

DIÁLOGOS CIENTÍFICOS EM

ENGENHARIA CIVIL

PRODUÇÕES ACADÊMICAS 2021.1



ORGANIZADORES:
Rita de Cássia Alves Leal Cruz
Keny Rodrigues Batista
Giuseppe Cavalcanti de Vasconcelos

ISBN: 978-65-5825-069-2

DIÁLOGOS CIENTÍFICOS EM ENGENHARIA: PRODUÇÕES ACADÊMICAS 2021.1

**Rita de Cássia Alves Leal Cruz
Keny Rodrigues Batista
Giuseppe Cavalcanti de Vasconcelos
(Organizadores)**

Centro Universitário – UNIESP

Cabedelo - PB
2021



CENTRO UNIVERSITÁRIO UNIESP

Reitora

Érika Marques de Almeida Lima Cavalcanti

Pró-Reitora Acadêmica

Iany Cavalcanti da Silva Barros

Editor-chefe

Cícero de Sousa Lacerda

Editores assistentes

Márcia de Albuquerque Alves
Josemary Marcionila F. R. de C. Rocha

Editora-técnica

Elaine Cristina de Brito Moreira

Corpo Editorial

Ana Margareth Sarmiento – Estética
Anneliese Heyden Cabral de Lira – Arquitetura
Daniel Vitor da Silveira da Costa – Publicidade e Propaganda
Érika Lira de Oliveira – Odontologia
Ivanildo Félix da Silva Júnior – Pedagogia
Jancelice dos Santos Santana – Enfermagem
José Carlos Ferreira da Luz – Direito
Juliana da Nóbrega Carreiro – Farmácia
Larissa Nascimento dos Santos – Design de Interiores
Luciano de Santana Medeiros – Administração
Marcelo Fernandes de Sousa – Computação
Paulo Roberto Nóbrega Cavalcante – Ciências Contábeis
Maria da Penha de Lima Coutinho – Psicologia
Paula Fernanda Barbosa de Araújo – Medicina Veterinária
Rita de Cássia Alves Leal Cruz – Engenharia
Rodrigo Wanderley de Sousa cruz – Educação Física
Sandra Suely de Lima Costa Martins - Fisioterapia
Zianne Farias Barros Barbosa – Nutrição

Copyright © 2021 – Editora UNIESP

É proibida a reprodução total ou parcial, de qualquer forma ou por qualquer meio. A violação dos direitos autorais (Lei nº 9.610/1998) é crime estabelecido no artigo 184 do Código Penal.

O conteúdo desta publicação é de inteira responsabilidade do(os) autor(es).

Designer Gráfico:

Mariana Moraes de Oliveira Araújo

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Biblioteca Padre Joaquim Colaço Dourado (UNIESP)**

D537 Diálogos científicos em engenharia: produções acadêmicas 2021.1
[recurso eletrônico] / Organizadores: Rita de Cássia Alves
Leal Cruz, Keny Rodrigues Batista, Giuseppe Cavalcanti
de Vasconcelos. - Cabedelo, PB: Editora UNIESP, 2021.
139 p.

Tipo de Suporte: E-book
ISBN: 978-65-5825-069-2

1. Produção científica – Engenharia. 2. Engenharia -
Interdisciplinaridade. 3. Diálogos – Conhecimento científico. I.
Título. II. Cruz, Rita de Cássia Alves Leal. III. Batista, Keny
Rodrigues Batista. IV. Vasconcelos, Giuseppe Cavalcanti de.

CDU: 001.891:62

Bibliotecária: Elaine Cristina de Brito Moreira – CRB-15/053

Editora UNIESP

Rodovia BR 230, Km 14, s/n,
Bloco Central – 2 andar – COOPERE
Morada Nova – Cabedelo – Paraíba
CEP: 58109-303

SUMÁRIO

1 ANÁLISE DA TRANSFERÊNCIA DA CAPACIDADE DE CARGA DE UMA ESTACA ESCAVADA INSTRUMENTADA, EM SOLO DE FORMAÇÃO BARREIRAS - Édipo Silva, Ingrid Falconi de Carvalho Gonçalves, Carlos Rolim Neto, Vladyr Yuri Soares de Lima Cavalcanti	06
1 2 USO DO BIM PARA COMPATIBILIZAÇÃO E COMPARATIVO DE QUANTITATIVOS DE UMA OBRA PÚBLICA NO MUNICÍPIO DE JOÃO PESSOA - Amanda Peixe de Aguiar, Arnaldo Dias de Almeida Neto	36
2 3 USO DA FERRAMENTA BIM PARA POSSÍVEIS SOLUÇÕES DE PROBLEMAS EM PROJETOS: ESTUDO DE CASO DE UMA OBRA EM CABEDELO – PB - Thalyta Alves Arruda, Arnaldo Dias de Almeida Neto	54
4 ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA DA IMPLANTAÇÃO DE PLACAS FOTOVOLTAICAS EM CANTEIRO DE OBRAS - José Mendes Ribeiro Neto, Juan Gabriel Campos Cavalcanti, Nathan Luan Dutra Sarmiento, Keny Rodrigues Batista	85
3 5 VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: UM COMPARATIVO ENTRE A NBR 6118:1978 E A ATUALIZAÇÃO MAIS RECENTE: A NBR 6118:2014 - Alyson Lira Nascimento, Hágnon Correia de Amorim	117

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Professora Doutora Erika Marques, Reitora do Centro Universitário UNIESP, pelo apoio incondicional para a concretização desta obra.

Ao Professor Cícero de Sousa Lacerda, Coordenador de Pesquisa, Extensão e Responsabilidade Social – COOPERE, pelo suporte técnico, confiança e disponibilidade que permitiram a construção deste livro.

Aos professores que colaboraram com concretização dessa obra.

Enfim a todos que colaboraram direta e indiretamente para o êxito deste livro.

ANÁLISE DA TRANSFERÊNCIA DA CAPACIDADE DE CARGA DE UMA ESTACA ESCAVADA INSTRUMENTADA, EM SOLO DE FORMAÇÃO BARREIRAS

Édipo Silva¹

Ingrid Falconi de Carvalho Gonçalves²

Carlos Rolim Neto³

Vladyr Yuri Soares de Lima Cavalcanti⁴

RESUMO

A prova de carga estática consiste em uma importante ferramenta para se compreender o comportamento de uma estaca. O ensaio de carga estática do tipo lento (SML), instrumentada em profundidade, fornece a curva carga-recalque no topo da estaca, além de possibilitar a obtenção da resistência da ponta, o atrito lateral e o recalque do carregamento. O presente trabalho visa apresentar um comparativo entre alguns métodos de previsão de capacidade de carga de fundações profundas, tais como Décourt-Quaresma, Aoki-Velloso, P. P. C. Velloso, Teixeira, Alonso e dados obtidos através da instrumentação de uma estaca escavada, que possui diâmetro de 0,8 m e comprimento igual a 14 m. Com os dados da instrumentação avaliou-se o atrito lateral e ponta. A prova de carga foi realizada até atingir a carga máxima de 3000 kN, não atingindo a ruptura. Para esse estudo, utilizaram-se dados de um edifício no bairro Jardim Luna na cidade de João Pessoa/PB do tipo Formação Barreiras. A metodologia aplicada consistiu na instalação de barras instrumentadas ao longo da estaca escavada em quatro níveis para que se obtivesse a transferência de carga ao longo da profundidade. Constatando-se que a estaca escavada trabalhou predominantemente por atrito lateral. Alguns métodos de previsão de carga mostraram-se conservadores e outros mais próximos dos resultados da instrumentação, concluiu-se dentre os métodos trabalhados, o que foi mais conservador na resistência total foi o de Alberto Teixeira, seguido de Urbano Alonso. Já o que mais se aproximou foi o de Aoki & Velloso. Contudo, quando analisados separadamente, ponta e atrito lateral, houveram grandes diferenças, e apesar do método de Aoki & Velloso ter se aproximado na resistência total, ele foi o que mais se distanciou na resistência lateral e de ponta em relação aos resultados obtidos na prova de carga.

Palavras Chave: Fundações. Provas de Carga. Instrumentação. Métodos Semiempíricos.

¹Graduado em Engenharia Civil – UNIESP. E-mail: 20171075021@iesp.edu.br. Currículo: <http://lattes.cnpq.br/2237399691066997>

²Graduada em Engenharia Civil – UNIESP. E-mail: 20171075010@iesp.edu.br. Currículo: <http://lattes.cnpq.br/2875173935391083>

³Professor do Curso de Engenharia Civil – Centro Universitário UNIESP. E-mail: carlos.neto@iesp.edu.br. Currículo: <http://lattes.cnpq.br/4001048930952669>

⁴Professor do Curso de Engenharia Civil – Centro Universitário UNIESP. E-mail: vladyr.cavalcanti@iesp.edu.br. Currículo: <http://lattes.cnpq.br/3884451345913039>

ABSTRACT

The static load test is an important tool to understand the behavior of a pile. The slow type static load test (SML), instrumented in depth, provides the load-repression curve at the top of the pile, in addition to making it possible to obtain the tip resistance, lateral friction and the load repression. The present work aims to present a comparison between some methods of forecasting the load capacity of deep foundations, such as Décourt-Quaresma, Aoki-Velloso, PPC Velloso, Teixeira, Alonso and data obtained through the instrumentation of an excavated pile, which has a diameter 0.8 m and length equal to 14 m. With the instrumentation data, the side and tip friction was evaluated. The load test was carried out until reaching the maximum load of 3000 kN, not reaching the rupture. For this study, we used data from a building in the neighborhood of Jardim Luna in the city of João Pessoa / PB of the Barreiras Formation type. The applied methodology consisted of installing instrumented bars along the excavated pile at four levels in order to obtain load transfer along the depth. It was found that the excavated pile worked predominantly due to lateral friction. Some load forecasting methods proved to be conservative and others were closer to the results of the instrumentation, it was concluded among the methods worked on, the one that was more conservative in the total resistance was Alberto Teixeira, followed by Urbano Alonso. The one that came closest was Aoki & Velloso (1975). However, when analyzed separately, tip and lateral friction, there were major differences, and although the Aoki & Velloso method approached total resistance, it was the one that most distanced itself in lateral and tip resistance in relation to the results obtained in the test of cargo.

Keywords: Foundations. Cargo Evidence. Instrumentation. Semi-empirical methods.

1 INTRODUÇÃO

Fundação é parte da estrutura que transmite ao solo ou rocha, as cargas provenientes da superestrutura e do seu peso próprio. Ou seja, é o elemento de interface que transporta os esforços da estrutura ao solo, mantendo um nível seguro de tensão e limites aceitáveis de recalque da estrutura construída. Portanto a fundação é a parte mais importante de um sistema estrutural (SCHULZE, 2013).

O uso da fundação profunda se torna necessário, quando a camada de solo superficial ou imediatamente abaixo da estrutura não é capaz de suportar os carregamentos que podem gerar recalques excessivos ou ruptura por cisalhamento do solo. Segundo o item 3.7 da NBR 6122 classifica-se como fundação profunda:

Todo o elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões. (ABNT, 2019, p.2).

As estacas constituem o tipo de fundação profunda mais empregada no Brasil e no mundo (MAZZARONE, 2017), e será fruto de maior interesse por parte dos autores, em virtude do seu emprego no estudo de caso no bairro Jardim Luna na cidade de João Pessoa/PB.

Com o crescimento urbano da cidade de João Pessoa em direção às áreas compreendidas pelos tabuleiros costeiros da formação barreiras, surgiu a necessidade de se conhecer com maiores detalhes, o comportamento destas estacas neste tipo de formação.

A localização do município de João Pessoa se dá, em maior parte, segundo Furrier (2007), sobre a unidade denominada de Formação Barreiras – sedimentos arenoargilosos mal consolidados, que repousam de forma discordante, respectivamente de oeste para leste, sobre o embasamento cristalino pré-cambriano e sobre os sedimentos da Bacia Sedimentar Marginal da Paraíba.

Conforme Companhia de Pesquisa e Recursos Minerais – CPRM (2002), o substrato geológico paraibano é formado predominantemente por rochas pré-cambrianas, as quais ocupam mais de 80% do seu território, sendo complementado por bacias sedimentares, rochas vulcânicas cretáceas, coberturas plataformais paleógenas/neógenas e formações superficiais quaternárias.

Formação Barreiras, segundo (SOARES, 2013), se caracteriza por tabuleiros com altitude média de 40m acima do nível do mar, cobertura de origem sedimentar continental, além de sedimentos de granulometria variada formados por areia, silte e argila com concreções ferruginosas. É nesta região que se localiza a maior quantidade de condomínios verticais do município de João Pessoa, sendo a mesma compreendida pelos seguintes bairros da área de estudo: Brisamar, Jardim Luna, Miramar, Altiplano, Bairro dos Estados, Pedro Gondim, Tambauzinho e João Agripino. O município de João Pessoa apresenta a Formação Barreiras como unidade geológica de maior exposição em sua extensão geográfica, cobrindo 136,57 km² de sua área, equivalente a 67%.

Portanto um estudo mais detalhado do perfil geotécnico, do desempenho das fundações profundas e a previsão da capacidade de carga das mesmas, mais próxima ao desempenho real, confere a Engenharia Civil uma confiabilidade maior nos projetos e a possibilidade de otimização de custos (SCHULZE, 2013).

De acordo com (ALONSO, 1998), a prova de carga estática procura reproduzir, no campo, o comportamento da fundação sob a ação das cargas que lhe serão impostas pela estrutura.

A prova de carga estática é um recurso utilizado tanto para o controle de qualidade da execução das estacas, quanto para a verificação da capacidade de carga do sistema solo-estaca, calculada previamente em projeto. Esse ensaio, visa através da aplicação controlada de uma carga no eixo da estaca, em determinado intervalo de tempo controlado, obter o deslocamento da estaca provocado pela carga aplicada correspondente (SCHULZE, 2013).

A execução das provas de cargas estáticas instrumentadas em profundidade é justificada para compreender melhor o mecanismo de transferência de carga em fundações profundas, bem como a distribuição do atrito lateral. Também é possível a obtenção da curva carga x recalque e a consequente carga de ruptura, por ser uma técnica efetivamente confiável. A maneira mais eficiente de estudar a interação estaca/solo e analisar seu comportamento carga x recalque, é por meio de provas de carga, principalmente após a introdução de instrumentação para determinação das cargas localizadas através de medidas de deslocamentos e/ou deformações ao longo do fuste da estaca (DÉCOURT, 1996).

Dentre as vantagens da instrumentação ao longo do fuste da estaca, pode-se citar a possibilidade de realizar a medição das cargas e/ou das deformações atuantes em diferentes profundidades, para além das medições de carga e deslocamentos no topo obtidas no ensaio convencional. Isso permite obter a distribuição da carga de topo ao longo do fuste e a separação das parcelas resistentes de atrito lateral e ponta, assim como visualizar o desenvolvimento das parcelas resistentes em função do deslocamento da estaca, o que proporciona a identificação da carga de ruptura (PEREIRA *et al*, 2018).

Para a determinação da capacidade de carga de fundações por estacas os métodos considerados mais confiáveis são os chamados métodos semiempíricos. Segundo (CINTRA 2010) esses métodos são baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga. Para esse tipo de ensaio *in situ* utiliza-se a penetração dinâmica (SPT) e/ou a penetração estática (PCT) como meio de reconhecimento do solo. Dessa forma, o meio técnico, em sua grande maioria, vem utilizando fórmulas empíricas com base em valores de resistência à penetração. No Brasil, a sua utilização tem

vido generalizada, devido à enorme facilidade de aplicação, e mesmo de programação. Dentre os mais utilizados na prática, pode-se citar: Aoki Velloso (1975), Décourt Quaresma (1978), Pedro Paulo Costa Velloso (1981), Alberto Teixeira (1996) e Urbano Alonso (1996) (ROLIM NETO, 2018).

No Brasil, vive-se um período em que os ensaios necessários para a melhor compreensão dos eventuais problemas nas obras de construção civil são inexistentes, sendo vistos como custos para o projeto, e não como investimentos necessários para um dimensionamento mais seguro e correto (FRANÇA, 2011).

A ausência de ensaios obriga os projetistas a recorrerem aos dados bibliográficos, que muitas vezes não são válidos para o local da obra, e à utilização de cálculos conservadores, para suprir as incertezas decorrentes de se tratar como um elemento natural, ao invés de um elemento formado pelas mãos humanas (FRANÇA, 2011).

Porém, na obra do Edifício multifamiliar no bairro Jardim Luna na Cidade de João Pessoa-PB, foi possível dispor de investigações geotécnicas como o ensaio da prova de carga estática instrumentada ao longo do fuste com extensômetros elétricos, realizada em uma estaca teste escavada, executada em solos coesivos, da formação barreiras, sem presença do nível d'água, localizada no Bloco do Pilar 16, identificada como E54, com diâmetro de 800 mm e comprimento útil de 14,00 m para uma capacidade de carga máxima de 300 tf, de modo a garantir dados do mecanismo de transferência de carga.

A pesquisa desenvolvida propõe destacar os métodos de estimativa da capacidade de carga, que mais se aproximarem dos resultados obtidos através do ensaio de prova de carga estática instrumentada, tornando possível um melhor dimensionamento das fundações com consequente diminuição de custos, ganho de tempo na execução e aumento da segurança.

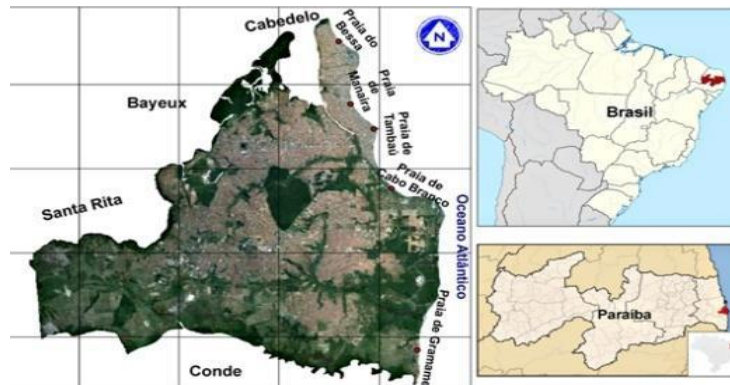
Serão também apresentadas justificativas possíveis para o desempenho eficiente ou ineficiente dos métodos de estimativa da capacidade de carga para a estaca escavada estudada neste projeto de pesquisa.

2 METODOLOGIA

2.1 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL

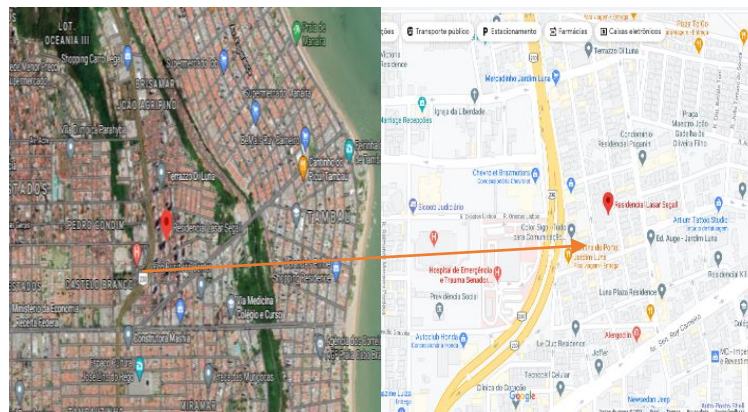
A área experimental localiza-se no bairro Jardim Luna na cidade de João Pessoa/PB, (Figuras 1 e 2). Trata-se de um empreendimento Residencial multifamiliar, onde foram executados ensaios de campo, visando a caracterização geotécnica de um perfil representativo do tipo formação barreiras. Somando-se aos ensaios, foi realizada uma prova de carga estática, do tipo lento (SML), instrumentada, da estaca ao longo do fuste, que serviu como base para o estudo da capacidade de carga de estacas escavadas em solos não saturados.

Figura 1 – Localização do Município de João Pessoa/PB.



Fonte: Barbosa e Barbosa, 2008.

Figura 2 – Implantação da área pesquisada no Jardim Luna.



Fonte: Google Maps, (2021).

A estaca teste ensaiada E54 localizada no bloco do pilar P16, tem diâmetro igual a 0,80 m e comprimento útil igual a 14 m, para uma capacidade de carga máxima de 300tf. A resistência característica do concreto da estaca foi de 20 Mpa, sua armação longitudinal era composta de 12 barras de 16,0 mm, CA50, e armação transversal por barras de 6,3 mm espaçadas a cada 20 cm.

O ensaio de prova de carga estática, instrumentada, são a base deste trabalho. A realização deste ensaio iniciou-se às 11:00h do dia 23 de setembro de 2010 com término às 08:16h do dia 24 de setembro de 2010, com duração de 21:16h.

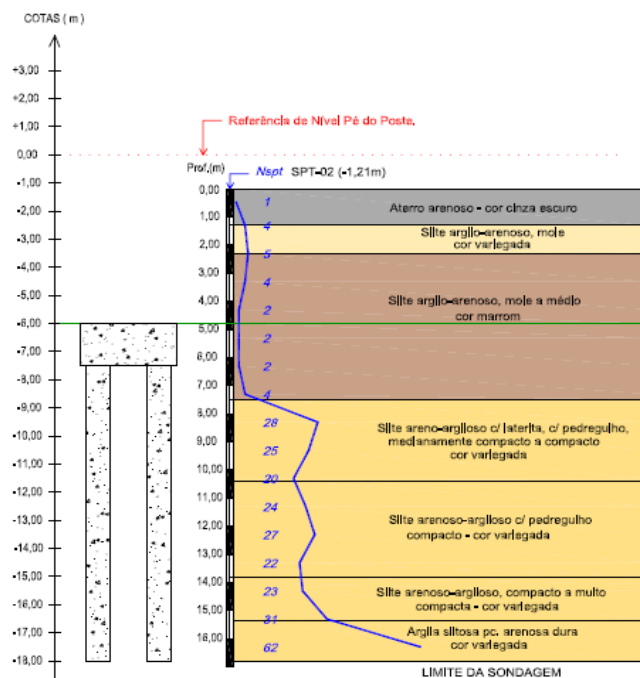
As normas seguidas foram a NBR 6122:2010 (projeto e execução de fundações – procedimento) e NBR 12.131:2006 - estacas: (prova de carga estática - método de ensaio).

2.2 PERFIL GEOTÉCNICO

As investigações geotécnicas de campo consistiram em sondagens à percussão (SPT), o perfil geotécnico da área obtidos são típicos para a região, de acordo com a sondagens SPT-02, encontra-se dos 2,5m aos 7,5m iniciais, do tipo silte argilo-arenoso, mole a médio, cor marrom, já entre dos 7,5m aos 13,80m de profundidade encontra-se silte areno-argiloso c/laterita, c/pedregulho, medianamente compacto a compacto cor variegada e silte arenosos-argilosos, compacto a muito compacto cor variegada dos 13,80m aos 15,30m de profundidade, seguida de argila-siltosa pc. arenosa dura cor variegada dos 15,30m aos 16,00m.

O número N_{spt} é variável, seguindo abaixo na Figura 3 o perfil da sondagem de referência para a prova de carga.

Figura 3 – Perfil geotécnico (SPT-02).



Fonte: (CONSULTORIA, 2010).

2.3 PROVA DE CARGA ESTÁTICA INSTRUMENTADA

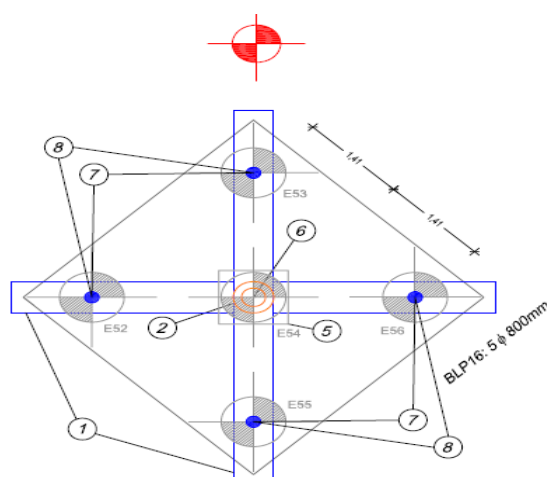
Com o intuito de melhor conhecer o comportamento dessas estacas foi programada uma prova de carga estática no início da obra, conforme Figura 4, tanto à estaca ensaiada como as estacas de reação possuíam diâmetro igual a 0,80 m. O comprimento de projeto foi igual a 14 m, com cota de implantação igual a -6.0 m e carga de trabalho igual a 1.500 kN. A carga do ensaio foi igual a 3.000 kN, foi aproveitada a fundação de um pilar da torre, BLP16. Tratava-se de um bloco de coroamento com 05 estacas de diâmetro igual a 0,80 m. A estaca central foi instrumentada para posterior prova de carga e as demais foram utilizadas como reação, conforme croqui da Figura 5.

Figura 4 – Preparativos iniciais da montagem dos equipamentos.



Fonte: (CONSULTORIA, 2010).

Figura 5 – Croqui de Locação das Estacas do BLP16.



Fonte: (CONSULTORIA,2010).

Visando obter informações relativas à transferência de carga ao longo da profundidade, foram utilizados extensômetros elétricos (*strain gages*) instalados aos pares na própria armadura no eixo da estaca.

A estaca Escavada ensaiada foi instrumentada em 04 níveis distintos ao longo da profundidade (imediatamente abaixo do bloco de coroamento e sem contato com o solo), pré definidos em projeto, sendo a 0 m (seção de referência), 4,5 m, 9,0 m, e 13,5 m. Os extensômetros elétricos foram posicionados de forma a não alterarem o processo executivo de içamento das armaduras e concretagem das estacas. Após a instalação e durante a concretagem, os sensores foram monitorados por computador para a verificação de seu funcionamento. Para a realização da prova de carga, no topo da estaca foi concretado provisoriamente um bloco de coroamento, onde foi aplicada a carga. Cumprido o período de cura do concreto, foram realizados os procedimentos de prova de carga estática sob os preceitos da NBR 12131 (ABNT, 2006).

O sistema de reação foi constituído pelo travamento de 2 (duas) vigas metálicas de grande rigidez ancoradas em barras de aço. As vigas são compostas por perfis laminados, com inércia compatível aos esforços aplicados. Sua estrutura foi reforçada com chapas soldadas, formando “costelas”, para aumento de sua resistência ao cisalhamento.

As barras de tirantes são engastadas em 04 estacas escavadas à trado mecânico (800 mm). O aço é do tipo monobarra INCO-80D, dimensionado para carga de trabalho de 80tf (permanente), comprimento de ancoragem de 12m e 08 (oito) conjuntos placa /porca. A Figura 6 ilustra o esquema do sistema de reação.

Figura 6 – Esquema do sistema de reação.



Fonte: (CONSULTORIA, 2010).

A fim de se medirem deslocamentos do topo da estaca ensaiada, foram instalados extensômetros octogonalmente fixados em vigas de referência através de garras magnéticas, fabricante Digimess, precisão 0,01mm; cursor 5,00 cm e viga de aço de diâmetro de 10cm, colados em barras de aço, conforme visto nas Figuras 7 e 8.

Figura 7 – Instalação dos extensômetros.



Figura 8 – Sistema de medição.



Fonte: (CONSULTORIA, 2010).

O sistema de aplicação de carga é formado por um macaco hidráulico simples, fabricado por Zeloso Industria e Comercio Ltda., com a capacidade máxima de 300,0tf; e acionamento de uma bomba hidráulica manual e manômetro analógico (divisão de 5,0tf), conforme Figura 9.

Figura 9 – Sistema de aplicação de carga.



Fonte: (CONSULTORIA, 2010).

O carregamento do ensaio foi realizado através do carregamento lento, a carga foi aplicada gradativamente, através de 10 (dez) estágios iguais e sucessivos, de carga acrescida de 30,0 tf e 30 minutos de duração cada, sendo realizadas as medições de deslocamentos referentes aos tempos de 0, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos. Este fase de carregamento lento foi iniciada com carga nula e finalizada com a carga de 300,00 tf. Após este estágio, a carga de 300,00 tf foi mantida por 12 h, sendo

realizadas as medições referentes aos tempos de 0, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 180, 240, 300, 360, 420, 480, 540, 600, 660 e 720 minutos.

Em seguida foi iniciada a fase de descarregamento, sendo realizada em 5 (cinco) estágios iguais e sucessivos de 15 minutos de duração, sendo decrescida as cargas necessárias para o monitoramento dos estágios de 250, 200, 150, 100, 50 e 0 tf, sendo realizadas medições de deslocamentos referentes aos tempos de 0 e 15 minutos. Em todas as fases e níveis de carga os deslocamentos foram considerados finais após a estabilização das leituras, não apresentando variações acima de 5%.

O procedimento seguido obedeceu a todos os critérios exigidos pela norma NBR 162.131 Prova de carga estática (ABNT,2006), sendo o tipo do carregamento lento.

Descreveu-se cada etapa da prova de carga: o carregamento, o sistema de reação e o sistema de medição.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

São apresentados e discutidos inicialmente os resultados obtidos através do ensaio da prova de carga estática instrumentada do tipo Lenta (SML). Segundo (CAMPOS, 2005), a maior das vantagens da prova de carga estática é verificar in loco o real comportamento da estaca, e com o resultado em mãos pode-se otimizar o projeto de fundações e reduzir custos. Pois verificada a real capacidade de carga do solo, pode-se determinar a quantidade de estacas, especificar seção ou comprimento menores conforme resultado da capacidade de carga. Então o ideal é realizar o ensaio na estaca teste antes da execução da fundação, pois assim consegue a otimização, com o objetivo de determinar a capacidade de carga especificada em projeto.

Posteriormente são apresentados os resultados obtidos pela estimativa da capacidade de carga da estaca escavada. Os cálculos foram executados pelos métodos semiempíricos: Pedro Paulo Costa Velloso, Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Alberto Henriques Teixeira e Urbano Rodrigues Alonso. Para todos estes métodos, utilizou-se apenas ensaios do tipo sondagem SPT 02.

3.1 ANÁLISE DA PROVA DE CARGA

São apresentados e discutidos os resultados da prova de carga

instrumentada. Com base nos resultados, foram obtidos:

- Curva carga x recalque;
- As cargas nos níveis instrumentados ao longo do fuste da estaca;
- O atrito lateral entre os níveis instrumentados consecutivos;
- A carga de ponta;
- A curva de transferência de carga ao longo da profundidade;

Na Figura 10 é apresentada o gráfico da curva carga vs. recalque, obtida através da prova de carga estática do tipo lento realizada na estaca escavada E54 à trado mecânico, com diâmetro igual a 0,8m e 14m de profundidade, executada no solo da formação barreiras da cidade de João Pessoa - PB.

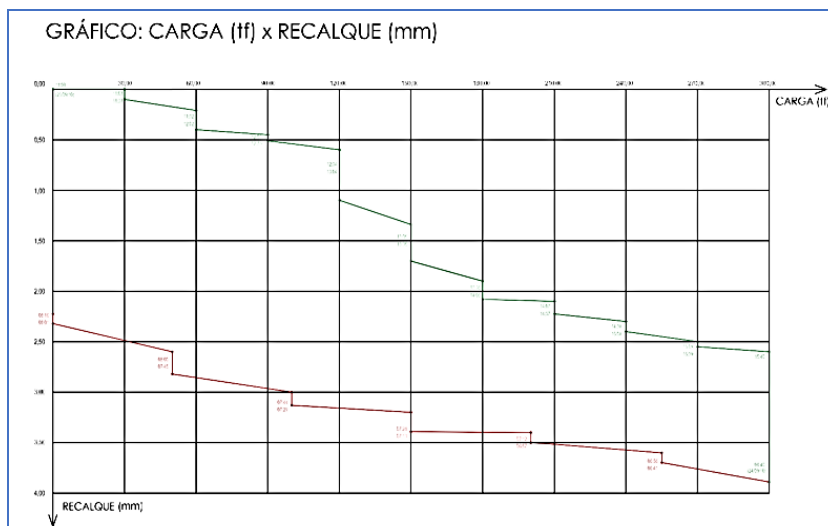
As prova de carga foi realizada utilizando-se o procedimento de carregamento lento, que consiste na aplicação de cargas sucessivas em 10 estágios, cada um correspondente a 10% do valor da carga máxima. Durante o ensaio, não se atingiu a ruptura. Quando a ruptura não é definida, seja pela interrupção da prova de carga por motivos de custo, prazo, sistema de reação insuficiente ou precaução para não danificar o elemento estrutural ensaiado, recomenda-se extrapolar a curva carga x recalque (ALONSO, 1998; PRESA E POUSADA, 2004).

Tabela 1 – Características do ensaio.

TIPO	Ø	COMPRIMENTO	CARGA TRABALHO	CARGA MÁX. ENSAIO
ESCAVADA TRADO MECÂNICO	0,8 m	14,0 m	1.500 kN	3.000 kN

Fonte: Autores (2021).

Figura 10 – Curva carga x recalque estaca ensaiada.



Fonte: (CONSULTORIA, 2010).

O carregamento máximo aplicado na estaca foi de 3000 kN e o recalque máximo correspondente foi de 2,950mm. A Tabela 2 mostra os recalques para cada estágio de carregamento.

Com base nos resultados obtidos e analisando a curva carga vs. recalque do ensaio, conclui-se que a estaca apresentou comportamento compatível com as suas características de projeto, portanto encontra-se apta para desempenhar sua função geotécnica e estrutural no empreendimento.

Tabela 2 – Estágios de carga com seus respectivos recalques obtidos no ensaio.

Carregamento				Descarregamento		
Estágio	Carga	Recalque	(%) Recalque/Diâmetro	Estágio	Carga	Recalque
1°	300 kN	0,039 mm	0,0048	1°	2500 kN	2,636 mm
2°	600 kN	0,318 mm	0,0397	2°	2000 kN	2,470 mm
3°	900 kN	0,478 mm	0,0597	3°	1500 kN	2,279 mm
4°	1200 kN	0,886 mm	0,1107	4°	1000 kN	2,059 mm
5°	1500 kN	1,444 mm	0,1805	5°	500 kN	1,734 mm
6°	1800 kN	1,991mm	0,2488	-	0,00KN	1,235 mm
7°	2100 kN	2,182 mm	0,2727	-	-	-
8°	2400 kN	2,394 mm	0,2992	-	-	-
9°	2700 kN	2,512 mm	0,3140	-	-	-
10°	3000 kN	2,950 mm	0,3481	-	-	-

Fonte: Autores (2021).

Tabela 3 – Resumo do ensaio da Prova de carga.

Carga tipo	Carga valor (tf)	Deslocamento (mm)
Trabalho	150,0	1,444
Máxima	300,0	2,950

Fonte: Autores (2021).

Com os resultados, pode-se notar que os requisitos da NBR 6122:2010 (na época era a norma vigente) e da NBR 6122:2019 são atendidos, pois a carga máxima atingida é o dobro da carga de trabalho (fator de segurança é dois) e o recalque é admissível para a estrutura da edificação.

A Tabela 4 apresenta as cargas máximas atingidas nos ensaios e os recalques totais, permanentes e elásticos medidos no topo das estacas.

Tabela 4 – Cargas máximas atingidas nos ensaios e os recalques medidos no topo das estacas.

Estaca	Carga Máxima Atingida (kN)	Recalque (mm)		
		Total	Permanente	Elástico
E54	3000	2,950	1,235	1,715

Fonte: Autores (2021).

Na Tabela 5 encontram-se indicados os valores da carga no topo, nos níveis instrumentados e na ponta. Nota-se que, para a carga do ensaio, o percentual de carga que chegou a ponta foi muito baixo, com valor igual a 2,9%, confirmando que as estacas escavadas são estacas de atrito.

Tabela 5 – Valores de carga no topo, nos níveis instrumentados.

CARGA NO TOPO (kN)	CARGA NO NÍVEL INSTRUMENTADO (kN)					% DE PONTA
	0,50 m	4,5 m	9,0 m	13,5 m		
0	0	0	0	0	0	0
300	300	161	71	0	0	0
600	600	370	173	9	1,5	
900	900	586	283	25	2,8	
1200	1200	758	393	23	1,9	
1500	1500	1039	508	51	3,4	
1800	1800	1260	620	58	3,2	
2100	2100	1409	735	67	3,2	

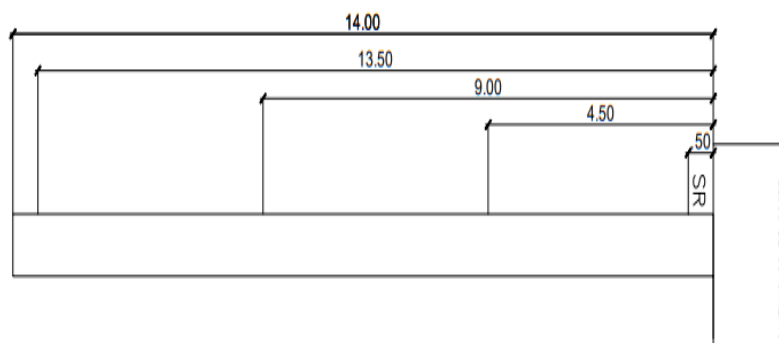
2400	2400	1744	856	71	3,0
2700	2700	1985	984	81	3,0
3000	3000	2404	1174	87	2,9

Fonte: Autores (2021).

A escolha dos níveis instrumentados ocorreu da seguinte forma: colocou-se um *strain gage* na seção de referência, que fica logo abaixo do bloco de coroamento e acima do nível do solo.

Colocou-se um *strain gage* na ponta da estaca, para verificar se chegava alguma carga na ponta. Os outros dois foram locados dividindo-se a estaca em partes, conforme Figura 11.

Figura 11 – Níveis Instrumentados



Fonte: Autores, 2021.

Observando-se a Tabela 5, percebe-se que não há mobilização da ponta para o primeiro estágios de carregamento. A mobilização da ponta vai crescendo lentamente durante o processo de incremento de carga, atingindo um percentual máximo de 2,9% do carregamento ensaiado. Assim sendo, verifica-se que a maior parte da carga aplicada no topo da estaca foi absorvida por atrito lateral, mesmo nos estágios de carregamento mais elevados, assim podem ser vistas as cargas no topo e na base da estaca na prova de carga. A diferença entre as mesmas é o atrito lateral mobilizado ao longo do fuste. A Tabela 6 mostra essas cargas.

Tabela 6 - Cargas no Topo, Ponta e Atrito Lateral Obtidos das Provas de Cargas Estáticas.

