

# Fundação em radier de grandes dimensões: projeto estrutural e estudo térmico

GUSTAVO LICHT FORTES - ENG. - ORCID <https://orcid.org/0000-0002-7303-9702>; JULIANO CARIA - ENG. | FRANÇA E ASSOCIADOS PROJETOS ESTRUTURAIIS  
EDUARDO ISSAMU FUNAHASHI JR - ENG. - ORCID <https://orcid.org/0000-0002-7516-4195>;  
SELMO CHAPIRA KUPERMAN - ENG. - ORCID <https://orcid.org/0000-0003-4186-2216> | DESEK LTDA.

## RESUMO

ESTE ARTIGO APRESENTA DETALHES DE UM RADIER DE CONCRETO ARMADO DE GRANDES DIMENSÕES, PERTENCENTE A UMA EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL LOCALIZADA NO MORUMBI (SÃO PAULO-SP). A MELHOR SOLUÇÃO NECESSITOU DIVERSAS INTEGRAÇÕES ENTRE AS EQUIPES ENVOLVIDAS NOS PROJETOS ESTRUTURAL E DE FUNDAÇÕES. O CÁLCULO ESTRUTURAL SEGUIU AS NORMAS ABNT NBR 6118: 2014 PARA O CÁLCULO DA ARMADURA DE FLEXÃO E CISALHAMENTO, E ACI 318: 2005 PARA O CÁLCULO DA ARMADURA DE PUNÇÃO. UM EXTENSO ESTUDO TÉRMICO E A ANÁLISE POR MEIO DO MÉTODO DA MATURIDADE (ASTM C1074-11) TAMBÉM FORAM CONDUZIDOS. OS PROJETOS DE FUNDAÇÃO E DE ESTRUTURAS, ALÉM DAS AVALIAÇÕES TECNOLÓGICAS DO CONCRETO, RESULTARAM EM UMA SOLUÇÃO ECONÔMICA, QUE NÃO APENAS ATENDEU ÀS NECESSIDADES DE RESISTÊNCIA DO RADIER, MAS GARANTIU O PRAZO DE EXECUÇÃO DA OBRA.

**PALAVRAS-CHAVE:** RADIER, CONCRETO MASSA, FORMAÇÃO DE ETRINGITA TARDIA, CONCRETO ARMADO.

## 1. INTRODUÇÃO

Radiers são utilizados como solução para a fundação de edifícios de múltiplos pavimentos quando o solo possui boa resistência na cota de assentamento, mas a proximidade dos pilares implica numa sobreposição dos elementos de fundação isolados. O radier não estaqueado é uma fundação rasa, apoiando-se diretamente no solo, compreendendo uma placa de concreto armado recebendo o carregamento de diversos pilares.

Hemsley (2000) e Gupta (1997) descrevem considerações no dimensionamento de radiers como, por exemplo, o deslocamento e a distorção máximos, a geometria

uniforme e o fenômeno da punção. Além das questões estruturais, um rigoroso estudo tecnológico do concreto deve ser feito para evitar fissurações de origem térmica e a formação de etringita tardia (*Delayed Ettringite Formation – DEF*).

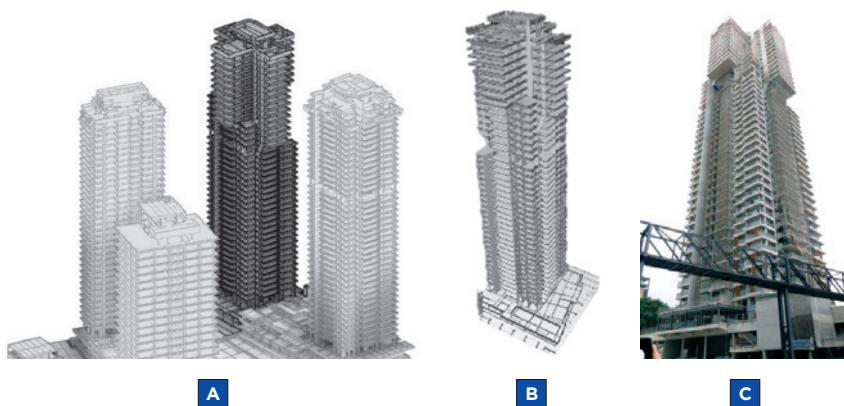
O presente artigo discorre sobre o projeto estrutural e o estudo térmico de um radier de grandes dimensões (36 m x 33 m e altura de 2,8 m no trecho mais alto), que utilizou 2986,8 m<sup>3</sup> e 292,6 ton de aço CA-50.

O projeto estrutural do radier e do edifício residencial ao qual pertence (localizado no Bairro do Morumbi, em São Paulo-SP) foi desenvolvido pelo escritório França e Associados Projetos Estruturais. Já, o projeto de fundações foi elaborado pelo escritório Portella Alarcon Engenheiros Associados e a DESEK foi responsável pelo estudo térmico do concreto.

O detalhamento do projeto e o estudo térmico do radier fornecem importantes informações a respeito dessa solução para fundação de torres altas.

## 2. DESENVOLVIMENTO DO PROJETO ESTRUTURAL

O embasamento do edifício em questão conta com 5 pavimentos (entre subsolos e sobressolos), além de lojas no nível de acesso do 2º subsolo. A torre conta com dois conjuntos de pavimentos-tipo (um com 26 pavimentos e outro com 14) e um pavimento técnico (30º pavimento) com áreas técnicas e de lazer, totalizando cerca de 143 m acima do nível de acesso mais alto. A Figura 1 ilustra o edifício de múltiplos pavimentos objeto do presente estudo.



## FIGURA 1

(A) MODELO ESTRUTURAL – REVIT; (B) MODELO DE CÁLCULO – TQS; (C) FOTO DA OBRA APÓS A FINALIZAÇÃO DA ESTRUTURA

## 2.1 Opções de fundação

A partir do primeiro estudo de cargas na fundação, ainda sem o ensaio em túnel de vento, foram feitas 3 opções de fundação:

- em radier (solução adotada);
- em estaca escavada com fluido estabilizante e barretes;
- em estaca em hélice contínua.

Na opção em hélice contínua (Figura 2a), a distribuição das estacas projetou-se em quase toda a área da torre, o que exigiria um bloco de coroamento com dimensões próximas à da solução com radier. A opção em estaca escavada e barretes (Figura 2b) apresentou uma distribuição de elementos de fundação mais racional. No entanto, a opção em radier foi tomada devido a menores custos e tempo de execução.

