ncxt + Ncyyt) / 2 + sqrt(((Ncxt - Ncyyt) / 2)^2 + Ncxyt^2);
alfa = Nct1 / Nct;
Kt = (1 + 3.65 * alfa) / (1 + alfa)^2;
at = -1 * Nct / Fcd1 / Kt;
ab = -1 * Ncb / Fcd2;

% REVERIFICACAO CASO DE COMPRESSAO NA CAMADA SUPERIOR
if (Nct1 > 10^-3)
    a = 1;
    break
end

```

```

% VERIFICACAO CONCRETO FISSURADO
if ((at + ab) > h)
    icrush = 1;
    Asxt = (Nsxt / Fsyd / 1000) * 10000
    Asxb = (Nsxb / Fsyd / 1000) * 10000
    Asyt = (Nsyt / Fsyd / 1000) * 10000
    Asyb = (Nsyb / Fsyd / 1000) * 10000
    save armadura Asxt Asxb Asyt Asyb
    close(j)
    return
end

% VERIFICACAO CONVERGENCIA
if (abs(oldab - ab) > TOLHE) & (abs(oldat - at) > TOLHE)
    a = 3;
    break
end

% FIM CICLO DE COMPRESSAO NA CAMADA SUPERIOR
icrush = 0;
Nsxt = 0;
Nsyt = 0;
Asxt = (Nsxt / Fsyd / 1000) * 10000
Asxb = (Nsxb / Fsyd / 1000) * 10000
Asyt = (Nsyt / Fsyd / 1000) * 10000
Asyb = (Nsyb / Fsyd / 1000) * 10000
save armadura Asxt Asxb Asyt Asyb
close(j)
return
end
while (a == 4)
    % COMPRESSAO NA CAMADA INFERIOR
    hc = h - (ab + at) / 2;
    Nct = -1 * (Nxy * (h - ab) - 2 * Mxy) / hc / sin(2 * TETAAt);

    % CASOS ESPECIAIS
    if (abs(TETAAt) <= TOMIN)
        TETAAt = 0;
        Nct = (My - 0.5 * (h - ab) * Ny) / (-1 * hc);
    end
    if (abs(TETAAt) >= TOMAX)
        TETAAt = PI / 2;
        Nct = (Mx - 0.5 * (h - ab) * Nx) / (-1 * hc);
    end

    % FIM CASOS ESPECIAIS
    Mct = -0.5 * (h - at) * Nct;
    a1 = Nx - Nct * sin(TETAAt)^2;
    b1 = Mx - Mct * sin(TETAAt)^2;
    a2 = Ny - Nct * cos(TETAAt)^2;
    b2 = My - Mct * cos(TETAAt)^2;
    Nsxt = (a1 * 0.5 * (h - ab) - b1) / (hxt + 0.5 * (h - ab));
    Nsyt = (a2 * 0.5 * (h - ab) - b2) / (hyt + 0.5 * (h - ab));
    if (Nsxt <= 1e-3) & (Nsyt <= 1e-3)
        a = 1;
        break
    end
end

```

```

if (Nsxt <= -10^-3)
    TETAt = atan((2 * Mx - (h - ab) * Nx) / (Mct - 0.5 * (h - ab) * Nct) / sin(2 * TETAt));
    a = 4;
    break
end
if (Nsyt <= -10^-3)
    TETAt = atan((Mct - 0.5 * (h - ab) * Nct) * sin(2 * TETAt) / (2 * My - (h - ab) * Ny));
    a = 4;
    break
end
Ncxyb = Nxy + Nct * sin(TETAt) * cos(TETAt);
Ncxb = a1 - Nsxt;
Ncyb = a2 - Nsyt;
Ncb = (Ncxb + Ncyb) / 2 - sqrt(((Ncxb - Ncyb) / 2)^2 + Ncxyb^2);

% ARMAZENA OS VALORES ANTIGOS DA ESPESSURA DAS CAMADAS EXTERIORES
oldat = at;
oldab = ab;