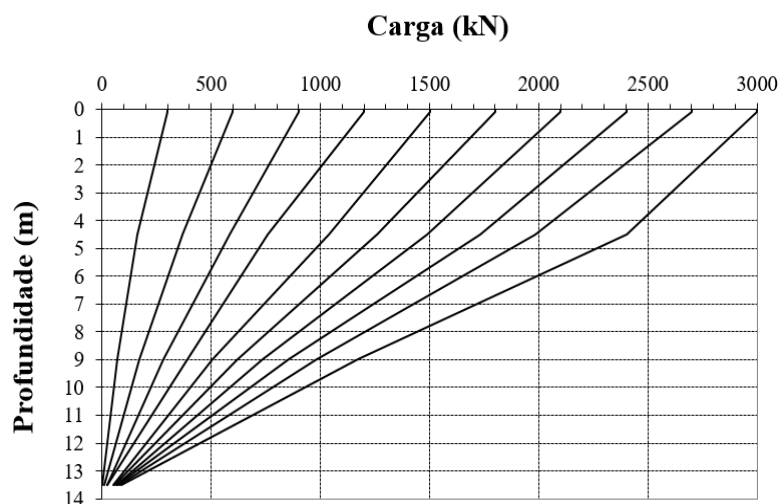
Prova de carga	Estaca	Carga no Topo	Níveis	Carga na Ponta	Atrito Lateral
----------------	--------	---------------	--------	----------------	----------------

			SR	3000kN	0
PC 01	E54	3000kN	4,5 m	2404kN	596 kN
			9,0 m	1174kN	1826kN
			13,5 m	87kN	2913kN

Fonte: Autores, (2021).

Na Figura 12 está representada graficamente a transferência de carga ao longo da profundidade, apresentando a distribuição da carga ao longo do fuste da estaca escavada. Cada linha representa uma distribuição de carga para uma dada carga aplicada no topo da estaca.

Figura 12 – Gráfico de transferência de carga ao longo da profundidade.



Fonte: (CONSULTORIA, 2010).

O gráfico apresentado na Figura 12, mostra a carga medida no interior da estaca em qualquer profundidade. Verifica-se que quanto maior a profundidade analisada para qualquer estágio de carregamento no topo, menor é o valor medido e a curva tende ao eixo das ordenadas. Isso se deve ao fato que a carga vai sendo absorvida pelo solo adjacente, por atrito.

De acordo com o Gráfico a análise da transferência da capacidade de carga que uma estaca recebe em seu topo é transferida ao solo de duas formas: a primeira forma é pela ponta em compressão que é chamada resistência de ponta, e a segunda forma é pelo esforço cisalhante chamado atrito lateral. Amann (2010) define o fenômeno de transferência de carga como a deformação elástica do material da estaca, que durante o processo de carga e descarga interage por atrito com o solo ao longo do comprimento do fuste. Segundo Nogueira (2004) a

transferência de carga no sistema solo/estaca é o equilíbrio entre as forças solicitantes e resistentes ao longo da estrutura. Parte da força normal atuante na seção da estaca é absorvida pelo solo, esta por sua vez vai diminuindo de intensidade ao longo da profundidade.

Nos estágios de carregamento mais elevado, observa-se que as retas possuem uma tendência a ficarem paralelas, indicando que a absorção pelo atrito lateral chegou ao seu limite, passando a mobilizar a ponta.

3.2 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA À ESTACA TESTE E O COMPARATIVO COM A PROVA DE CARGA

Apresentam-se a seguir os resultados de carga de ruptura obtidos através da utilização de métodos semiempíricos. Os métodos utilizados foram: Pedro Paulo Costa Velloso, Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Alberto Henriques Teixeira e Urbano Rodrigues Alonso. Para todos estes métodos, todos os cálculos utilizou-se apenas ensaios do tipo sondagem SPT02, e considerando que a estaca iniciava a uma cota de -6 m de profundidade (da cota de implantação da estaca).

A nossa estaca foi dimensionada com comprimento de 14 m até o limite do impenetrável a uma profundidade de 20 m. Considerou-se o NSPT no limite de 62. Conhecido o resultado do ensaio de carga estático, pode-se então definir qual o método semiempírico mais se aproxima do resultado do ensaio de prova de carga.

Foram consideradas as parcelas e resistência de ponta e de resistência lateral, compondo assim a carga geotécnica admissível, e para argumento de comparação utilizou as cargas da última camada. Seguem as Tabelas 7, 8 e 9 abaixo indicando a previsão de capacidade de carga dos métodos semiempíricos e da prova de carga nas leituras dos níveis instrumentados (4,5m; 9,0m e 13,5m).

Tabela 7 – Previsão da capacidade de carga métodos semiempíricos no nível 4,5m.

MÉTODO	ENSAIO	SONDAGEM	Q lateral calculado (kN)	Q ponta calculado (kN)	Q total calculado (kN)	% de ponta
PEDRO PAULO VELLOSO	SPT	SPT 02	779	1.228	1.997	61,49
AOKI- VELLOSO	SPT	SPT 02	383	2.212	2.595	85,24
DÉCOURT-QUARESMA	SPT	SPT 02	606	1.784	2.390	74,64
ALBERTO TEXEIRA	SPT	SPT 02	774	1.944	2.718	71,52

DIÁLOGOS CIENTÍFICOS EM ENGENHARIA: PRODUÇÕES ACADÊMICAS 2021.1Rita de Cássia Alves Leal Cruz | Keny Rodrigues Batista | Giuseppe Cavalcanti de Vasconcelos
(Organizadores)

URBANO ALONSO	SPT	SPT 02	717	1.445	2.173	66,49
PCE NÍVEL 4,50m	SPT	SPT 02	596	2.404	3.000	80,13

Fonte: Autores (2021).

Tabela 8 – Previsão da capacidade de carga métodos semiempíricos no nível 9,0m.

MÉTODO	ENSAIO	SONDAGEM	Q lateral calculado (kN)	Q ponta calculado (kN)	Q total calculado (kN)	% de ponta
PEDRO PAULO VELLOSO	SPT	SPT 02	1.734	1.676	3.411	49,13
AOKI- VELLOSO	SPT	SPT 02	870	2.857	3.726	76,67
DÉCOURT-QUARESMA	SPT	SPT 02	1.207	2.140	3.347	63,39
ALBERTO TEXEIRA	SPT	SPT 02	1.739	2.212	3.951	55,98
URBANO ALONSO	SPT	SPT 02	1.612	1.973	3.585	55,03
PCE NÍVEL 9m	SPT	SPT 02	1.174	1.826	3.000	60,08

Fonte: Autores, (2021).

Tabela 9 – Previsão da capacidade de carga métodos semiempíricos no nível 13,5m.

MÉTODO	ENSAIO	SONDAGEM	Q lateral calculado (kN)	Q ponta calculado (kN)	Q total calculado (kN)	% de ponta
PEDRO PAULO VELLOSO	SPT	SPT 02	3.312	1.682	4.995	33,67
AOKI- VELLOSO	SPT	SPT 02	1.617	1.474	3.091	47,68
DÉCOURT-QUARESMA	SPT	SPT 02	2.885	2.350	5.235	44,89
ALBERTO TEXEIRA	SPT	SPT 02	3.659	2.011	5.670	35,46
URBANO ALONSO	SPT	SPT 02	3.391	2.015	5.406	37,27
PCE NÍVEL 13,5m	SPT	SPT 02	2.903	87.00	3.000	2,90

Fonte: Autores, (2021).

Para fins comparativos, tomou-se o ensaio de sondagem SPT 02, por ser o mais próximo da estaca ensaiada. No Gráfico da Figura 13, 14 e 15, é ilustrado de maneira mais clara os resultados de capacidade de carga extraídos das Tabelas 7, 8 e 9. Com os resultados dos métodos semi empíricos e dos valores obtidos dos gráficos de Carga x Recalque, pôde-se fazer a comparação das resistências.

Figura 13 – Valores da carga de ruptura em função do ensaio SPT e método de previsão empregado no nível 4,5m.

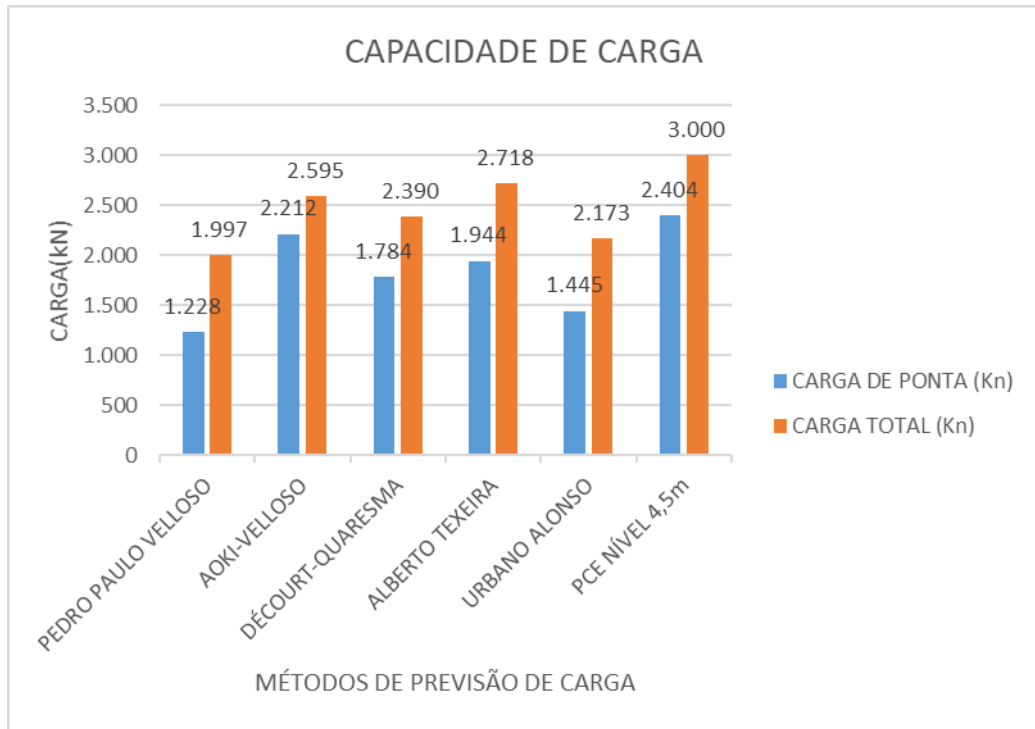
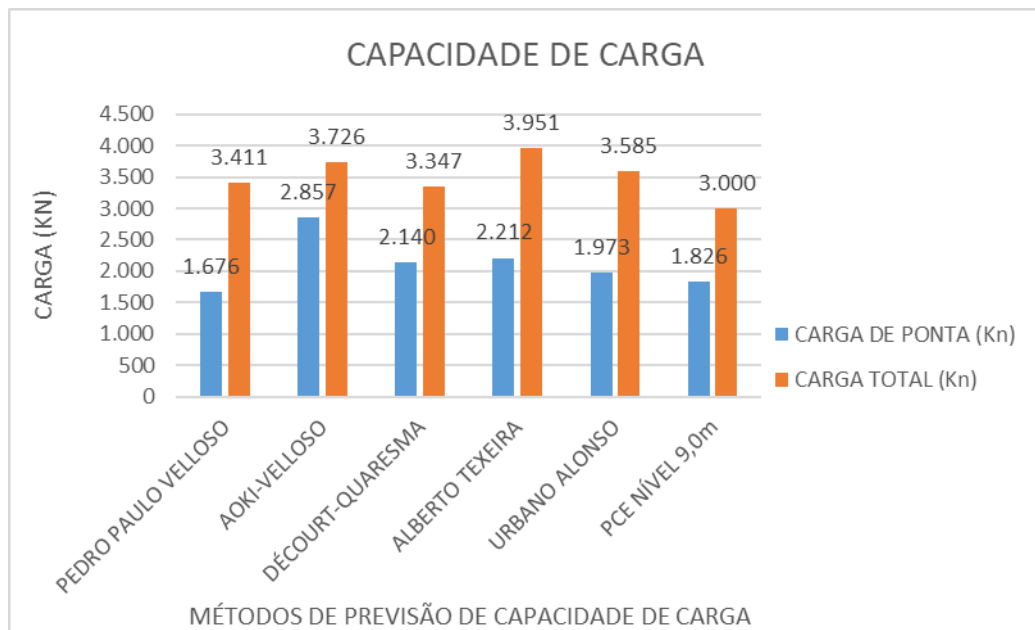
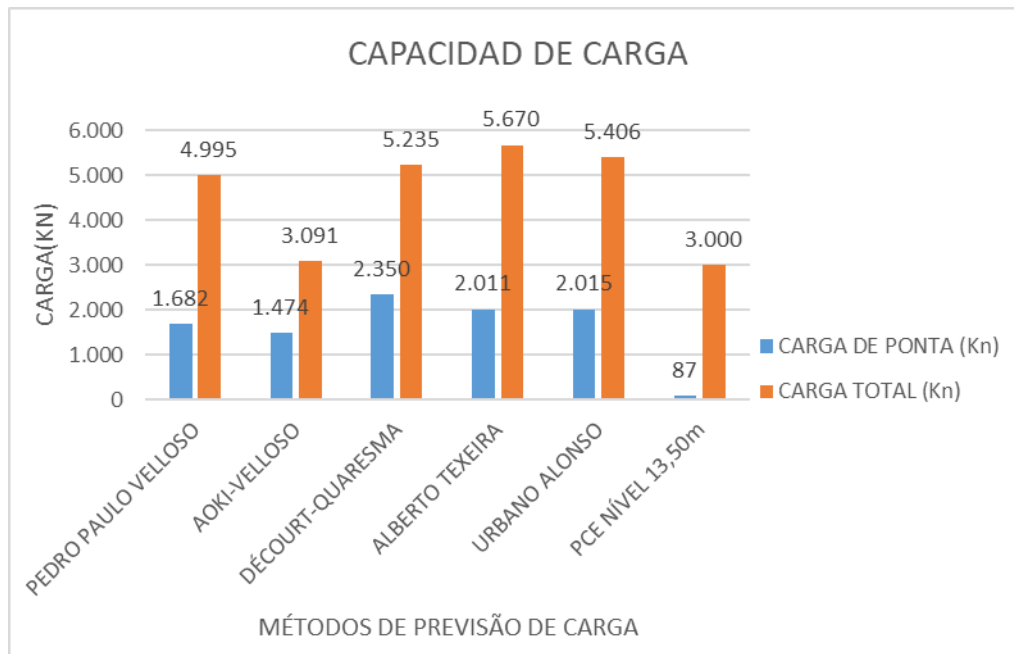


Figura 14 – Valores da carga de ruptura em função do ensaio SPT e método de previsão empregado no nível 9,0m.



Fonte: Autores, (2021).

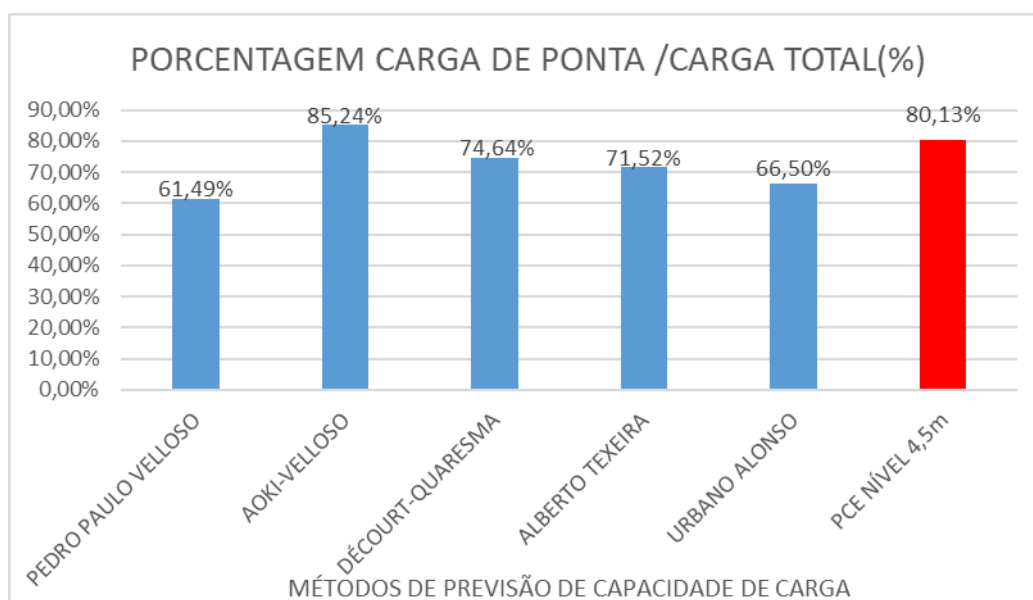
Figura 15 – Valores da carga de ruptura em função do ensaio SPT e método de previsão empregado no nível 13,5m.



Fonte: Autores, (2021).

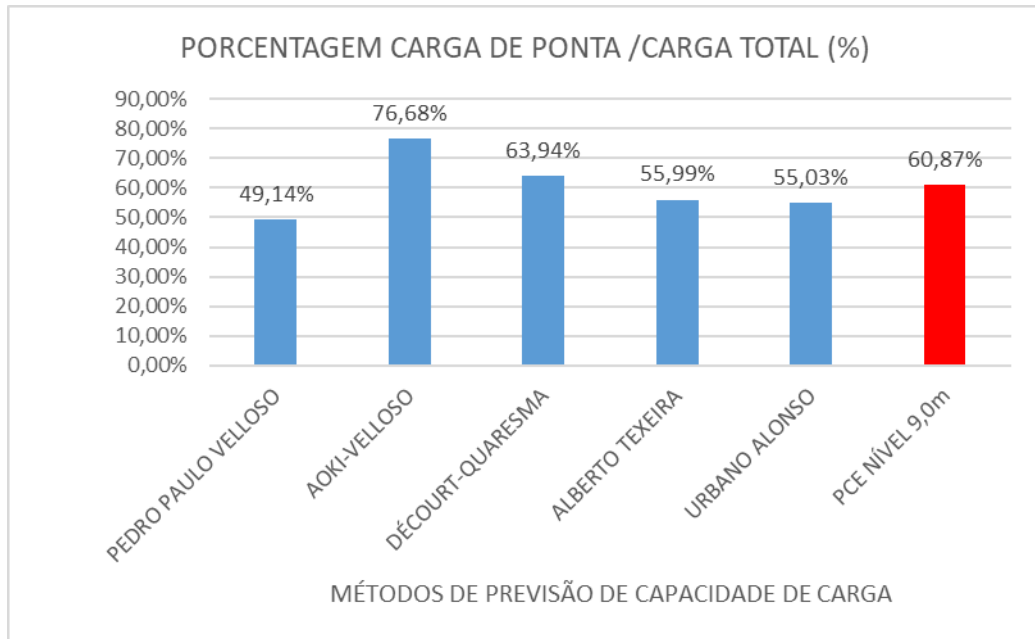
As porcentagens da resistência de ponta dos métodos semiempíricos em relação à Prova de Carga são mostrados nas Figuras 16, 17 e 18 a seguir:

Figura 16 – Porcentagem da carga de ponta em relação à carga total para cada método e PCE no nível 4,5m.



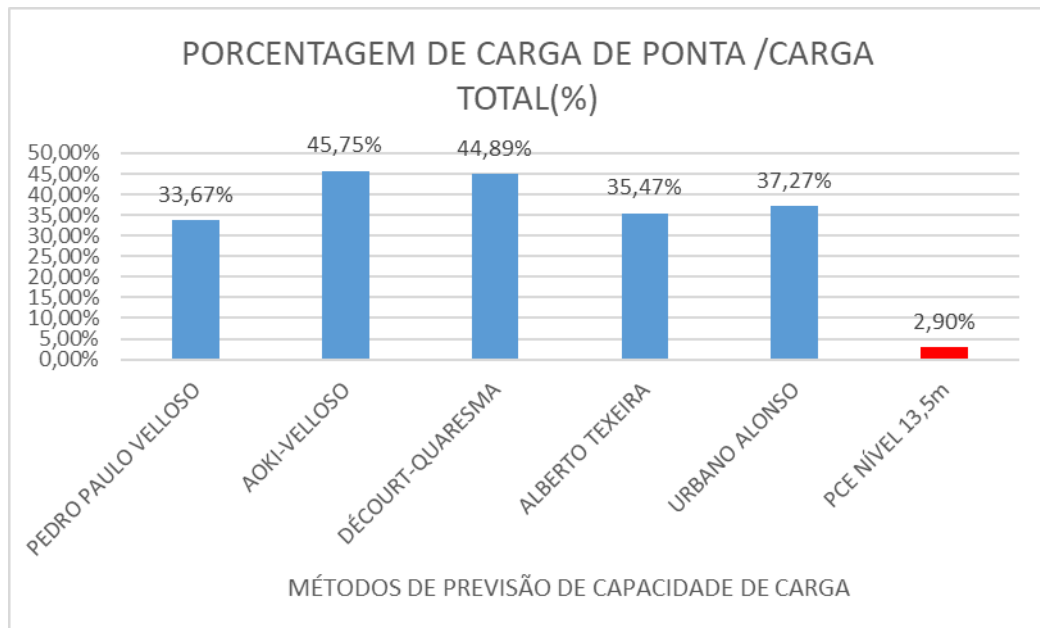
Fonte: Autores, (2021).

Figura 17 – Porcentagem da carga de ponta em relação à carga total para cada método e PCE no nível 9,0m.



Fonte: Autores, (2021).

Figura 18 – Porcentagem da carga de ponta em relação à carga total para cada método e PCE no nível 13,5m.



Fonte: Autores, (2021).

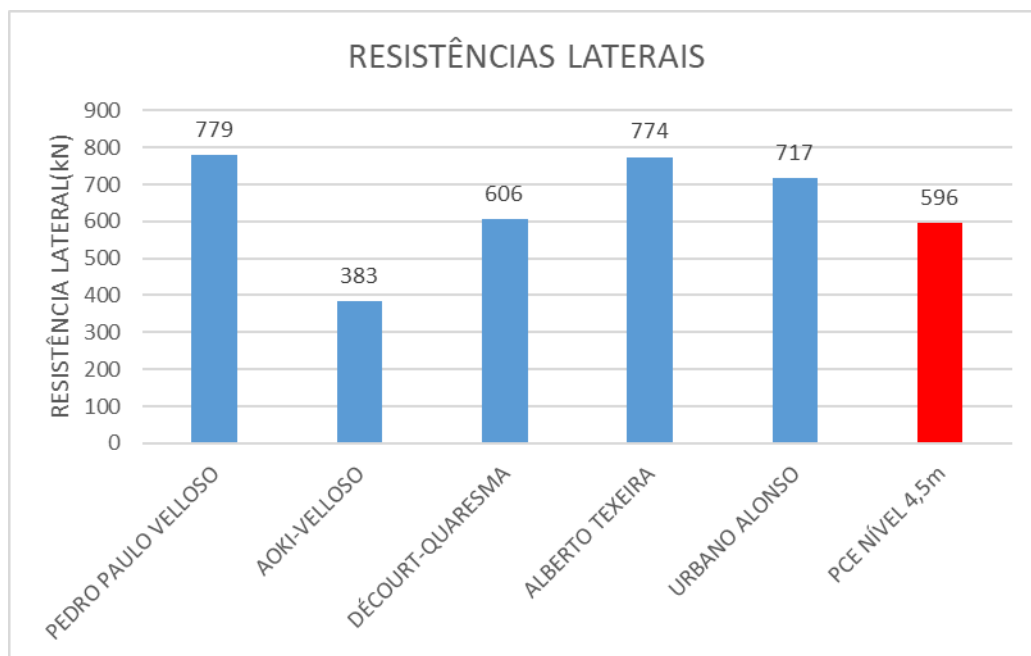
Em relação a resistência de ponta, os métodos semi empíricos superestimaram o valor da resistência de ponta, sendo o do Pedro Paulo Velloso o

que mais se aproximou dos dados da prova de carga. O resultado do Aoki & Velloso (1975) foi o que mais se distanciou.

Analisando-se a Tabela 4, verifica-se que a carga aplicada na prova de carga ficou, quase em sua totalidade, no atrito lateral. Pode-se afirmar que a estaca ainda possuía uma boa reserva de capacidade de carga, pois a mobilização da ponta ainda estava em fase bem inicial. O recalque atingido foi de apenas 0,35% do diâmetro da estaca.

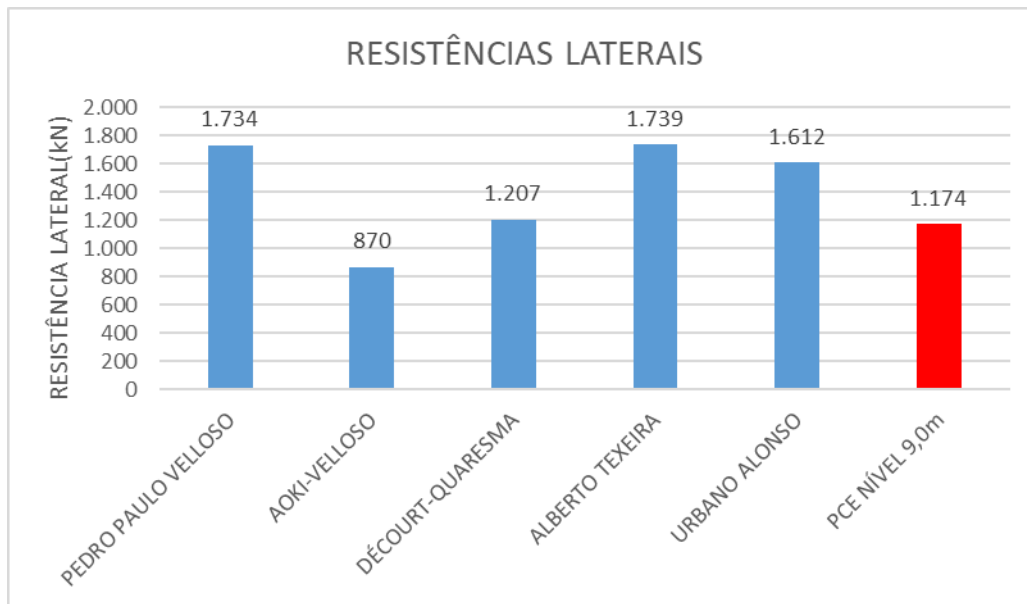
Assim, nota-se claramente que os métodos de previsão de capacidade de carga avaliados superestimaram a capacidade de carga das estacas, principalmente o atrito lateral, conforme Figuras 19, 20 e 21.

Figura 19 – Comparação das resistências laterais da estaca estudada no nível 4,5m.



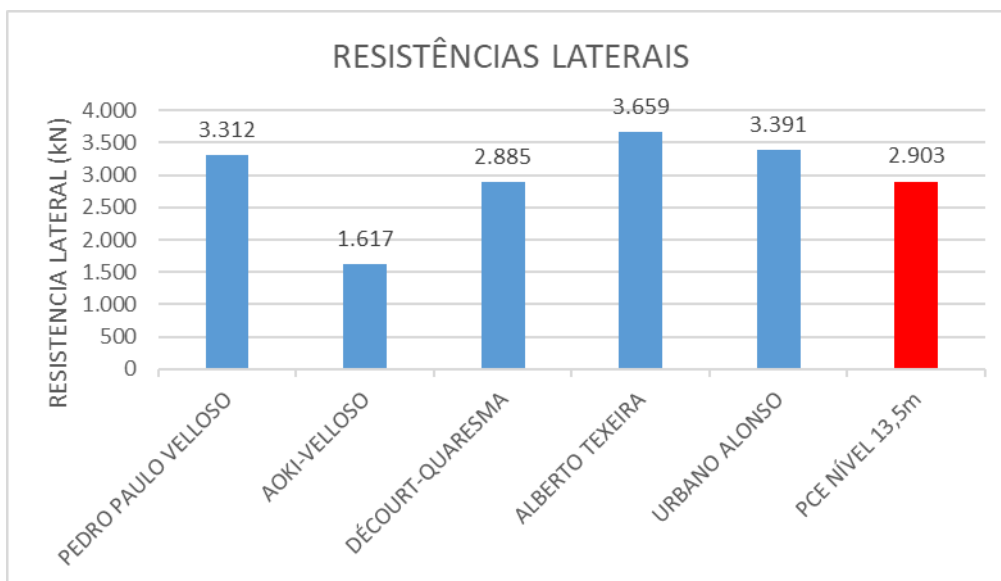
Fonte: Autores, (2021).

Figura 20 – Comparação das resistências laterais da estaca estudada no nível 9,0m.



Fonte: Autores, (2021).

Figura 21 – Comparação das resistências laterais da estaca estudada no nível 13,5m.

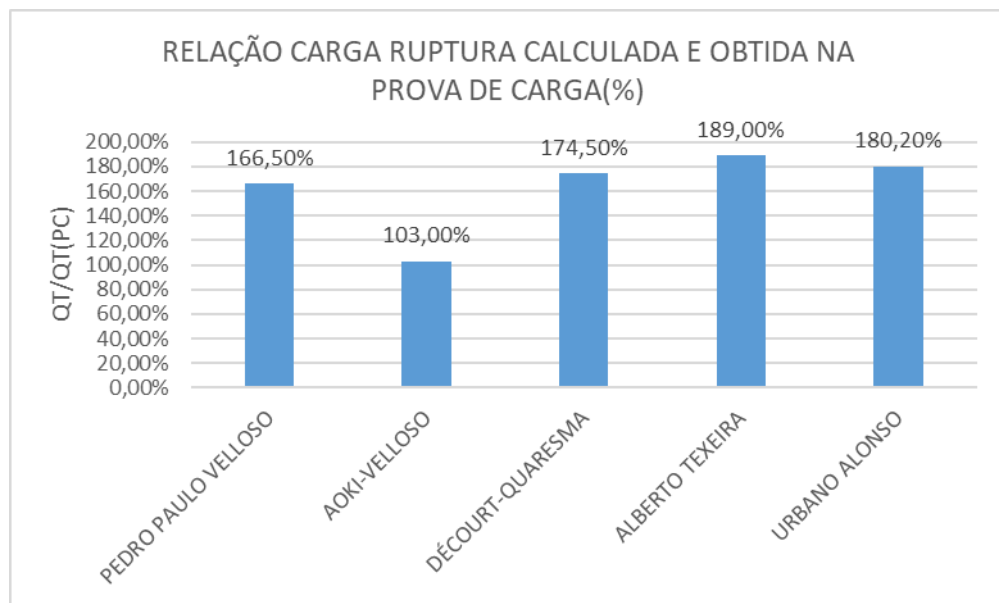


Fonte: Autores, 2021.

Em relação a resistência lateral, o método que mais se aproximou dos dados da prova de carga foi o de Décourt & Quaresma (1996), seguido por P.P.Velloso e Alonso (1996), respectivamente. O método que mais se mostrou conservador foi o Aoki & Velloso (1975).

A Figura 22 ilustra em porcentagem, de forma gráfica, a relação entre a carga de ruptura calculada pelos métodos semiempíricos e a carga de ruptura obtida da extrapolação da curva carga x recalque.

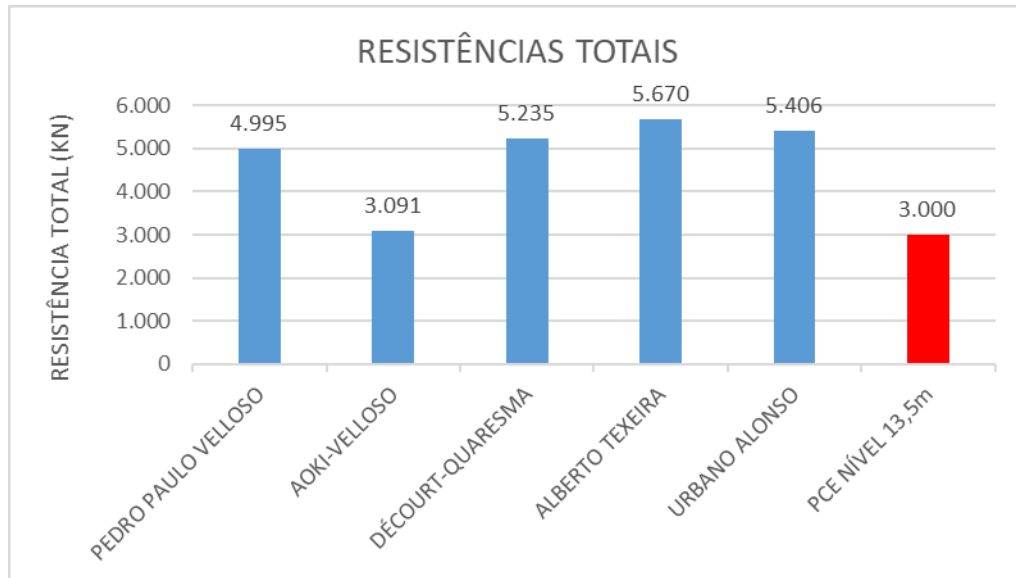
Figura 22 – Relação entre a carga de ruptura calculada pelos métodos semiempíricos baseados no SPT e a obtida na prova de carga.



Fonte: Autores, 2021.

Para cada parcela da resistência total foi construído um gráfico para melhor comparação dos resultados.

Figura 23 – Comparação das resistências totais dos métodos Semiempíricos com a da prova de carga.



Fonte: Autores, 2021.

Nota-se que os resultados que mais se aproximaram dos resultados da prova de carga foram os métodos Aoki Velloso, P.P.Velloso e Décourt Quaresma.

Alguns comentários em relação à aplicabilidade dos métodos semiempíricos apresentados nas Tabelas 7, 8 e 9 à estaca ensaiada nesta pesquisa, após os ensaios de comprovação da capacidade de carga, tornam-se pertinentes:

- O método de Alberto Teixeira mostrou-se conservador em relação à carga de ruptura, superestimando valores da ordem de 189% do valor estimado no ensaio, com a extrapolação da curva carga x recalque.
- O método de Aoki Velloso apresenta uma carga de ruptura mais próxima da carga real, porém possui valores para atrito lateral em torno de 55% menores que o encontrado no ensaio.
- O método de P.P. Velloso, assim como o de Décourt Quaresma, apresentaram carga de ruptura próxima ao valor obtido através da extrapolação da curva carga x recalque. Assim, os métodos mostraram-se adequados para análise da carga de ruptura.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao se comparar os resultados de previsão de capacidade de carga obtidos por métodos semiempíricos com os resultados experimentais do ensaio de prova de carga estática tipo lento instrumentada, para a estaca escavada com comprimento útil de 14,0m, conclui-se:

Para solos da formação barreiras, a solução em estacas escavadas mostra-se adequada e competitiva. O solo, é não saturado, apresentando óxidos de ferro e alumínio, que fornecem características coesivas.

Com base nos resultados obtidos e analisando a curva carga vs. recalque do ensaio, conclui-se que a estaca apresentou comportamento compatível com as suas características de projeto, portanto encontra-se apta para desempenhar sua função geotécnica e estrutural no empreendimento.

O comportamento da estaca mostrou que ela trabalhou predominantemente por atrito. O ensaio apresentou deslocamentos que não indicaram a ruptura do sistema solo/estaca.

Com os resultados da instrumentação, verificou-se que a transferência da carga aplicada no topo foi absorvida quase na totalidade pelo atrito lateral.

Apesar da ponta da estaca estar assente em solo de elevada resistência, com altos valores de NSPT, e na sua execução ter sido realizado procedimento de limpeza, sua mobilização foi pequena. Para que houvesse a sua plena mobilização, seriam necessários deslocamentos consideráveis do sistema solo/estaca. A baixa mobilização da resistência da ponta também pode ser reflexo do processo executivo de escavação, em que o estado natural da camada de solo onde a estaca está apoiada é modificado.

Foram analisados nesta pesquisa 05 métodos semiempíricos de capacidade de carga: Pedro Paulo Costa Velloso, Aoki Velloso, Décourt Quaresma, Alberto Henriques Teixeira e Urbano Rodrigues Alonso, sendo o fator de segurança, de 2,0, atribuído pela NBR 6122 (ABNT, 2010), no item 6.2.1.2.1, o que torna possível que projetos sejam criados utilizando os cinco métodos semiempíricos citados nesse trabalho.

Dentre os métodos trabalhados, o que foi mais conservador na resistência total foi o de Alberto Teixeira, seguido de Urbano Alonso. Já o que mais se aproximou foi o de Aoki & Velloso (1975), sendo o método mais eficiente para o

dimensionamento. Contudo, quando analisados separadamente, ponta e atrito lateral, houveram grandes diferenças.

Também se concluiu que os métodos semiempíricos superestimaram a resistência lateral e a resistência de ponta. Pode-se notar que, apesar do método de Aoki & Velloso ter se aproximado na resistência total, ele foi o que mais se distanciou na resistência lateral e de ponta em relação aos resultados obtidos na prova de carga.

De acordo com os dados apresentados nesse trabalho, notou-se que todos os métodos semiempíricos apresentaram previsões superiores ao determinado em campo.

Portanto, com tantas variáveis que o solo apresentou e as diversas considerações que foram feitas no cálculo, destaca-se a importância de se realizar a prova de carga estática, pois ela é essencial para verificar o desempenho da fundação e garantir a estabilidade da edificação.

Além disso, o emprego de provas de Cargas Estáticas e/ou Ensaio de Carregamento Lento tem contribuído para verificação do desempenho e/ou previsão da capacidade de carga em estacas. É indiscutível a economia gerada com a prova de carga prévia, além do evidente avanço no conhecimento do comportamento das estacas e, conseqüentemente, a otimização dos projetos de fundações.

Por fim o objetivo da comparação dos métodos com a realização do ensaio de prova de carga estática, especialmente para grandes edifícios com elementos de fundações muito robustos, não é só a fim de dirimir as incertezas referentes à investigação geotécnica, e sim garantir a segurança da obra, como também para obter a carga de projeto, podendo assim reduzir as dimensões e/ou o número dos elementos de fundação, conseqüentemente os custos da obra.

REFERÊNCIAS

ABNT– ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010.

ABNT– ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2019.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131: **estacas. Prova de carga estática**. Rio de Janeiro, 2006.

ABNT– ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: **sondagem de simples reconhecimento com SPT - método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. 2ª Ed. São Paulo; Ed. Edgar Blücher Ltda, 1998.

AMANN, K. A. P. **Metodologia semi-empírica unificada para a estimativa de capacidade de carga de estacas**. 2010. p. 41-75. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010, 1 v.

ARAUJO, W. S.; FONSECA, F. V. B.; JÚNIOR, J. V. L.; MELO, R. O. **Análise e dimensionamento de fundações profundas, visando a viabilidade econômica e segurança estrutural**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 03, Ed. 12, Vol. 08, pp. 119-143, Dezembro de 2018. ISSN:2448-0959.