## 2.2 Geometria final do radier

O projetista de fundações definiu 36 m x 33 m como as dimensões em planta do radier. Para a pré-definição de suas alturas, foram consideradas distâncias entre pilares, regiões com maiores esforços e distâncias entre pilares e bordas do radier. A seguir, foi feita a modelagem do radier no *software* TQS V20.711, conforme item 3, resultando nas seguintes alturas:

- Altura geral de 2,8 m;
- Altura nas laterais de 1,8 m;
- Altura nos poços de elevadores de 1,0 m.

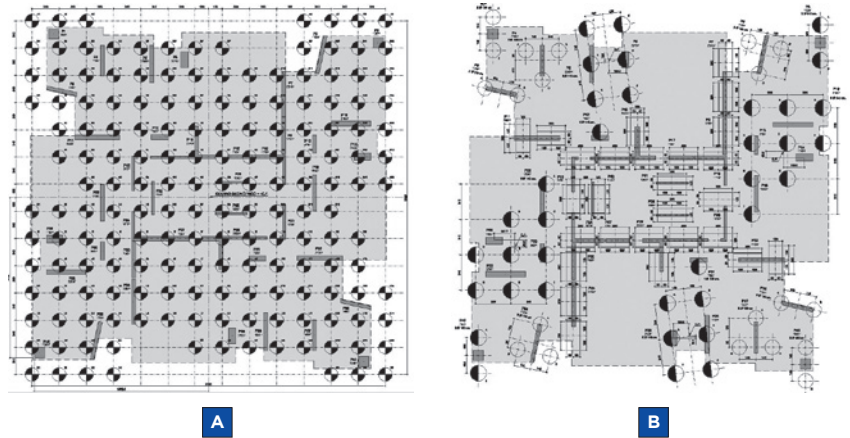
A altura reduzida nas laterais possibilitou a redução de cerca de 273 m<sup>3</sup>. A redução da altura na região dos poços, além de resultar em menor consumo de concreto, possibilitou uma grande redução no volume de escavação.

As Figuras 3a e 3b mostram a geometria final do radier. A geometria não convencional dos pilares decorre da geometria não convencional dos pavimentos-tipo e da altura da edificação.

Para concretar esse grande volume de concreto, o estudo tecnológico do concreto permitiu que a execução fosse feita em 2 etapas (ao invés das 3 etapas inicialmente previstas), conforme descrito no item 4.

## 3. MODELAGEM, CÁLCULO E DETALHAMENTO DO RADIER

O cálculo estrutural e detalhamento das armações do radier iniciaram-se com

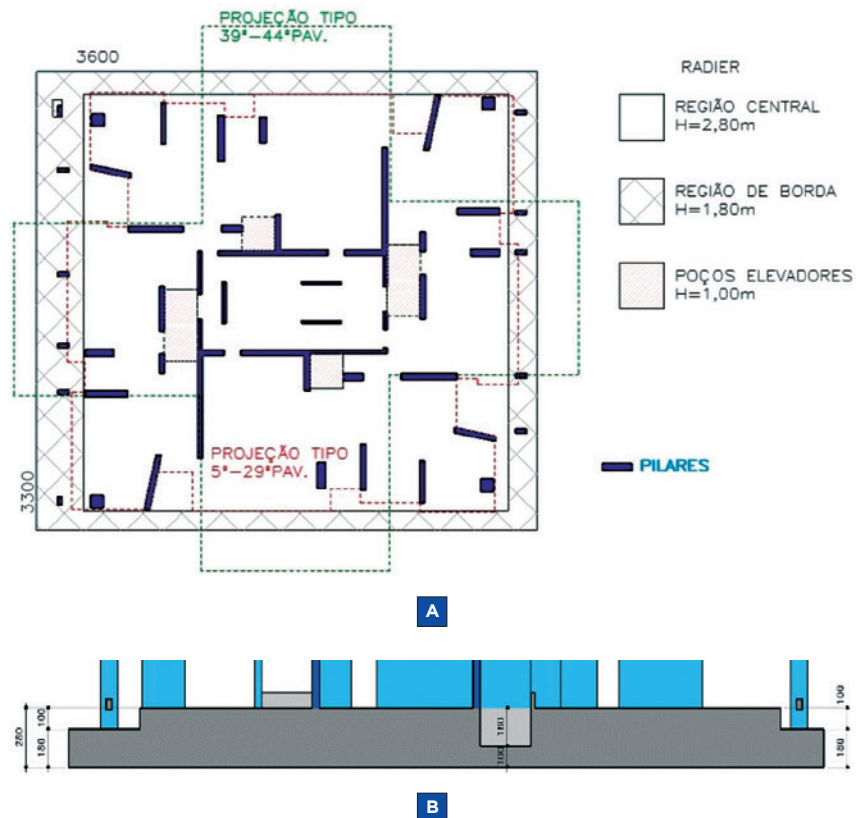


**FIGURA 2**

OPÇÕES DE FUNDAÇÃO. (A) OPÇÃO EM HÉLICE CONTÍNUA; (B) OPÇÃO EM ESTACA ESCAVADA E BARRETES

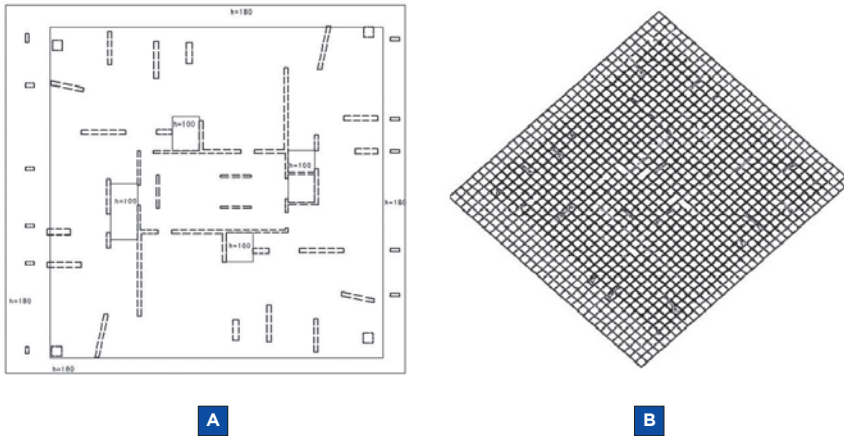
a confecção do modelo computacional, incorporando-o ao modelo da edificação. O radier foi modelado como uma placa de grande espessura sobre base elástica, ob-

tendo-se os deslocamentos nodais e os esforços (momentos fletores, forças cortantes e normais) por meio de uma grelha de elementos de barras (Figura 4).