% ATUALIZA OS VALORES ANTIGOS DA ESPESSURAS DAS CAMADAS EXTERIORES
Ncb1 = (Ncxb + Ncyb) / 2 + sqrt(((Ncxb - Ncyb) / 2)^2 + Ncxyb^2);
alfa = Ncb1 / Ncb;
Kb = (1 + 3.65 * alfa) / (1 + alfa)^2;
at = -1 * Nct / Fcd2;
ab = -1 * Ncb / Fcd1 / Kb;

% REVERIFICACAO CASO DE COMPRESSAO NA CAMADA INFERIOR
if (Ncb1 > 10^-3)
    a = 1;
    break
end

% VERIFICACAO CONCRETO FISSURADO
if ((at + ab) > h)
    icrush = 1;
    Asxt = (Nsxt / Fsyd / 1000) * 10000
    Asxb = (Nsxb / Fsyd / 1000) * 10000
    Asyt = (Nsyt / Fsyd / 1000) * 10000
    Asyb = (Nsyb / Fsyd / 1000) * 10000
    save armadura Asxt Asxb Asyt Asyb
    close(j)
    return
end

% VERIFICACAO CONVERGENCIA
if (abs(oldab - ab) > TOLHE) & (abs(oldat - at) > TOLHE)
    a = 4;
    break
end

% FIM CICLO DE COMPRESSAO CAMADA SUPERIOR
icrush = 0;
Nsxb = 0;
Nsyb = 0;
Asxt = (Nsxt / Fsyd / 1000) * 10000
Asxb = (Nsxb / Fsyd / 1000) * 10000
Asyt = (Nsyt / Fsyd / 1000) * 10000
Asyb = (Nsyb / Fsyd / 1000) * 10000

```