BARBOSA, T. S.; BARBOSA, M. E. F. Aspectos geomorfológicos e mapeamento das unidades de relevo do município de João Pessoa, PB. **Meio Ambiente, Paisagem e Qualidade Ambiental**, [s. l.], 2008.

CAMPOS, G. C. Estacas a toda prova: **testes dinâmicos e estáticos ajudam a confirmar capacidade de suporte dos elementos de fundação executados *in loco***. Técnica, São Paulo, p.9-11, fev. 2005. Mensal.

CARVALHO, D. **Análise de cargas últimas à tração de estacas escavadas, instrumentadas, em campo experimental de São Carlos-SP**. 1991. 226 p. Tese (Doutorado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 1991.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Fundações por estacas: **projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

CONSULTORIA, E. P. **Detalhes executivos e resultados do ensaio**. Relatório de ensaio de prova de carga estática em estaca, 2010.

CORRÊA, R. S. **Previsão da carga de ruptura de estacas-raiz a partir de sondagens de simples reconhecimento**. 1988. 131p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Fundações) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1988.

CPRM: **Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais**. Ministério de Minas e Energia. Geologia e recursos minerais do Estado da Paraíba. Recife, 2002.

DÉCOURT, L. **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez**. In: Seminário De Engenharia De Fundações Especiais, 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. p.215-224, v.1.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: VI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. 1978. Rio de Janeiro. Anais, v 1, p. 45-53.

FLEMING, W.G.K. **Piling engineering**. 2nd ed. Glasgow: Blackie and Son. 1992, p.1-7; 28-31; 54-57; 104-112; 166-170; 301-333.

FRANÇA, D. C. **Provas de carga estáticas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (estacões)**. 2011. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil) - Mestre, São Paulo, 2011.

FURRIER, M. **Caracterização geomorfológica e do meio físico da Folha João Pessoa 1:100.000**. 2007. 213 f. Tese (doutorado) – Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, São Paulo: USP, 2007.

GOOGLE. 2021. Porto. [s.l.]: **Google maps**. Disponível em <https://goo.gl/maps/wYzv4QrvDJu>. Acesso em 13 abr. 2021.

MAZZARONE, R. Estudo de caso: **análise do projeto das fundações do centro de convergência CCJE-CFCH-CLA localizado na ilha do fundão** - Rio de Janeiro. 2017. Monografia (Engenharia Civil) - Graduação, [S. I.], 2017.

NOGUEIRA, R. C. R. **Comportamento de estacas tipo raiz, Instrumentadas, Submetidas à compressão axial, em solo de diabásio**. 2004. 204 f Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

PEREIRA, A. B. **Metodologia semiempírica de cálculo de capacidade de carga geotécnica de estacas com base em dados de Spt extrapolados via krigagem e ensaios de carregamento dinâmico**. 2020. Dissertação de Doutorado (Geotecnia) - Doutorado, [S. I.], 2020.

PEREIRA, D. A.; PASSINI, L. B.; KORMANN, A. C. M.; LONDERO C. Provas de carga em estacas escavadas: **determinação da carga de ruptura**. Revista Técnico Científica do Crea/PR, [s. I.], 2018.

PRESA, E. P.; POUSADA, M. C. **Retrospectiva e técnicas modernas de fundações em estacas**. 2. Ed. Salvador: ABMS – Núcleo Regional da Bahia, 2004. 107 p.

ROLIM NETO, C. **Caracterização geotécnica e estudo da capacidade de carga de estaca escavada, instrumentada, submetida à compressão axial em solo de formação barreiras**. 2018. 210p. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE.

SCHULZE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semiempíricos**. 2013. 126 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de

Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2013.

SOARES, F. L., **Prática de fundações na formação barreiras**. 3º Simpósio de Geotecnia do Nordeste, Fortaleza, CE, 2013.

TEIXEIRA, A.H. **Projeto e execução de fundações**. In: Seminário De Engenharia De Fundações Especiais e Geotecnia, 1996, São Paulo. Anais...São Paulo, 1996. p. 33-50. v1.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Oficina de Textos, 1ª edição. São Paulo. 2010.

USO DO BIM PARA COMPATIBILIZAÇÃO E COMPARATIVO DE QUANTITATIVOS DE UMA OBRA PÚBLICA NO MUNICÍPIO DE JOÃO PESSOA

Amanda Peixe de Aguiar¹
Arnaldo Dias de Almeida Neto²

RESUMO

A incorporação da metodologia BIM (*Building Information Modeling*) como gestão da informação, é uma estratégia crescente na construção civil, devido aos inúmeros benefícios que se pode obter com a adoção desta prática. Este trabalho trata de um estudo de caso onde foi extraída uma amostra dentro de um complexo de edificações multiuso, numa obra pública situada em João Pessoa-PB. Para isto, foi utilizada uma ferramenta BIM, o *Autodesk Revit*, para a modelagem da construção virtual, permeando pela análise da detecção de conflitos entre modelos de arquitetura e estrutural, de modo que a inserção de informações possibilitasse a extração de quantitativos, onde posteriormente foram equiparados ao levantamento já existente na planilha orçamentária da obra. Esta pesquisa apresenta os meios e ferramentas utilizadas para a elaboração dos resultados de forma simples e prática por meio de imagens apontadas por relatório e tabelas, sendo estas geradas de maneira automatizada pelo *Revit*. A utilização do BIM possibilita a entrega de produtos com maior qualidade, com maior precisão de projetos e documentos, identificação e mitigação de conflitos, ganho de produtividade, redução de prazos e aumento da lucratividade.

Palavras-chave: BIM, Compatibilização, Interoperabilidade, Quantitativos.

ABSTRACT

The incorporation of the BIM (*Building Information Modeling*) methodology as information management is a growing strategy in civil construction, due to the numerous benefits that can be obtained with the adoption of this practice. This work deals with a case study where a sample was extracted inside a complex of multipurpose buildings, in a public work located in João Pessoa-PB. For this, a BIM tool, Autodesk Revit, was used for modeling the virtual construction, permeating the analysis of the detection of conflicts between architectural and structural models, so that the insertion of information that would enable the extraction of quantities, where later were compared to the survey already existing in the budget worksheet of the work. This research presents the means and tools used to prepare the results in a simple and practical way, using images pointed out by a report and tables, which are generated in an automated way by Revit. The use of BIM enables the delivery of products with higher quality, with greater accuracy of projects and documents, identification and mitigation of conflicts, productivity gains, reduced deadlines and increased profitability.

Keywords: BIM, Compatibility, Interoperability, Quantitative.

¹ Graduanda em Engenharia Civil – Centro Universitário UNIESP, Cabedelo, PB.
<http://lattes.cnpq.br/5712769559321693>. E-mail: amandapeixe.eng@gmail.com

² Professor do Curso de Engenharia Civil – Centro Universitário UNIESP, Cabedelo, PB.
<http://lattes.cnpq.br/5095391920347676>. E-mail: arnaldo.almeida@iesp.edu.br

1 INTRODUÇÃO

A prática do uso crescente da Modelagem de Informações da Construção (em inglês, *Building Information Modeling* – BIM) tem se apresentado um tema que provoca boas expectativas na indústria da construção civil. Não se trata apenas da representação gráfica de um projeto em 3D. É um conjunto de tecnologias contribuintes que permite a criação de um modelo de construção virtual, onde envolve diversos grupos participantes, promovendo a interdisciplinaridade em qualquer etapa do seu ciclo de vida. É o compartilhamento de dados e informações, convergindo em benefícios para a gestão (KENSEK, 2018).

Existem várias definições sobre o acrônimo BIM e podemos citar de forma prática que é um “conjunto de tecnologias, processos e políticas que permitem aos múltiplos interessados de um empreendimento a colaborativamente projetar, construir e operar uma *Facility*¹ no espaço virtual” (BIMe, 2021). Esse estilo de modelagem paramétrica, representa significativa diferença entre um projeto desenvolvido pelo método tradicional assistido por computador (CAD - *Computer Aided Design*), pois a latência no retorno e decisões requeridas neste meio, são resultados de um processo sequenciado e segmentado (AMORIM, 2020).

Segundo a CBIC (2016), as informações fragmentadas elaboradas através do uso de ferramentas em CAD são documentadas em diferentes desenhos, o qual a interpretação e materialização tridimensional da edificação fica apenas a nível mental, por meio de combinações de informações fornecidas através dos diferentes desenhos. A falha na comunicação entre as disciplinas, é decorrente dos profissionais de cada etapa envolvida durante a concepção, trabalharem de maneira individual com baixa ou ausência de interação e coordenação no fluxo das informações. Ao passo que, quando ocorre algum tipo de interação, as alterações são efetuadas manualmente nos arquivos de cada disciplina, implicando em retrabalho, prazos alongados, substancial possibilidade de erros e surgimento de gastos adicionais (SILVA, 2021).

Para mitigação desses transtornos causados pelo uso do método tradicional em CAD 2D, se utiliza a aplicabilidade da modelagem de informações da construção, que através da interoperabilidade, permite a transferência de maneira

¹ Uma estrutura ou instalação física, incluindo obras relacionadas ao terreno, que atendem a um ou mais objetivos principais (BIMe, 2021).

eficaz das informações (IFC¹) pertinentes ao projeto em todo o seu ciclo de vida, aos mais diversos domínios e plataformas operantes no conceito BIM. A fluidez das informações permite a inter-relação das disciplinas, bem como a otimização do projeto nas fases de concepção e de desenvolvimento, de forma a avaliar a construtibilidade em cada proposta, prevenir ou acabar com imprevistos na execução da obra ou na manutenção do empreendimento, reduzindo custos, prazos e retrabalho (KENSEK, 2018).

Dentre outros benefícios importantes do método da construção virtual, além de proporcionar uma melhor visualização do empreendimento como um todo, a simultaneidade na concepção e gestão interdisciplinar, permite a compatibilização dos elementos que podem ser associados entre si, compondo relações com serviços e atividades que possibilitam a extração automática de quantitativos, descrições e cronogramas. Desta forma, os objetos virtuais desenvolvidos de forma colaborativa, em consequência garantem maior confiabilidade, produtividade e qualidade na entrega do produto final, reduzindo erros de execução, de quantificação, de orçamento e planejamento (ABDI, 2017²).

Notando a potencialidade dos benefícios proporcionados pela incorporação do sistema de *Building Information Modelling*, como estratégia de incentivo de disseminação, o governo Federal estabeleceu a adoção gradual do BIM, na execução direta ou indireta de obras e serviços de Engenharia realizados pelos órgãos e pelas entidades da Administração Pública Federal – Estratégia BIM BR, instituída pelo Decreto nº 10.306 (BRASIL, 2020). Porém, o Decreto torna obrigatório nesta primeira fase a partir de janeiro de 2021, apenas os projetos associados ao Ministério da Defesa e do Ministério da Infraestrutura e sugere que outros órgãos da esfera pública, também adotem a mesma iniciativa.

Contudo, apesar do estímulo do governo para implementação do sistema no âmbito Federal, quando se trata das partes interessadas como proprietários e gerentes de instalações, independentemente do porte da empresa ou do empreendimento, vem enfrentando “transformações dos processos como uma mudança de paradigma - da documentação baseada em 2D e entregas periodizadas para o protótipo digital e o fluxo de trabalho colaborativo”. Essas mudanças de

¹ Padrão de formato de dados aberto e neutro, definido pela Norma ISO 16739-1:2018, “Industry Foundation Classes (IFC) para compartilhamento de dados nas indústrias de construção e gerenciamento de instalações.”

² ABDI. (2017). *PROCESSO DE PROJETO BIM: COLETÂNEA GUIAS BIM ABDI-MDIC*.

inovação tecnológica e processos de trabalho exigem tempo e educação, mas ao passo que os proprietários obtêm mais conhecimento sobre os benefícios do BIM, certamente necessitarão de um modelo para dar suporte à operação, manutenção e futuros ajustes (EASTMAN *et al.*, 2014).

Tendo em vista as vantagens que esses processos de transformações por meio do trabalho colaborativo podem gerar na gestão de um empreendimento, o presente trabalho aborda um estudo de caso de uma construção concebida através do método tradicional em CAD. A deficiência de comunicação das informações geradas pelo meio de representação em 2D utilizada para concepção do objeto de estudo, ocasiona erros de compatibilização, divergência de interpretação das representações e o alongamento na produção de processos, como a extração de quantitativos, que são realizadas de forma manual.

Como objetivo este estudo propõe a reprodução dos projetos elaborados em 2D para modelagem em 3D, levando em consideração os projetos arquitetônico e estrutural, de uma edificação inserida em um complexo multiuso, destinada ao uso como academia na cidade de João Pessoa-PB. Através do uso de ferramentas BIM, para modelagem arquitetônica será utilizado o *software Autodesk Revit* e através da importação do modelo IFC estrutural elaborado no programa TQS, será realizada a análise dos conflitos geométricos entre as disciplinas de arquitetura e estrutura, também no programa *Revit*. Por meio deste objeto virtual desenvolvido, será levantado de forma automática a tabulação dos quantitativos de materiais utilizados na obra, onde serão avaliados com o levantamento baseado nos desenhos entregues em CAD para elaboração da planilha orçamentária da obra. Esta análise não pretende entrar no mérito de orçamentação, mas apenas nas verificações de alterações que podem afetar diretamente ao custo da obra.

2 METODOLOGIA

Utilizando o estudo de caso como estratégia desta pesquisa, que “consiste no estudo profundo e exaustivo de um ou poucos objetos, de maneira que permita seu amplo e detalhado conhecimento”; desenvolvendo análise de conteúdo qualitativo, através da organização e interpretação de dados gerados através do modelo construído, possibilitando gerar relatório de inconsistências, bem como também a

extração de conteúdo quantitativo, sendo estes estruturados através de tabelas (GIL,2002).

Para concepção dos objetivos apresentados neste artigo, se tratando de um estudo de caso, se tem em vista constituir conhecimento técnico necessário de forma a possibilitar as aplicações práticas de utilização da metodologia BIM. Para isto, o percurso metodológico adotado para o desenvolvimento do presente estudo pode ser definido nas seguintes etapas:

- Pesquisas bibliográficas através de livros, manuais, guias e artigos correlatos, que contemplaram as diretrizes que nortearam o presente estudo;
- Recursos computacionais, que por meio de cursos em formato de videoaulas, pode se aprofundar os conhecimentos no uso das ferramentas que suportam o conceito BIM utilizadas neste projeto;
- Tomando como base o projeto arquitetônico já existente do objeto de estudo, desenvolvido em CAD, foi elaborado a modelagem em 3D, com as informações paramétricas necessárias para posterior extração de quantitativos, através do *software Autodesk Revit Architecture*;
- O projeto estrutural foi elaborado por meio do *software* TQS e disponibilizado pelo projetista da obra, em formato de arquivo IFC;
- Em posse dos dois protótipos de projeto, havendo a possibilidade de se fazer o lançamento dos dois simultaneamente, foi realizada a importação do modelo estrutural através de vínculo do arquivo IFC, para dentro do modelo de arquitetura desenvolvido no *Revit*.
- Com auxílio da ferramenta de colaboração, foram realizados estudos qualitativos de modo a elaborar um relatório das interferências existentes entre as duas disciplinas (arquitetura e estrutura);
- Com o modelo de arquitetura estabelecido dentro dos padrões BIM, foram extraídos quantitativos automáticos, através de tabelas geradas pelo próprio *Revit*. Estas tabelas elaboradas, foram comparadas ao quantitativo existente levantado para a composição da planilha orçamentária da obra, sendo esta desenvolvida através dos desenhos em CAD existente.

É necessário considerar que, em decorrência do tempo disponível para a concepção desta pesquisa ser insuficiente, devido à grande quantidade de informações necessárias para fazer uma análise completa, algumas simplificações

foram realizadas, portanto, alguns itens não foram avaliados, como a composição total de materiais utilizados na obra. Sendo assim, foram extraídos quantitativos e avaliados apenas os materiais considerados pela autora, mais relevantes, que implicam em maior impacto na distinção entre os resultados extraídos a partir do modelo desenvolvido e os considerados em planilha orçamentária da obra.

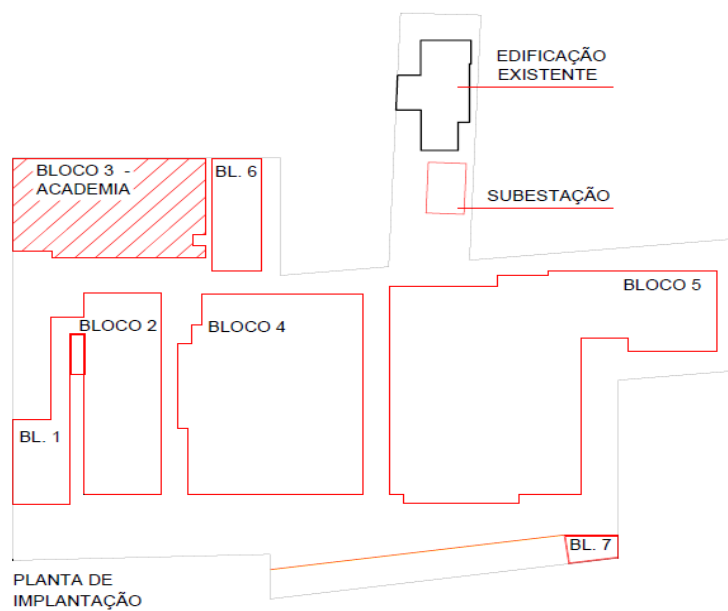
3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 ESTUDO DE CASO: DESCRIÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O complexo em estudo se trata de uma obra pública de porte médio e está situado no Estado da Paraíba, município de João Pessoa, contemplando ao todo 7 blocos edificadas para diferentes finalidades, compreendendo uma área total de implantação de 6.933,12m². Dentre estes blocos, foi escolhido um como amostra para se realizar o estudo de caso (Bloco 3), sendo este, uma edificação onde funcionará uma academia, compreendendo uma área de 492,44m².

O mesmo; se encontra em uma região urbana densamente povoada e os recuos laterais não foram obedecidos, de tal forma que a fachada posterior possui alvenaria encostada com a edificação vizinha, de mesma altura, ficando deste modo, com uma das fachadas inacessível, impossibilitando o acabamento distintamente como as demais fachadas.

Figura 01: Planta de Implantação



Fonte: O autor, (2021).

O prédio é composto por dois pavimentos, térreo e pavimento superior, com salas de yoga, pilates, multiuso, musculação, ginástica, depósitos, banheiros e recepção. Para acesso ao pavimento superior, conta com uma caixa de escada e um elevador, possibilitando a livre circulação e permitindo o acesso de portadores de necessidades especiais em todos os ambientes que compõem a estrutura.

Para sua execução, foi utilizado o método construtivo convencional, constituído por alvenaria de vedação de bloco cerâmico e as peças estruturais compostas por concreto armado, lajes do tipo nervurada e fundação profunda estaqueada.

Quanto à documentação (desenhos técnicos) arquitetônica, entregue pelo escritório contratado pela incorporadora para a execução da obra, foram fornecidos arquivos em 2D CAD, que serviram como base para a elaboração do modelo tridimensional fundamentada na metodologia BIM para o presente estudo.

Figura 02: Planta Baixa Térreo



Fonte: O autor, (2021).

Figura 03: Planta Baixa Pavimento Superior



Fonte: O autor, (2021).

Tomando como modelo-base para elaboração do projeto 3D, um projeto já existente, observando e interpretando dados dos documentos entregues em formato de arquivo 2D, pode se desenvolver através do programa *Autodesk Revit*, por meio de vínculo em formato CAD, a disciplina de arquitetura. Para isto, foram inseridas características relativas aos materiais, de forma a obter uma representação mais realista do objeto.

Figura 04: Perspectiva – Bloco 3 Academia, Fachada Frontal e Lateral Oeste.



Fonte: O autor, (2021).

Figura 05: Perspectiva – Bloco 3 Academia, Fachada Frontal e Lateral Leste.



Fonte: O autor, (2021).

Posteriormente, com a modelagem paramétrica do projeto arquitetônico já realizada, foi incluído através de um vínculo o modelo estrutural cedido pelo escritório que realizou o projeto, através do programa TQS e exportado para um arquivo IFC, de forma que este vínculo possibilitasse a realização das considerações dedutivas das alvenarias que coincidem com as peças estruturais.

Figura 06: Modelo do projeto estrutural.



Fonte: Escritório de Eng. Estrutural, (2021).

Segundo a ABDI¹, (2017) a forma de interoperabilidade utilizada neste estudo, por meio da combinação de vínculos das diferentes especialidades compatíveis entre si, de arquivos internamente separados por elementos classificados em diferentes “sistemas”, onde o modelo central é um “modelo federado”. Cada disciplina tem seu técnico responsável e só pode ser alterado pelo proprietário, deste modo, a combinação de arquivos proporcionam uma visão completa da construção virtual, mas fica a cargo do coordenador de projetos a análise da detecção de conflitos existentes no projeto.

3.2 CLASH DETECTION

Em posse da combinação dos projetos arquitetônico e estrutural criteriosamente analisados, utilizou-se uma ferramenta do próprio *Revit* para a análise de conformidades entre as disciplinas (*clash detection*), onde o programa gera automaticamente um relatório, destacando em cores (amarelo e azul), as peças que estão em conflito.

Embora o programa permita um geração automática de uma lista de inconsistências, por vezes a ferramenta aponta interferências que não são consideradas incompatibilidade, pois podem ter sido provocadas por falha na modelagem, ou simplesmente erros de conexão entre elementos causados pelo próprio programa. Portanto, esta lista gerada pelo programa *Revit*, deve ser ponderada e analisada minuciosamente, de modo a observar sua relevância e se o erro detectado é de fato um problema construtivo.

Segundo a AsBEA (2015), na verificação de interferências, os *clash detection* podem ser classificados segundo sua relevância:

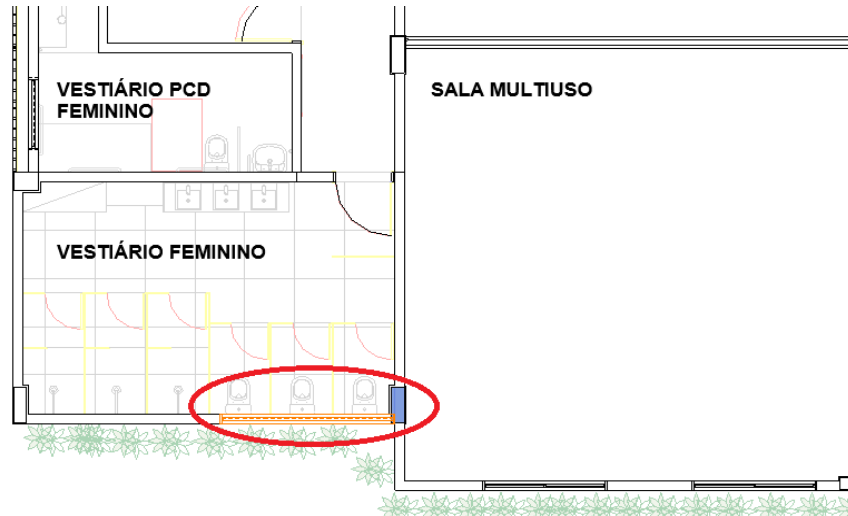
- *soft clash*: componentes que não respeitam uma distância mínima exigida em relação a outro elemento ou sistema;
- *hard clash*: componentes que se sobrepõem;
- *time clash*: elementos que podem se colidir ao longo do tempo, como durante a construção ou o uso do edifício.

A seguir serão apresentados os conflitos detectados e analisados, conforme relatório gerado pelo programa *Revit*, onde sua relevância são em geral, são

¹ ABDI. (2017). *PROCESSO DE PROJETO BIM: COLETÂNIA GUIAS BIM ABDI-MDIC*.

classificados como hard clash, por serem sobreposições entre os elementos estruturais e elementos arquitetônicos.

Figura 07: Detecção de conflito entre peças - Elemento estrutural e esquadria



Fonte: O autor, (2021).

Como para efeito de projeto arquitetônico, não se considera a existência das peças estruturais, como pilares, foram detectadas algumas interferências entre esses elementos e as esquadrias, como na Figura acima. A janela do vestiário feminino no térreo conflita com o pilar, o que reflete também para o pavimento superior, já que o pilar continua do térreo ao pavimento superior e também possui uma janela de mesmo tamanho e no mesmo alinhamento.

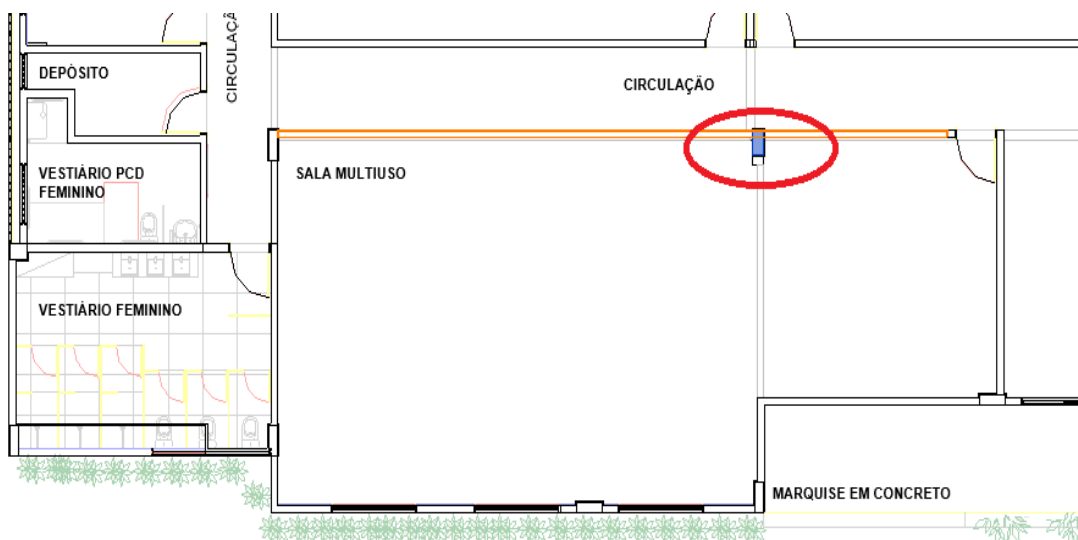
Figura 08: Detecção de conflito entre peças - Elemento estrutural e esquadria



Fonte: O autor, (2021).

O mesmo acontece na Figura 08, onde a porta de acesso entre a recepção e a sala de musculação no térreo, conflita com pilar existente da caixa de escada. Para este tipo de conflito é de mais fácil resolução, pois pode se solucionar apenas com o deslocamento da esquadria, já que se trata de um elemento solto e não confinado.

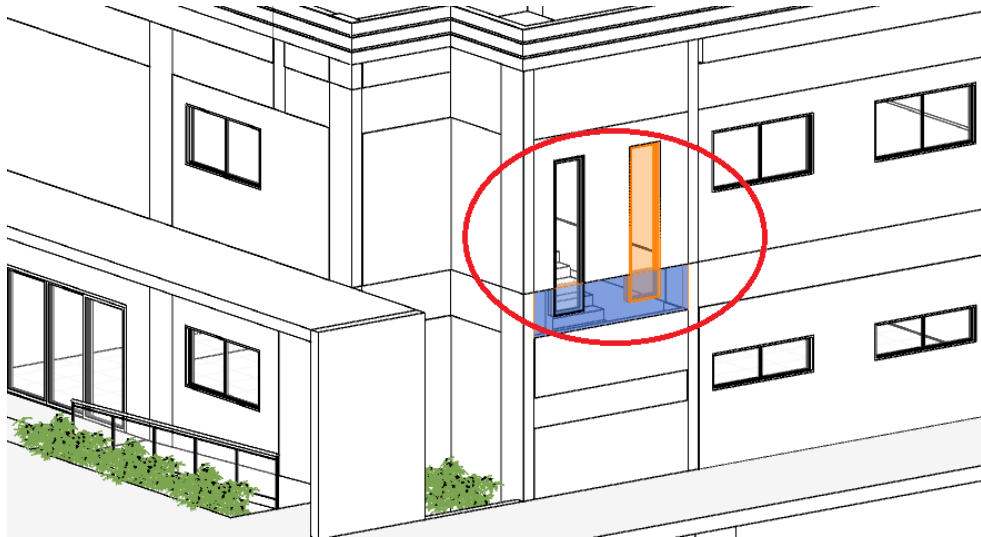
Figura 09: Detecção de conflito entre peças – Elemento estrutural e esquadria



Fonte: O autor, (2021).

Como apontado na Figura 09, o projeto estrutural conflita com o arquitetônico, pois o pilar continua do térreo ao pavimento superior de forma que interfere na esquadria de vidro janela fixa contínua da sala multiuso. Desta forma, o responsável técnico pela disciplina de arquitetura terá que reavaliar e reprojeter, com novos detalhamentos, modificando o quadro de esquadrias e conseqüentemente o quantitativo.

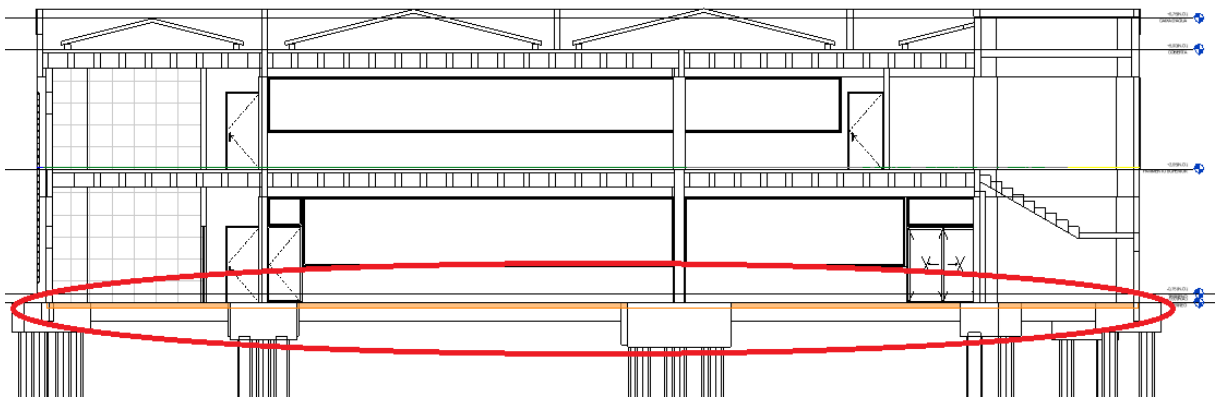
Figura 10: Detecção de conflito entre peças – Elemento estrutural e esquadrias



Fonte: O autor, (2021).

Na caixa de escada, o projeto arquitetônico prevê dois janelões onde passa uma viga na mesma altura, se fazendo necessário mais uma vez a modificação projetual, alterando o quadro de esquadrias e layout da fachada.

Figura 11: Detecção de conflito entre peças – Elementos estruturais de fundação e piso



Fonte: O autor, (2021).

O caso detectado na Figura 11; se dá ao fato das peças de fundação (blocos e vigas baldrame) estarem no mesmo nível do piso do pavimento térreo, sendo assim desconsiderado o nível de piso acabado. Esta interferência deverá ser analisada entre os projetistas, em busca de uma solução que cause um menor impacto no projeto e sempre aliado a minimização do aumento nos custos.

De forma a evitar transtornos com alterações de características funcionais da edificação e a possibilidade no aumento no custo total de execução da obra, é essencial que as modificações necessárias sejam realizadas ainda durante a concepção do projeto, pois “à medida que o projeto avança o custo de realizar mudanças aumenta, e a capacidade da equipe de projetistas de influenciar nesse custo é cada vez menor” (PINTO, 2019).

É neste âmbito que a metodologia BIM atua como aliada, pois projetar de forma colaborativa auxilia na gestão da informação, mitigando erros executivos, erros orçamentários, reduzindo prazos, e aumentando lucros.

3.3 LEVANTAMENTO E COMPARATIVO DE QUANTITATIVOS

Estando com o modelo parametrizado do Bloco 3 – Academia, objeto de estudo pronto e compatibilizado, para a realização do levantamento de quantitativos através do programa *Revit*, o *software* dispõe de um recurso onde gera automaticamente tabelas através do comando Tabelas/Quantidades, onde são inseridos parâmetros que podem ser configurados de acordo com a necessidade do orçamentista.

Segundo ABDI¹ (2017), quantitativos são tão detalhados quanto o nível de informação inseridas no modelo de construção. Portanto, o presente estudo, deve se ater a extração parcial de quantitativos com o somatório total de toda a edificação em estudo, considerando pela autora, apenas os materiais mais relevantes, pois para uma elaboração completa, há a necessidade da realização de refinamentos a nível mais detalhado, o que exige maior esforço quanto a demanda de tempo e podendo sobrecarregar o modelo, tornando o trabalho mais lento.

¹ ABDI. (2017). *BIM NA QUANTIFICAÇÃO, ORÇAMENTAÇÃO, PLANEJAMENTO E GESTÃO DE SERVIÇOS DA CONSTRUÇÃO*. Coletânea Guias BIM ABDI-MDIC.

Tabela 01: Quantidades dos materiais dos elementos de paredes.

<Tabela de Materiais>		
A	B	C
Nome	Descrição	Área
Alvenaria de vedação	Alvenaria de Vedação de Blocos Cerâmicos Furados na Vertical de 9x19x39cm	1153,06 m ²
Chapisco_Externo	Chapisco Aplicado em Alvenaria e Estruturas de Concreto de Fachada	1011,59 m ²
Chapisco_Interno	Chapisco Interno Desempenado	1543,40 m ²
Cornija	Cornija em Argamassa Pintada com Textura	52,33 m ²
Monocapa_Cinza Escuro	Revestimento Monocapa	489,99 m ²
Reboco_Externo	Emboço Externo ou Massa Única em Argamassa Traço 1:2:8	1098,70 m ²
Reboco_Interno	Emboço Interno em Argamassa Traço 1:2:8	1542,51 m ²

Fonte: O autor, (2021).

De modo a organizar e editar de forma mais dinâmica e poder equiparar com os quantitativos levantados do modelo 2D para a planilha orçamentária já existente da obra, esses dados extraídos através do *software Revit*, foram exportados para uma planilha no *MS Excel*, gerando uma nova tabela, que correlaciona esses quantitativos. Estando na primeira coluna a quantidade de itens; na segunda a descrição dos materiais; na terceira a unidade de medida considerada; na quarta o quantitativo levantado pela equipe de orçamentação da incorporadora, através do modelo 2D entregues pelos escritórios de projetos; na quinta o quantitativo extraído através do modelo paramétrico elaborado e compatibilizado com base na metodologia BIM; e por fim na sexta coluna a diferença em percentual entre os dois levantamentos.

Tabela 02: Comparativo entre levantamentos de quantitativos executados.

ITEM	DESCRIÇÃO	UND.	QUANT. PLANILHA ORÇAMENTÁRIA	QUANT. MODELO PARAMETRIZADO	DIFERENÇA EM %
1	BLOCO 3 - ACADEMIA				
1.0	PAREDES DE PAINÉIS				
1.1	ALVENARIA DE VEDAÇÃO DE BLOCOS CERÂMICOS FURADOS NA VERTICAL DE 9X19X39CM (ESPESSURA 9CM) DE PAREDES COM ÁREA LÍQUIDA MAIOR OU IGUAL A 6M² SEM VÃOS E ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO COM PREPARO MANUAL	M2	1.634,63	1.153,06	29,46
2.0	REVESTIMENTOS				
2.1	REVESTIMENTOS INTERNOS				
2.1.1	CHAPISCO APLICADO EM ALVENARIAS E ESTRUTURAS DE CONCRETO INTERNAS, COM COLHER DE PEDREIRO, ARGAMASSA TRAÇO 1:3 COM PREPARO EM BETONEIRA 400L	M2	2.210,10	1.543,40	30,17
2.1.2	EMBOÇO, PARA RECEBIMENTO DE CERÂMICA, EM ARGAMASSA TRAÇO 1:2:8, PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 400L, APLICADO MANUALMENTE EM FACES INTERNAS DE PAREDES, PARA AMBIENTE COM ÁREA MENOR QUE 5M2, ESPESSURA DE 20MM, COM EXECUÇÃO DE TALISCAS	M2	2.210,10	1.543,40	30,17
2.2	REVESTIMENTOS EXTERNOS				
2.2.1	REVESTIMENTO MONOCAPA RASPADO QUARTZOLIT, COR CINZA (CLARO E ESCURO), FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	M2	593,24	476,91	19,61
2.2.2	CORNILHA PRÉ- MOLDADA	M	95,97	52,33	45,47
2.2.3	CHAPISCO APLICADO EM ALVENARIA (SEM PRESENÇA DE VÃOS) E ESTRUTURAS DE CONCRETO DE FACHADA, COM COLHER DE PEDREIRO, ARGAMASSA TRAÇO 1:3 COM PREPARO EM BETONEIRA 400L	M2	738,58	1.011,59	36,96
2.2.4	EMBOÇO OU MASSA ÚNICA EM ARGAMASSA TRAÇO 1:2:8, PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 400 L, APLICADA MANUALMENTE EM PANOS DE FACHADA COM PRESENÇA DE VÃOS, ESPESSURA DE 35 MM	M2	738,58	1.011,59	36,96

Fonte: O autor, (2021).

Pode-se notar que houve diferenças consideráveis entre os levantamentos, e esse fato pode ocorrer por diversos motivos, pois no modelo tridimensional elaborado, foi levado em consideração os descontos das peças estruturais, descontos de todas as aberturas de vãos, a parede da fachada posterior não foi considerada com acabamento, devido a impossibilidade de execução por conta de proximidade com a edificação vizinha e nos acabamentos internos da platibanda foram considerados materiais de revestimento externos.

Estas considerações foram adotadas por combinarem com a condição física real da edificação, com suas medidas líquidas, porém, além da não ponderação das condições físicas reais, outros parâmetros adotados pela equipe de orçamentação, podem ter influência nestes resultados, pois é comum existirem serviços com regras alternativas para medições, que vão condizer com a fonte utilizada para base de orçamentação, como por exemplo para alvenarias e reboco, onde vãos inferiores a 2m² podem ser ignorados ou diminuídos em função do seu tamanho (ABDI¹, 2017).