**FIGURA 3**

GEOMETRIA FINAL DO RADIER. (A) PLANTA E (B) CORTE ESQUEMÁTICO



**FIGURA 4**

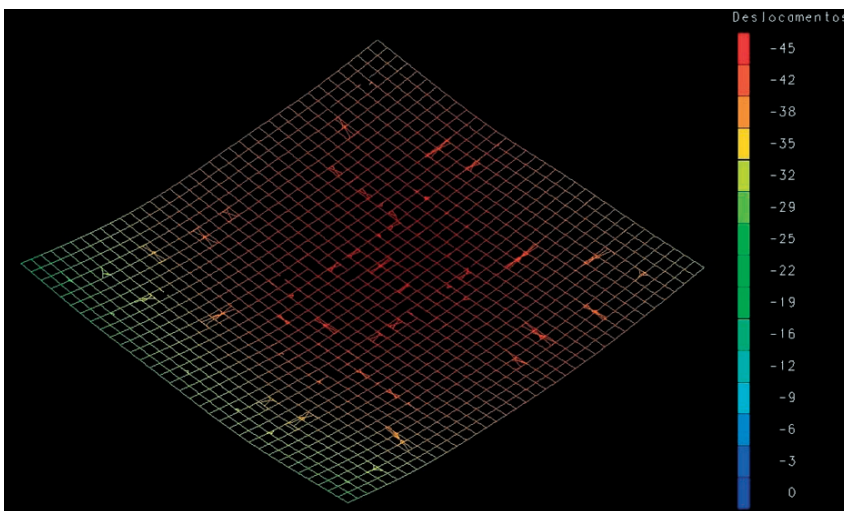
(A) MODELAGEM DO RADIER E (B) GRELHA DE BARRAS PARA CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS E ESFORÇOS

### 3.1 Compatibilização dos deslocamentos

A compatibilização entre os deslocamentos do modelo estrutural do radier e os deslocamentos previstos para o conjunto radier + solo foi considerada por meio da calibração de molas elásticas nos nós da grelha, buscando igualar o deslocamento de todas as cargas gravitacionais na combinação quase-permanente, com o deslocamento previsto e aceitável. Para isso, diversas iterações com alterações nos valores das molas verticais e horizontais foram

feitas até se obter o resultado desejado (Figura 5), validados com os geotécnicos responsáveis quanto ao deslocamento máximo e à distorção máxima. Ao incorporar o radier ao modelo do edifício, deslocamentos diferenciais entre os pilares ou entre diferentes trechos de um mesmo pilar foram analisados, de modo a confirmar o dimensionamento inicial dos elementos.

Outro modelo, utilizando-se elementos sólidos, foi feito no programa STRAP 2010, permitindo a comparação e validação dos resultados obtidos com o modelo de barras.



**FIGURA 5**

DESLOCAMENTOS [MM] PARA A COMBINAÇÃO QUASE-PERMANENTE

### 3.2 Dimensionamento ao momento fletor

Após as iterações, o modelo, adequado ao dimensionamento do radier e compatibilizado com os deslocamentos previstos, foi analisado em relação aos esforços solicitantes. 98 combinações foram analisadas para a obtenção dos momentos fletores máximos e mínimos nas seções do radier. Utilizou-se a formulação (Equação 1) proposta por Wood (1968), que considera o momento torsor na determinação do momento fletor atuante em duas direções ortogonais.

$$[1] \quad \begin{aligned} M_x^* &= M_x + |M_{xy}| \\ M_y^* &= M_y + |M_{xy}| \end{aligned}$$

Em que:

$M_x$  = momento fletor na direção x;

$M_y$  = momento fletor na direção y;

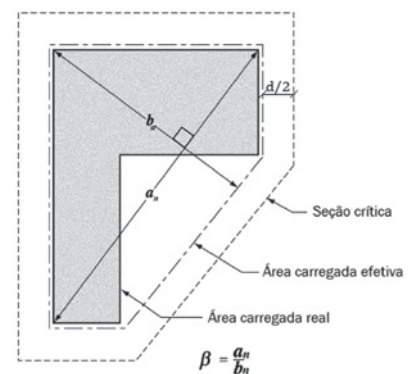
$M_{xy}$  = momento torsor.

Caso  $M_x^*$  ou  $M_y^*$  resultem nulos ou negativos, a Equação 1 assume a forma da Equação 2:

$$[2] \quad \begin{aligned} M_x^* &= M_x + \left| \frac{M_{xy}^2}{M_y} \right|, \text{ com } M_y^* = 0 \\ M_y^* &= M_y + \left| \frac{M_{xy}^2}{M_x} \right|, \text{ com } M_x^* = 0 \end{aligned}$$

Tanto a Equação 1 como a Equação 2 foram apresentadas para momentos que tracionem as fibras inferiores da laje. A adição deve ser substituída pela subtração no caso de momentos que tracionem as fibras superiores.

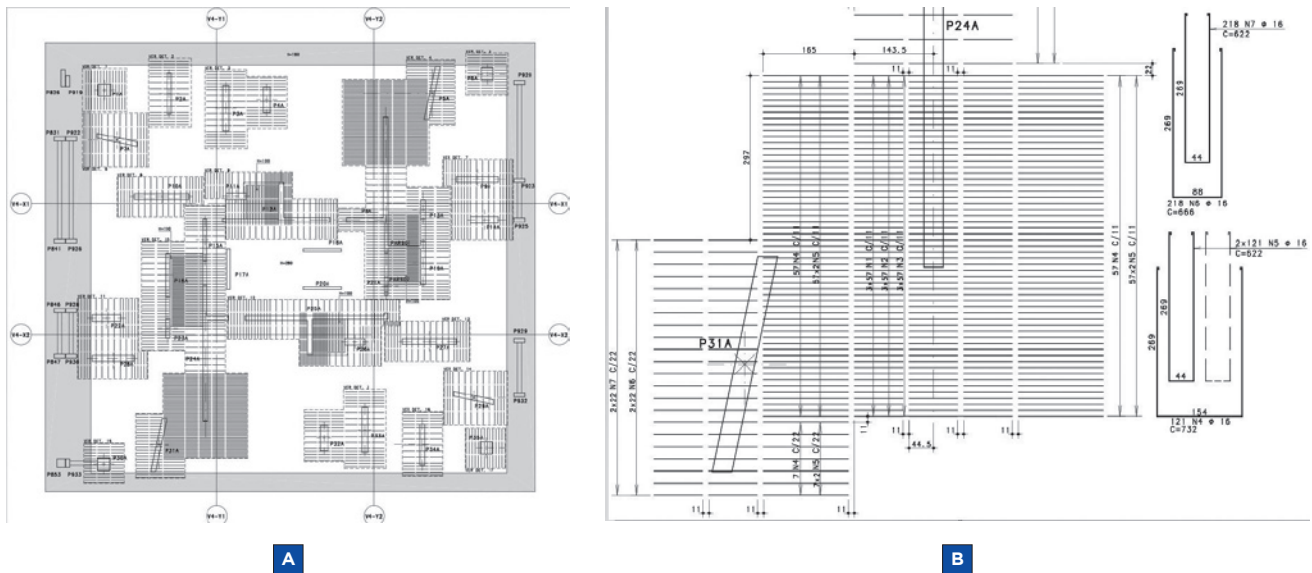
Após a obtenção dos valores dos momentos fletores atuantes, que chegaram à