```
save armadura Asxt Asxb Asyt Asyb  
close(j)  
return  
end  
end
```

ANEXO C - Análise Considerando Carregamento Cíclico

Nesta análise, os painéis foram ensaiados numericamente de acordo com a capacidade resistente mostrada na Tabela 5-3. A Figura C-1, Figura C-2 e Figura C-3 mostram a comparação entre os resultados numéricos obtidos com o resultado experimental.

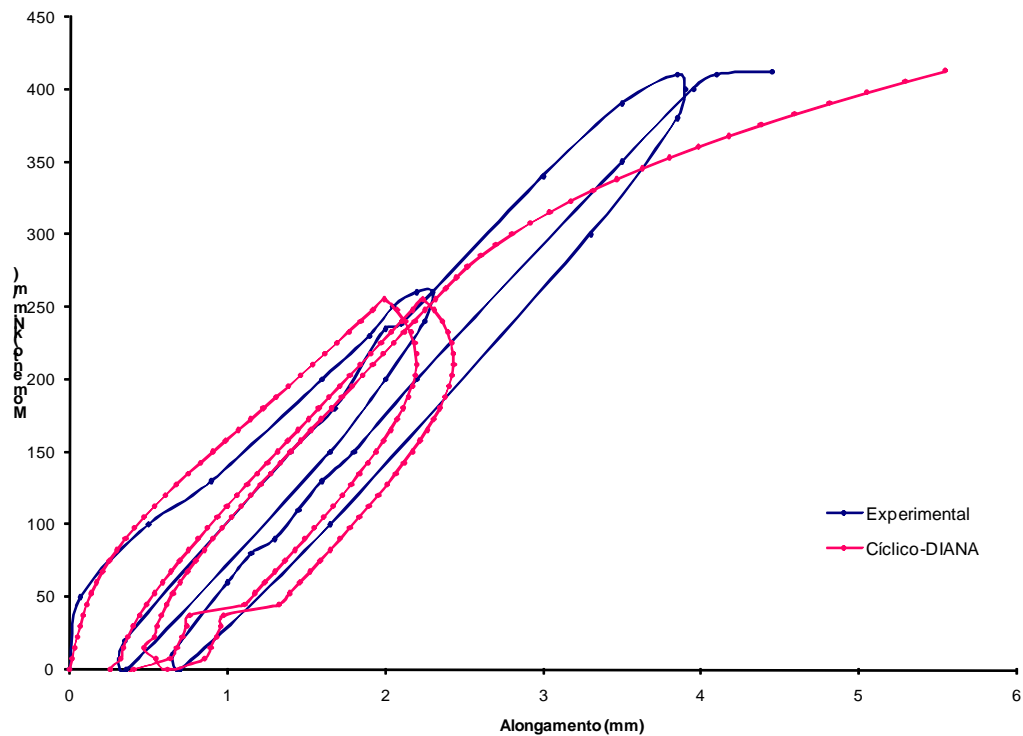


Figura C-1 - Comparação numérica - experimental para o painel SM1 com carregamento cíclico

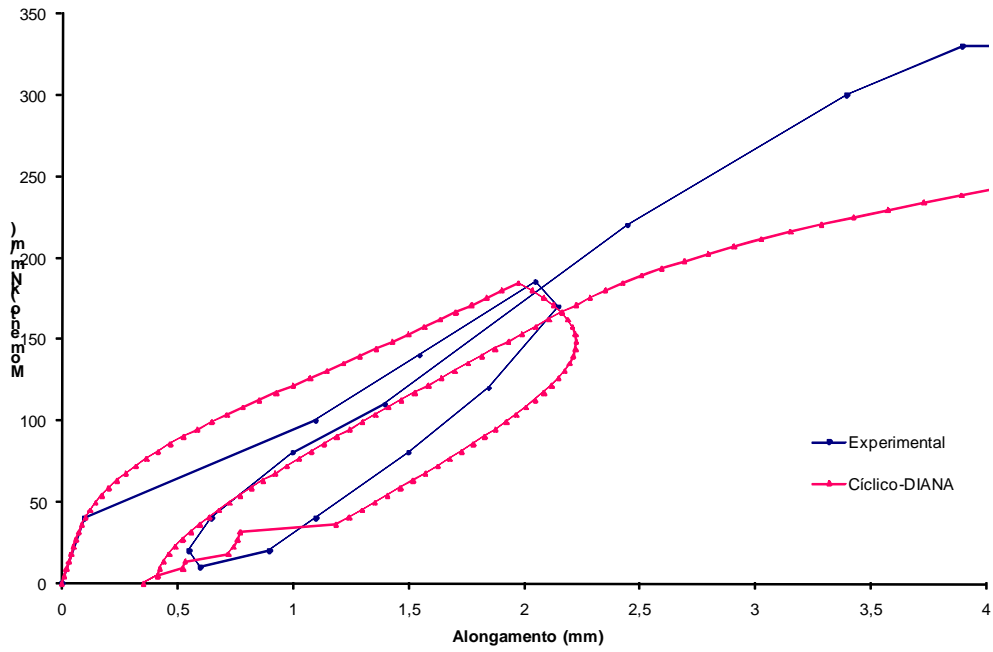


Figura C-2 - Comparação numérica - experimental para o painel SM2 com carregamento cíclico

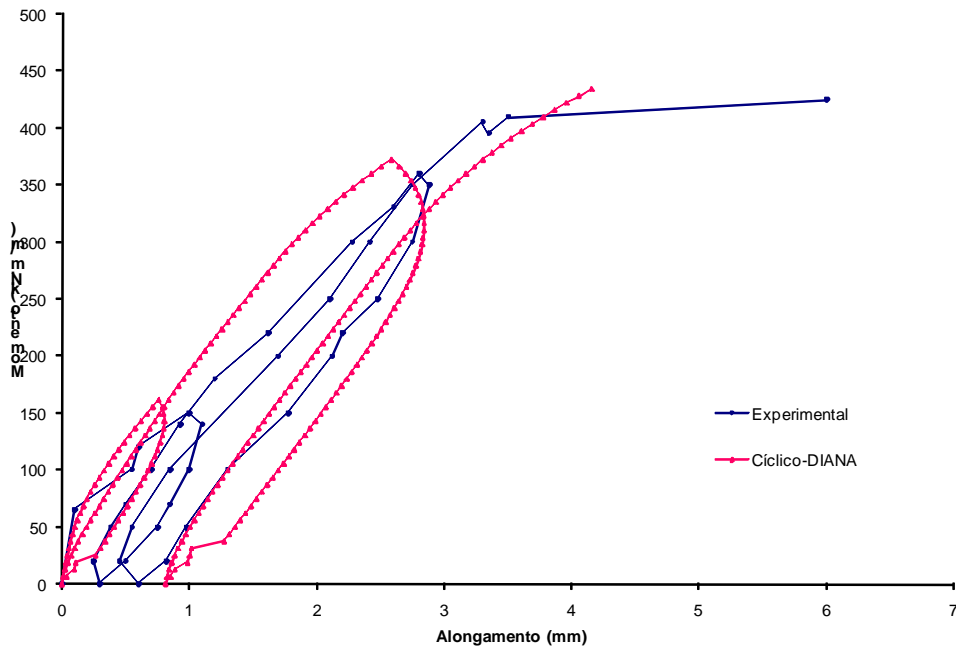


Figura C-3 - Comparação numérica - experimental para o painel SM3 com carregamento cíclico

Os painéis foram ensaiados experimentalmente com acréscimos monotônicos de carga. Em estágios particulares (Momento de Fissuração, Momento de Escoamento e Momento Último), o carregamento foi suspenso mantendo as deformações constantes enquanto a leitura do mecanismo do strain gage foi tirada. O teste de cada painel durou aproximadamente 3 dias sendo que os painéis foram descarregados no fim de cada dia.

Numericamente, os modelos físicos não-lineares utilizados para o concreto e para a armadura estão descritos no item 4.2.1 e 4.2.2, respectivamente. A malha do concreto e das armaduras foram discretizadas conforme item 5.3. Para a análise do carregamento cíclico utilizou-se os valores dos Momentos de Fissuração, de Escoamento e Último contidos na Tabela 5-3.

O carregamento numérico foi aplicado da seguinte forma:

1. Definido o Momento de Fissuração para os painéis, o carregamento foi aplicado de forma gradual até atingir o valor especificado. Completando este primeiro ciclo, o carregamento foi retirado de forma gradual até atingir carregamento nulo;
2. No segundo ciclo de carga, o carregamento foi aplicado de forma gradual até atingir o segundo valor característico, isto é, até atingir o valor do Momento de Escoamento. Terminado este ciclo, o carregamento foi retirado de forma gradual até atingir carregamento nulo;