Para Matos (2016), “uma das atividades da fiscalização é atestar as medições da obra”, e extrair as informações necessárias referente aos quantitativos como base na planilha orçamentária. Por isso é de fundamental importância que esta elaboração de levantamentos seja criteriosamente minuciosa, adotando parâmetros que mitiguem a possibilidade se erros.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foi possível analisar com este trabalho como o uso da metodologia BIM como auxílio de ferramentas contribuem para o desempenho no desenvolvimento do projeto, não apenas gerando ganho de produtividade para a concepção, mas como a importância do trabalho colaborativo impacta sua gestão. A interoperabilidade das disciplinas com a possibilidade da análise de conflitos gerados de maneira automática pelo *software Revit* é de grande valia, porém nesta ferramenta é necessário um estudo criterioso sobre os itens apontados como interferências, pois alguns elementos indicados podem ser decorrentes de falhas na execução, ou mesmo interpretação dos elementos dentro do próprio sistema.

¹ ABDI. (2017). *BIM NA QUANTIFICAÇÃO, ORÇAMENTAÇÃO, PLANEJAMENTO E GESTÃO DE SERVIÇOS DA CONSTRUÇÃO*. Coletânea Guias BIM ABDI-MDIC.

No que diz respeito a extração de quantitativos é uma ferramenta simples e dinâmica, mas que para a obtenção de resultados precisos e mais próximo ao real, no levantamento se faz necessário a inserção de informações detalhadas dos objetos BIM inseridos no modelo, condizendo com o que se é executado em obra.

Uma solução seria a possibilidade de incluir parâmetros nos objetos BIM, de modo que ocorra a possibilidade de filtrar os elementos que requerem a adoção de critérios alternativos, identificando como um novo campo de parâmetro. Porém, seria necessário um domínio aprofundado da ferramenta de modelagem e dos critérios de medição para fins de orçamentação (ABDI¹, 2017). Deste modo, pela dificuldade em automatizar estes elementos, inserindo informações de parâmetros necessárias, é comum que eles sejam finalizados com o auxílio de um outro *software* de planilha, onde possibilita o desenvolvimento de fórmulas mais complexas.

São inúmeros os benefícios na implementação da metodologia de construção virtual, quando utilizada da maneira correta, possibilitam maior precisão, eliminação de conflitos antes do processo de execução da obra, minimizando assim o retrabalho, o desperdício, agregando melhoria na gestão em todo o ciclo de vida da edificação, reduzindo prazos, aumentando a produtividade, a assertividade nos levantamentos e lucratividade, resultando em consistência e transparência às obras públicas.

REFERÊNCIAS

ABDI. AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL. Coletânea Guias BIM ABDI-MDIC, Vol. 3. **BIM na quantificação, orçamentação, planejamento e gestão de serviços da construção**. Brasília, DF: Agência Brasileira de Desenvolvimento Industrial, 2017. [65]p.

ABDI. AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL. Coletâneas Guias BIM ABDI-MDIC, Vol. I. **Processo de projeto BIM**. Brasília, DF: Agência Brasileira de Desenvolvimento Industrial, 2017. [80]p.

AMORIM, Sérgio Roberto Leusin de. **Gerenciamento e coordenação de projetos bim** : Um guia de ferramentas e boas práticas para o sucesso de empreendimentos. (1ª ed.). Rio de Janeiro, RJ: LTC, 2020.

¹ ABDI. (2017). *BIM NA QUANTIFICAÇÃO, ORÇAMENTAÇÃO, PLANEJAMENTO E GESTÃO DE SERVIÇOS DA CONSTRUÇÃO*. Coletânea Guias BIM ABDI-MDIC.

AsBEA. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS ESCRITÓRIOS DE ARQUITETURA. Guia AsBEA Boas Práticas em BIM: Fascículo II. **Fluxo de Projetos em BIM: Planejamento e Execução**. [S.l.].2015. [24]p.

BIMe. **BIM dictionary**. BIMe Iniciativa. Acesso em 07 de abril de 2021. Disponível em: <https://bimdictionary.com>.

BRASIL. **DECRETO Nº 10.306, de 2 de abril de 2020**. Estabelece a utilização do Building Information Modelling na execução direta ou indireta de obras e serviços de engenharia realizada pelos órgãos e pelas entidades da administração pública federal, Seção:1, Página 5. Acesso em 15 de Março de 2021. Disponível em: <https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/decreto-n-10.306-de-2-de-abril-de-2020-251068946>.

CBIC. Coletânea implementação do BIM, Vol. I. **Fundamentos do BIM**. Brasília, DF: Câmara Brasileira da Indústria da Construção, 2016.

EASTMAN, Chuck; TEICHOLZ, Paul; SACKS, Rafael; LISTON, Kathleen. **Manual de BIM** - Um guia de modelagem da informação da construção para arquitetos, engenheiros, gerentes, construtores e incorporadores. Porto Alegre, RS: Bookman, 2014.

ESCRITÓRIO DE ENG. ESTRUTURAL. **Projeto estrutural da edificação utilizando software TQS®**. [S. l.], 03 março. 2021. 1 mensagem eletrônica.

GIL, Antônio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. (4ª Ed.). São Paulo, SP: Atlas,2002.

KENSEK, Karen. **Building information modeling: BIM: fundamentos e aplicações**. (E. Furmankiewicz, Trad.) Rio de Janeiro, RJ: Elsevier Editora Ltda,2018.

MATOS, Cleiton Rocha de. **O uso do BIM na fiscalização de obras públicas**. 2016. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil). Universidade de Brasília, Brasília, DF: 2016.

PINTO, Pedro Praia Fiuza Dias. **A plataforma BIM na compatibilização de projetos de arquitetura e estrutura: estudos de caso**. 2019. [180] f., il. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo). Universidade de Brasília, Brasília, DF: 2019.

SILVA, Rafael Fernandes. **Curso democratizando o BIM**. Conceituação básica em BIM. Plataforma BIM – Brasília, DF: Agência Brasileira de Desenvolvimento Industrial, 2021. [293]p..

USO DA FERRAMENTA BIM PARA POSSÍVEIS SOLUÇÕES DE PROBLEMAS EM PROJETOS: ESTUDO DE CASO DE UMA OBRA EM CABEDELO - PB

Thalyta Alves Arruda¹
Arnaldo Dias de Almeida Neto²

RESUMO

Na construção civil, os projetos indicam e direcionam, para o que e como devem ser executados, servindo como um guia, entretanto, eles são os responsáveis pela maior parte dos problemas patológicos em obras, seja por falhas de detalhamento, por omissões ou por falta de compatibilização entre projetos. Neste trabalho mostraremos através de um estudo de caso, dez problemas ocorridos na execução de um empreendimento, localizado na Paraíba, na cidade de Cabedelo, por falhas em projetos, e uma pesquisa explanatória sobre o uso da ferramenta BIM, que é pouco utilizada ainda no cenário brasileiro, para as possíveis soluções. Diante disso, concluiu-se que os problemas tratados ao longo deste trabalho sejam evitados, a utilização da metodologia BIM é uma boa e possível solução.

Palavras-chave: Construção civil. Estudo de caso. Erros em Projetos. Compatibilização. Metodologia BIM.

ABSTRACT

In civil construction, the projects indicate and direct, for what and how they should be executed, serving as a guide, however, they are responsible for most of the pathological problems in works, either by failures of detailing, omissions or lack of compatibility between projects. In this paper we will show through a case study, ten problems that occurred in the execution of a project, located in Paraíba, in the city of Cabedelo, due to flaws in design, and explanatory research on the use of the BIM tool, which is still little used in the Brazilian scenario, for possible solutions. Given this, it was concluded that if the problems dealt with throughout this work are avoided, the use of BIM methodology is a good and possible solution.

Keywords: Civil construction. Case study. Project errors. Compatibilization. BIM methodology.

1 INTRODUÇÃO

Quando falamos em projeto de maneira geral, segundo Ferreira (1986) "... é uma ideia que se forma de executar ou realizar algo, no futuro". Todavia quando relacionamos com a construção civil, o projeto vai além do que um produto final, ele deve vir atrelado de informações necessárias para sua execução, como detalhes construtivos que serão utilizados para seu planejamento, diretamente ligado com o seu prazo e seu custo. Então projeto é definido pela "atividade ou serviço integrante

¹ Graduanda em Engenharia Civil – Centro Universitário UNIESP, Cabedelo, PB. E-mail: thalytaalves09@gmail.com. Currículo: <http://lattes.cnpq.br/4640363004970503>.

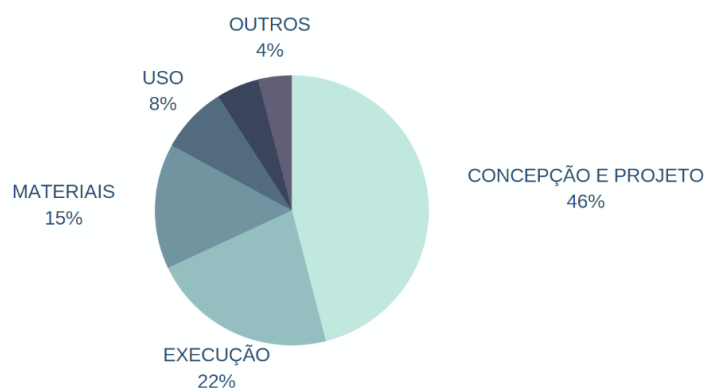
² Professor do Curso de Engenharia Civil – Centro Universitário UNIESP, Cabedelo, PB. E-mail: arnaldo.almeida@iesp.edu.br. Currículo: <http://lattes.cnpq.br/5095391920347676>.

do processo de construção, responsável pelo desenvolvimento, organização, registro e transmissão das características físicas e tecnológicas especificadas para uma obra, a serem consideradas na fase de execução” (MELHADO, 1994).

Com o decorrer do tempo os edifícios vêm apresentando um aumento de complexidade em seus projetos, fazendo com que seja aumentada a quantidade de problemas, de materiais, serviços e tecnologias. Na construção civil brasileira, grande parte dos problemas na execução de edifícios podem ser atribuídos a falhas de detalhamento, de omissões, ou de compatibilização dos projetos. Segundo WEIMER, e, (2018) “... a maioria das manifestações patológicas têm origem nas fases de concepção (projeto) e de execução (construção)”. Estes problemas são recorrentes em obras, onde é comum que se inicie sua execução sem que os projetos executivos estejam concluídos THOMAZ (2001), este fato mostra que ainda não é dada a importância necessária para os projetos.

Autores como Grunau (1981, *apud* HELENE, 1992, pag. 22) e Motteu&Cnudde (1989, *apud* MELHADO, 1992, pag.22) apresentam após a realização de seus estudos, que a origem da maior parte dos problemas patológicos na construção civil está na etapa de projeto, variando entre 36% a 49%, conforme a Figura 1.

Figura 1 - Origens dos problemas patológicos das construções.



Fonte: MOTTEU & CNUUDE (1989, *apud* MELHADO, 1992, pag.22).

A fase de projeto é fundamental para que as falhas sejam reduzidas consideravelmente, quer seja na sua execução, na sua interpretação e nos seus custos. Infelizmente, ainda existe uma cultura no Brasil em que o projeto é mais uma “burocracia” a ser realizada, fazendo com que não seja dada a importância da

realização de tomadas de decisões durante a execução dos projetos, resultando em tê-las que realizá-las durante a execução da obra.

Existem soluções para que estes problemas sejam reduzidos, com a evolução da tecnologia o BIM, ou *Building Information Modeling*, é uma boa escolha para isto. Diversas são as definições para BIM. Para EASTMAN, *et al.* (2008) e CBIC (2016), BIM é uma metodologia de modelagem representada por um produto em modelo digital, porém não apenas um modelo 3D mas sim, o resultado do fluxo de informações do desenvolvimento do projeto, sendo um conjunto associado de processos para produzir, comunicar e analisar modelos de edificações. O BIM não se restringe em uma etapa, mas sua aplicabilidade se dá "... ao longo de todo o ciclo de vida das edificações, desde a sua concepção até o descomissionamento, com reuso ou demolição..." (ABDI, 2017). Com essa metodologia aplicada à construção civil, os usuários envolvidos poderão extrair visões assertivas do projeto, trazendo soluções para cada possível problema encontrado ao decorrer da obra, tornando a concepção dos projetos mais eficiente e realista.

Geralmente os projetos são desenvolvidos paralelamente, por diversos projetistas (arquitetura, estruturas e instalações), que são reunidos muitas vezes, somente na hora da execução de cada serviço na obra. Este cenário resulta em inúmeras incompatibilidades, que implicam em perdas de materiais e produtividade, devido a retrabalhos (PICCHI e AGOPYAN, 1993). Ademais com a utilização de *software* AutoCAD[®] – *Computer Aided Design*, em desenhos bidimensionais, os projetistas trabalham de forma individual fazendo com que cada projeto receba interpretações diferentes e os ajustes, caso necessários, são realizados isoladamente ao longo do seu desenvolvimento (ASBEA, 2013).

No desenvolvimento do projeto, da construção e da operação do edifício com o BIM "... as pessoas envolvidas no processo devem ser capacitadas a identificar erros ou melhorias possíveis e a comunicá-los no momento correto à pessoa correta" como diz a ABDI (2017), tornando uma comunicação mais eficiente, um nível de informação e detalhamento adequado, para as tomadas de decisões necessárias, tornando mais possível o cumprimento de prazos e custos pré-estabelecidos.

Algumas das vantagens de um processo utilizando o BIM são: visualização 3D do que está sendo projetado; ensaios da obra para o planejamento, estudando de maneira detalhada todas as etapas previstas para execução de uma obra;

extração automatizada de quantitativos, sendo mais consistente, preciso e ágil as informações das quantidades; a identificação de interferências entre objetos de projetos de várias disciplinas automaticamente, tendo um bom ritmo para edificações complexas e preparando sua empresa para o futuro (CBIC, 2016).

Este estudo tem como objetivo indicar erros decorrentes dos projetos, ocorridos em uma obra localizada em Cabedelo – PB, apresentando como uso de ferramentas BIM - *Building Information Modeling*, poderia ter evitado a ocorrência destes problemas.

2 METODOLOGIA

2.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Este estudo foi realizado por meio do acompanhamento da execução de um edifício residencial multifamiliar com 2 torres, contendo 11 pavimentos em cada uma, sendo 9 pavimentos tipo, semi-subsolo e pilotis. A Figura 2 apresenta a localização da cidade de Cabedelo – Paraíba, Brasil, onde se encontra o empreendimento.

Figura 2 - Localização de Cabedelo/PB no Nordeste do mapa do Brasil.



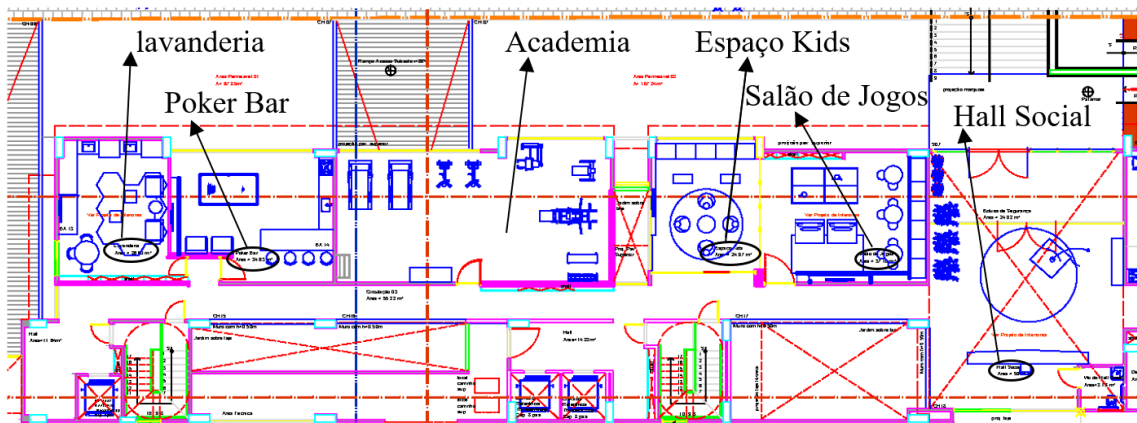
Fonte: *Google Earth*.

Para efeito desse estudo a análise se deteve ao pavimento Pilotis e fachadas.

O Pilotis é composto por *Lobby*, *Espaço Gourmet*, *Salão de Festas*, *Lounge Externo*,

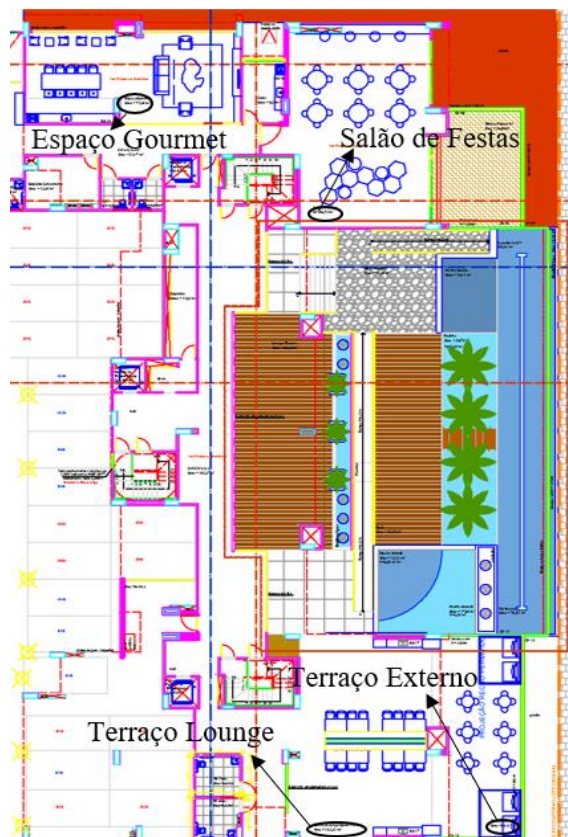
Piscinas, *Terraço Lounge*, *Apoio Piscina*, *Salão de Jogos*, *Espaço Kids*, *Academia*, *Poker Bar*, *Lavanderia* e *Garagens* e possui 707,32 m², em projeto arquitetônico. As Figuras 3 e 4 apresentam a planta baixa do pilotis descrito acima.

Figura 3 - Planta baixa Pilotis embaixo da Torre B do empreendimento de estudo.



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 4 - Planta baixa Pilotis abaixo da Torre A do empreendimento de estudo.



Fonte: Acervo pessoal.

Os projetos da construtora pesquisada foram realizados por escritórios terceirizados, alguns deles localizados forada cidade do estudo. Os projetos estrutural, arquitetônico e interiores, elétricos e hidrossanitários foram elaborados por escritórios de projetos distintos.

O Pilotis possui as lajes do tipo concreto protendido, armadas em duas direções, vigas e pilares, de concreto armado de alturas variáveis, vedação em blocos cerâmicos, revestimentos variáveis, acabamentos variam em argamassa e gesso e forro em sistema de *drywall*.

As fachadas são divididas em noroeste, leste, oeste para Torre B e sudeste e oeste para Torre A. Com acabamento em revestimento cor chumbo e cor branca formato 7,5 x 7,5 cm.

2.2 PROCEDIMENTO DE COLETA DE DADOS

A coleta de dados foi realizada por meio de uma análise prioritária do pavimento Pilotis e fachadas, ambos na fase de acabamento, onde os conflitos de projetos foram mais pertinentes. Foi realizado o acompanhamento da execução do empreendimento e um relatório fotográfico, onde foram coletados os erros encontrados no momento da sua execução oriundos dos projetos, por incompatibilidades entre projetos, falta de detalhamento e de comunicação entre os envolvidos.

Os projetos foram analisados em formato de arquivo *.dwg*, utilizando o programa AutoCAD® em 2D, que foram elaborados a partir do projeto arquitetônico. Foi realizada uma sobreposição dos projetos e um estudo comparativo das informações. Realizando um levantamento dos problemas ocorridos *in loco*, foram listados os erros e identificados por erro e local, para melhor visualização, bem como as possíveis soluções.

Com a listagem dos erros foi feita uma pesquisa exploratória sobre a possível solução com a utilização da ferramenta BIM.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir dos dados obtidos pôde-se pontuar cada problema ocorrido no objeto de estudo. As seções abaixo têm como finalidade a exposição detalhada do ocorrido em obra e propor solução com a utilização da ferramenta BIM. A tabela 1 mostra os 10 (dez) problemas que serem explanados neste trabalho de acordo com o estudo realizado por Pinto (2016).

Tabela 1 – Tabela de Problemas, apresentando os projetos relacionados, os elementos conflitantes, as interferências físicas, soluções propostas e as consequências dos problemas.

	Problema	Projetos	Elementos conflitantes	Interferência física	Solução Proposta	Consequência
1	Falta de portão de acesso pilotis	Arquitetônico	Portão	-	Quantitativo automatizado	Orçamento subfaturado
2	Falta de revestimento para fachada	Arquitetônico	Quantitativo de revestimento da fachada	-	Quantitativo automatizado	Atraso de prazo
3	Instalações elétricas aparentes na academia	Elétrico x Inst. Hidráulicas	Tubulações	Tubulações x Instalações elétricas	Compatibilizar projeto arquitetônico, elétrico com projeto de instalações hidrossanitários, prevendo as tubulações no local	Mudança feitas in loco, venda com imagem diferente com a realidade de obra
4	Laje aparente, não prever as tubulações	Arquitetônico x Inst. Hidráulicas	Forro x laje aparente	Tubulações x forro	Compatibilização dos projetos, prevendo tubulações na altura da tubulação mais baixa	Retrabalho, solução in loco, atraso de prazo e tubulação no seu limite de declividade.
5	Localização de tomadas da academia nas janelas	Elétrico x arquitetônico	Tomadas x Janelas	Tubulação de passagem de fiação x janelas	Compatibilização dos projetos prevendo janelas no local das tubulações	Estética, atraso de prazo devido a tomada de decisões in loco

DIÁLOGOS CIENTÍFICOS EM ENGENHARIA: PRODUÇÕES ACADÊMICAS 2021.1

Rita de Cássia Alves Leal Cruz | Keny Rodrigues Batista | Giuseppe Cavalcanti de Vasconcelos
(Organizadores)

6	Previsão de ar-condicionado no local de um banco de forro de drywall	Elétrico x arquitetônico	Ar-condicionado	Ar-condicionado x banco	Compatibilizar arquitetônico com instalações, prevendo passagem de tubulações no local	Atraso de prazo devido a tomada de decisões in loco
7	Forros do pilotis em uma altura inferior do previsto em projeto, devido as tubulações	Arquitetônico x Inst. Hidráulicas	Forro x tubulações	-	Prever tubulações na altura do forro	Estética modificada, tomada de decisões in loco
8	Forro cedeu no salão de festas devido a fixação das grelhas metálicas no forro de drywall	Arquitetônico	Forro x estrutura metálica	-	Detalhamento melhor prevendo ponto de fixação da grelha metálica na laje	Custo, retrabalho, atraso e tomada de decisões in loco
9	Ponto de televisão salão de jogos realocado devido a mudança de projeto	Elétrico x arquitetônico	Pontos elétricos	-	Modificação em projeto para depois relocar in loco	Retrabalho devido a mudança de local
10	Janelas dos banheiros sem fumê	Esquadrias	Janelas	-	Informação da janela correta	Instalação de fumês após as janelas já estarem no local, atraso de prazo

Fonte: Acervo pessoal.

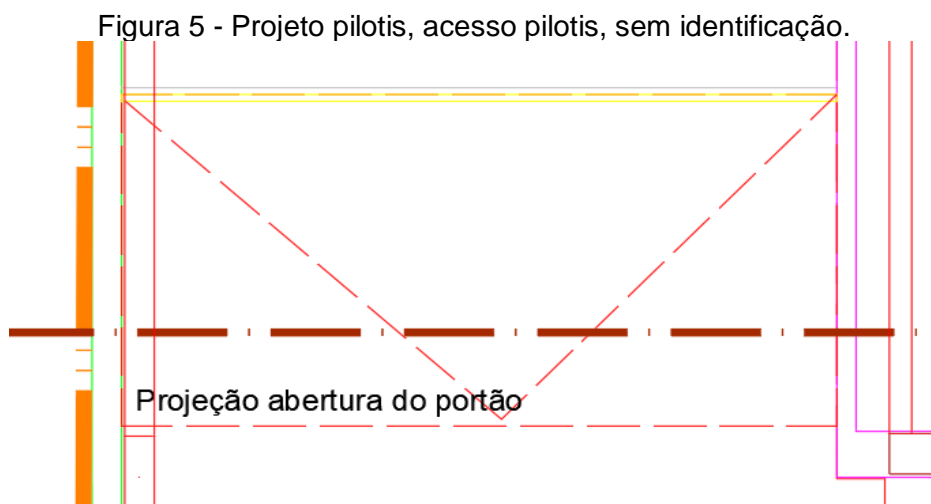
3.1 PROBLEMA 1 – FALHA NO QUANTITATIVO DO PORTÃO DE ACESSO PILOTIS

Ao verificar o orçamento das esquadrias constatou-se que havia sido realizado o pedido de apenas um portão, o de acesso ao Semi-subsolo (GF.01), como mostra a tabela de quantitativo de esquadrias de ferro apresentado na Tabela 2. Foi constatado que o portão de acesso ao pilotis não tinha sido orçado e pedido, por falta de identificação e de constar no quantitativo.

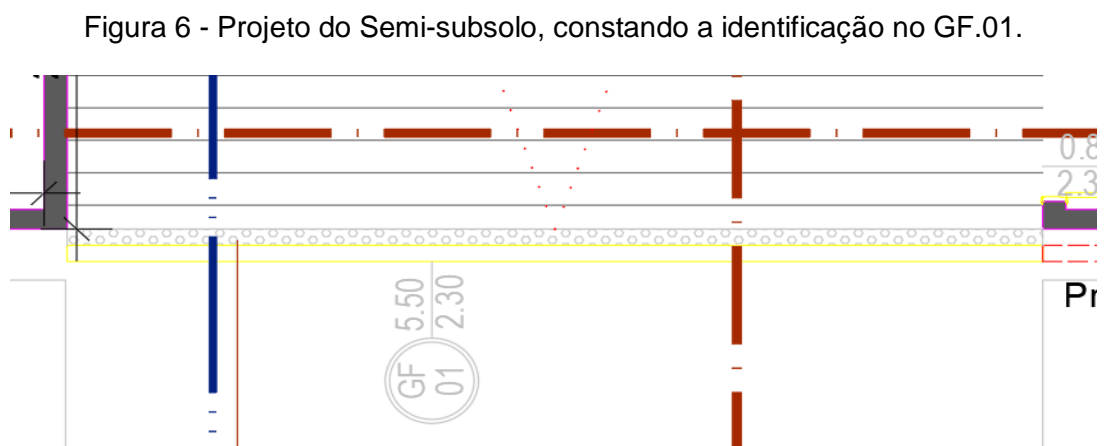
Tabela 2 – Tabela de quantitativo de esquadrias de ferros apresentando 01 portão em ferro galvanizado tipo basculante. Sem constar 01 portão acesso pilotis.

TABELA DE FERRO					
CAIXILHO	LOCALIZAÇÃO	DIMENSÃO	PEITORIL	TIPO	QUANT.
GF. 01	ACESSO VEÍCULOS	5,50 x 2,30	-	PORTÃO EM FERRO GALVANIZADO TIPO BASCULANTE	01
GF. 02	GERADOR	3,00 x 2,30	-	GRADIL EM FERRO GALVANIZADO 2 FLS, 1 FIXA E 1 DE CORRER	01
GF. 03	LIXO/ GÁS	0,80 x 2,30	-	GRADIL EM FERRO GALVANIZADO 1 FL DE GIRO	02
GF. 04	BOMBA DE RECALQUE	5,15 x 2,30	-	GRADIL EM FERRO GALVANIZADO	01

Fonte: Acervo Pessoal.



Fonte: Acervo pessoal.



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 7 - Projeto de esquadrias, identificação e detalhe do GF.01.



Fonte: Acervo pessoal.

O orçamento foi realizado através da extração do quantitativo, utilizando as quantidades apresentadas pelo projetista na tabela (Tabela 2) e realizada a verificação manual pelo projeto, pois o levantamento das quantidades de um projeto, quando apresentado em *.dwg* (extensão do CAD) ou impresso é a forma manual (contagem dos elementos indicados no projeto), neste caso não havia a identificação de um gradil para o pilotis. Este erro resultou em um orçamento subfaturado, incoerente com a realidade.

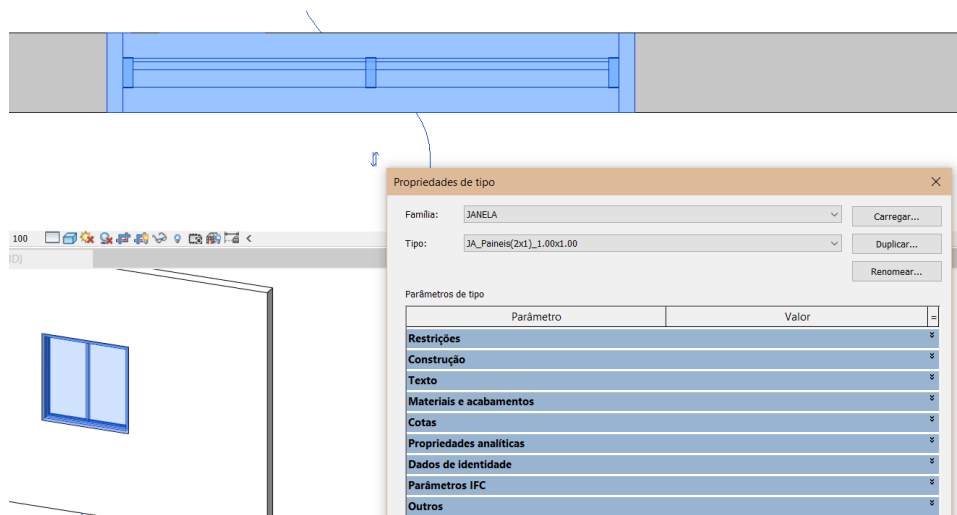
Uma forma para que este problema não viesse a acontecer, seria a troca do CAD para utilização da ferramenta BIM, pois com ele as linhas, exemplificada na Figura 8, seriam transformadas em objetos, contendo propriedades predefinidas, ou definidas pelo projetista que completam quantidades de material, como mostra a Figura 9 (LACERDA, CRISTINE , *et al.*, 2009).

Figura 8 - Representação de uma janela em *dwg* no AutoCAD®.



Fonte: Acervo Pessoal.

Figura 9 - Representação de uma janela no Revit, planta baixa, em 3D, e informações que podem ser adicionadas ao objeto BIM.



Fonte: Acervo Pessoal.

A CBIC (2016) define os objetos BIM como paramétricos e inteligentes, ou seja, os objetos já contêm informações sobre si mesmos, sobre o seu relacionamento com outros objetos, e com seu entorno ou ambiente inserido. Como uma janela, ela “entende” que precisa ser “hospedada¹” numa parede, ela consegue “perceber”, “interpretar” e “reagir” automaticamente, fazendo com que se garanta a consistência e a integridade das soluções projetadas, diferente dos desenhos CAD, que depende da atenção humana.

Com a extração automática das quantidades do projeto, se garante a consistência, a precisão e a agilidade com o acesso às informações das quantidades. Sendo possível a obtenção de quantitativos muito mais detalhados, adequados para composição de orçamentos executivos ou listagens para compras de suprimentos. Como mostra o estudo de Morgan (2006), realizado com seus estudantes, no qual foi concluído que com a elaboração de quantitativos através do BIM, eles foram mais rápidos e com uma boa precisão.

Para esta obtenção de orçamentos, é necessário um desenvolvimento maior do modelo, com a aproximação maior com a realidade da execução, com especificações precisas de todos os elementos que compõem a obra. Quanto maior o nível de detalhamento e de informação no projeto, maior será o grau de precisão do orçamento. Além disso, o BIM permite a extração de quantitativos diretamente

¹ O termo “hospedada” remete às janelas, que no programa *Autodesk Revit®*, de acordo com a AUTODESK (2020) são elementos hospedados, onde precisam ser inseridas em uma parede, que é o elemento hospedeiro.

dos elementos construídos no modelo, fazendo com que tenha uma atualização constante à medida que o projeto evolui, segundo (ABDI, 2017).

Logo, se este empreendimento de estudo fosse realizado a partir de projetos construídos em programas da ferramenta BIM, como o *Autodesk Revit®*, a medida de que o projetista fosse inserindo elementos no projeto, automaticamente seria inserido como informação no quantitativo. Ou seja, ao inserir os portões, no realizar do quantitativo o programa iria reconhecer que no projeto existia 2 (dois) portões, fazendo com que não houvesse um orçamento subfaturado.

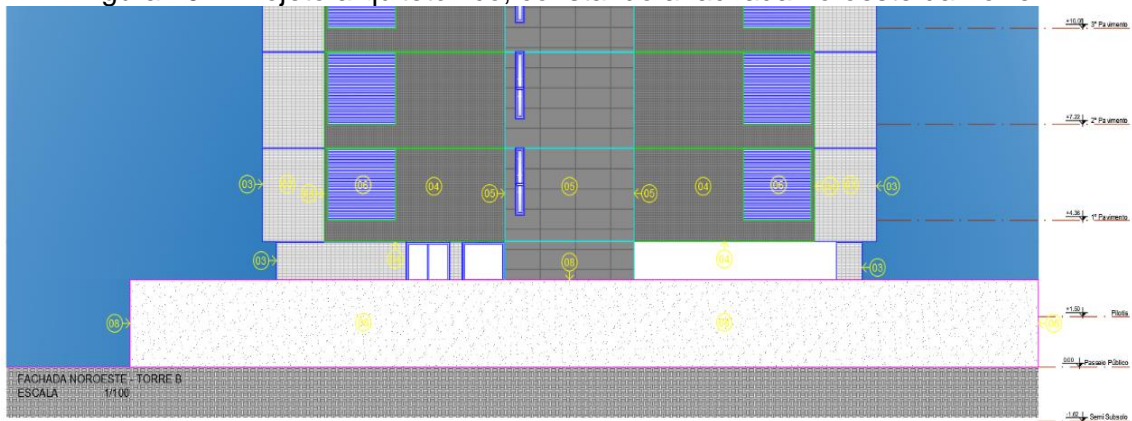
3.2 PROBLEMA 2 – FALTA DE REVESTIMENTO PARA FACHADA

Ao se executar o revestimento da fachada noroeste da Torre B, a equipe não pôde concluí-lo nas áreas técnicas por falta de material (revestimento cor chumbo formato 7,5 x 7,5 cm). A equipe foi remanejada para outro local, atrasando a finalização desta fachada. Após a chegada do complemento de material, adquirido por meio de um novo orçamento, outro profissional foi deslocado para finalizar serviço.

O quantitativo para orçamento dos revestimentos da fachada não foi realizado de maneira assertiva, fazendo com que no momento da execução não houvesse material suficiente, causando um atraso grande na obra e um orçamento previsto falho. Xavier (2008) considera a fase de levantamento de quantidades a mais importante para elaboração do orçamento e ainda mostra o critério de levantamento de quantidade adotado pelo Fundação para o Desenvolvimento Escolar (FDE) sendo para os “Azulejos: m² - pela área real da superfície efetivamente revestida, deduzindo-se toda e qualquer interferência, acrescentando-se as áreas desenvolvidas como espaletas ou dobras.”

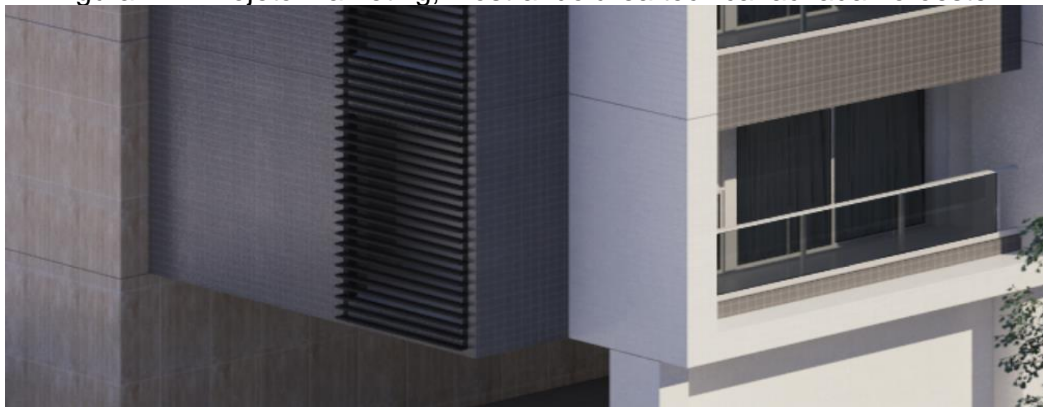
Assim como o problema 1, o 2 ocorreu por falta de precisão no quantitativo. Com o BIM as quantidades seriam mais aproximadas com a realidade da obra, evitando retrabalho e atraso. Para realizar o pedido do revestimento, os dados de quantidades seriam retirados dos projetos, sem a necessidade de realizar um levantamento de quantitativos em obra, visto as dificuldades de medição em alguns locais de difícil acesso.

Figura 10 – Projeto arquitetônico, constando a fachada noroeste da Torre B.



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 11 - Projeto marketing, mostrando área técnica fachada noroeste.

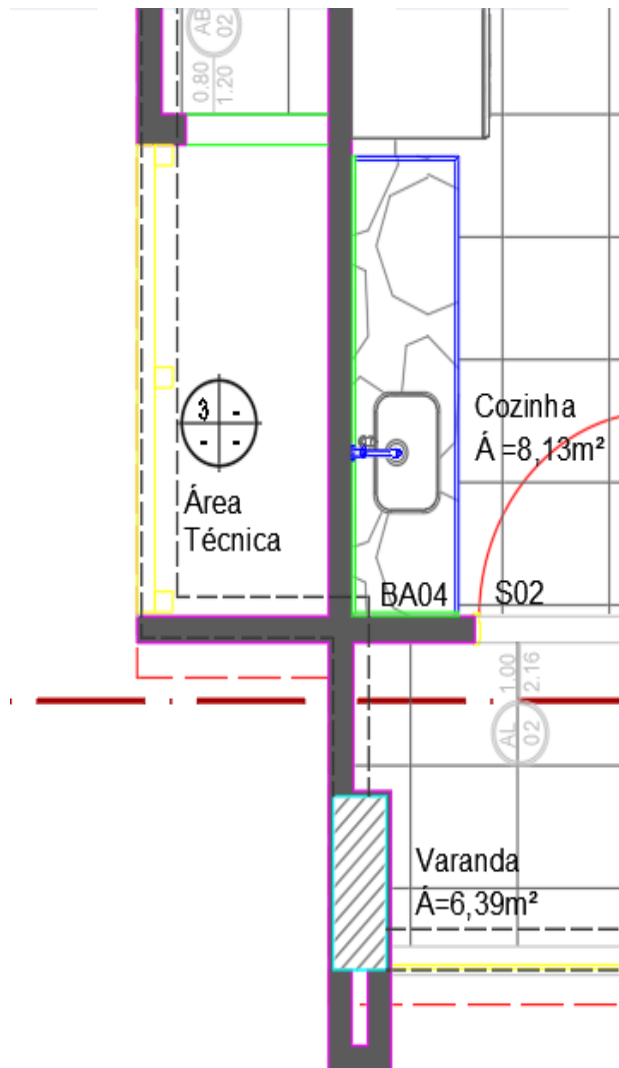


Fonte: Acervo Pessoal.