**FIGURA 6**

PERÍMETRO DE CONTROLE PARA PILARES NÃO RETANGULARES

FONTE: ACI 318: 2005, TRADUZIDA E ADAPTADA



**FIGURA 7**

ARMADURA CONTRA PUNÇÃO: (A) LOCALIZAÇÃO DOS ESTRIBOS NO RADIER; (B) DETALHE DA ARMADURA

ordem de 22,5 MN · m, já em valor majorada, o radier foi calculado como uma laje, com a área de aço necessária determinada conforme a ABNT NBR 6118: 2014.

### 3.3 DIMENSIONAMENTO À PUNÇÃO

Devido à grande altura do radier e ao confinamento proveniente do maciço de concreto ao redor da introdução de carga do pilar, optou-se pelo dimensionamento da punção conforme a norma americana ACI 318: 2005. O perímetro de controle ( $b_o$ ) para o cálculo da tensão atuante estende-se a uma distância de  $d/2$  do pilar, sendo  $d$  a altura útil média da laje. Para pilares não retangulares, a Figura 6 ilustra a determinação do perímetro de controle.

De posse dos perímetros de controle dos pilares e de suas forças normais majoradas, foi verificada a necessidade de armaduras de combate à punção conforme as Equações 3 e 4, apresentadas em relação às tensões solicitantes e resistentes.

$$[3] \quad \Phi v_n = \Phi(v_c + v_s) \geq v_u \leq 0,5\Phi\sqrt{f'_c}$$

Em que:

$v_n$  = resistência nominal da laje;

$\Phi$  = fator de redução (0,75 para esforços cisalhantes);

$v_c$  = resistência proporcionada pelo concreto;  
 $v_s$  = resistência proporcionada pela armadura;  
 $v_u = v_u = V_{sd}/b_o d$  é a tensão solicitante já majorada; e

$f'_c$  [MPa] é a resistência à compressão característica do concreto para o quantil de 1%.

Conforme a ABNT NBR 6118: 2014, a resistência à compressão característica do concreto ( $f_{ck}$ ) é determinada para um quantil de 5%. Todavia, como se tinha  $f_{ck} \geq 45$  MPa para o radier (posteriormente, a primeira camada de concretagem foi alterada para  $f_{ck} \geq 35$  MPa), a simples substituição de  $f'_c$  por  $f_{ck}$  não resulta em diferenças significativas, segundo Souza e Bittencourt (2003). A Equação 4 apresenta o valor máximo da parcela resistente do concreto, segundo o ACI 318: 2005.

$$[4] \quad v_c = \text{mínimo} \begin{cases} 0,33\sqrt{f'_c} \\ 0,17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f'_c} \\ 0,083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\sqrt{f'_c} \end{cases}$$

Em que:  $\beta$  = relação entre o maior e o menor lado do pilar;  $\alpha_s$  = fator devido à posição do pilar ( $\alpha_s$  é 40 para pilares internos, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto).

A parcela do esforço resistido pela armadura é obtida por meio da Equação 5.

$$[5] \quad v_s = \frac{A_v f_{ywd}}{b_o s}$$

Em que:

$A_v$  = soma de toda área dos ramos verticais dos estribos em uma linha perimetral homotética ao perímetro de controle  $b_o$ ;

$f_{ywd}$  = resistência de cálculo do aço (435 MPa);

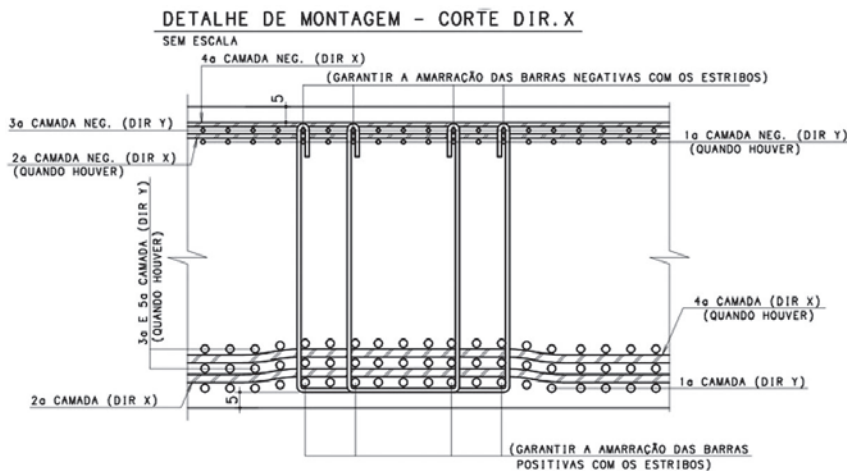
$s$  = espaçamento das linhas perimétricas de armadura na direção perpendicular à face do pilar.

A armadura contra punção foi calculada a partir das Equações 3 a 5 e detalhada com estribos abertos (Figura 7).

### 3.4 Detalhamento para montagem e economia

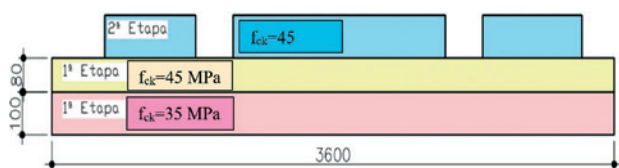
Buscou-se facilitar a montagem do radier por meio:

- Do espaçamento da armadura inferior múltiplo de 11 em todas as camadas;
- Da dimensão horizontal dos estribos para combate à punção também múltipla de 11, permitindo que barras fossem posicionadas nos cantos dos estribos, sem a necessidade de mudança localizada no espaçamento;
- Da marcação das cotas a partir de eixos de locação;
- E da nomenclatura das camadas de acordo com a sequência de montagem (Figura 8).