3. Na última etapa do carregamento cíclico, o carregamento foi aplicado de forma gradual até atingir o valor do Momento Último.

Numericamente, o carregamento foi aplicado na face dos painéis por duas forças distribuídas, em sentidos opostos, de forma a simular o binário obtido pelos atuadores. Assim como no ensaio experimental, foi utilizada uma placa de aço junto à aplicação do carregamento para evitar concentrações de tensões. Devido à simetria, apenas $\frac{1}{4}$ dos painéis foi simulado. Nesta nova condição geométrica, foram inseridas condições de vinculação que permitisse o deslocamento do painel sem aumentar sua rigidez.

Para a análise numérica não foi considerado uma lei de degradação para a armadura que simulasse a perda de resistência à medida que os ciclos de cargas fossem realizados. No

entanto, por se tratar de apenas três ciclos de cargas, esse fator não é o mais importante para justificar a diferença entre os resultados.

O fator mais importante a ser considerado para justificar a diferença dos resultados é a forma como a análise experimental e a análise numérica foi realizada. Na análise experimental, após cada ciclo de carga, a deformação experimentada pelo painel era mantida constante após o carregamento ser suspenso. Neste processo, a medida do alongamento experimentado pelo painel era tirada. Na análise numérica, os ciclos de cargas foram feitos de forma sucessiva, sendo que as deformações sofridas em cada ciclo pelo painel não foram mantidas constante, período este em que os valores do alongamento dos painéis foram obtidos.

Apesar das restrições envolvidas na análise como, por exemplo, saber exatamente qual modelo foi usado para o concreto e para a armadura assim como mais detalhes de como a análise experimental foi realizada, os resultados numéricos estão satisfatórios. O uso de outros modelos constitutivos para o concreto e para a armadura assim como aproximar a forma carregamento cíclico numérico do experimental, ou até mesmo a incorporação do mecanismo de degradação da armadura, pode refinar os resultados calibrando o modelo numérico.