Figura 12 – Pedreiro que foi deslocado da sua frente para finalizar a fachada noroeste na chegada das pastilhas faltantes.



Figura 13 - Planta baixa identificando local da área técnica.



Fonte: Acervo pessoal.

3.3 PROBLEMA 3 – INSTALAÇÕES ELÉTRICAS APARENTES DA ACADEMIA

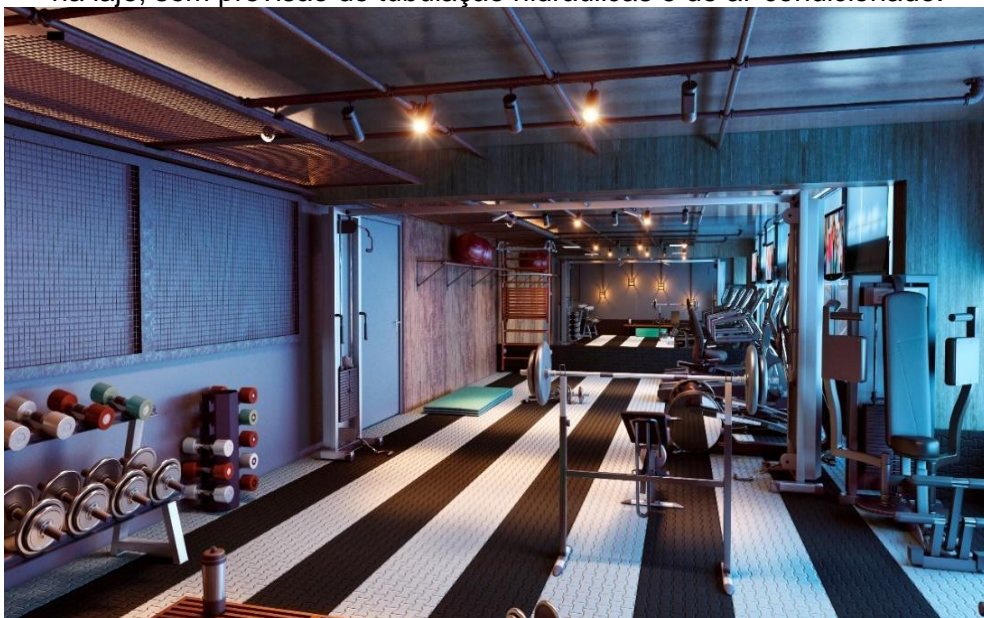
O projeto arquitetônico indicava que a laje da academia seria aparente, conforme Figura 14, porém as tubulações que passam no local impossibilitaram que a laje fosse aparente, sendo necessário instalar um forro para cobrir as tubulações hidráulicas, de esgoto sanitário e de ar-condicionado. Ademais isto, quando foi executado o forro de *drywall*, partindo do nível do cortineiro embutido, que se pede em projeto arquitetônico (Figura 15), o forro ficaria a uma altura que impossibilitaria o equipamento mais alto da academia ser instalado. Foi feito o

forro, ignorando o cortineiro e considerando a altura da tubulação mais baixa, na sua inclinação máxima, ficando em uma altura de 2,46 m.

Este problema ocorreu devido à falta de compatibilização entre o projeto arquitetônico, o de instalações hidrossanitárias e de ar-condicionado, prevendo as passagens das tubulações. Onde a compatibilização é realizada a partir da sobreposição das disciplinas envolvidas na construção de um edifício (PINTOS, 2019). Para (PICCHI e, 1993) a redução de retrabalhos e patologias é a realização de compatibilização. Com os projetos em *.dwg* esta sobreposição de desenhos é realizada em 2D sobrepondo as camadas a fim de identificar de forma visual e manualmente as possíveis interferências, tornando este processo lento, suscetível a erros e dependem do uso de desenhos atualizados. Já a detecção automática de interferências é excelente para a identificação de erros, conflitos de projeto, como objetos que ocupam o mesmo espaço ou estarem próximos. Todas as disciplinas podem ser colocadas juntas e comparadas, interfaces com múltiplos sistemas são facilmente verificadas. A motivação é identificar conflitos antes que sejam detectados na obra (EASTMAN, TEICHOLZ, *et al.*, 2014).

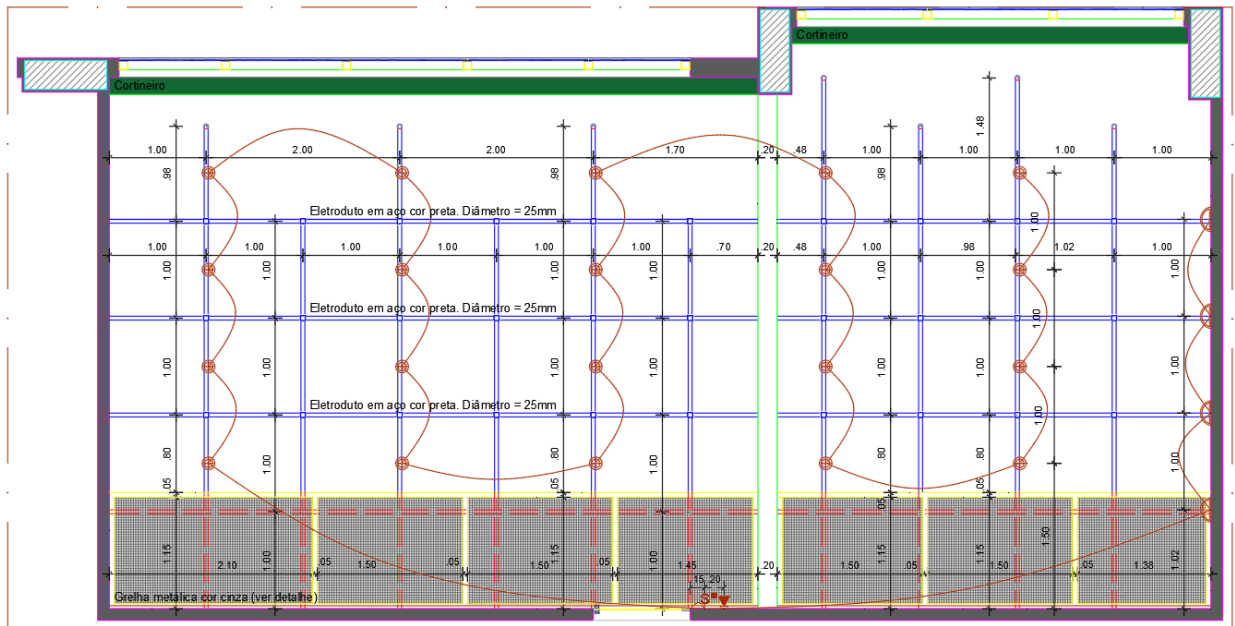
A realização da compatibilização com a ferramenta BIM seria facilmente detectado as tubulações que passam na academia, fazendo assim que o projetista do projeto arquitetônico procurasse outras soluções para o forro, buscando evitar a interferência física antes da sua execução.

Figura 14 - Imagens do projeto marketing, mostrando instalações elétricas aparente direto na laje, sem previsão de tubulação hidráulicas e de ar-condicionado.



Fonte: Acervo Pessoal.

Figura 15 - Projeto arquitetônico mostrando cortineiro e caminho dos eletrodutos de cor preta.



Planta Baixa . Paginação de teto - Academia
Escala 1/50

Fonte: Acervo pessoal.

3.4 PROBLEMA 4 – LAJE APARENTE DA ACADEMIA

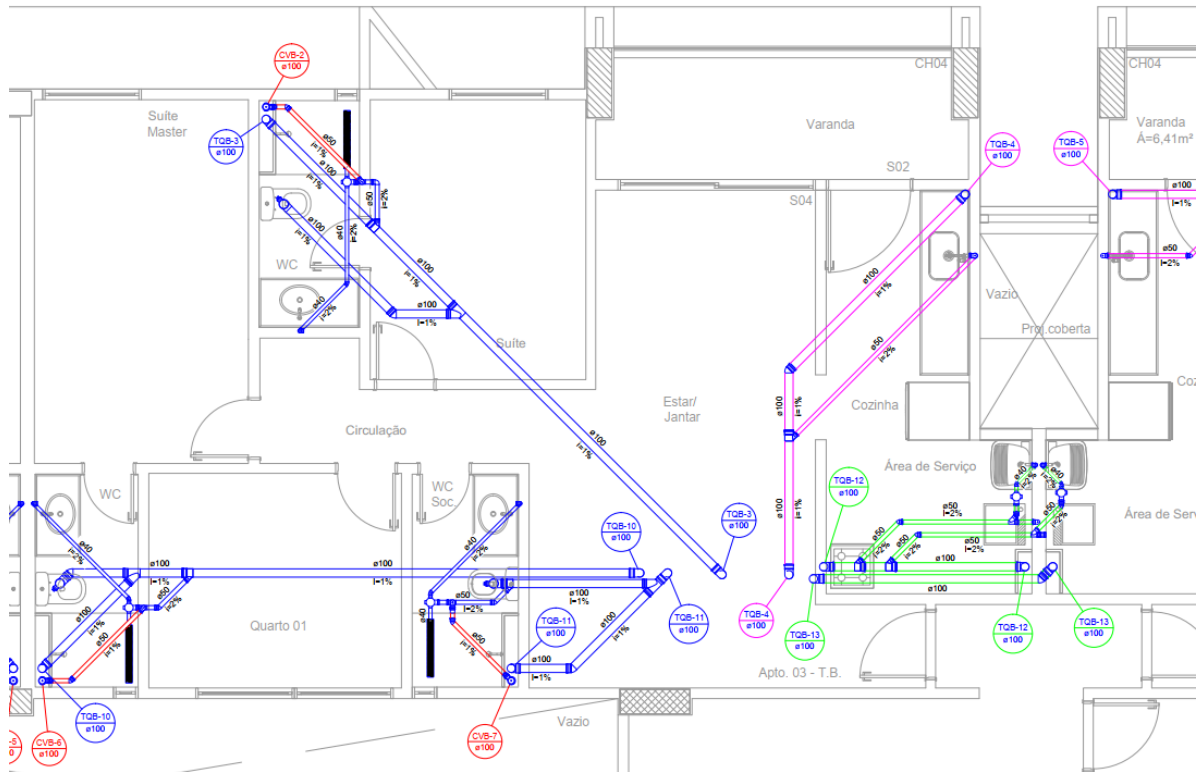
Ao executar as instalações elétricas da academia, foi visto que as instalações elétricas eram aparentes com a fiação passando por dentro de eletrodutos em aço de cor preta, de acordo com as imagens do marketing, na Figura 14 e no projeto arquitetônico nas Figuras 15. Porém o projeto arquitetônico não previa as tubulações hidráulicas e sanitárias do projeto (Figura 16), e as de ar-condicionado que passavam pelo teto.

A falta de compatibilização entre projetos resultou em uma aparência diferente do que foi prometido aos clientes. A compatibilização teve que ser realizada em obra por terceiros. Com a impossibilidade da execução de laje aparente, vista no problema anterior, foi realizado forro de *drywal* e as instalações tiveram que ser embutidas no forro (Figura 17).

Para que este problema não ocorresse o projeto arquitetônico deveria estar compatibilizado com os complementares, assim seria feita uma tomada de decisões a respeito da problemática, antes de ser executado em obra. Com o BIM isso seria facilmente visto. Pois como no problema 3 foi citado, com a compatibilização os

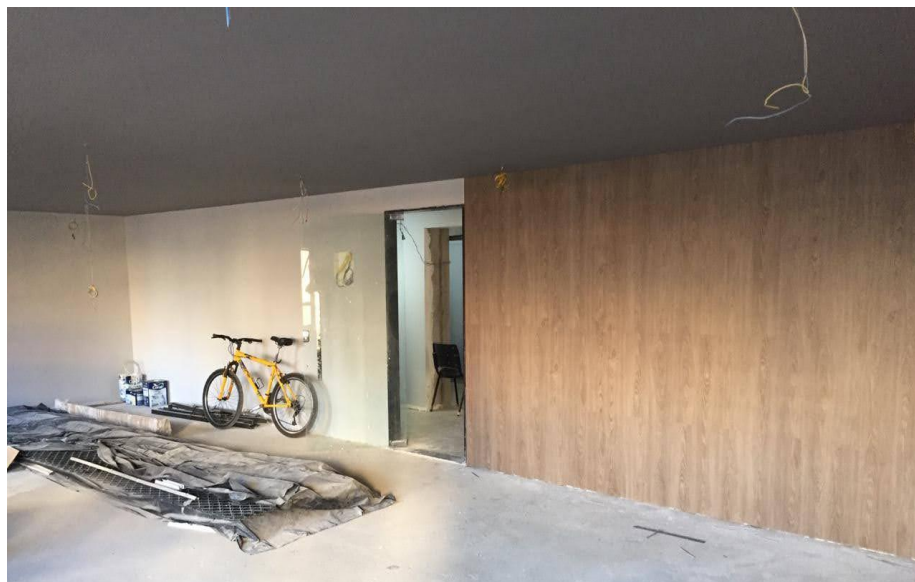
envolvidos no projeto sobrepõem as disciplinas, assim visando soluções de possíveis problemas de interferências.

Figura 16 - Projeto de esgoto que do pavimento tipo, mostrando tubulações que desce para academia, com suas inclinações.



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 17 - Teto com forro de *drywall*, sem seguir o projeto arquitetônico por causa das tubulações existentes no local.

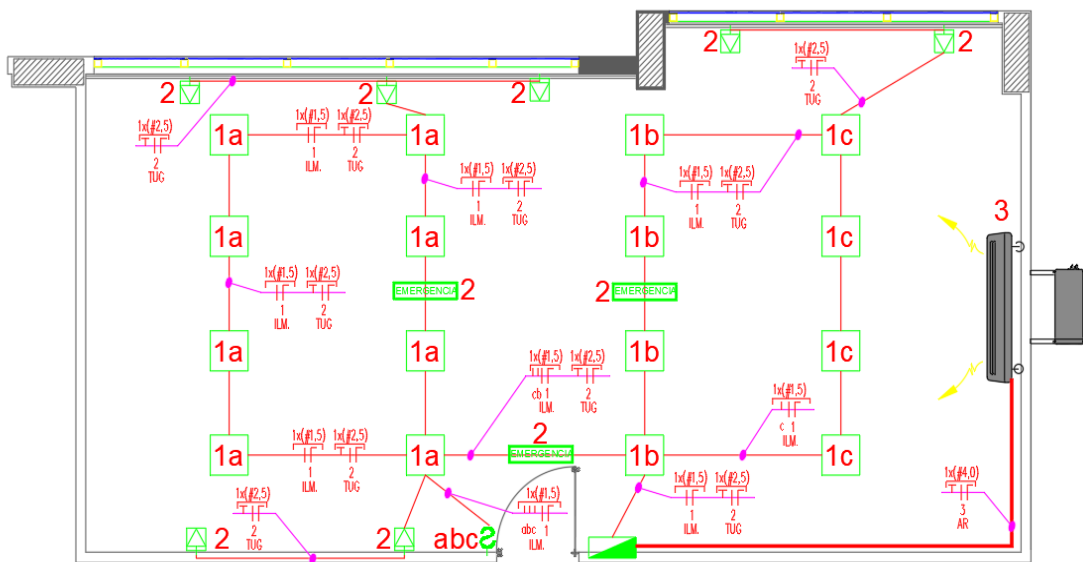


Fonte: Acervo pessoal.

3.5 PROBLEMA 5 – LOCALIZAÇÃO DAS TOMADAS DA ACADEMIA

O projeto elétrico da academia constava tomadas baixas nas janelas, como podemos ver na Figura 18 e na elevação da Figura 19. Porém no projeto arquitetônico as instalações são aparentes, impossibilitando a execução do caminho das fiações dentro de eletrodutos da qual o projeto elétrico previa, como podemos ver no projeto da Figura 18.

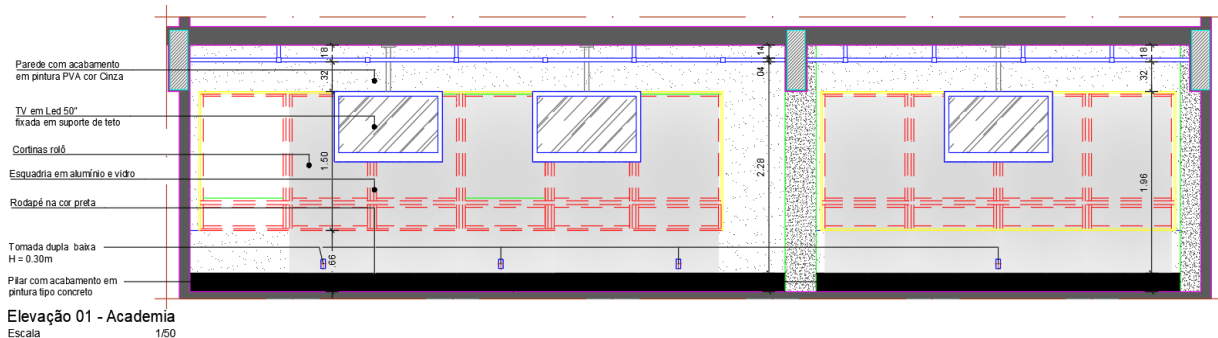
Figura 18 - Projeto Elétrico da academia, mostrando o caminho da fiação e as tomadas baixas nas janelas.



PLANTA BAIXA - ACADEMIA

Fonte: Acervo pessoal.

Figura 19 - Elevação das paredes onde se localizam as tomadas baixas da academia.



Fonte: Acervo pessoal.

A falta de compatibilização entre estes projetos causou um atraso na execução das instalações elétricas e dos demais serviços, pois teve a necessidade de realizar uma compatibilização do projeto elétrico com o projeto arquitetônico em

obra, realizando um novo caminho de passagem dos eletrodutos até as tomadas baixas. Ficando a passagem para as tomadas onde não havia janelas ao lado do pilar do meio da academia.

Novamente a falta de compatibilização causou vários problemas na obra, sendo necessária a realização de uma tomada de decisões e modificações nos projetos por terceiros, por não ter um acesso e comunicação facilitada com os projetistas.

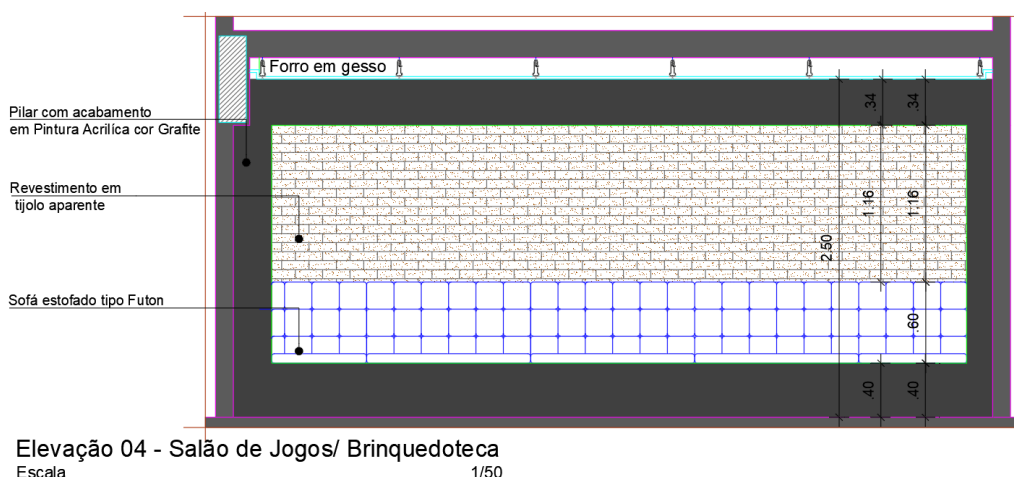
3.6 PROBLEMA 6 – LOCALIZAÇÃO DO AR-CONDICIONADO DO SALÃO DE JOGOS

Na execução da instalação do ar-condicionado no Salão de Jogos, por uma empresa terceirizada, foi identificado que sua localização estava conflitando com um banco que constava no projeto arquitetônico com mostra a elevação da Figura 20.

Houve a necessidade da uma realocação do ar-condicionado, para um local o qual não estivesse conflitando com nenhum elemento. Essa modificação de local foi realizada pelo executor do empreendimento na obra, sem que houvesse um cálculo específico de eficiência do ar-condicionado, não passou pelo engenheiro elétrico esta decisão, pois o contato era deficiente com o mesmo. A sua instalação foi atrasada e os demais serviços do local também.

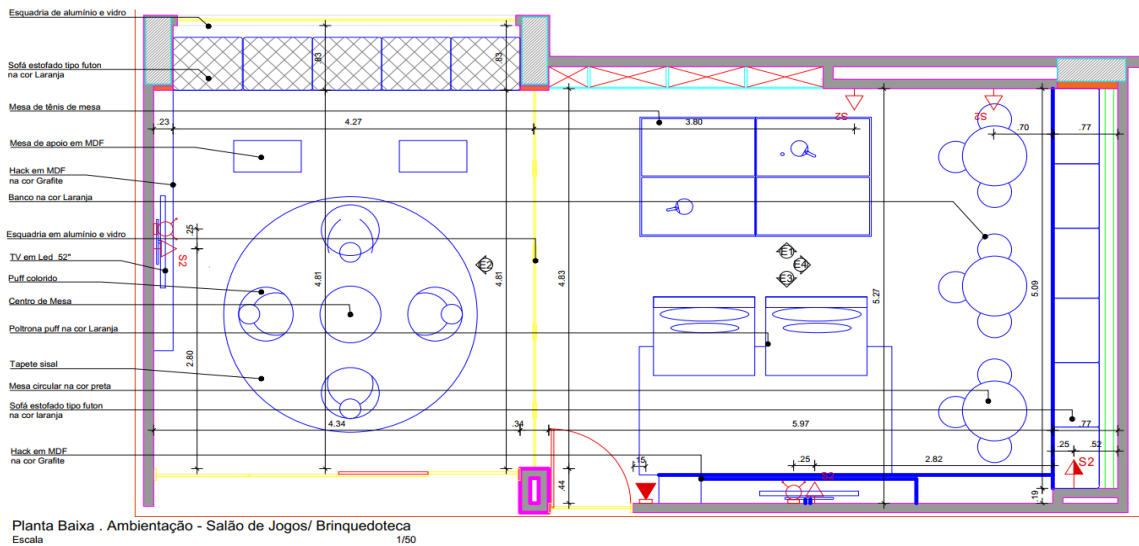
Esta interferência física ocorreu por uma falta de compatibilização entre o projeto elétrico e o arquitetônico. Caso ocorresse o projetista de instalações elétricas iria perceber a existência do banco na apresentação em 3D, assim realocando o ar-condicionado, antes de ocorre o problema na obra.

Figura 20 - Elevação 4 do Salão de Jogos, identificando o banco no projeto arquitetônico.



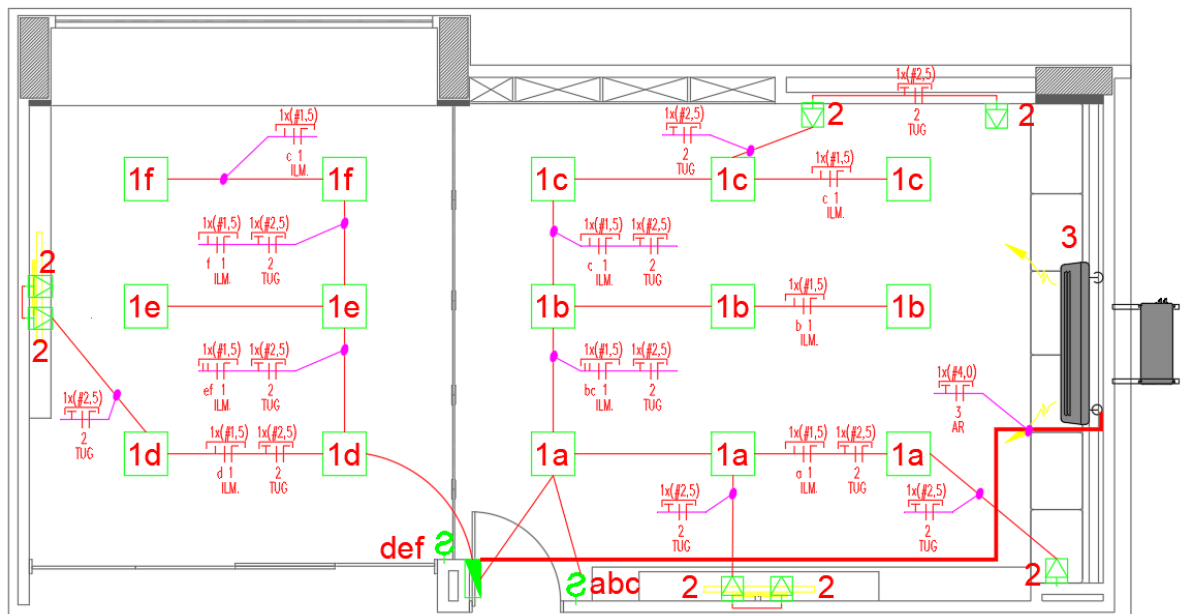
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 21 – Planta Baixa do Salão de Jogos mostrando localização da elevação 4 (E4) e do banco.



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 22 - Planta baixa do projeto elétrico do Salão de Jogos, mostrando localização do ar-condicionado.



Fonte: Acervo pessoal.

3.7 PROBLEMA 7 – FORROS DO PILOTIS COM ALTURA INFERIOR DO PREVISTO

Ao se executar os forros das áreas comuns do Pilotis, não constava em projeto a altura do mesmo. Logo em cada ambiente foi executado como referência à altura máxima abaixo das tubulações em que no local passava. Como, por exemplo,

o Lobby, em que a tubulação no seu ponto mais baixo se apresenta na Figura 23, porém quando foi fechado a tubulação ficou para fora do forro, como podemos ver na Figura 24. A altura média ficou entre 2,40 metros a 2,50 metros, não foi verificada altura mínima permitida para circulações.

Essa falta de compatibilização e de detalhamento no projeto arquitetônico causou um erro de execução no Lobby e nos demais locais um atraso, pois o projeto não previa as tubulações que ali passavam e nem a altura do forro para ser executado.

Esta falta de informação pode causar problemas na execução, uma falta de padrão a se seguir. A interferência física da tubulação no Lobby ocorreu pela falta de compatibilização do projeto arquitetônico e complementares, pois não foi prevista a passagem das tubulações na altura do forro. Para o BIM a identificação de conflito entre um teto e uma tubulação no 3D é facilmente detectável. A tomada de decisões durante a elaboração dos projetos, busca a previsão de possíveis problemas que podem ocorrer na obra, evitando problemas como este.

Figura 23 - Foto mostrando o nível do forro de drywall sendo tirado logo abaixo do ponto máximo da tubulação que passa no Lobby.



Figura 24 - Forro finalizado do Lobby com a tubulação para fora.

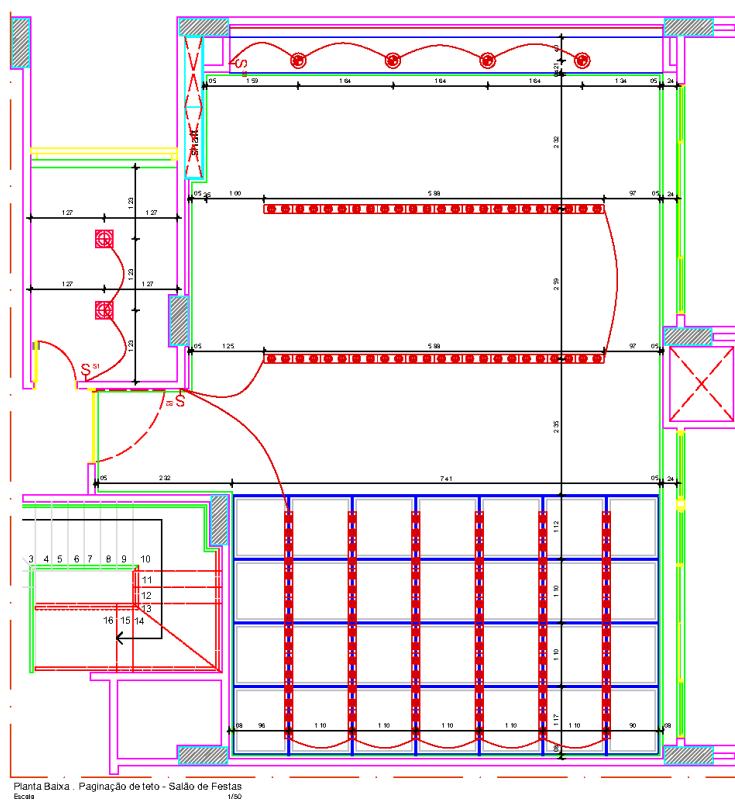


Fonte: Acervo Pessoal.

3.8 PROBLEMA 8 – FORRO CEDEU NO SALÃO DE FESTAS

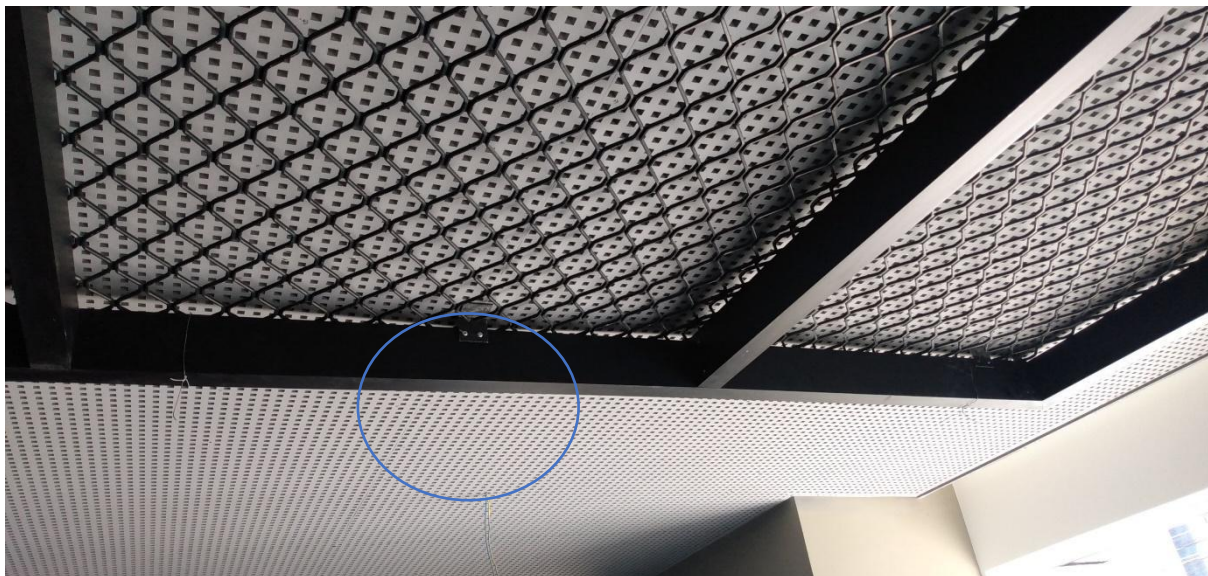
O salão de festas possui uma grelha metálica de alumínio no teto, como mostra o projeto arquitetônico na Figura 25. Porém o mesmo, não possui detalhamento, para que o terceirizado executasse sabendo os pontos de fixação, quantitativo e mais informações a respeito da grelha. Após concluído o serviço em fiscalização verificou-se que a grelha foi fixada no forro de *drywall* acústico do local, como podemos ver na Figura 26.

Figura 25 - Projeto arquitetônico do Salão de Festas, mostrando grelha metálica na parte inferior do projeto.



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 26 - Figura que mostra ponto de fixação da grelha metálica no forro de drywall.



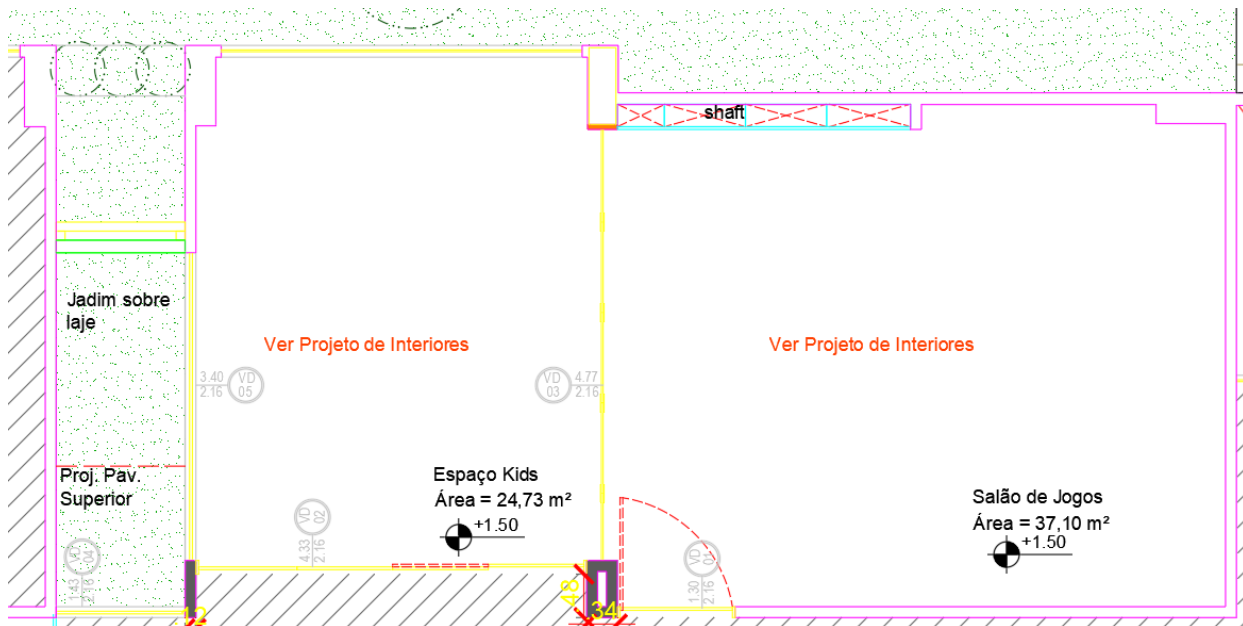
Fonte: Acervo pessoal.

O forro cedeu no ponto de fixação, a estrutura do forro não aguentou o peso da grelha. Este problema ocorreu por falta de informação em projeto. Como os projetos da empresa de estudo são realizados em CAD (*Computer Aided Design*), as plantas, cortes, vistas ou elevação são em 2D, e pela falta de detalhamento e de informações, não permitiu uma correta visualização e uma perfeita compreensão do que está sendo projetado, como foi na grelha metálica. Já com o uso das ferramentas BIM, como o *Autodesk Revit®*, quando inserimos um objeto BIM, nós podemos visualizá-lo em forma 3D fazendo com que a visualização seja exatamente do que está sendo projetado, por mais complexa que seja. No BIM todas as modelagens serão em 3D (CBIC, 2016). Ao inserir a grelha fixada na laje os pontos de fixação já teriam seus detalhamentos em 3D.

3.9 PROBLEMA 9 – MODIFICAÇÃO DE PROJETO DO SALÃO DE JOGOS

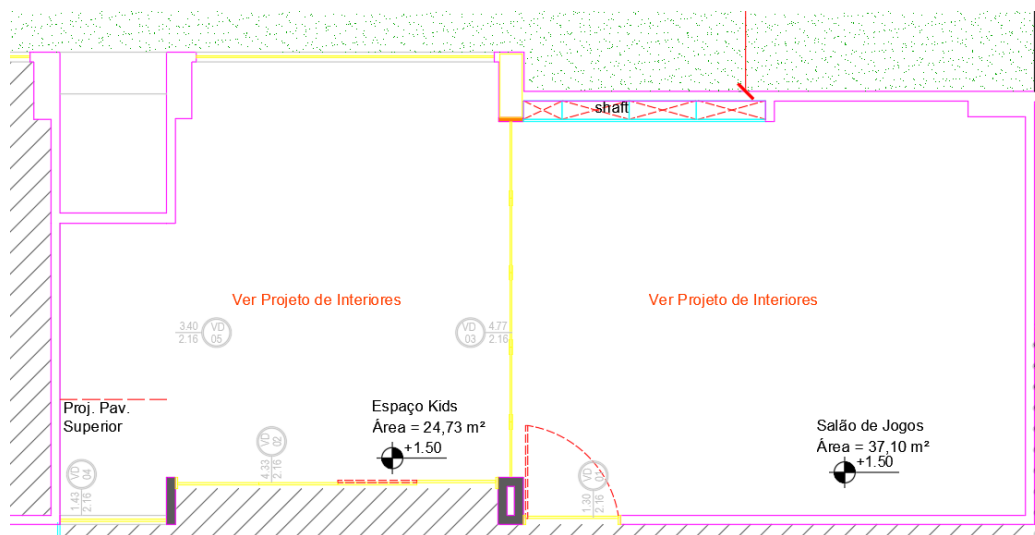
Ao se executar o quantitativo de papéis de parede do Espaço *Kids* para seu orçamento, foi decidido que iria ser modificada sua planta da baixa, adicionando a área de um Jardim sobre laje, como podemos ver na Figura 27, ao lado esquerdo e na Figura 28 com a modificação realizada. Esta modificação foi realizada *in loco*, onde os pontos elétricos já se encontravam instalados como na planta elétrica inicial (Figura 29), os quais foram realocados para a nova parede.

Figura 27 - Planta aprovada pela prefeitura do Espaço Kids com Jardim sobre laje ao lado.