**FIGURA 8**

DETALHE EM CORTE DA ARMAÇÃO DO RADIER INDICANDO A SEQUÊNCIA DE MONTAGEM



**FIGURA 9**

PLANO DE CONCRETAGEM DO RADIER (DIMENSÕES EM CM)

Além disso, foi possível dispensar o uso de ganchos nas barras, devido à baixa tração nos trechos de barras próximas às bordas do radier, o que resultou na redução do comprimento total das barras e, assim, na economia no consumo de aço.

#### 4. ESTUDOS TÉRMICOS

Concreto massa é qualquer volume de concreto com dimensões grandes o suficiente para requerer meios especiais para controlar o calor gerado pela hidratação do cimento e a mudança de volume para minimizar a fissuração. Devido às dimensões do radier, resistência característica de projeto ( $f_{ck}$ ) e consumo de cimento da dosagem, foram realizados estudos térmicos para evitar fissuras de origem térmica e eventual DEF.

As mudanças de temperaturas têm como origem as reações exotérmicas de hidratação do cimento que, em razão das dimensões da estrutura, criam condições para que, durante o arrefecimento da tempera-

tura do concreto, surjam tensões de tração. Para reduzir a probabilidade de DEF, adotou-se o limite de temperatura interna do concreto de 65°C. Limitaram-se tensões de origem térmica a valores menores que a resistência à tração do concreto para evitar fissuração. Para reduzir o consumo de cimento do traço e a geração de calor, foi feita uma reavaliação estrutural, possibilitando o uso de concreto com  $f_{ck} = 35$  MPa no primeiro metro de altura da 1ª etapa de concretagem (Figura 9).

Entre as etapas, foi adotado intervalo de lançamento de 7 dias. A junta de construção entre as etapas foi tratada com corte verde do concreto de modo que não fossem ocasionadas juntas frias entre elas. Para isto foi utilizado retardador de pega superficial aplicado por meio de pulverizador sobre a superfície do concreto fresco da junta após o fim da concretagem. No dia seguinte foi utilizado jato d'água sob pressão controlada de modo a remover toda a pasta de cimento e expor adequadamente os agregados do concreto.

Foi empregado cimento CP III 40 RS de baixo calor de hidratação fabricado com aproximadamente 60% de escória de alto forno, além da adição de 8% de sílica ativa em relação ao seu consumo no traço.

As simulações computacionais para definição do plano executivo foram realizadas com o uso do *software* b4cast v. 6.14, por modelagem 3D baseado no Método de Elementos Finitos (MEF) e Método da Maturidade, com o intuito de aproximar-se das condições reais da execução.

Os estudos térmicos possibilitaram definir as temperaturas máximas de lançamento do concreto pré-refrigerado com gelo. A quantidade de gelo em cubos para atender a temperatura especificada foi estimada por meio de balanço térmico dos traços, conforme Furnas (1997), e variou de 110 até 130kg/m<sup>3</sup> dependendo da camada de concretagem e temperatura dos materiais e do ambiente durante a sua execução.

Para atender à especificação do zoneamento de temperaturas de lançamento do concreto pré-refrigerado, 4 centrais forneceram o concreto na 1ª etapa (Figura 10).



**A**



**B**

**FIGURA 10**

MONTAGEM DAS ARMADURAS (A) E EXECUÇÃO DA 1ª ETAPA DE CONCRETAGEM (B)

**TABELA 1**TRAÇOS DE CONCRETO – QUANTIDADES EXPRESSAS EM KG/M<sup>3</sup>

Altura da camada	1ª etapa: da base até 1,0 m	1ª etapa: entre 1,0 m até 1,8 m 2ª etapa: entre 1,8 m até 2,80 m
f <sub>ck</sub> (MPa)	35	45
E <sub>cs</sub> (GPa)	29	30
Tipo/Classe de espalhamento	Autoadensável (SF2 - 660 a 750 mm)	Autoadensável (SF2 - 660 a 750 mm)
Cimento CP III 40 RS	350	358
Areia de quartzo	526	497
Areia artificial	448	331
Brita 0	388	412
Brita 1	474	618
Água + gelo	180	170
Aditivo 1	1,40	2,45
Aditivo 2	2,45	2,80
Sílica ativa	28	28
Relação água/ligante	0,476	0,440
Massa específica teórica (kg/m <sup>3</sup> )	2398	2391

**TABELA 2**

CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS ESTIMADAS PARA OS TRAÇOS DE CONCRETO

Altura da camada	1ª etapa: da base até 1 m	1ª etapa: entre 1 m e 1,8 m 2ª etapa: entre 1,8 e 2,8 m
f <sub>ck</sub> (MPa)	35	45
E <sub>cs</sub> (GPa)	29	30
Coefficiente de Poisson	0,20	0,20

**Resistência à compressão, f<sub>cd</sub> (MPa)**

Idade	C35	C45
1	9,2	8,6
3	18,7	10,7
7	28,7	39,8
28	41,6	51,6

**Resistência à tração, f<sub>ct</sub> (MPa)**

Idade	C35	C45
1	1,3	1,3
3	2,1	1,5
7	2,8	3,6
28	3,6	4,2

**Módulo de elasticidade, E<sub>cs</sub> (GPa)**

Idade	C35	C45
3	20,9	
7	27,1	
28	31,7	
28	3,6	

#### 4.1 Modelagem computacional pelo método dos elementos finitos

Vários fatores integram o modelo computacional para os estudos de evolução tridimensional de temperaturas e tensões como, por exemplo, a temperatura e velocidade de lançamento do concreto, condições ambientais (temperatura ambiente e velocidade do vento), características do cimento, dosagem do concreto, características térmicas e mecânicas do concreto, geometria da estrutura e condições de restrição, entre outros. A seguir, são expressos os traços adotados, as propriedades mecânicas e térmicas dos concretos e as simulações térmicas e de tensões realizadas no presente estudo.

##### 4.1.1 CONCRETOS EMPREGADOS E PROPRIEDADES MECÂNICAS

Os traços adotados na modelagem constam da Tabela 1.

Os valores da evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade secante foram estimados com base em ensaios de laboratório. Adotaram-se os valores de resistência à tração calculados a partir dos resultados de resistência à compressão. Para o cálculo das ten-

sões de origem térmica, considerou-se, também, o efeito da fluência dos concretos. A Tabela 2 mostra as características mecânicas adotadas.