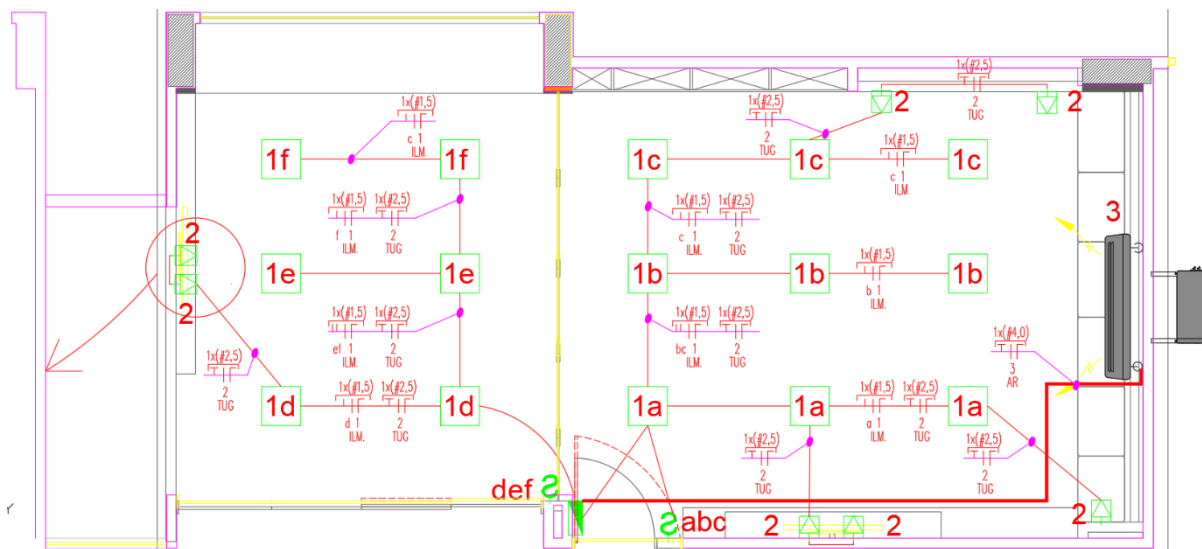
Fonte: Acervo pessoal.

Figura 28 - Planta Baixa modificada do Espaço Kids, adicionando em sua área a área do Jardim sobre laje.



Fonte: Acervo pessoal.

Figura 29 - Projeto Elétrico sem modificação, mostrando realocação realizada in loco do Espaço Kids.



Fonte: Acervo pessoal.

Estas modificações e as tomadas de decisões realizadas na fase de execução são bastante comuns em obras, resultando na necessidade da realização de modificações em projeto original.

No CAD quando temos uma modificação para realizar, temos que ir alterando em cada desenho, na planta baixa, no corte e nas elevações, cooperando com que haja incoerências e falta de informações entre os desenhos. No de ferramentas BIM quando realizamos alterações em qualquer parte do projeto, serão automaticamente modificados nos demais desenhos, nas tabelas, nos detalhes, tornando o projeto mais consistente e facilitando a realização de modificações (CBIC, 2016).

3.10 PROBLEMA 10 – JANELAS DOS BANHEIROS DA TORRE B SEM FUMÊ

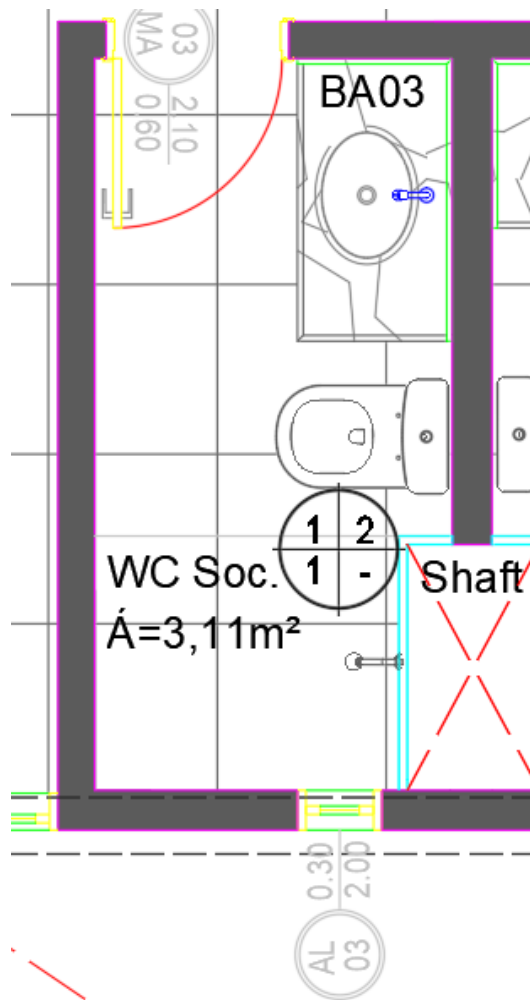
Por fim, o último problema a ser pontuado, é o caso das janelas dos banheiros das fachadas da Torre B. Ao chegarem à obra, percebeu-se que elas estavam sem película para privacidade, mesmo assim foi realizada a instalação em todos os apartamentos, 3 janelas por apartamento, totalizando 162 janelas na torre, sem película, como podemos ver na Figura 30.

A solução dada em obra foi a instalação das películas mesmo após a instalação das mesmas já ter sido realizada, causando um retrabalho, um atraso na obra e um custo inesperado a mais do planejado, que não ocorreria caso as janelas já estivessem instaladas as películas de fábrica.

Figura 30 - Janela do banheiro da Torre B, sem películas de privacidade.



Figura 31 - Planta baixa Torre B, indicando localização da Figura 24.



Fonte: Acervo pessoal.

O problema é decorrente da falta de informação em projeto arquitetônico, como podemos ver no quantitativo da Tabela 3, conseqüentemente o orçamento foi realizado de forma incorreta, causando este problema.

Tabela 3 - Quantitativo do projeto de esquadrias, indicando informações sobre as janelas dos banheiros da Torre B.

TABELA DE ALUMÍNIO					
CAIXILHO	LOCALIZAÇÃO	DIMENSÃO	PEITORIL	TIPO	QUANT.
AL. 01	ESTAR/ VARANDA	4,00 x 2,16	-	2 FLS FIXAS E 2 FLS DE CORRER	06
AL. 02	QUARTO	1,00 x 2,16	-	1 FL DE GIRO	06
AL. 03	WC'S	0,30 x 2,00	0,16	1 FL FIXA E FL MAXIMA-AR	16

Fonte: Acervo pessoal.

No BIM, como vimos no item 3.1 no problema 1, o objeto BIM pode vir atrelado de informações, as tabelas de quantitativos são realizadas de acordo com o que o projetista inseriu no projeto fazendo com que a orçamentação seja elaborada de maneira mais assertiva. Como exemplo, temos na Figura 32 as propriedades que podem ser inseridas em uma janela, tais como: fabricante, descrição, código de montagem, modelo, custo entre outros.

Figura 32 - Propriedades de uma janela, como dados que podem ser inseridos no objeto BIM.

Propriedades de tipo

Familia: JANELA

Tipo: JA_Paineis(2x1)_1.50x1.00

Parâmetros de tipo

Parâmetro	Valor
Restrições	
Construção	
Textos	
Material_TAG	
Materiais e acabamentos	
Peça - Material	.Esquadria_Alumínio
Painel - Material	.Esquadria_Vidro
Forra - Material	.Esquadria_Alumínio
Cotas	
Propriedades analíticas	
Dados de identidade	
URL	www.projetoAcg.com
Comentários de tipos	
Fabricante	Alan Araújo
Descrição	Janela simples de alumínio e vidro
Código de montagem	
Tipo de imagem	
Nota-chave	
Modelo	
Custo	
Descrição de montagem	
Marca de tipo	J02
Número OmniClass	
Título OmniClass	
Nome do código	
Parâmetros IFC	
Outros	

O que fazem estas propriedades?

<< Visualizar

OK Cancelar Aplicar

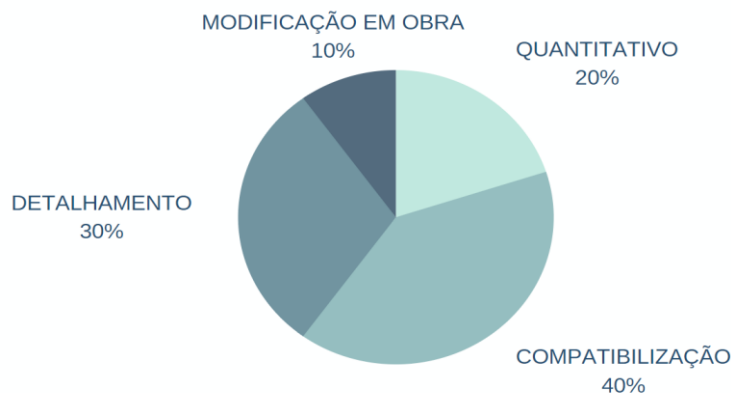
Fonte: Acervo pessoal.

3.11 ANÁLISE DE DADOS

Após a explanação de todos os problemas ocorridos no empreendimento objeto de estudo, podemos analisar as quantidades de falhas por: quantitativos; falta

de compatibilização entre projetos; falta de detalhamento nos projetos; e realização de modificações de projetos em obra, resultando no gráfico da Figura 33, a seguir.

Figura 33 - Gráfico de resultados dos problemas ocorridos do objeto de estudo.



Fonte: Acervo pessoal.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao indicar os problemas ocorridos decorrentes de falhas em projetos no objeto de estudo, pode-se notar que a execução das obras continua sendo realizada sem que os projetos estejam todos alinhados, onde os envolvidos não realizam uma mesa de comunicação para tomarem decisões durante a realização dos projetos, tendo como consequências problemas na execução da obra, como os apresentados. É evidente a importância de se procurar soluções, como o BIM, para que se tenha o auxílio de ferramentas que automatizem os processos, que antes dependiam da atenção do homem, evitando erros comuns ocorridos nos projetos sem o uso da ferramenta BIM, tais como: de quantitativos, de compatibilização, detalhamento e provenientes de modificações de projetos, resultando em prazos e custos de acordo com o planejado inicialmente.

Fica como expectativa que a tecnologia seja mais difundida no cenário brasileiro e paraibano, de modo que a barreira cultural seja quebrada, pelos benefícios e vantagens atrelados a ele. Conclui-se que com a implementação da metodologia BIM nos estágios iniciais, é possível encontrar solução para estes problemas comuns ocorridos na execução de obras da construção civil, podendo ser evitados atrasos, retrabalhos e custos excedentes.

REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL (ABDI). **BIM na Quantificação, orçamentação, planejamento e gestão de serviços da construção**. Brasília, DF, p. 22. 2017. GUIA 3.
- AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL (ABDI). **Processo de Projeto BIM: Coletânea Guias BIM ABDI-MDIC**. Brasília, DF, p. 82. 2017. GUIA 1.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS ESCRITÓRIOS DE ARQUITETURA (ASBEA). **Fluxo de Projetos em BIM: Planejamento e Execução**. [S.l.]. 2015. Fascículo II.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS ESCRITÓRIOS DE ARQUITETURA (ASBEA). **Guia AsBEA boas práticas em BIM - Estrutura do Escritório de projeto para a implantação do bim**. [S.l.]. 2013. Fascículo I.
- AUTODESK. **Sobre janelas**. 11 de novembro 2020. Disponível em: <<https://knowledge.autodesk.com/pt-br/support/revit-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2019/PTB/Revit-Model/files/GUID-9932B628-E847-47BE-BA41-2486D0342261-htm.html>>. Acesso em: 30 de maio 2021.
- AVILA, T. C. G. **Gestão de Projetos na Construção Civil: Avaliação do Processo em duas Empresas Construtoras de Florianópolis**. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2010.
- BERTI, J. V. M.; JÚNIOR, G. P. D. S.; AKASAKI, J. L. **Estudo da origem, sintomas e incidências de manifestações patológicas do concreto**. ANAP Brasil, v. 12, 2019.
- CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO (CBIC). **Fundamentos BIM - Parte 1: Implantação do BIM para construtoras e incorporadoras/ Câmara Brasileira da Indústria da Construção**. Brasília, p. 120. 2016.
- CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO (CBIC). **10 Motivos para evoluir com o BIM**. Câmara Brasileira da Indústria da Construção. Brasília, DF. 2016.
- DELESDERRIER, A. B. **Estudo de falhas em obras de edificações oriundas da falta de compatibilidade entre projetos**. Escola Politécnica / UFRJ. Rio de Janeiro, p. 65. 2015.
- EASTMAN, C. et al. **Manual de BIM: um guia de modelagem da informação da construção para arquitetos, engenheiros, gerentes, construtores e incorporadores**. Porto Alegre: Bookman, 2014.
- FERREIRA, A. B. D. H. **Novo dicionário da língua portuguesa**. 2ª. ed. Rio de Janeiro: Nova Fronteira, 1986.

HALPIN, D. W.; WOODHEAD, R. W. **Administração da Construção Civil.**

Tradução de Orlando Celso Longo e Vicente Custódio Moreira de Souza. 2ª. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

HELENE, P. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto.**

2ª. ed. São Paulo: Pini, 1992.

INDUSTRIAL, A. B. D. D. **BIM na Quantificação, orçamentação, planejamento e gestão de serviços da construção.** ABDI. Brasília, DF. 2017.

JÚNIOR, C. L. N.; MELHADO, S. B. **Coordenador de projetos de edificações:**

estudo e proposta para perfil, atividades e autonomia. EPUSP. São Paulo, p. 26. 2013. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/579.

LACERDA, A. D. P. S. et al. **A utilização do bim em projetos de construção civil.**

IJIE, Florianópolis, SC, v. 1, p. 24 - 42, dez 2009. ISSN 2175-8018.

MATTANA, L.; LIBRELOTTO, L. I. **Problemas decorrentes de projetos: estudo de**

caso em uma obra de Florianópolis. IDEMI, Florianópolis, SC, n. 2015, p. 12, Outubro 2015.

MELHADO, S. B. **Qualidade do projeto na construção de edifícios: aplicação ao**

caso das empresas de incorporações e construção. Engenharia de Construção Civil. São Paulo, p. 294. 1994.

MELHADO, S. B.; AGOPYAN, V. **O conceito de projeto na construção de**

edifícios: diretrizes para sua elaboração e controle. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, São Paulo, 1995.

MELHADO, S. B.; VIOLANI, A. F. **A qualidade na construção civil e o projeto de**

edifícios. EPUSP, São Paulo, 1992. Texto Técnico. Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia de Construção Civil, TT/PCC/02.

MORGAN, A. A. **Comparing time and accuracy of building information modelinf**

to on-screen take off for a quantity takeoff on a conceptual estimate. School of Technology Brigham Young University. [S.l.]. 2006.

MOTTEU, H.; CNUUDE. **La gestion de la qualité durant la construction: action**

meneeen Belgique par le comité "Qualité dans la Construction". Paris: CIB, v. 1, 1989.

PICCHI, F. A.; AGOPYAN, V. **Sistemas da Qualidade na Construção de**

Edifícios. EPUSP. São Paulo. 1993. (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/104).

PINTO, P. C. A. **Análise de compatibilização de projetos : estudo de caso de um**

edifício multifamiliar em João Pessoa. Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa. 2016.

PINTOS, P. P. F. D. A plataforma BIM na compatibilização de projetos de arquitetura e estrutura: Estudo de caso. Universidade de Brasília. Brasília, p. 126. 2019.

PIRES, L. S. R. Extração de quantitativos com uso de BIM: estudo de caso em edificação unifamiliar. UFSC. Florianópolis. 2018.

PORTO, Eric Lira. Análise do panorama da modelagem BIM entre os profissionais da construção civil na cidade de João Pessoa - PB. Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa. 2018.

THOMAZ, E. Tecnologia, Gerenciamento e Qualidade na Construção. 1ª. ed. São Paulo: Pini, 2001.

WEIMER, B. F.; , M. T.; , D. Patologia das estruturas. Porte Alegre: SAGAH, 2018.

XAVIER, I. Orçamento, planejamento e custos de obras. [S.l.]: FUPAM, 2008.

ANÁLISE DA VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA DA IMPLANTAÇÃO DE PLACAS FOTOVOLTAICAS EM CANTEIRO DE OBRAS

José Mendes Ribeiro Neto¹
Juan Gabriel Campos Cavalcanti²
Nathan Luan Dutra Sarmiento³
Keny Rodrigues Batista⁴

RESUMO

Atualmente algumas fontes de energia não-renováveis são utilizadas em grande escala, embora num horizonte de algumas décadas estas possam ser esgotadas. Devido a este fato, esforços vêm sendo realizados na busca de novas alternativas para a geração de energia a um nível sustentável. Uma das tecnologias renováveis mais recentes e que vem sendo cada vez mais utilizada nos países desenvolvidos é a energia solar fotovoltaica. O presente trabalho visa propor um projeto de geração de energia elétrica solar para abastecimento de uma empresa de engenharia e três obras localizadas em João Pessoa. A partir de um sistema fotovoltaico, a corrente contínua é convertida em corrente alternada para abastecer o cliente. O projeto baseia-se em um modelo de sistema fotovoltaico *on-grid* (conectado à rede), onde a energia gerada será enviada para a rede pública e retornará em forma de crédito de energia. São apresentados tipos de sistemas e painéis, *string box*, inversores e cabos de conexão. Seguindo o dimensionamento do estudo de caso, o número de módulos dimensionados foi de 55 painéis solares, de 430W cada, um inversor de capacidade de 25kWp, gerando uma rentabilidade de 29,4% sem considerar as tarifas, e 41,5% com tarifas, apresentando um retorno de investimento em média de três anos para os dois casos.

Palavras-chave: Sistema Fotovoltaico. Energias Renováveis. Energia Solar. Módulos Solares.

ABSTRACT

Currently, some non-renewable energy sources are used on a large scale, although, in a few decades, these energy sources could run out. Because of this, efforts have been made to search for new alternatives to create sustainable energy. One of the most recent renewable technologies that is being increasingly used in developed countries is photovoltaic solar energy. This paper aims to propose a solar electric power project to supply an engineering company and three constructions located in João Pessoa. From a photovoltaic system, direct current is converted into alternated current to supply the client. The project is based on a model of on-grid photovoltaic system where the generated energy will be sent to the public grid and will return in

¹ Graduando em Engenharia Civil – Centro Universitário UNIESP, Cabedelo, PB. E-mail: josemendes_ribeiro@outlook.com

² Graduando em Engenharia Civil – Centro Universitário UNIESP, Cabedelo, PB. E-mail: juan.gabriel50@hotmail.com

³ Professor do Curso de Engenharia Civil – Centro Universitário UNIESP, Cabedelo, PB. E-mail: nathan.sarmiento@iesp.edu.br. Currículo: <http://lattes.cnpq.br/1399702471453801>.

⁴ Professora do Curso de Engenharia Civil – Centro Universitário UNIESP, Cabedelo, PB. E-mail: keny.batista@iesp.edu.br. Currículo: <http://lattes.cnpq.br/0145184051479908>.

cash credit. Types of systems and panels, string box, inverters and connection cables are presented. Following the case study dimensioning, the number of modules was 55 solar panels, 430W each, a 25kWp capacity inverter, generating a profitability of 29.4% without fees and 41.5% with fees considered, resulting on an estimated investment payback of three years on both cases.

Keywords: Photovoltaic System. Renewable Energy. Solar Energy. Solar Modules.

1 INTRODUÇÃO

Segundo a organização internacional *Global Footprint Network* (2020), a humanidade esgotou todos os recursos naturais no dia 22 de agosto de 2020, recursos referentes ao mesmo ano, o planeta consumiu mais do que conseguiu recuperar até o fim do ano. Ou seja, desde agosto de 2020, o planeta já usa os recursos do ano de 2021.

A previsão de esgotamento das fontes de energia usualmente utilizadas desde o século XX, como as provenientes de combustíveis fósseis, juntamente com o apelo mundial pelo consumo moderado dos recursos ambientais e o aumento no consumo energético trouxeram à tona o tema da diversificação da matriz energética mundial, a fim de trazer melhorias ao planeta sem afetar o desenvolvimento econômico dos países (RABELO, 2018).

Já é de longa data a preocupação dos países com a necessidade de suprimento de energia elétrica para atendimento as atividades econômicas que cada vez mais dependem deste insumo para se desenvolverem. Mais recentemente esta preocupação se acentuou, pelo avanço tecnológico das indústrias necessitando maiores suprimentos de energia e, a partir dos anos setenta com as crises do petróleo e a escassez de recursos para investimentos em infraestrutura (MAGALHÃES, 2009).

Projeções para 2050 indicam que a humanidade precisará de duas terras para manter o consumo padrão (GLOBAL FOOTPRINT NETWORK, 2010). Logo, com inúmeras preocupações com o meio ambiente, impactos causados por emissões de gases do efeito estufa e CO₂, e escassez de recursos são os fatores que impulsionam o desenvolvimento das energias renováveis (COOPER, MORALLES, 2013).

A busca por fontes renováveis de energia tornou-se fator de extrema importância em um cenário mundial que tem sua matriz energética atualmente

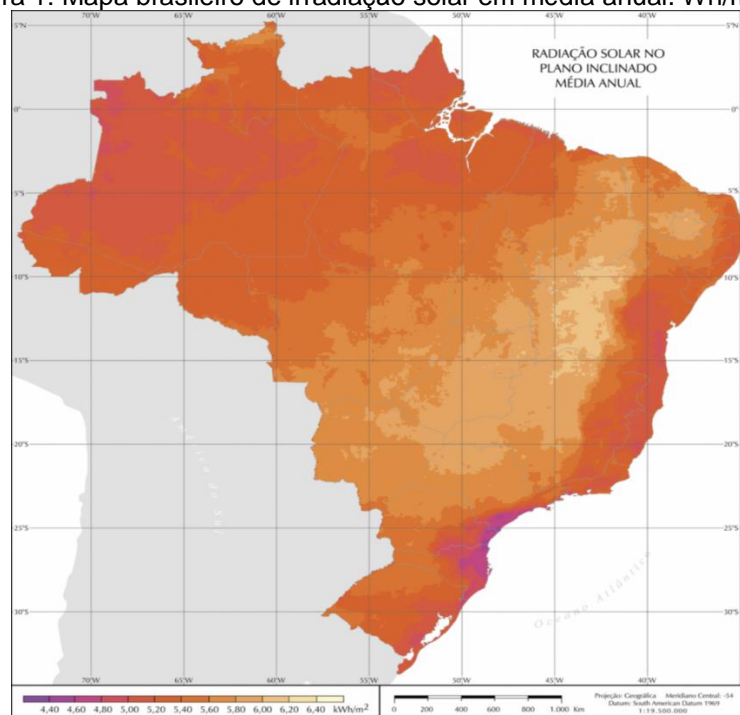
altamente dependente de combustíveis fósseis na produção de eletricidade, 30% de petróleo e 23% de carvão (INTERNATIONAL ENERGY AGENCY, WEO 2011).

As energias renováveis representam hoje apenas 13% do consumo mundial de energia. O carvão, petróleo e gás natural foram à base energética do desenvolvimento tecnológico do século XX, mas criaram os problemas com os quais nos defrontamos hoje: exaustão das reservas, problemas geopolíticos e poluição. Energias renováveis não criam esses problemas e tendem a dominar o cenário energético mundial (PALETTA, et. al., 2012).

O Sol é a principal fonte de energia de nosso planeta, sendo que todas as outras fontes conhecidas de energia (eólica, hidrelétrica, biomassa) derivam de forma direta ou indireta da energia solar. O Sol fornece anualmente para a atmosfera terrestre $1,5 \times 10^{18} kWh$ de energia, o que corresponde a 10.000 vezes o consumo mundial de energia neste período (CRESESB, 2006).

Segundo o Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais - INPE (2017), o país recebe, durante todo o ano, mais de três mil horas de brilho do sol, correspondendo a uma incidência solar diária que pode ir de $4.500Wh/m^2$ a $6.300Wh/m^2$. O Nordeste, por estar mais próximo da linha do Equador, tem poucas alterações de incidência durante o ano, permitindo ser uma ótima região para exploração de energia solar como mostra a Figura 1.

Figura 1: Mapa brasileiro de irradiação solar em média anual. Wh/m².dia.



Fonte: PEREIRA, et. al. (2006).

A crescente demanda de energia e o crescente aumento de seu custo de geração culminaram com o aumento da procura de formas alternativas e mais baratas de geração de energia. Entre elas, a geração fotovoltaica, realizada através de projetos de instalações fotovoltaicas acopladas às edificações e conectadas à rede elétrica (CAMARGO, 2017).

Em relação às questões ambientais, pode-se afirmar que a tecnologia solar fotovoltaica não gera qualquer tipo de efluentes sólidos, líquidos ou gasosos durante a produção de eletricidade. Também não emite ruídos nem utiliza recursos naturais esgotáveis. Pelo contrário, essa tecnologia permite que sistemas fotovoltaicos utilizem o inesgotável recurso solar transformando-o em eletricidade de forma limpa, segura e confiável (ARAÚJO, 2017).

A energia elétrica na construção civil ainda é utilizada de forma ineficiente, havendo a possibilidade para sua redução (BALTAR, *et. al.*, 2006). Nesse sentido, na construção civil torna-se cada vez mais substancial a busca de novas formas de garantir uma eficiência energética que esteja aliada à sustentabilidade. A utilização de fontes renováveis de energia elétrica, não se mostrou apenas útil para a conservação do meio ambiente como economicamente viável visto em longo prazo.

Este trabalho tem como objetivo propor um projeto de geração de energia elétrica solar para abastecimento de três obras e o escritório central de uma empresa construtora localizada na cidade de João Pessoa/PB, visando suprir parcialmente ou totalmente o seu consumo de energia elétrica, além disso, o projeto vai conciliar fontes renováveis de energia com desenvolvimento tecnológico. Para isso, é proposta a implantação de placas fotovoltaicas numa área privada da empresa onde possa transformar energia solar em crédito para o consumo de energia elétrica da concessionária.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 SISTEMA FOTOVOLTAICO

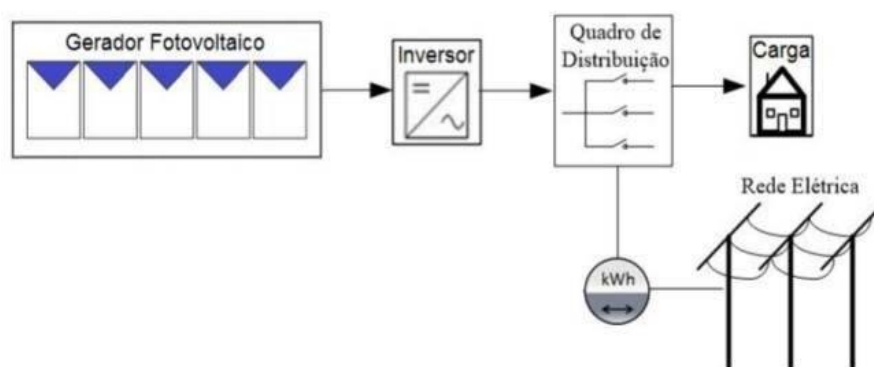
Para dar início ao dimensionamento, é necessário saber a diferença entre os dois sistemas disponíveis: sistema *on-grid* e *off-grid*. O sistema *off-grid* é um sistema isolado, ou seja, é um sistema não conectado à rede. Logo é indispensável um banco de baterias para armazenamento de energia de forma que essa energia seja

utilizada quando não houver produção. É um sistema muito indicado para locais remotos como áreas rurais e usinas que se localizam distantes da cidade, pois é a maneira mais econômica de gerar energia elétrica quando há dificuldades na região. O sistema *on-grid* por sua vez está conectado à rede pública, recomendado para empresas, residências e indústrias localizadas próximo a cidade, dispensando uso de banco de baterias, essa diferença entre equipamentos faz com que sejam dimensionamentos completamente diferentes (PINHO, GALDINO, 2014).

Logo, o sistema conveniente será o *on-grid*, onde a energia gerada será enviada para a rede pública, como mostra a representação da Figura 2, e retornará em forma de crédito de energia, ou seja, a energia gerada pelos painéis pode ser suficiente para cobrir todo o consumo ou grande parte dele, reduzindo consideravelmente o valor da conta de energia (ANEEL, 2014). Esses créditos também serão usados em dias nublados, por exemplo. Algumas informações relevantes sobre o sistema *on-grid* são:

- Sistema opera em corrente alternada na mesma frequência e tensão da rede local;
- Uma variação de tensão na rede pode deixar o sistema inoperante até mesmo nos melhores dias de irradiação solar;
- Sombreamento no ambiente urbano pode causar perda na geração de energia, logo o posicionamento do painel e a escolha do módulo é um fator determinante.

Figura 2: Representação do sistema *on-grid*.



Fonte: PINHO, GALDINO (2014).

2.1.1. Módulos Fotovoltaicos

Em um sistema fotovoltaico, os módulos são os elementos responsáveis pela conversão da radiação solar em eletricidade. A ABNT (NBR 10899/TB-328) define o módulo fotovoltaico como sendo o menor conjunto ambientalmente protegido de células solares interligadas, com o objetivo de gerar energia elétrica em corrente contínua.

O módulo fotovoltaico é o componente unitário do gerador e, dependendo da associação e das características das células, pode ter diferentes valores para tensão e corrente nominal. Módulos com tensão nominal de 12 V, normalmente possuem 36 células em série, sendo aplicados para carregar baterias. Para outras aplicações, é comum encontrar módulos com tensões nominais diferentes, com maior ocorrência entre 30 V e 120 V (PINHO, GALDINO, 2014).

2.1.2. Modelos de Painéis Solares

Dentre as diferentes formas de classificar os módulos fotovoltaicos, destaca-se a classificação por geração. A classificação por geração divide os módulos em três grupos: os de 1ª, 2ª e 3ª geração. Os módulos de 1ª geração são os módulos de silício cristalino (c-Si), de estrutura policristalina ou monocristalina. Os de 2ª geração são os módulos constituídos de filmes finos e que podem ser de uma ou mais camadas. O filme pode ser feito de diferentes materiais, como silício amorfo (a-Si), cádmio-telúrio ou CIGS. A 3ª geração é composta pelas tecnologias emergentes. Alguns exemplos são os módulos de CPV, os módulos DSSC, as células orgânicas e as células híbridas (DIAS, 2015).

2.1.3. Silício Cristalino (c-Si)

Este tipo de painel consolidou-se no mercado fotovoltaico por sua extrema robustez e confiabilidade. Os painéis monocristalino, como na Figura 3, se destacam quando comparado ao policristalino, que são os mais conhecidos no mercado, por ser mais eficiente, apesar de ter um valor mais alto que o policristalino (RUTHER, 2004).

Figura 3: Módulos Fotovoltaicos de Silício Monocristalino.



Fonte: ARQUIVO PESSOAL (2021).

2.1.4. String Box

Como representado na Figura 4, *string box* tem a função de proteger os equipamentos do sistema fotovoltaico e também evitar problemas no local da instalação. É importante proteger o sistema fotovoltaico, pois a incidência direta ou indireta dos raios pode resultar no dano ou perda dos equipamentos, e também proteger a vida das pessoas durante a instalação ou manutenção, pois se houver a necessidade de mudança, os módulos do inversor garantem a proteção contra choques elétricos diretos e indiretos (RIBEIRO, 2016).

Figura 4: *String box* para sistema fotovoltaico.



Fonte: MIRANDA (2014).

2.1.5. Inversor

Um inversor é um dispositivo eletrônico que vai receber a energia das placas solares em corrente contínua (c.c.) e depois transformar energia elétrica em corrente alternada (c.a.). Dependendo do modo de operação, os inversores podem ser divididos em dois grandes grupos: comutados pela rede (comutação natural) e autocomutados (comutação forçada). Rüter (2004) e Costa (2010) explicam a diferença entre os dois tipos, dizendo que no primeiro, o sinal da rede é utilizado para sincronizar o inversor com a mesma, e no segundo, um circuito eletrônico no inversor controla e sincroniza o sinal do inversor ao sinal da rede. Os comutados pela rede possuem um alto teor de harmônicos devido à presença de resistores, levando a um alto consumo de potência relativa ao sistema. Enquanto os autocomutados, como na Figura 5, são mais modernos e mais complexos, pois utilizam modulação por largura de pulso (PWM) através dos MOSFETs e IGBTs.

Figura 5: Arranjo dos cabos c.a conectando-se a duas *string box* e inversores.



Fonte: ARQUIVO PESSOAL (2021).

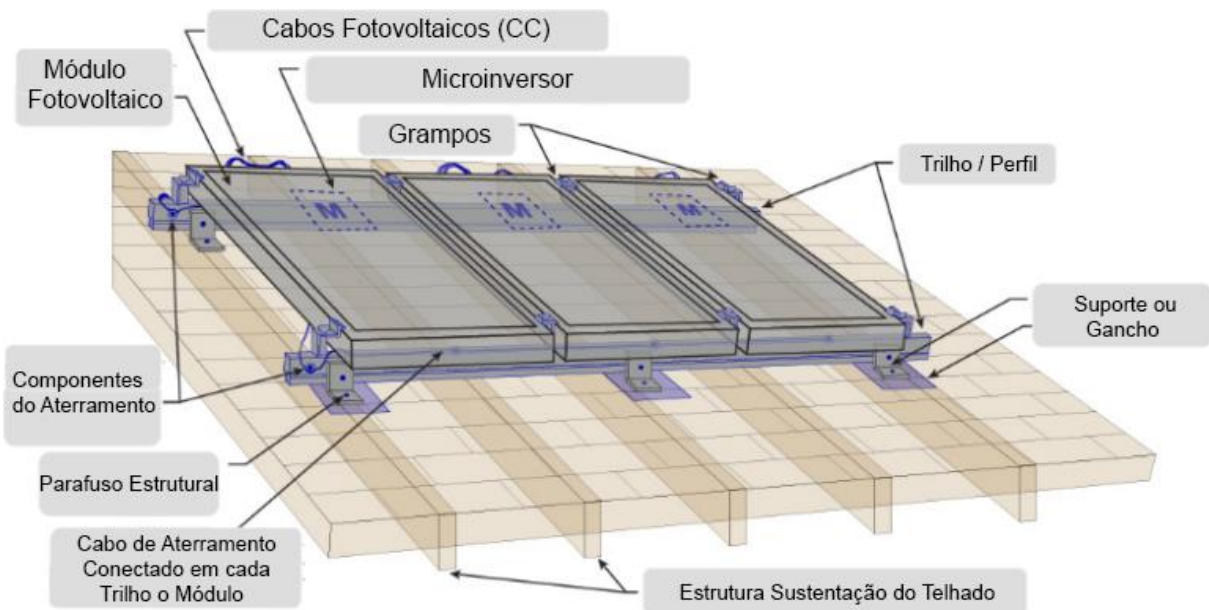
2.1.6. Cabos de Conexões e Estrutura de Fixação

Para se manterem fixos nos telhados sem chances de causar acidentes por motivos externos como ventos fortes ou chuvas, os painéis devem estar presos a uma estrutura de fixação. Essa estrutura inclui os trilhos, os parafusos estruturais, o suporte e os grampos que garantem a que o módulo está fixado, como mostrado na Figura 6. Outros componentes para o sistema são os cabos de conexão ou

condutores, os que conduzem a corrente contínua dos painéis até o inversor e os cabos onde passa a corrente alternada do inversor para a rede.

Outros cabos que são incluídos no sistema são conhecidos como os terminais ou conector MC4 como na Figura 7, que são cabos pré-dimensionados com o comprimento suficiente para conectar em série com outros módulos no arranjo fotovoltaico (PINHO, GALDINO, 2014).

Figura 6: Painéis fotovoltaicos presos a estrutura de fixação conectado à um telhado de residência.



Fonte: PASSOS (2017).

Figura 7: Conectores MC4.



Fonte: CAMARGO (2017).

2.1.7. Medidor Bidirecional

O medidor bidirecional é um equipamento responsável pela medição do fluxo de energia em uma unidade consumidora dotada de pequena geração, por meio de medidores bidirecionais. A energia consumida e gerada seria registrada em um ponto de conexão com a distribuidora (ANEEL, 2012). Tem um papel fundamental, pois quando a produção de energia solar é insuficiente para suprir a demanda, ela balanceia a energia gerada pelos painéis e energia retirada da distribuidora (ELETROJR, 2018).

2.2 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA

2.2.1. Média de Consumo Mensal

De acordo com *Marinoski et.al.* (2004), o dimensionamento começa com análise do histórico de consumo de energia dos últimos 12 meses, com propósito de encontrar a média do consumo mensal ($kWh/mês$) através da Equação 1 a seguir:

$$Média = \frac{\sum consumo[kWh]}{12}$$

(1)

2.2.2. Análise do Tipo de Conexão

O tipo de conexão apresenta um valor mínimo de taxa de disponibilidade cobrada pela concessionária que atua no estado, que no caso do estado da Paraíba, é a ENERGISA PARAÍBA – DISTRIBUIDORA DE ENERGIA S.A, conhecida como Energisa, como apresentado na Tabela 1 de acordo com ANEEL (2010):

Tabela 1: Taxa de Disponibilidade.

Conexão	Taxa de Disponibilidade (kWh)
Monofásica	30
Bifásica	50
Trifásica	100

Fonte: ENERGISA (2015).

2.2.3. Energia de Compensação

A energia de compensação refere-se à diferença entre a média do consumo mensal e a taxa de disponibilidade, como mostrado na Equação 2. Seguindo o resultado, deve-se encontrar a energia de compensação diária, dividindo por 30, número que corresponde à quantidade de dias do mês, em kWh/dia (MARINOSKI et. al., 2004).

$$E_c = Emm - TD \quad (2)$$

$$E_{cd} = \frac{E_c}{30} \quad (3)$$

Onde: “ E_c ” é energia de compensação; “ Emm ” é média do consumo mensal; “ TD ” é a taxa de disponibilidade. “ E_{cd} ” corresponde a energia de compensação diária.

2.2.4. Análise da Irradiação Solar do Local

É de grande importância o estudo prévio do local onde realizar-se-á a instalação de módulos solares por alguns motivos, como saber quantas placas caberão na área disponível, a irradiação solar e se há sombreamento em alguma parte da área.

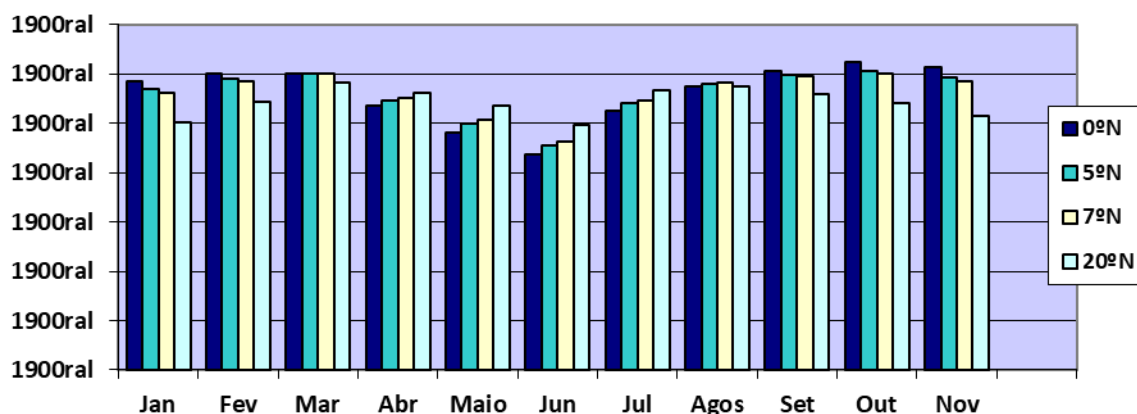
Através do Centro de Referência para as Energias Solar e Eólica Sérgio de S. Brito - CRESESB, como mostra o Gráfico 1, utilizando as coordenadas geográficas do local, é possível encontrar a média da hora solar pico (HSP) para os diferentes tipos de inclinação referentes ao plano horizontal. São eles:

- Plano horizontal ou ângulo 0° N;
- Ângulo igual a latitude;

- Ângulo correspondente a maior média anual;
- Ângulo correspondendo a maior mínimo mensal.