##### 4.1.2 PROPRIEDADES TÉRMICAS

As características térmicas dos materiais constituintes do concreto utilizado na simulação foram estimadas (Tabela 3) a partir das dosagens estudadas, considerando agregado graúdo de granito e areia natural de quartzo.

O valor adotado para o coeficiente de dilatação térmica foi de  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ . A evolução do calor de hidratação do cimento CP III 40 RS foi estimada a partir dos dados de ensaios realizados pela ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland) (Figura 11).

A elevação adiabática do concreto foi calculada através da equação de Rastrup (Equação 6).

$$[6] \Delta T = \frac{C \cdot (\text{calor de hidratação})}{\gamma \cdot c}$$

Em que:

$\Delta T$  = Elevação adiabática ( $^{\circ}\text{C}$ );

$\gamma$  = Massa específica ( $\text{kg}/\text{m}^3$ );

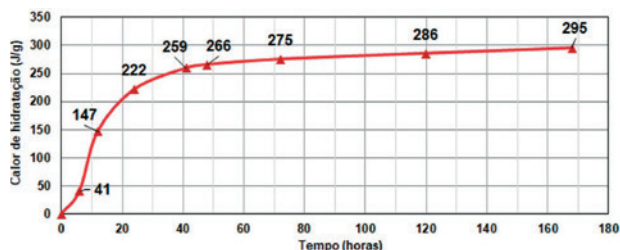
$c$  = Calor específico ( $\text{kJ}/\text{kg } ^{\circ}\text{C}$ );

**TABELA 3**

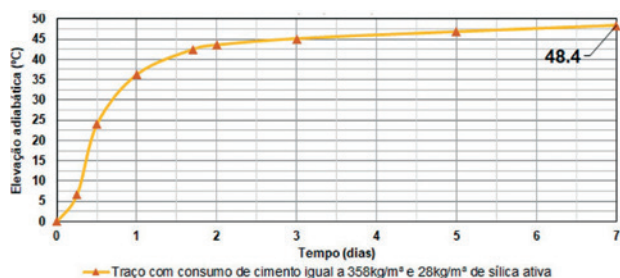
CALOR ESPECÍFICO E CONDUTIVIDADE TÉRMICA ESTIMADOS

Concreto	Consumo de cimento ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	Calor específico ( $\text{kJ}/\text{kg } ^{\circ}\text{C}$ )	Condutividade térmica ( $\text{kJ}/\text{m.h. } ^{\circ}\text{C}$ )
C35	350	0,94 <sup>(1)</sup>	10,4 <sup>(2)</sup>
C45	358	0,94 <sup>(1)</sup>	10,5 <sup>(2)</sup>

(1) GAMBALE *et al.* (2010); (2) FURNAS (1997).



**FIGURA 11**  
CALOR DE HIDRATAÇÃO PELO MÉTODO DA GARRAFA DE LANGAVANT  
FONTE: ABCP



**FIGURA 12**  
ELEVÇÃO ADIABÁTICA DO CONCRETO AUTOADENSÁVEL COM CONSUMO DE CIMENTO IGUAL A 358 kg/m<sup>3</sup> E DE SÍLICA ATIVA IGUAL 28 kg/m<sup>3</sup> (C45)

C = Consumo de ligante (kg/m<sup>3</sup>).

A elevação adiabática máxima estimada para o concreto C35 foi de 47,8°C. Para o concreto C45, foi estimada a elevação adiabática de 48,4°C, conforme mostra a Figura 12.

Foram consideradas a temperatura ambiente média variável ao longo do ano a partir de dezembro de 2019 (20°C a 35°C), a velocidade do vento variável de

concreto, com a hipótese de temperatura de lançamento igual a 25°C para a 1ª etapa de concretagem.

#### 4.2 Especificação das temperaturas de lançamento

A partir das isotermas e isotensões, foram adotadas as regiões mais críticas da estrutura e com maior probabilidade

3,0 m/s até 4 m/s e a concretagem “contra-barranco” (restrição lateral).

#### 4.1.3 MODELO MATEMÁTICO 3D (MEF)

Foram simuladas as evoluções de temperaturas e tensões que ocorreriam em modelo tridimensional de elementos finitos, nas seções mais críticas da estrutura. A malha de elementos finitos (Figura 13) é automaticamente formada por elementos tetraédricos.

A Figura 14 apresenta as isotermas referentes a 32 horas após o início do lançamento do concreto,

de fissuração de origem térmica, para o zoneamento das temperaturas máximas de lançamento do concreto em cada etapa de concretagem. Para as análises das tensões de origem térmica, considerou-se um Fator de Segurança (FS) de 1,2.

Sendo a menor temperatura de lançamento, até 1 m de altura, de 20°C, as máximas seriam inferiores a 65 °C (Figura 15). No entanto, para esta mesma camada, as menores temperaturas no lançamento foram definidas a partir das análises das máximas tensões de origem térmica (Figura 16).

As máximas tensões verificadas para a camada com concreto C45 (2ª etapa), considerando as hipóteses de lançamento com concreto à temperatura de 15°C e 25°C, variaram de 1,7 até 2,7 MPa, resultando em menor risco de fissuras de origem térmica (Figura 17).

A Figura 18 mostra o zoneamento das temperaturas de lançamento do concreto pré-refrigerado.

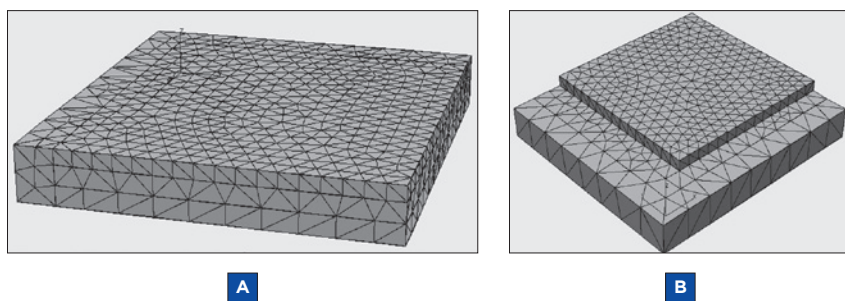
Para a estimativa da temperatura de lançamento do concreto pré-refrigerado com gelo, a temperatura do cimento foi considerada 50°C e, dos demais materiais, 30°C. Considerou-se a umidade da areia natural igual a 6,0% e da areia artificial de 3,1%.

A Tabela 4 apresenta um resumo da concretagem e a Figura 19 ilustra os procedimentos.