De acordo com Villalva e Gazoli (2012), o ângulo recomendado para a instalação depende da sua latitude, como representado na Tabela 2 a seguir:

Gráfico 1: Irradiação solar em João Pessoa – PB.



Fonte: CRESESB (2021).

Tabela 2: Recomendação de ângulo a partir da latitude.

Latitude	Ângulo recomendado
0° a 10°	$\alpha = 10^\circ$
11° a 20°	$\alpha = \text{latitude}$
21° a 30°	$\alpha = \text{latitude} + 5^\circ$
31° a 40°	$\alpha = \text{latitude} + 10^\circ$
41° ou mais	$\alpha = \text{latitude} + 15^\circ$

Fonte: VILLALVA, GAZOLI (2012).

2.2.5. Potência Pico Preliminar

De acordo com Marinoski, Salamoni e R  ther (2004), a potência pico preliminar   a divisão da energia de compensa  o diária pela hora solar pico, como apresentado na Equa  o 4.

$$Pp = \frac{Ec}{HSP}$$

(4)

Onde: “ Pp ” corresponde a Potência Pico (kWp); “ Ec ” corresponde a energia de compensação diária (kWh/dia); “ HSP ” corresponde a hora solar pico, que é o número de horas, hipoteticamente falando, durante o dia que serão responsáveis pela maior geração de energia de um sistema solar.

2.2.6. Número de módulos – preliminar

Com a potência pico dividida pela capacidade do painel, como na Equação 5, encontra-se o número da quantidade de módulos de forma preliminar, sempre arredondado para cima (MARINOSKI *et. al.*, 2004).

$$Nm = \frac{(Pp * 1000)}{P[W]}$$

(5)

Onde: “ Nm ” número de módulos; “ P ” capacidade do módulo escolhido.

2.2.7. Perdas de Eficiência

Para chegar perto dos valores reais do dimensionamento, deve-se considerar perdas tais como sombreamento, temperatura, eficiência do inversor, entre outros equipamentos mais específicos expressados na Tabela 3 a seguir (MIRANDA, 2014):

Tabela 3: Perdas comuns de eficiência do sistema.

Perda	Valor Recomendado	Varição mínima e máxima da Perda
Desvio no rendimento nominal do módulo (dados de placa) e da radiação de 1000 W/m²	2,5 %	- 5% a 10%
Temperatura no Módulo	3,5%	-3% a 6%
Perdas nos condutores no lado CC	2 %	1% a 3%
Perdas nos condutores no lado CA	1 %	0,7% a 2%
Eficiência do Inversor na conversão	1,5 %	1% a 15%
<i>Mismatch</i> no MPPT	2 %	1,5% a 3%
Sombreamento	0 %	0% a 100%
Diodos e conexões	0,5 %	0,3% à
Transformadores (como os de isolamento no inversor, por exemplo)	2 %	2% a 4%
Sistema Solar-Tracking	0 %	0% a 2%
Degradação na incidência solar inicial	1 %	1% a 10%
Indisponibilidade do sistema	0 %	0% a 0,5%
Sujeira nos módulos	2 %	2% a 25%
Total de Perdas		18%

Fonte: MIRANDA (2014).

Para minimizar a perda de eficiência do sistema, algumas ações podem ser tomadas, em relação ao aumento da temperatura, os módulos fotovoltaicos devem ser montados de forma a dissipar calor facilmente com boa ventilação

A configuração do inversor por *string*, em que cada fileira contendo módulos em série é conectada a um inversor. Nessa configuração as perdas são mitigadas e a eficiência é elevada, pois o MPP da configuração série é reconhecido, não havendo, portanto, as perdas por *mismatch*, ou seja, descasamento (CASARO, MARTINS, 2010; URBANETZ, 2010).

De acordo com Rüter (2004), as perdas ôhmicas em sistemas CC de baixa tensão são minimizadas pelo menor comprimento possível de cabos elétricos que conectam os painéis fotovoltaicos ao sistema inversor e por contatos elétricos de qualidade. Assim também deve ser levado em consideração um processo de dimensionamento de qualidade das secções dos cabos, para reduzir ao máximo as perdas ôhmicas. A manutenção e verificação da canalização e ligações elétrica se fazem de grande importância, pois alguns defeitos podem não atuar os equipamentos de proteção e, por este motivo, levar à criação de arcos fotovoltaicos e/ou tensões de defeitos. O cabo, por exemplo, pode ser roído por animais ou sofrer deterioração por sobretensões ou por raios UV. Esses conectores devem possuir o grau de proteção IP 67 ou superior, devem ficar presos ao painel por braçadeiras, não soltos e sujeitos a ação do vento, assim como não devem ser colocados em dutos ou canaletas que possam acumular água (PINHO, GALDINO, 2014).

Os transformadores provocam perdas no sistema, o de baixa frequência limita o controle da corrente injetada e reduz o fator de potência da rede, por ser uma carga de característica reativa. Por outro lado, a configuração de inversores sem transformador é, atualmente, a mais eficiente, simples e de baixo custo tendo em vista que a isolação não é necessária entre os lados CC/CA. Contudo, apresenta o problema de correntes de fuga que surgem entre os polos do gerador FV e o neutro da rede e o de capacitâncias parasitas entre o gerador FV e a terra (ALMEIDA, 2012).

Conforme Araújo, Rank, Bueno (2016), sombreamento é um fator de perda muito significativo em um sistema fotovoltaico. O sombreamento pode ser previsível, causado por árvores, postes e construções no entorno, causada pela própria arquitetura do sistema, ou até mesmo um módulo fazendo sombra no módulo adjacente. O sombreamento pode também ser imprevisível, como por exemplo, quando algo cai em cima do módulo (folha de árvore, dejetos de pássaros). Ao planejar a instalação dos painéis fotovoltaicos, deve-se atentar ao local escolhido e à sua orientação, se estão na vertical ou horizontal.

O efeito do acúmulo de sujeira é menor quando o módulo é limpo com a água da chuva. Uma angulação de pelo menos 10° é normalmente suficiente para que isto ocorra. Se o sistema estiver localizado em áreas com muito acúmulo de poeira, uma limpeza regular vai aumentar significativamente o desempenho do sistema (DGS, 2013).

Segundo Rüter (2004), os efeitos da inclinação e orientação dos painéis no rendimento do gerador dependem da razão entre a radiação direta e difusa local. A radiação direta é a radiação que efetivamente atinge a superfície. Por sua vez, a difusa é a radiação recebida indiretamente, onde existem perdas ao passar por obstáculos na atmosfera como nuvens. Para obter a inclinação ideal para que haja a incidência solar máxima em um período de um ano, a inclinação das placas deve ser igual à latitude local, tendo como orientação sempre a linha do equador.

2.3 ANÁLISE DA VIABILIDADE ECONÔMICA DE UM PROJETO

Dependendo das características do projeto, diferentes tipos de indicadores de viabilidade econômico-financeira podem ser utilizados. Neste estudo, que objetiva analisar a viabilidade econômico-financeira da energia solar fotovoltaica, será analisado o *payback* simples.

Este cálculo tem por finalidade apresentar o número de períodos em que os benefícios ou lucro do Fluxo de Caixa Projetado superará o Custo do Capital de Investimento (capex), levando em consideração o custo do dinheiro no tempo, pois retorna a valor presente os valores futuros do fluxo de caixa projetado, a uma taxa de desconto de acordo com as expectativas de quem estiver fazendo a análise.

Para fazer este cálculo é necessário fazer o levantamento do custo total do investimento e dividi-lo pela economia proporcionada mensalmente, como na Equação 6 a seguir:

$$Payback[meses] = \frac{Investimento[RS]}{Energia[kWh/mês] * ValorTarifa}$$

(6)

O cálculo do *payback* de um sistema de energia solar fotovoltaico deve, portanto, levar em consideração investimento total realizado e a geração média mensal do sistema fotovoltaico (produção de energia em kWh). No Brasil, o *payback* varia bastante em função da radiação solar e tarifas cobradas e, quanto maiores

estes valores, menor será o *payback* do sistema. Se fizermos uma estimativa nacional, o tempo de retorno do investimento pode ser menor do que cinco anos ou mesmo maior do que oito anos. Portanto, como estes sistemas possuem mais de 25 anos de vida útil, serão 20 anos de energia gratuita.

Outra forma de se compreender o benefício obtido pela aquisição de um sistema de energia fotovoltaica é através do cálculo da taxa de retorno sobre o investimento, a chamada rentabilidade. Para calcular qual a taxa de retorno anual ao se investir em um sistema de energia fotovoltaica, basta verificar qual é a proporção entre a economia obtida anualmente através do sistema e o investimento realizado, como na Equação 7 a seguir (CAMARGO, 2017):

$$Rentabilidade = \frac{Economia[R\$/ano]}{Investimento}$$

(7)

3 METODOLOGIA

Para realizar o estudo da viabilidade do projeto, foram levantadas informações sobre energia solar através de livros, apostilas, artigos e sites associados com o tema, a fim de desenvolver um estudo de caso onde pudesse implantar as placas solares num galpão com finalidade de distribuir essa energia para as demais obras da empresa. O dimensionamento dos módulos solares, de forma que estes estarão conectados à rede (*on-grid*), foi executado de acordo com a Norma 10 e as Normas da concessionária - ENERGISA.

O cálculo inicial utiliza a média mensal do consumo de energia através do histórico presente na conta de energia da concessionária referente aos últimos 12 meses, valor baseado nas tarifas cobradas pela ANEEL, para em seguida se obter a energia de compensação, diferença entre o consumo médio mensal e o valor referente à taxa da disponibilidade, taxa que é tabelada pelo tipo de conexão (monofásico, bifásico ou trifásico). A energia de compensação diária e a potência de pico são calculadas como nas formulas 1 e 2, seguindo o procedimento e encontrando a quantidade de módulos preliminares, para depois começar a fazer o levantamento do material necessário.

Além do cálculo do *payback*, período para retorno do investimento do projeto, será calculado a taxa de retorno sobre o investimento, a chamada rentabilidade

mostrado anteriormente, a partir do custo total do kit fotovoltaico e outras despesas, como a inflação, a elevação das tarifas de energia e a perda de capacidade dos painéis solares, apresentando para o consumidor uma informação bem completa do retorno do investimento.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES DO ESTUDO DE CASO

4.1. ENERGIA DE COMPENSAÇÃO DO PROJETO

O dimensionamento dos módulos deve cobrir, completamente ou parcialmente, o consumo do escritório da empresa e das demais obras operantes. Logo, calculando a média do consumo de energia como apresentado na Equação 1 do Capítulo 2, somando as médias dos consumos dos quatro ambientes, encontra-se o valor da soma total de consumo:

$$\begin{aligned}\sum_{Médias} &= 1405 + 226 + 371 + 1186 \\ \sum_{Médias} &= 3188kWh/mês\end{aligned}$$

Seguindo o passo a passo visto anteriormente no Capítulo 2, Equação 2 e 3, a diferença entre o consumo total e a taxa de disponibilidade relacionada a conexão, neste caso é trifásico, e então dividindo por 30, resulta na energia de compensação diária:

$$\begin{aligned}E_c &= 3188 - 100 \\ E_c &= 3088kWh/mês \\ E_{C/dia} &= \frac{3088kWh/mês}{30} \\ E_{C/dia} &\cong 103kWh/dia\end{aligned}$$

4.2. POTÊNCIA PRELIMINAR DO PROJETO

Para definir a potência preliminar, deve-se encontrar o valor da hora solar pico como visto anteriormente. O local escolhido para instalação dos painéis solares se localiza na cidade de João Pessoa, Brasil. De acordo com o *Google Maps*, o endereço corresponde a latitude e longitude respectivamente por -34.8413592 e -

7.116359. Através da CRESESB, como apresentado na Tabela 4, é possível encontrar a média da irradiação utilizando as coordenadas geográficas do local:

Tabela 4 – Irradiação Solar diária no plano horizontal e inclinado.

Ângulo	Inclinação	Irradiação solar diária mensal [kWh/m ² .dia]													
		Jan	Fev	Mar	Ab r	Ma i	Ju n	Jul	Ag o	Se t	Ou t	No v	De z	Mé dia	Del ta
Plano Horizontal.	0° N	5,86	6,00	6,01	5,37	4,82	4,36	4,47	5,26	5,76	6,05	6,24	6,15	5,53	1,88
Latitude	7° N	5,62	5,86	6,00	5,51	5,06	4,62	4,72	5,46	5,82	5,95	6,00	5,85	5,54	1,38
Maior Média Anual	5° N	5,69	5,90	6,01	5,47	5,00	4,55	4,66	5,41	5,81	5,99	6,07	5,94	5,54	1,52
Maior Mínimo Mensal	20° N	5,02	5,43	5,82	5,61	5,36	4,97	5,04	5,66	5,75	5,59	5,40	5,16	5,40	,85

Fonte: CRESESB (2021).

De acordo com Villalva e Gazoli (2012), quando a latitude está de 0° a 10°, devemos usar o ângulo recomendado de 10° como mostrado na Tabela 2. Neste caso, como não há inclinação para 10°, deve-se usar a mais próxima que corresponde a latitude. Logo, a hora solar pico será de 5,54. A potência preliminar então será:

$$P_p = \frac{103kWh/dia}{5,54}$$

$$P_p = 18,6kWp$$

4.3 MÓDULO FOTOVOLTAICO PARA O PROJETO

Foi escolhido, como já mencionado no tópico referente aos painéis fotovoltaicos, o módulo de silício monocristalino como modelo para projeto, de capacidade de 430W. O módulo SUPER HIGH POWER MONO CS3W-430 é fabricado pela *Canadian Solar*, como mostra as especificações na Tabela 5 a seguir:

Tabela 5: Especificações elétricas.

ELECTRICAL DATA STC*	
CS3W	430 MS
Nominal Max Power (Pmax)	430 W
Opt Operating Voltage (Vmp)	40.3 V
Opt. Operating Current (Imp)	10.68 A
Open Circuit Voltage (Voc)	48.3 V
Short Circuit Current	11.37 A
Module Efficiency	19,5%
Operating Temperature	-40°C - +85°C
Máx. System Voltage	1500 V (IEC/UL) or 1000 V (IEC/UL)
Module Fire Performance	TYPE 1(UL 1703) or CLASS C (IEC 61730)
Max. Series Fuse Ratingg	20 A
Application Classification	Class A
Power Tolerance	0 - + 10 W

Fonte: CANADIAN SOLAR (2019).

A potência e o tipo de painel solar indicarão previamente o número de módulos fotovoltaicos do projeto e a eficiência individual do módulo. O número preliminar de painéis, ou seja, o número de módulos calculado sem considerar as perdas será:

$$Nm = \frac{(18,6 * 1000)}{430}$$

$$Nm \cong 44 \text{módulos}$$

Pelas dimensões do módulo, a área do módulo é de aproximadamente 2,2 metros quadrados como nas especificações da Tabela 6 a seguir:

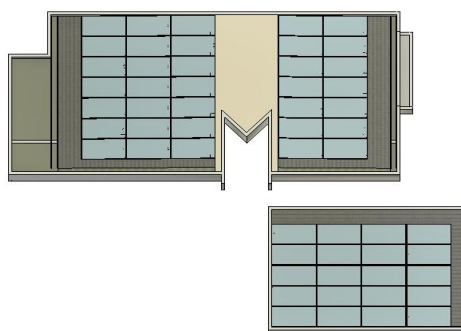
Tabela 6: Especificações mecânicas.

MECHANICAL DATA	
Specification	Data
Cell Type	Mono-crystalline
Cell Arrangement	144 [2 x (12 x 6)]
Dimensions	2108 x 1048 x 40 mm (83.0 x 41.3 x 1.57 in)
Weight	24.9kg (54.9lbs)
Front Cover	3.2 mm tempered glass
Frame	Anodized aluminium alloy, crossbar enhanced
J-Box	IP68, 3 bypass diodes
Cable	4 mm ² (IEC), 12 AWG (UL)

Fonte: CANADIAN SOLAR (2019).

As áreas disponíveis para instalação se dividem em três: duas águas do telhado do escritório da empresa, uma casa de primeiro andar, e o telhado da garagem da mesma. Os valores das áreas, respectivamente, são: 56 m² para maior lado do telhado, 40 m² o menor lado, e 51 m² da garagem. Considerando as perdas de área e o posicionamento das placas, como na Figura 8, o total de placas para a área disponível será de 55 módulos.

Figura 8: Arquitetônico do telhado com sistema fotovoltaico feito em *Revit*.



Fonte: ARQUIVO PESSOAL (2021).

4.4 PREFERÊNCIAS DE INVERSOR

A partir do valor da potência, pode-se escolher o inversor. O inversor será autocomutado, que são inversores sincronizados à rede, pela alta eficiência. Será escolhido o inversor SUNGROW SG25CX-SA, pois este tem a uma capacidade de atender até 3MPPT, ou seja, até três direções, já que são três telhados diferentes em que os módulos ficaram posicionados de formas diferentes. Além disso, tem capacidade de $25kWp$ e 97% de eficiência.

4.5 CONSIDERANDO PERDAS

No projeto, foi considerada a variação máxima da perda para o módulo. Na estrutura, deve ter pequenos sombreamentos durante o início e o fim do dia. A opção dos inversores que tem capacidade de trabalhar na potência dimensionada tem uma média de 3% de perda, logo, levando em conta a Tabela 3, e mudando algumas informações de acordo com os equipamentos utilizados para o caso estudado de acordo com a Tabela 7:

Tabela 7: Perdas considerando equipamentos escolhidos.

Perda	Valor Utilizado	Varição mínima e máxima da Perda
Desvio no rendimento nominal do módulo (dados de placa) e da radiação de 1000 W/m²	2,5 %	- 5% a 10%
Temperatura no Módulo	6%	-3% a 6%
Perdas nos condutores no lado DC	2 %	1% a 3%
Perdas nos condutores no lado CA	1 %	0,7% a 2%
Eficiência do Inversor na conversão	3%	1% a 15%
Mismatch no MPPT	2 %	1,5% a 3%
Sombreamento	5%	0% a 100%

Diodos e conexões	0,5 %	0,3% à
Transformadores (como os de isolamento no inversor, por exemplo)	2 %	2% a 4%
Sistema Solar-Tracking	0 %	0% a 2%
Degradação na incidência solar inicial	1 %	1% a 10%
Indisponibilidade do sistema	0 %	0% a 0,5%
Sujeira nos módulos	2 %	2% a 25%
Total de Perdas		27%

Fonte: ARQUIVO PESSOAL (2021).

A potência sem perdas é de 18,6kWp, com a perda de 27%, a potência se torna aproximadamente 13,6kWp. Uma diferença de 5kWp, logo, deve se dimensionar o sistema para a potência de 18,6kWp somando a perda, resultando num sistema de 23,6kWp.

Logo, recalculando a quantidade de painéis, usando a Equação 5, o novo número de painéis é:

$$Nm = \frac{(23,6kWh * 1000)}{430W}$$

$$Nm \cong 55 \text{módulos}$$

4.6 CABOS CC

De acordo com as especificações do inversor, ele conecta até no máximo um cabo cc de 6 mm². Avaliando a corrente pelas especificações do módulo, a corrente de operação é de 10,68 Amperes, e a corrente máxima é de 11,37 A, logo, o cabo a ser escolhido tem que ter essas capacidades. De acordo com a NBR 5410, a capacidade de condução de corrente representado pela Tabela 8 é:

Tabela 8: Capacidade de condução de corrente.

Seção Nominal (mm ²)	Corrente Máxima (A)
2,5	21,0
4,0	28,0
6,0	36,0
10,0	50,0

Fonte: NBR 5410 (2004).

Analisando a Tabela 8, se presume que o cabo de 4,0 mm² é suficiente, porém, será adotado os cabos de 6,0 mm² para evitar aquecimento.

5 ORÇAMENTO

Para iniciar o orçamento e encontrar o tempo do *payback*, deve-se obter os custos totais do sistema, desde o valor do equipamento, mão de obra e tarifas. No estado da Paraíba, de acordo com a concessionária responsável pelo estado, Energisa (2021), o valor do *kWh*, sem tarifas, é de R\$ 0,56 para o ano de 2021, porém, com tarifas, incluindo PIS (Programa Integração Social) e COFINS (Contribuição para o Financiamento da Seguridade Social), respectivamente 0,67% e 3,073% de imposto, o valor do *kWh* é de aproximadamente R\$ 0,80. O custo do equipamento, kit fotovoltaico completo, incluindo peças de estruturas para fixação para telhado de fibrocimento ondulado, módulos fotovoltaicos, inversores, *string box*, cabos e dispositivos de proteção, de acordo com a distribuidora contatada para o estudo de caso é de R\$ 79.030,00. Considerando que a mão de obra seja 10% do valor total do kit, o custo é de R\$ 7.903,00. Logo o custo total é apresentado pela Tabela 9:

Tabela 9: Custos do kit fotovoltaico e serviço.

Componentes	Custo (R\$)
Kit fotovoltaico	79.030,00
Mão de obra	7.903,00
Total	86.933,00

Fonte: ARQUIVO PESSOAL (2021).

O custo total então será considerado de R\$ 87.000,00.

O painel solar, de eficiência de 97,3% tende ter uma vida útil de 25 anos, e de acordo com o fabricante, ao fim da vida útil, o painel tem uma eficiência de aproximadamente 80%, ou seja, tem uma depreciação de 1,25% por ano. De acordo com Camargo (2017), o consumo de um módulo é calculado pela Equação 8:

$$C = \frac{HSP * P}{1000} \quad (8)$$

Onde: “*C*” é consumo de uma placa solar; “*HSP*” é a hora solar pico, encontrado no capítulo 4; e “*P*” é a potência da placa. A potência escolhida, como visto anteriormente no dimensionamento, foi de 430W. Considerando que o painel tem uma eficiência de 97%, a potência fica aproximadamente de 417W. Logo, aplicando a Equação 8:

$$C = \frac{5,54 * 417}{1000}$$

$$C = 2,31kW / dia$$

Assim, calculando esse valor para ano para definir a energia gerada anual, multiplicando por 30, numero referente aos dias, e multiplicado logo em seguida por 12, referente aos meses. Multiplicando o valor final de energia gerada de um módulo pela quantidade de módulos do sistema, é de:

$$Eg = 2,31 * 30dias$$

$$Eg = 69,3 * 12meses$$

$$Eg_{anual} = 831,67kW * 55Nm$$

$$Eg_{total} = 45.741,6kWh / ano$$

Logo, é gerada a Tabela 10, onde se apresenta a energia gerada a cada ano pelo sistema, de acordo com a eficiência de um painel, apresentando também a economia do sistema pelo valor do kWh sem tarifas, projetando que anualmente

tenha uma alteração de R\$ 0,03 para cada kWh e finalmente abatendo o valor da economia com o investimento inicial como na Tabela 10:

Tabela 10: Eficiência do sistema fotovoltaico e tempo de retorno do investimento.

Ano	Eficiência do módulo (%)	Energia Gerada do Sistema (kWh)	Projeção do custo (kWh)	Economia (R\$)	Retorno do Investimento (R\$)
1º	97,3	45.741,6	0,56	25615,274	-61384,73
2º	96,05	45.169,8	0,59	26650,176	-34734,55
3º	94,8	44.605,2	0,62	27655,204	-7079,35
4º	93,55	44.047,6	0,65	28630,942	21551,60
5º	92,3	43.497,0	0,68	29577,966	51129,56
6º	91,05	42.953,3	0,71	30496,840	81626,40
7º	89,8	42.416,4	0,74	31388,121	113014,52
8º	88,55	41.886,2	0,77	32252,355	145266,88
9º	87,3	41.362,6	0,8	33090,078	178356,96
10º	86,05	40.845,6	0,83	33901,819	212258,78
11º	84,8	40.335,0	0,86	34688,096	246946,87
12º	83,55	39.830,8	0,89	35449,419	282396,29
13º	82,3	39.332,9	0,92	36186,289	318582,58
14º	81,05	38.841,3	0,95	36899,199	355481,78
15º	79,8	38.355,7	0,98	37588,631	393070,41
16º	78,55	37.876,3	1,01	38255,062	431325,47
17º	77,3	37.402,8	1,04	38898,959	470224,43
18º	76,05	36.935,3	1,07	39520,781	509745,21
19º	74,8	36.473,6	1,1	40120,980	549866,19
20º	73,55	36.017,7	1,13	40699,999	590566,19
21º	72,3	35.567,5	1,16	41258,273	631824,46
22º	71,05	35.122,9	1,19	41796,231	673620,70
23º	69,8	34.683,8	1,22	42314,294	715934,99
24º	68,55	34.250,3	1,25	42812,874	758747,86
25º	67,3	33.822,2	1,28	43292,378	802040,24

Fonte: ARQUIVO PESSOAL (2021).

Analisando a tabela, pode-se concluir que entre o 3º e 4º ano, o valor do investimento é abatido pela geração de energia, que é exatamente o que corresponde o *payback*.

Utilizando a Equação 7, calcula-se a rentabilidade:

$$\text{Rentabilidade} = \frac{25615,27}{87000,00}$$

$$\text{Rentabilidade} = 0,294$$

$$\text{Rentabilidade} = 29,4\%$$

Considerando o preço do kWh com tarifa, o retorno do investimento e a rentabilidade é apresentada na Tabela 11:

Tabela 11: Retorno do investimento calculado para preço do kWh com tarifas.

Ano	Eficiência do módulo (%)	Energia Gerada do Sistema (kWh)	Projeção do custo (kWh)	Economia (R\$)	Retorno do Investimento (R\$)
1º	97,3	45.741,6	0,79	36135,832	-50864,17
2º	96,05	45.169,8	0,82	37039,228	-13824,94
3º	94,8	44.605,2	0,85	37914,393	24089,45
4º	93,55	44.047,6	0,88	38761,891	62851,34
5º	92,3	43.497,0	0,91	39582,278	102433,62
6º	91,05	42.953,3	0,94	40376,098	142809,72
7º	89,8	42.416,4	0,97	41143,888	183953,61
8º	88,55	41.886,2	1	41886,175	225839,78
9º	87,3	41.362,6	1,03	42603,476	268443,26
10º	86,05	40.845,6	1,06	43296,299	311739,56
11º	84,8	40.335,0	1,09	43965,145	355704,70
12º	83,55	39.830,8	1,12	44610,505	400315,21
13º	82,3	39.332,9	1,15	45232,862	445548,07
14º	81,05	38.841,3	1,18	45832,689	491380,76
15º	79,8	38.355,7	1,21	46410,452	537791,21
16º	78,55	37.876,3	1,24	46966,611	584757,82
17º	77,3	37.402,8	1,27	47501,614	632259,44
18º	76,05	36.935,3	1,3	48015,903	680275,34
19º	74,8	36.473,6	1,33	48509,912	728785,25
20º	73,55	36.017,7	1,36	48984,069	777769,32
21º	72,3	35.567,5	1,39	49438,793	827208,11
22º	71,05	35.122,9	1,42	49874,494	877082,61
23º	69,8	34.683,8	1,45	50291,579	927374,19
24º	68,55	34.250,3	1,48	50690,443	978064,63
25º	67,3	33.822,2	1,51	51071,478	1029136,11

Fonte: ARQUIVO PESSOAL (2021).

Logo, a rentabilidade para este caso seria:

$$\text{Rentabilidade} = \frac{36135,83}{87000,00}$$

$$\text{Rentabilidade} = 0,415$$

$$\text{Rentabilidade} = 41,5\%$$

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o uso constante e desequilibrado de recursos naturais, será vital a utilização de energias renováveis para o bem do futuro do planeta, e de toda a própria humanidade. Fora isso, não é só o consumo de recursos que tendem a aumentar, mas também as tarifas cobradas pelo governo, principalmente os reajustes de tarifas energéticas. Logo, uma das alternativas mais viáveis e que está se tornando mais comum é o uso de energia fotovoltaica, contribuindo para a redução de energia, reduzindo também o uso de recursos naturais não-renováveis, fator que serve como base para o incentivo à tecnologia solar fotovoltaica.

No estudo de caso, a área disponível pra instalação foi ocupada por 55 módulos solares, de 430W cada, um inversor de capacidade de 25kWp, em que o valor do kit fotovoltaico cobre o valor desses e dos outros equipamentos necessários para o sistema, como estrutura, cabos e dispositivos de proteção, de modo que o sistema foi superdimensionado com intenção de deixar a possibilidade de aumentar a potencia de geração energética, respeitando os limites do inversor.

Os levantamentos vistos apresentam um investimento de baixo custo com uma rentabilidade de 29,4% dimensionados para o valor do kWh sem tarifas, e de 41,5% com tarifas, e como visto nas tabelas 10 e 11, o *payback* no pior cenário é que a economia do uso de módulos solares pagará o valor do investimento entre o terceiro e o quarto ano. No melhor dos casos, entre o segundo e terceiro ano, o investimento já estará com saldo positivo.

Na engenharia civil, é de grande importância planejar e orçar a escolha de materiais e equipamentos, reduzir insumos, tudo para produzir um projeto mais econômico possível e otimizar o trabalho em geral, e a energia solar é sobre economia, é sobre reduzir futuros gastos com rápido retorno de investimento. Tendo em vista os aspectos observados, pode-se concluir que o estudo de caso é um

investimento de custo baixo e de retorno quase imediato, apresentando uma margem lucrativa considerável especulando as alterações tarifárias de energia durante o período da vida útil dos equipamentos instalados.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, M. P. **Qualificação de sistemas fotovoltaicos conectados à rede.**

Universidade de São Paulo. São Paulo. 2012. Disponível em:

<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/86/86131/tde-28062012-102236/publico/DissertacaoMarceloPinhoAlmeida.pdf>. Acesso em 30 de Março de 2021.

ANEEL. Agência nacional de energia elétrica. **Resolução normativa nº 414, de 9 de setembro de 2010.** Disponível em:

<https://www.aneel.gov.br/documents/656877/14486448/bren2010414.pdf/3bd33297-26f9-4ddf-94c3-f01d76d6f14a?version=1.0>. Acesso em 23 de Abril de 2021.

ANEEL. Agência nacional de energia elétrica. **Resolução Normativa nº 482, de 17 de abril de 2012.** Disponível em: <http://www2.aneel.gov.br/cedoc/ren2012482.pdf>.

Acesso em 15 de Maio de 2021.

ANEEL, C. T. **Micro e minigeração distribuída. Sistema de Compensação de Energia**

Elétrica. Brasília, DF, Brasil: Centro de Documentação–Cedoc, 2014. Disponível em:

<https://static1.squarespace.com/static/564b5502e4b0d99d7201f782/t/57bb54c9725e25640e8c5b52/1471894735127/Caderno+tematico+Micro+e+Minigera%C3%A7%C3%A3o+Distribuida+-+2+edicao.pdf>. Acesso em 15 de Maio de 2021.

ARAÚJO, A. J.; RANK, N. I.; BUENO, T. B. **Análise dos fatores de perdas nos sistemas fotovoltaicos conectados à rede elétrica em Curitiba.** 2016. Disponível em:

https://nupet.daelt.ct.utfpr.edu.br/tcc/engenharia/docequipe/2015_2_27/2015_2_27_final.pdf. Acesso em: 22 Abril de 2021.

ARAÚJO, T. **Análise da viabilidade técnico-econômica da implantação de geração solar fotovoltaica associada ao retrofit de iluminação no Centro de Tecnologia da UFRN.** 2017. Disponível em:

<https://monografias.ufrn.br/jspui/bitstream/123456789/4516/9/gera%C3%A7%C3%A3o-solar-retrofit-Araujo-Monografia.pdf>. Acesso em 22 de Abril de 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 10899:2020 - Energia Solar Fotovoltaica – Terminologia.** Rio de Janeiro: 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5410:2004 - Instalações Elétricas de Baixa Tensão.** Rio de Janeiro: 2004.

BALTAR, G. B.; KAEHLER, J. W. M.; PEREIRA, L. A. **Indústria da Construção Civil e Eficiência Energética.** 2006. Disponível em:

<http://repositorio.pucrs.br/dspace/bitstream/10923/3210/5/000384715Texto%2BCompleto%2BAnexo%2BE-5.pdf>. Acesso em: 20 de Abril de 2021.

CAMARGO, L. **Projeto de Sistemas Fotovoltaicos conectados à Rede Elétrica**. 2017. Disponível em:
http://www.uel.br/ctu/deel/TCC/TCC2017_LucasTamaniniCamargo.pdf. Acesso em 30 de Março de 2021.

CANADIAN SOLAR. **Super High Power Mono CS3W-430**. 2019. Disponível em:
<http://www.canadiansolar.com>, support@canadiansolar.com. Acesso em 15 de Maio de 2021.

CASARO, M. M.; MARTINS, D. C. **Controle & Automação. Processamento eletrônico da energia solar fotovoltaica em sistemas conectados à rede elétrica**. 2010. Disponível em:
<https://www.scielo.br/j/ca/a/LzxvkKP5YDqBzxtWx9js75q/?lang=pt&format=pdf>. Acesso em 15 de Maio de 2021.

COOPER, E.; MORALLES, W. **Aplicação de Painéis Solares Fotovoltaicos Como Fonte Geradora Complementar de Energia Elétrica em Residências Curitiba**. 2013. Disponível em: <http://www.eletrica.ufpr.br/p/arquivostccs/259.pdf>. Acesso em 30 de Março de 2021.

COSTA, H. J. S. da. **Avaliação do fator de dimensionamento do inversor em sistemas fotovoltaicos conectados à rede**. Fortaleza: UFCE, 2010. Disponível em:
<http://www.dee.ufc.br/anexos/TCCs/2010.2/HIGOR%20JOS%20C3%89%20SERAFIM%20DA%20COSTA.pdf>. Acesso em 22 de Abril de 2021.

CRESESB. **Centro de Referência para Energia Solar e Eólica Sérgio de Salvo Brito, Tutorial de Energia Fotovoltaica**. 2006.

CRESESB. **Centro de Referência para Energia Solar e Eólica Sérgio de Salvo Brito, Tutorial de Energia Fotovoltaica**. Disponível em:
<http://www.cresesb.cepel.br/index.php?section=sundata&>. Acesso em 15 de Maio de 2021.

DGS - German Solar Energy Society. **Planning and Installing Photovoltaic Systems**. Berlin, Alemanha. 2013. Disponível em:
<https://books.google.com.br/books?hl=pt-BR&lr=&id=AWIqAAAAQBAJ&oi=fnd&pg=PP2&dq=DGS+-+German+Solar+Energy+Society.+Planning+and+Installing+Photovoltaic+Systems.+2013.&ots=FUefpOo7cR&sig=6B8J2fQUfCH4zDn2JFSfbTgy2wM#v=onepage&q=DGS%20-%20German%20Solar%20Energy%20Society.%20Planning%20and%20Installing%20Photovoltaic%20Systems.%202013.&f=false>. Acesso em 22 de Abril de 2021.

DIAS, P. **Caracterização e reciclagem de materiais de módulos fotovoltaicos (Painéis solares)**. 2015. Disponível em:
<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/127924/000973954.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em 30 de Março de 2021.

ELETROJR. Engenharia Elétrica – UFBA. **Energia Solar**. 2018. Disponível em: <<https://www.eletrorjr.com.br/wp-content/uploads/2018/10/Eletrorjr-Ebook-Energia-Solar.pdf>>. Acesso em 16 de Maio de 2021.

ENERGISA. Energisa Paraíba – Distribuidora de Energia S.A. 2015. Disponível em: <https://www.energisa.com.br/ajuda/paginas/pergunta.aspx?rid=40>. Acesso em 22 de Abril de 2021.

GLOBAL FOOTPRINT NETWORK (GFN). **Pegada Ecológica**. 2020. Disponível em: <https://www.footprintnetwork.org/>. Acesso em 22 de Abril de 2021.

INTERNATIONAL ENERGY AGENCY (IEA). **World Energy Outlook**. 2011. Disponível em: <http://piketty.pse.ens.fr/files/capital21c/xls/RawDataFiles/WEO2011.pdf>. Acesso em 30 de Março de 2021.

LORENZET, L. **Análise da Viabilidade de Investimento de uma Empresa do Ramo de Distribuição de Gás Natural Comprimido (GNC)**. 2013. Disponível em: <https://repositorio.ucs.br/xmlui/bitstream/handle/11338/1662/TCC%20Leonardo%20Lorenzet.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em 08 de Junho de 2021.

MAGALHÃES, M. **Estudo de Utilização da Energia Eólica como Fonte Geradora de Energia no Brasil**. 2009. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/123646/Economia291554.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em 30 de Março de 2021.

MARINOSKI, D. L.; SAMAMONI, I. T.; RUTHER, R. **Pré-Dimensionamento de Sistema Solar Fotovoltaico: Estudo de Caso do Edifício Sede do CREA_SC-ENTAC**. São Paulo, 2004. Disponível em https://aprender.ead.unb.br/pluginfile.php/567851/mod_resource/content/4/Artigo_Fotovoltaica1.pdf. Acesso em: 19 de Maio de 2021.

MIRANDA, A. **Análise de Viabilidade Econômica de um Sistema Fotovoltaico Conectado à Rede**. 2014. Disponível em: <http://repositorio.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10010504.pdf>. Acesso em 22 de Abril de 2021.

PALETTA, F.; COELHO, S.; ZILES, R.; BENEDITO, R.; LÚCIO, G.; MAMBELLI, R.; GALHARDO, C.; PINHO, J.; PEREIRA, E.; SILVA, E. **Energias Renováveis – Série energia e Sustentabilidade**. 2012. Disponível em: <https://books.google.com.br/books?hl=pt-BR&lr=&id=-jS4DwAAQBAJ&oi=fnd&pg=PA13&dq=PALETTA,+F.%3B+GOLDEMBERG,+J.+Energias+Renov%C3%A1veis+%E2%80%93+S%C3%A9rie+energia+e+Sustentabilidade.+2012.&ots=hvaqlf5yVy&sig=MX90YGke9LP-DSnodzwdGYAuXRA#v=onepage&q&f=true>. Acesso em 30 de Março de 2021.