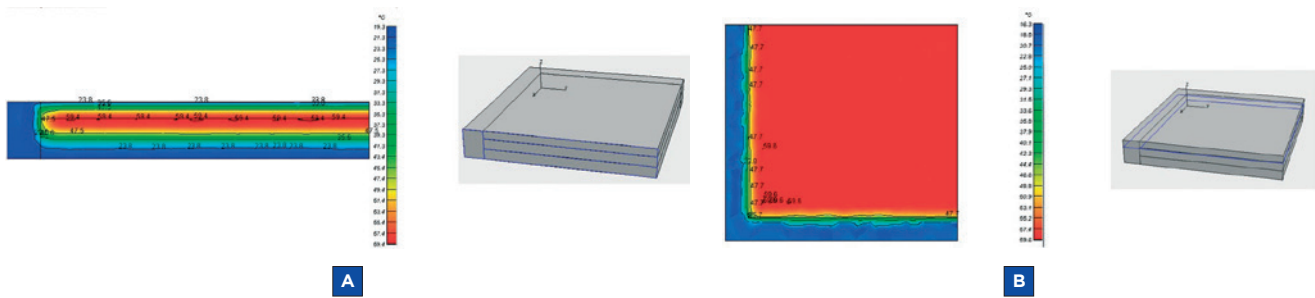
Foi realizado monitoramento térmico das 2 etapas de concretagem, com utilização de *data-logger* para aquisição automatizada das leituras a cada 1 hora (Figura 20).

A Figura 21 mostra os resultados do monitoramento térmico realizado para a 2ª etapa de concretagem, onde as temperaturas máximas variaram de 58,4°C a 65,8°C após 30-40 horas do início do lançamento do concreto, dependendo do local da instalação do termopar.

Segundo dados do monitoramento, o termopar T2 apresentou máxima temperatura 0,8°C superior ao limite especificado. Segundo ISA-MC96.1 (1982), pode ocorrer um erro nas medições para o termopar tipo “K” de ±1,1°C até ±2,2°C. Comenta-se ainda que diante das condições de umidade do meio e considerando a composição química

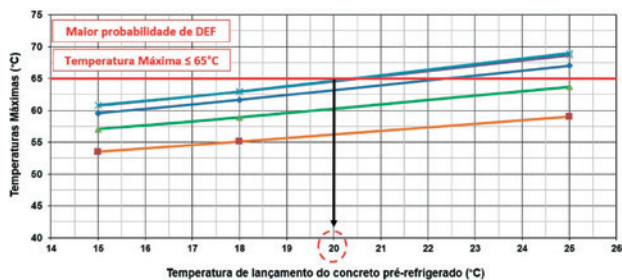


**FIGURA 13**  
EXEMPLO DE MALHA DE ELEMENTOS FINITOS COM SIMETRIA GERADA CONSIDERANDO 1/4 DA ESTRUTURA: (A) 1ª ETAPA E (B) 2ª ETAPA



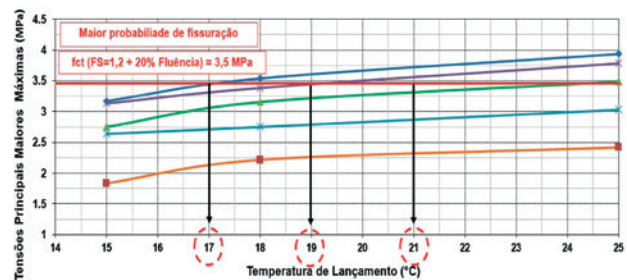
**FIGURA 14**

ISOTERMAS: (A) SEÇÃO TRANSVERSAL DO BLOCO (x = 16,50 m) E (B) SEÇÃO EM PLANTA DO RADIER (z = 0,90 m)



**FIGURA 15**

RESUMO DAS MÁXIMAS TEMPERATURAS – CONCRETO C35 – PONTOS A, B, C, D E – PONTOS LOCALIZADOS NA REGIÃO CENTRAL DO BLOCO – 1ª ETAPA



**FIGURA 16**

RESUMO DAS TENSÕES PRINCIPAIS MAIORES MÁXIMAS – CONCRETO C35 – PONTOS A, B, C, D E – PONTOS LOCALIZADOS NA REGIÃO CENTRAL DO RADIER – 1ª ETAPA

**TABELA 4**

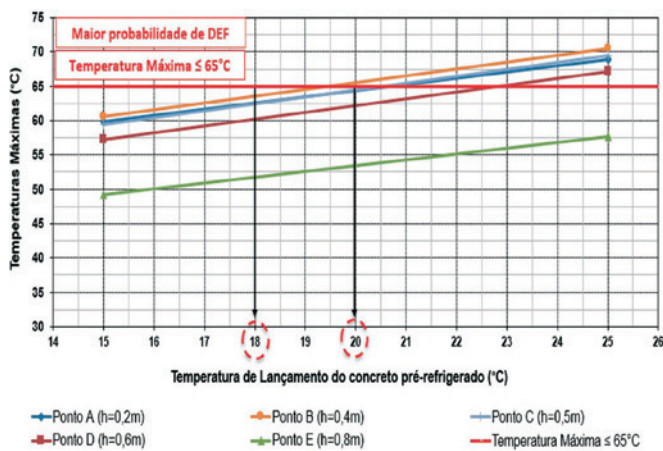
DADOS DA CONCRETAGEM DO RADIER

Etapa	Volume de concreto [m³]	Consumo de gelo [kg/m³]	Consumo total de gelo [ton]	Número de caminhões betoneiras	Velocidade média de concretagem [m²/h]	Duração da concretagem [h]
1	2050	100 a 125	235	269	160	12
2	920	104 a 116	100	116	115	8

do cimento - com reduzido teor de  $SO_3$  (igual a 2,05%) e menor relação  $SO_3/Al_2O_3$  (igual a 0,27) –, o risco de eventual formação de DEF, para este caso específico, foi reduzido.

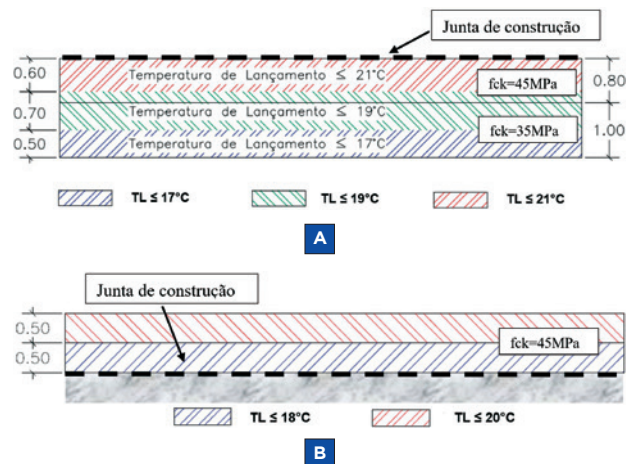
## 5. CONCLUSÕES

A partir de interações e da análise do comportamento conjunto da estrutura e



**FIGURA 17**

RESUMO DAS MÁXIMAS TEMPERATURAS – CONCRETO C45 – PONTOS A, B, C, D E – PONTOS LOCALIZADOS NA REGIÃO CENTRAL DO RADIER – 2ª ETAPA



**FIGURA 18**

ZONEAMENTO DE TEMPERATURAS MÁXIMAS DE LANÇAMENTO DO CONCRETO – SEÇÃO LONGITUDINAL DO RADIER [M]: (A) 1ª ETAPA E (B) 2ª ETAPA





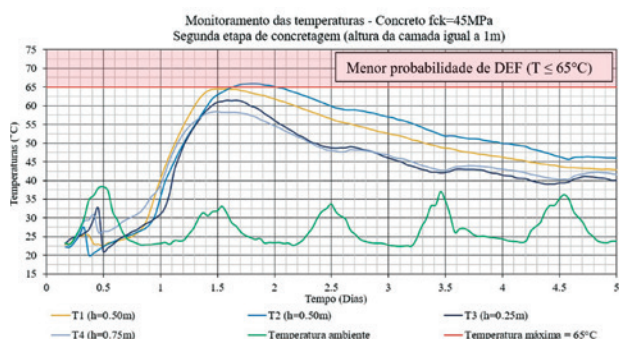
**FIGURA 19**

(A) PLATAFORMA TIPO TORRE PARA AJUSTE DO CONCRETO POR MEIO DE GELO E ADITIVO; (B) IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA DE CONCRETO PARA ENSAIOS NO ESTADO FRESCO; (C) COBERTURA PARA PROTEÇÃO DOS CORPOS DE PROVA CONTRA AS INTEMPÉRIES



**FIGURA 20**

(A) DATA-LOGGER; (B) PROTEÇÃO DOS EQUIPAMENTOS CONTRA INTEMPÉRIES; (C) TERMOPARES TIPO “K” INSTALADOS NO INTERIOR DO CONCRETO DA ESTRUTURA



**FIGURA 21**

MONITORAMENTO TÉRMICO REALIZADO PARA A 2ª ETAPA DE CONCRETAGEM COM C45

do solo, foi possível a definição da geometria em planta, bem como a altura do radier de grandes dimensões em questão, de modo a garantir, além da estabilidade e capacidade resistente do elemento, economia no consumo de material.

A modelagem computacional permitiu a análise dos impactos dos deslocamentos diferenciais ao longo do elemento de fundação. A determinação dos esforços solicitantes foi feita por meio de uma modelo tridimensional de barras e os cálculos da armadura necessária foram feitos com base nas normas ABNT NBR 6118: 2014 e ACI318: 2005. Buscou-se uma solução de armadura que, além de garantir os Estados Limites Últimos e de Serviço, fosse econômica e facilitasse a montagem.

Além das preocupações com o desempenho estrutural, um extenso estudo foi feito para minimizar problemas com o concreto fresco. A partir dos estudos térmicos por

modelagem matemática-computacional 3D, com o emprego do método dos elementos finitos e método da maturidade, foi possível avaliar o plano executivo de

menor risco de fissuras de origem térmica e de DEF.

Os detalhes apresentados aqui não apenas enfatizam a importância de estudos

estruturais aprofundados, mas também mostram exemplos práticos fundamentais a serem seguidos na execução de fundações em radier de grandes dimensões. ☹

## ▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318—05: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318R—05). Farmington Hills, Michigan, 2005.
- [2] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C1074—11: Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method. West Conshohocken. ASTM, 2011.
- [3] International Society of Automation. ISA-MC96.1: Temperature Measurement Thermocouples. ISBN 0-87664-708-5, 1982.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12006: Cimento — Determinação do calor de hidratação pelo método da garrafa de Langavant — Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1990.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 16697: Cimento Portland - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.
- [7] Equipe de FURNAS — Editor Walton Pacelli de Andrade. Concretos: Massa, Estrutural, Projetado e Compactado com Rolo — Ensaio e Propriedades — Ed. Pini, São Paulo—SP, 1997.
- [8] GAMBALE, E. A.; CASTRO, A.; ANDRADE, M. A. S.; TRABOULSI, M. A.. Análise estatística dos parâmetros que intervêm no fenômeno térmico do concreto massa. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON. Fortaleza, 2010.
- [9] GUPTA, S. C. Raft Foundations Design and Analysis with a Pratical Approach. New Delhi, India: New Age International (P) Limited, Publishers, 1997.
- [10] HEMSLEY, J.A. (editor). Design applications of raft foundations. London, UK: Thomas Telford, 2000.
- [11] SOUZA, R. A. de; BITTENCOURT, T. N. Definição de expressões visando relacionar  $f'_c$  e  $f_{ck}$ . In: Iv Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura, 2003, Maringá. ENTECA 2003: Caderno de Resumos. Maringá, Universidade Estadual de Maringá, 2003.
- [12] WOOD, R. H. The reinforcement of slabs in accordance with a pre-determined field of moments, Concrete, USA, Vol. 2, nº 2, 1968.



### GUIA DE PREVENÇÃO DA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON



COMITÊ TÉCNICO - CT 201  
Coordenador: Claudio Sbrighi Neto  
Secretário: Eduardo Brandau Quitete

## Guia de Prevenção da Reação Álcali-Agregado

### COORDENADORES

Cláudio Sbrighi Neto, Eduardo Brandau Quitete  
e Arnaldo Forti Battagin

Apresenta de forma didática a sequência de ações necessárias para a prevenção da reação álcali-agregado (RAA). São abordadas generalidades da RAA, avaliação de risco de sua ocorrência, medidas preventivas, classificação da ação preventiva, ensaios laboratoriais, medidas de mitigação e a tomada de decisão.

O trabalho é resultado das discussões ocorridas no **Comitê Técnico de Reação Álcali-Agregado do IBRACON (CT-201)** e seu lançamento segue a recente publicação das sete partes da norma **ABNT NBR 15577 Agregados – Reatividade álcali-agregado**.

#### DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-31-2  
Formato: 18,6 x 23,3cm  
Páginas: 32

#### PATROCÍNIO



**Aquisição: Acesse a Loja Virtual do IBRACON.**

[www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br)