PASSOS, F. **Qual a importância das estruturas de fixação do seu sistema solar fotovoltaico?** 2017. Disponível em: <https://www.https://microgeracaofv.wordpress.com/2017/10/15/qual-a-importancia->

das-estruturas-de-fixacao-do-seu-sistema-solar-fotovoltaico/. Acesso em 17 de Maio de 2021.

PEREIRA, E. B.; MARTINS, F. R.; GONÇALVES, A. R.; COSTA, R. S.; LIMA, F. L.; RÜTHER, R.; ABREU, S. L.; TIEPOLO, G. M.; PEREIRA, S. V.; SOUZA, J. G. **INPE. Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais. Atlas brasileiro de energia solar.** 2.ed. São José dos Campos: INPE, 2017. Disponível em: <http://mtc-m21b.sid.inpe.br/rep/8JMKD3MGP3W34P/3PERDJE>. Acesso em 22 de Abril de 2021.

PEREIRA, E. B.; MARTINS, F. R.; ABREU, S. L e RÜTHER, R. **INPE. Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais. Atlas Brasileiro de Energia Solar.** São José dos Campos: INPE, 2006. Disponível em: <https://energypedia.info/images/9/95/Brazilian Atlas of Solar Energy.pdf>. Acesso em 23 de Abril de 2021.

PINHO, J. T.; GALDINO, M. A. **Manual de Engenharia para Sistemas Fotovoltaicos.** CEPEL – CRESESB. Rio de Janeiro, 2014. Disponível em: <http://www.cresesb.cepel.br/publicacoes/download/Manual de Engenharia FV 2014.pdf>. Acesso em 23 de Abril de 2021.

RABELO, C. **Estudo de Caso do Consumo de Energia Verde em uma Multinacional do Ramo de Cosméticos.** 2018. Disponível em: <http://repositorio.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10023440.pdf>. Acesso em 15 de Maio de 2021.

RIBEIRO, R. **Estudo de Caso: Dimensionamento de um Sistema Fotovoltaico Residencial.** 2016. Disponível em: <https://www.eng-automacao.araxa.cefetmg.br/wp-content/uploads/sites/152/2018/01/Tcc-Raylla-1.pdf>. Acesso em 15 de Maio de 2021.

RÜTHER, R. **Edifícios solares fotovoltaicos: o potencial da geração solar fotovoltaica integrada a edificações urbanas e interligada à rede elétrica pública no Brasil.** Florianópolis: LABSOLAR, 2004. Disponível em: <https://fotovoltaica.ufsc.br/sistemas/livros/livro-edificios-solares-fotovoltaicos.pdf>. Acesso em 22 de Abril de 2021.

URBANETZ JR, J. **Sistemas Fotovoltaicos Conectados a Redes de Distribuição Urbanas: Sua Influência na Qualidade da Energia elétrica e Análise dos Parâmetros que Possam Afetar a Conectividade.** Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2010. Disponível em: http://fotovoltaica.ufsc.br/Teses/Tese_Jair_Urbanetz_Junior.pdf. Acesso em 22 de Abril de 2021.

VILLALVA, M. G.; GAZOLI, J. R. **Energia solar fotovoltaica: conceitos e aplicações.** Editora Érica, São Paulo, 2012.

VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: UM COMPARATIVO ENTRE A NBR 6118:1978 E A ATUALIZAÇÃO MAIS RECENTE: A NBR 6118:2014

Alyson Lira Nascimento¹
Hágnon Correia de Amorim²

RESUMO

A norma brasileira de concreto armado ABNT NBR 6118, comumente conhecida como norma mãe do concreto armado, estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido - excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais. Além disso, faz um controle de requisitos para manter a qualidade da estrutura de concreto. A última revisão dela ocorreu no ano de 2014, o que a credenciou, por atender aos requisitos da ISO 19.338, a obter o padrão internacional pela ISSO/TC71. A ABNT NBR 6118 vem sofrendo revisões e atualizações ao decorrer do tempo, diante de pesquisas e avanços que vêm surgindo com o passar dos anos nas obras de concreto armado e protendido. Ao mesmo tempo, ao se empregar no dia a dia as suas diretrizes, são identificadas melhorias para maior eficiência dos seus procedimentos. A proposta desse trabalho é abordar essas mudanças fazendo um comparativo entre a ABNT NBR 6118:1978 e a ABNT NBR 6118:2014 - evidenciando as atualizações e suas implicações quanto à durabilidade e a vida útil das estruturas de concreto armado.

Palavras-chave: Concreto armado, durabilidade, vida-útil.

ABSTRACT

The brazilian standard for reinforced concrete ABNT NBR 6118, commonly known as the mother standard for reinforced concrete, establishes the basic requirements for the design of simple, reinforced and prestressed concrete structures, excluding those in which light, heavy or other special concretes are used. NBR 6118 controls requirements to maintain the quality of the concrete structure. Its last review took place in 2014, which accredited it, for meeting the requirements of ISO 19,338, to obtain the international standard by ISO/TC71. ABNT NBR 6118 has been undergoing revisions and updates over time, given the research and advances that have emerged over the years in reinforced and prestressed concrete works, and at the same time when using its guidelines on a daily basis, improvements are identified for greater efficiency of its procedures. The purpose of this work is addresses changes by making a comparison between ABNT NBR 6118:1978 and ABNT NBR 6118:2014, highlighting the updates and their implications regarding the durability and use full life of reinforced concrete structures.

¹ Graduando em Engenharia Civil - Centro Universitário UNIESP. E-mail: alysonliranascimento@gmail.com. Currículo: <http://lattes.cnpq.br/2523555958640810>

² Professor do Curso de Engenharia Civil - Centro Universitário UNIESP. E-mail: haagnon_eng@hotmail.com. Currículo: <http://lattes.cnpq.br/1940995469785468>

Keywords: Reinforced concrete, durability, lifetime.

1 INTRODUÇÃO

O concreto é o segundo material mais utilizado na construção civil no mundo, perdendo apenas para água. Segundo a FIHP (Federação Ibero-americana do Concreto Pré-misturado) calcula-se que em 2015 foram produzidos cerca de 2,4 bilhões de metros cúbicos de concreto pré-misturado. Segundo Pedroso (2009), podemos encontrá-lo em nossas casas de alvenaria, em rodovias, em pontes, nos edifícios mais altos do mundo, em torres de resfriamento, em usinas hidrelétricas e nucleares, em obras de saneamento, até em plataformas de extração petrolífera móveis.

De acordo com Pedroso (2009), “o concreto é uma mistura homogênea de cimento, agregados miúdos e graúdos, com ou sem a incorporação de componentes minoritários (aditivos químicos e adições), que desenvolve suas propriedades pelo endurecimento da pasta de cimento”.

Quando utilizado em conjunto com armações de aço, obtemos uma estrutura resistente aos esforços de compressão e tração. A ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), na sua norma de projeto de estruturas de concreto, procedimento NBR 6118:2014, define elementos de concreto armado aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras, antes da materialização dessa aderência.

O concreto é utilizado em grande escala no Brasil. Esse uso é motivado por diversos fatores, que, segundo Bastos (2006), são: economia; conservação; adaptabilidade; rapidez de construção; segurança contra o fogo; impermeabilidade, desde que seja dosado e executado de forma correta, e resistência a choque e vibrações.

Andrade (1997) disse que por muito tempo existia uma crença de que o concreto armado era um material que não necessitava de maiores cuidados de manutenção. Segundo ele, “todo o meio técnico admitia que o concreto era um material que não necessitava de maiores cuidados e manutenção, em função do excelente desempenho que se observava nas obras construídas com tal material. Desta forma, o mesmo foi largamente empregado em uma grande variedade de ambientes e sob condições de exposição extremamente desfavoráveis”.

No Brasil e no mundo, nas últimas duas décadas, têm se tornado comum notícias de desabamentos de edifícios, assim como de obras de artes como pontes e viadutos. No dia 15 de outubro de 2019, o *Jornal Nacional* noticiou: “desabamentos de edifícios produziram tragédias no Brasil nas últimas duas décadas”. Essa matéria faz referência a cerca de dez desabamentos que ocorreram no Brasil, fatalidades que ceifaram a vida de muitas pessoas.

Uma grande parte dessas ocorrências poderia ter sido evitada se a questão da manutenção predial como meio de cuidar da vida útil das edificações não tivesse sido ignorada. O IBAPE/SP (Instituto Brasileiro de Avaliação e Perícias de São Paulo), no ano de 2009, realizou um estudo sobre acidentes em edificações e sua forte correlação com a falta de manutenção predial. Dos resultados obtidos, 66% das prováveis causas e origens dos acidentes estão relacionadas à deficiência com a manutenção, perda precoce de desempenho e deterioração acentuada. Apenas 34% dos acidentes possuem causa de origem relacionada aos chamados vícios construtivos ou, ainda, anomalias endógenas.

Segundo Helene (2004), com o passar dos anos tem crescido o número de construções com envelhecimento precoce.

Nos últimos anos tem crescido o número de estruturas de concreto armado com manifestações patológicas, principalmente com problemas de corrosão de armaduras, como resultado do envelhecimento precoce das construções existentes. (HELENE, 2004).

Já Clifton (1993) diz que em função dos problemas de degradação precoce que vêm crescendo existe uma tendência mundial no sentido de privilegiar os projetos com enfoque na durabilidade e vida útil das construções de concreto armado e protendido.

Em função dos crescentes problemas de degradação precoce observados nas estruturas, das novas necessidades competitivas e das exigências de sustentabilidade no setor da Construção Civil, observa-se, nas últimas duas décadas, uma tendência mundial no sentido de privilegiar os aspectos de projeto voltados à durabilidade e à extensão da vida útil das estruturas de concreto armado e protendido (CLIFTON, 1993).

De acordo com a Mehta (1993) e Silva Filho (1994), existem dois fatores básicos que controlam a questão da durabilidade das estruturas: o concreto como material compósito e heterogêneo, e as condições do meio ambiente em meio às estruturas. Esses dois fatores influenciam na durabilidade.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas, na sua norma de edificações habitacionais, procedimento - NBR 15575-1:2013, no item 3.43, fala sobre a vida útil de projeto (VUP) como período estimado de tempo para o qual um sistema é projetado - a fim de atender aos requisitos de desempenho estabelecidos nesta norma; considerando o atendimento aos requisitos das normas aplicáveis, o estágio do conhecimento no momento do projeto e supondo o cumprimento da periodicidade e correta execução dos processos de manutenção especificados no respectivo Manual de Uso, Operação e Manutenção.

Vida útil é um parâmetro que expressa a durabilidade de qualquer bem de consumo, como um determinado aparelho, objeto ou alimento, definido pelo período de tempo, após o início de uso, no qual o mesmo atinge ou excede o desempenho esperado. De acordo com a ABNT NBR 15575-1:2013, a vida útil é uma medida temporal da durabilidade de um edifício ou de suas partes, como diz em seu item 3.42 é o período de tempo em que um edifício e/ou seus sistemas se prestam às atividades para as quais foram projetados e construídos - considerando a periodicidade e correta execução dos processos de manutenção especificados no respectivo Manual de Uso, Operação e Manutenção.

Continuando na mesma norma, o item 14.1 esclarece que o período de tempo compreendido entre o início de operação ou uso de um produto e o momento em que o seu desempenho deixa de atender às exigências do usuário pré-estabelecidas é denominado vida útil.

Ainda na mesma norma, no tópico C.2 (Determinação de vida útil de projeto), vemos que a durabilidade e vida útil deve ser estabelecida em comum acordo entre projetistas e empreendedores, e em alguns casos os usuários do imóvel. Na fase de projeto são definidos os tipos de materiais, como deve ser a sua execução e as manutenções preventiva e corretiva. É necessário que sejam atendidos simultaneamente todos os seguintes aspectos:

- a. emprego de componentes e materiais de qualidade compatível com a *VUP*;
- b. execução com técnicas e métodos que possibilitem a obtenção da *VUP*;
- c. cumprimento em sua totalidade dos programas de manutenção corretiva e preventiva;
- d. atendimento aos cuidados preestabelecidos para se fazer um uso correto do edifício;
- e. utilização do edifício em concordância ao que foi previsto em projeto.

Além disso, a Tabela C.5, vida útil de projeto mínima e superior (VUP) da referida norma, estabelece que deve se estimar vida útil mínima de 50 anos para estrutura de uma edificação residencial - conforme pode-se observarnaTabela1.

Tabela 1 - Vida útil de Projeto mínima e superior (VUP).

Sistema	VUP Anos	
	Mínimo	Superior
Estrutura	≥50	≥75
Pisos internos	≥13	≥20
Vedação vertical externa	≥40	≥60
Vedação vertical interna	≥20	≥30
Cobertura	≥20	≥30
Hidrossanitário	≥20	≥30

Fonte: ABNT NBR 15.575-1 (2013).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, item 5.1.2.3, durabilidade “consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto”. Ou seja, a agressividade do meio ambiente no qual a estrutura está instalada ou será executada, assim como as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, possui relação direta com a durabilidade da estrutura - como mostra a Tabela 2 abaixo.

Tabela 2: Classe das Agressividades Ambientais (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
	I		
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

FONTE: ABNT NBR 6118 (2014).

Já a ABNT NBR 15575-1:2013, item 14.1, fala que a durabilidade do edifício e de seus sistemas é uma exigência econômica do usuário, pois está diretamente associada ao custo global do bem imóvel. A durabilidade de um produto se extingue quando ele deixa de cumprir as funções que lhe forem atribuídas, quer seja pela degradação que o conduz a um estado insatisfatório de desempenho, quer seja por obsolescência funcional.

A norma brasileira de concreto armado ABNT NBR 6118, comumente conhecida como norma mãe do concreto armado, por ter sido a primeira norma lançada trazendo instruções sobre o concreto armado, estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais. Além disso, faz um controle de requisitos para manter a qualidade da estrutura de concreto.

Segundo a ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, ela foi publicada pela primeira vez em 1940, mesmo ano em que a ABNT foi fundada. Recebendo o título de NB-1 – norma brasileira 1: projeto e execução de estruturas de concreto armado. Passaram-se 81 anos desde a sua publicação e, durante esse tempo, ela passou por seis revisões (em 1950, 1960, 1978, 2003, 2007 e 2014). Destaca-se que em 1980 ela deixa de ser intitulada de NB-1 e passa a ser chamada de NBR 6118. Sua última revisão ocorreu no ano de 2014, o que a credenciou, por atender aos requisitos da ISO 19.338, a obter o padrão internacional pela ISSO/TC71.

O intuito desse trabalho é explicitar as atualizações que vieram na NBR 6118:2014e, ao mesmo tempo, fazer um comparativo com uma de suas versões anteriores. Especificamente a NBR 6118:1978, respondendo a seguinte indagação: como essas atualizações implicaram na durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado?

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 COMPARATIVO ENTRE A NBR 6118:1978 E A 6118:2014

A ABNT NBR 6118:1978 tratava do dimensionamento e execução das estruturas de concreto armado. Já a versão mais atual, de 2014, trata somente do

dimensionamento. A execução, desde 2003, passou a ser abordada na ABNT NBR 14931:2003. Desta forma, os dois temas foram separados e assim puderam ser mais detalhadamente abordados nas suas respectivas Normas (SILVA, R.R, 2008). A seguir temos os principais itens que diferem as duas versões:

- 2.1.1 Avaliação de conformidade de projeto;
- 2.1.2 Qualidade do concreto e cobrimento mínimo;
- 2.1.3 Espessura de laje;
- 2.1.4 Classe do concreto;

2.1.1 Avaliação de conformidade de projeto.

A avaliação de conformidade de projeto é um recurso para minimizar a possibilidade de erros no projeto estrutural e suas consequências. A ABNT NBR 6118:2014 recomenda que seja feita uma avaliação de conformidade do projeto estrutural. O item 5.3.1 relata que a avaliação deve ser realizada por profissional habilitado, independente e diferente do projetista, requerida e contratada pelo contratante, e registrada em documento específico, que acompanhará a documentação do projeto.

Também diz no item 5.3.4 que a avaliação da conformidade do projeto deve ser realizada antes da fase de construção e, de preferência, simultaneamente com a fase de projeto. Porém, na ABNT NBR 6118:1978 não é citado esse instrumento de avaliação, sequer é citado algo similar.

2.1.2 Qualidade do concreto e cobrimento mínimo.

Uma das principais atualizações que ocorreu com relação a critérios de durabilidade das edificações foi a classificação do concreto em relação à agressividade do ambiente. Foram inseridas 4 classes de agressividade, sendo que para cada classe a indicação do fator água/cimento, classe de concreto e o cobrimento mínimo de armadura a serem adotados como mostram as Tabelas 3 e 4.

Também, no item 7.4.2 expõem que devem ser feitos ensaios para comprovar o desempenho e a durabilidade da estrutura em relação a classe de agressividade determinada em projeto. Além disso, explica que na falta desses ensaios, deve se adotar os requisitos mínimos expressos na Tabela 3.

Tabela 3 - Relação entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

FONTE: ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 4 – Cobrimento mínimo da armadura em relação a classe de agressividade do ambiente.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.
^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

FONTE: ABNT NBR 6118 (2014).

A versão de 1978 não indicava recobrimento mínimo da armadura em relação à classe de agressividade do ambiente. Também não citava as classes de agressividade do ambiente, assim como não possuía o quadro 4. Ela recomendava recobrimentos de acordo com 4 itens:

1. para concreto revestido com argamassa de espessura mínima de 1 cm:
 - em lajes no interior de edifícios 0,5 cm
 - em paredes no interior de edifícios 1,0 cm
 - em lajes e paredes ao ar livre 1,5 cm
 - em vigas, pilares e arcos no interior de edifícios 1,5 cm

- em vigas, pilares e arcos ao ar livre..... 2,0 cm
2. para concreto aparente:
- no interior de edifícios 2,0 cm
 - ao ar livre 2,5 cm
3. para concreto em contato com o solo 3,0 cm
4. para concreto em meio fortemente agressivo..... 4,0 cm

2.1.3 Espessura da Laje

A ABNT NBR 6118:2014 é bem mais detalhada com relação aos limites mínimos para espessura das lajes. No item 13.2.4.1, lajes maciças condiciona:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm; para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30kn;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30kn;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{l}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{l}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- 16cm para lajes lisas;
- 14 cm para lajes cogumelo, fora do capitel.

Além disso, ainda fala sobre lajes nervuradas e lajes pré-moldadas.

Já a ABNT NBR 6118:1978 é mais suscinta, no item 6.1.1.1 sobre a espessura diz:

A espessura das lajes não deve ser menor que:

- 5 cm em lajes de cobertura não em balanço;
- 7 cm em lajes de piso e lajes em balanço;
- 12 cm em lajes destinadas à passagem de veículos;

Em lajes cogumelo calculadas com pórticos múltiplos esses limites devem ser elevados respectivamente para 12 cm e 15 cm.

2.1.4 Classe do concreto

O fck é uma sigla muito usual na engenharia civil. É relacionada ao concreto, fala-se: fck do concreto. De origem inglesa, que significa *Feature Compression Know*, em tradução livre – resistência característica do concreto à compressão.

Na ABNT NBR 6118:2014 são citados dois grupos e suas respectivas classes. No item 1.2 diz que o grupo I de resistência é de C20 a C50 e o grupo II do (C55 a C90).

Já na ABNT NBR 6118:1978 não é citada a divisão de grupos ou classes de concreto, apenas no item 8.2.3 diz que ele deverá apresentar resistência característica, que não seja inferior a 9 Mpa e compatível com a adotada no projeto.

Tabela 5 - Classes do Concreto

Grupo I de resistência	Resistência característica à compressão (MPa)
C10	10
C15	15
C20	20
C25	25
C30	30
C35	35
C40	40
C45	45
C50	50

FONTE: ABNT NBR 8953 (1992).

Tabela 6 - Classes do concreto.

Grupo II de resistência	Resistência característica à compressão (MPa)
C55	55
C60	60
C70	70
C80	80

FONTE: ABNT NBR 8953 (1992).2

Diante do exposto e das comparações, podemos ver a grande evolução e melhorias significativas na ABNT NBR 6118:2014, que fazem com que ela seja uma norma moderna. Segundo a ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, ela faz parte de um seleto grupo de documentos reconhecidos pela *International Organization for Standardization (ISO)*.

Realizou-se um comparativo dos pontos que foram identificados como os mais necessários para o que é proposto na pesquisa. Porém, o número de atualizações vai muito além das que foram expostas.

2.2 MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE VIDA ÚTIL

Segundo Helene (2004), pode se estimar a vida útil de estruturas de concreto por meio de quatro procedimentos, tais como:

- com base nas experiências anteriores;
- com base em ensaios acelerados;
- com base em enfoque determinista;
- com base em enfoque estocástico ou probabilista.

Focaremos no procedimento com base em enfoque determinista, pois faremos uso do mesmo nas aplicações mais à frente. Helene (1997) explicou que esse procedimento tem como base científica a porosidade do concreto que abre brechas para que gases, massa e íons sejam transportados nele.

A base científica desse método são os mecanismos de transporte de gases, de fluidos e de íons através dos poros do concreto, no caso do período de iniciação e a lei de Faraday no caso do período de propagação, sempre que se trate de corrosão das armaduras. (HELENE, 1997).

Possan (2010) acrescentou dizendo que a qualidade do concreto é o caminho que o agente agressivo percorrerá até chegar na armadura, dando início ao processo de corrosão. Para tanto, baseia-se nos mecanismos de transporte de gases, massa e íons - através dos poros do concreto, descritos na Lei de Faraday, equação de Darcy, primeira e segunda leis de Fick, entre outros.

Ele é relacionado em dois modelos: o modelo de previsão até a armadura despassivar, que é baseado em quatro mecanismos principais de transporte de massa no concreto;

- Permeabilidade;
- Absorção capilar;
- Difusão de gases;
- Migração de íons.

E o modelo de previsão após despassivar – Cinética da corrosão. Medeiros *et al* (2011) diz que esse modelo se baseia nos seguintes mecanismos:

- Mecanismos de perda de massa no aço – equação de Faraday;
- Mecanismos de difusão da ferrugem – equações de Fick;
- Geometria da peça – equação de resistência dos materiais.

Medeiros (2011) explicou que é possível realizar uma combinação inteligente entre a qualidade do concreto e o cobrimento da armadura mantendo a vida útil de projeto.

Portanto, a vida útil desejada para a estrutura pode ser alcançada através de uma combinação adequada e inteligente desses fatores, ou seja, ao empregar um concreto de melhor qualidade é possível reduzir o cobrimento mantendo a mesma vida útil de projeto, e vice-versa. Admitindo que o adensamento e a cura serão e deverão ser bem executados em qualquer circunstância, fica um certo grau de liberdade entre a escolha da resistência (qualidade) do concreto e a espessura do cobrimento. (MEDEIROS, 2011).

Um dos modelos mais empregados para representar a penetração de agentes agressivos, através da rede de poros do concreto, é denominado modelo da raiz quadrada do tempo, que foi inicial e historicamente apresentado no começo do século passado, sendo representado pela equação 1.0.

$$x = k\sqrt{t} \quad (1.0)$$

onde:

x = profundidade de carbonatação;

K = coeficiente de carbonatação (cm²/ano);

t = tempo (anos).

Barbosa (2009) disse que o valor de k depende da difusividade, da reserva alcalina, da concentração de CO₂ no ambiente, das condições de exposição da estrutura, entre outros fatores. Assim, para estruturas a serem construídas, não há a possibilidade de determinar o valor de k, pois este depende de uma série de parâmetros que não estão disponíveis para o engenheiro no momento da concepção das estruturas. Por isso, emprega-se a equação para se tentar prever a frente de carbonatação em estruturas existentes.

3 METODOLOGIA

Na primeira etapa da pesquisa será feito um comparativo entre duas versões da ABNT NBR 6118, a versão de 1978 e a versão de 2014, evidenciando as mudanças e atualizações que ocorreram ao longo desses 36 anos.

Na segunda etapa, serão feitas duas aplicações, utilizando o método determinístico estimativo de vida útil das estruturas – método esse mais conhecido como modelo da raiz quadrada do tempo, sendo esse um dos modelos mais empregados para apresentar a penetração de agentes agressivos através da rede de poros do concreto.

A primeira aplicação terá como base a versão da ABNT NBR 6118:1978. Já na segunda aplicação faremos uso da versão da ABNT NBR 6118:2014. Com os dados, faremos comparativo entre os resultados e veremos se as atualizações fizeram alguma diferença no que concerne a vida útil das estruturas de concreto armado.

O objeto das duas aplicações será um edifício residencial, localizado no bairro do Bessa, em João Pessoa – PB

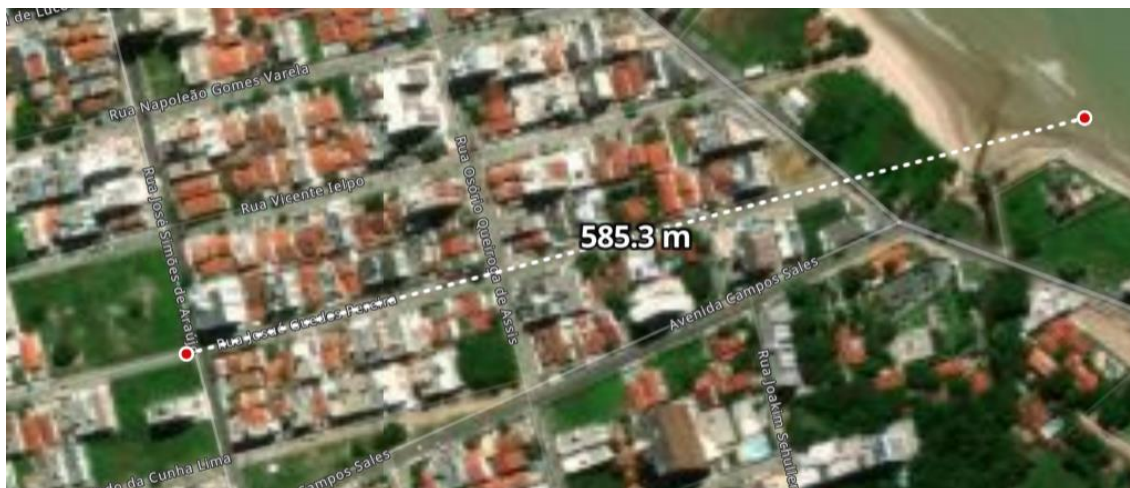
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 APLICANDO O MÉTODO DA RAÍZ QUADRADA DO TEMPO

Foram realizadas duas aplicações utilizando o método determinístico da raiz quadrada do tempo para estimarmos o tempo de vida útil de um edifício. O objeto da aplicação é um prédio residencial localizado no bairro do Bessa, em João Pessoa – PB, como mostra a Figura 1.

- Localização da obra: 583,3 m da orla. O terreno está em uma região predominantemente residencial e mesmo estando localizado em território urbano, não há indícios de forte poluição urbana ou industrial.

Figura 1 - Prédio objeto da aplicação.



Na Tabela 7, a seguir, temos os dados meteorológicos médios do município onde se localizará o edifício objeto da aplicação. Dados esses referentes ao ano de 2020.

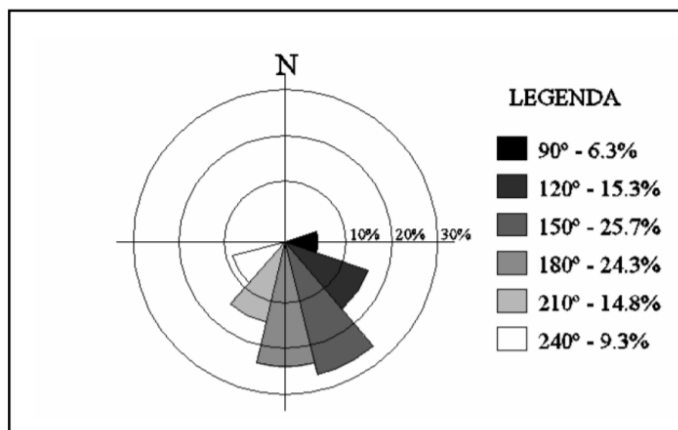
Tabela 7 - Dados Meteorológicos de João Pessoa, ano 2020.

Direção e sentido predominante do vento	Velocidade do vento (m/s)	Precipitação	Umidade relativa (%)	Temperatura (°C)
SE	3,8	96,5	69,9	26,33

FONTE: Clima tempo.

Segundo Silva (1999), o regime de ventos predominantemente diário, característicos das zonas costeiras, corresponde durante todo o ano aos ventos alísios de sudeste. Com relação à frequência das ocorrências e sua distribuição no que se refere às direções e às velocidades adquiridas, os ventos assumem distribuições do quadrante sudeste, entre os rumos 150° e 180°, e velocidades variando de 0 a 9m/s, com média de 3,6m/s. (Figura 2).

Figura 2 - Rosa dos ventos para João Pessoa



FONTE: PEREGRINO (2005).

Do ponto de vista da durabilidade da armadura e sua classificação da agressividade ambiental, pode ser avaliada de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2. Classificação da agressividade do ambiente visando à durabilidade (HELENE, 1993).

Classe de agressividade	Macro clima típico	Microclima típico	Gás carbônico (CO ₂) no ambiente	Cloretos (Cl) no ambiente
Fraca	Rural	UR ≤ 60%	≤ 0,3%	≤ 200mg/L
Moderada	Urbano	60% ≤ UR ≤ 95%	≤ 0,3%	< 500mg/L
Forte	Marinho ou industrial	60% ≤ UR ≤ 98%	≥ 0,3%	> 500 mg/L
Muito forte	Polos industriais	interiores úmidos de indústria	≥ 0,3%	> 500 mg/L

Meira e Padaratz (2002) explicaram que um dos ambientes mais agressivos é encontrado no litoral, devido à forte incidência da maresia, brisa marinha ou aerossol marinho.

À medida que há um distanciamento da costa, a deposição de partículas salinas ocorre de modo gradual. Este comportamento se deve a um processo de deposição que ocorre, principalmente, pelo efeito gravitacional e pelo choque ocasionado entre as partículas com o solo e obstáculos que surgem no caminho. (MEIRA E PADARATZ, 2002).

Feliuet *al* (2009) explicou como ocorre o processo de formação do aerossol e seu deslocamento até chegar nas estruturas das edificações.

A partir do movimento das ondas, há a formação de bolhas que explodem, formando o aerossol. Esse mecanismo é importante na liberação de

partículas de sal e, a partir de velocidades de vento superiores a 10m/s, desempenha importante papel na produção dessas partículas. (FELIU *et al.*, 1999).

Conforme foi apresentada na tabela 7, a velocidade média dos ventos na região onde localiza-se a edificação é de 3,8 m/s, o que é um fator significativo, pois segundo Silva (1999) as partículas de sal dissolvidos na água do mar necessitam de velocidades de vento superiores a 10m/s, para que ocorra o transporte das mesmas.

Meira *et al.* (2006) estudaram, na cidade de João Pessoa/PB, o comportamento do aerossol marinho, através do ensaio da vela úmida e da concentração de cloretos no concreto, e através de pilaretes de concreto expostos a 10, 100, 200, e 500 metros afastados do mar. Foi constatado nos resultados, redução da concentração desse agressivo a cada faixa de solo, com redução significativa nos primeiros 200 metros. Significando dizer que, a partir dos 200 metros o ambiente se torna menos agressivo para as estruturas de concreto armado em relação a ação do aerossol marinho.

A edificação objeto da aplicação encontra-se a 583,3 metros da costa, o que torna o ambiente da estrutura menos agressiva. Outro ponto importante é a forte influência da UR – umidade relativa do ambiente na velocidade de corrosão das armaduras. Guimarães (2000) constatou que com a redução do grau de saturação de 100% para 85%, a difusão dos íons diminui rapidamente, restando na rede de poros apenas água adsorvida, sem cloretos. A UR média da região é de 69,9%- o que favorece positivamente a edificação quanto à durabilidade e vida útil da estrutura, pois diminui a difusão de íons na estrutura, restando apenas água.

Diante dos dados e elementos expostos podemos concluir que não se trata de um ambiente de agressividade forte como a marinha. Por isso, a agressividade do ambiente podemos considerar como moderada, o que corresponde à classe II da ABNT NBR 6118:2014.

Aplicação:

Considerando os pilares de concreto localizado na periferia dessa futura edificação, que está localizada em um ambiente com classe de agressividade II, e seguindo o que é recomendado pela ABNT NBR 15575:2013, que tem como vida útil de projeto (VUP) de 50 anos, e tendo como principal agente de deterioração a carbonatação faz-se as seguintes indagações:

- a. A ABNT NBR 15575:2013 especifica período de vida útil de projeto superior de 75 anos para edificações. Como podemos atender a esse período, sem ter que alterar a qualidade do concreto, que significa dizer: classe de resistência, relação água/cimento, entre outros?

1.1

A classe de agressividade II estipula recobrimento mínimo da armadura de pilares de 30mm.

2.1

- Cobrimento mínimo de 30mm segundo a ABNT NBR 6118:2014

3.1

VUP = 50 anos

VUP = 75 anos

$$e = k_{co2} \sqrt{t}$$

$$e = k_{co2} \sqrt{t}$$

$$30 = k_{co2} \sqrt{50}$$

$$e = 4,24 \sqrt{75}$$

$$30 = k_{co2} \times 7,0711$$

$$e = 36,72 \approx 37 \text{ mm}$$

$$k_{co2} = \frac{30}{7,0711}$$

$$k_{co2} = 4,24 \text{ mm}/\sqrt{\text{ano}}$$

De acordo com os cálculos, para elevarmos a VUP de 50 anos para 75 anos, será necessário aumentar o cobrimento nominal de concreto para no mínimo 37 mm, mantendo o mesmo fck.

A ABNT NBR 6118:1978 diz que pilares ao ar livre devem ter recobrimento mínimo de 20mm. Já para pilares em ambientes internos, o recobrimento mínimo requerido é de 15mm.

- b. Adotando os respectivos cobrimentos e o mesmo $k_{co2} = 4,24 \text{ mm}/\sqrt{\text{ano}}$, qual será a estimativa de vida útil da estrutura?

- Cobrimento de 20mm para pilares ao ar livre requerido pela ABNT NBR 6118:1978.

VUP = t anos

$$e = k_{co2} \sqrt{t}$$

$$20 = 4,24\sqrt{t}$$

$$t = 22,25 \approx 22 \text{ anos}$$

A estimativa de vida útil dos pilares externos seria de 22 anos para a estrutura, o que não atenderia à vida útil mínima de projeto exigida.

- Cobrimento de 15mm para pilares internos requerido pela ABNT NBR 6118:1978.

$$\text{VUP} = t \text{ anos}$$

$$e = k_{co2} \sqrt{t}$$

$$15 = 4,24\sqrt{t}$$

$$t = 12,52 \approx 12 \text{ anos}$$

A estimativa de vida útil dos pilares internos seria de aproximadamente 12 anos para a estrutura, o que não atenderia à vida útil mínima de projeto exigida.

A seguir, na tabela 3, pode-se ver um resumo dos cálculos, resultados obtidos de acordo com os cobrimentos relacionados as suas versões da ABNT NBR 6118.

Tabela 1 - Resultados obtidos utilizando o método da raiz quadrada do tempo.

RESULTADOS OBTIDOS UTILIZANDO O MÉTODO DA RAIZ QUADRADA DO TEMPO				
Norma	Peça	Recobrimento da armadura	VUP (mínima)/anos	VUP (superior)/anos
NBR 6118:1978	Pilares Internos	15mm	12	-
NBR 6118:1978	Pilares Externos	20mm	22	-
NBR 6118:2014	Pilares	30mm	50	-
NBR 6118:2014	Pilares	37mm	-	75

4.1 No exemplo 1 utilizamos o método da raiz quadrada do tempo para estimar o tempo de vida útil das peças estruturais (pilares). Encontramos que um concreto com a constante $k_{co2} = 4,24\text{mm}/\sqrt{\text{ano}}$, associado a um cobrimento da armadura de 30mm, como é requerido na NBR 6118:2014, fornece uma vida útil de projeto de 50 anos. Atingindo o que é requerido na NBR 15575-1, que recomenda que o tempo de vida útil de projeto mínimo seja de 50 anos.

5.1 Além disso, para atingirmos a vida útil de projeto superior que é requerido na NBR 15575-1, precisaríamos de mais 7mm de cobrimento, chegando ao total de 37mm, um aumento de aproximadamente 19%.

6.1 No exemplo dois, foram feitas duas aplicações. Utilizando a constante $k_{co2} = 4,24mm/\sqrt{ano}$, encontrada no primeiro exemplo, associada aos cobrimentos de 20mm e 15mm para pilares externos e internos da edificação, como é requerido na NBR 6118:1978.

7.1 Como os cobrimentos são inferiores ao adotado no primeiro exemplo, automaticamente se esperava que não atingiria o tempo mínimo de vida útil de projeto requerido pela norma de desempenho. Então, buscou-se estimar quantos anos de vida útil a edificação teria com os respectivos cobrimentos.

8.1 Para 20mm, a peça estrutural (pilares externos) teria vida útil mínima de projeto de 22 anos, o que significa dizer que teríamos uma redução de 56% na vida útil de projeto. Para 15mm, a peça estrutural (pilares internos) teria vida útil mínima de projeto de 12 anos, o que significa dizer que teríamos uma redução de aproximadamente 78% na vida útil de projeto.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No trabalho, foram abordados e explanados princípios normativos e teóricos sobre esse método construtivo tão amplamente difundido no mundo inteiro, que é o concreto armado. Foi feito um comparativo entre a ABNT NBR 6118:1978 e a ABNT NBR 6118:2014, mostrando as diferenças entre as atualizações em vários pontos. Principalmente nos cobrimentos mínimos da armadura exigidos em cada versão, como também, a questão do grau de agressividade relativo a cada ambiente.

Ao utilizarmos o método da raiz quadrada do tempo, realizou-se a estimativa de vida útil dos pilares, utilizando os cobrimentos - conforme indicados em cada versão da norma. No cálculo, utilizou-se a peça estrutural pilar. Os resultados obtidos evidenciaram a grande discrepância existente entre a previsão da vida útil de projeto para as peças em concreto armado, em função dos cobrimentos preconizados pela NBR 6118:1978 e a NBR 6118:2014.

Utilizando o cobrimento de 30mm indicado na versão da norma de 2014, atingiu-se o tempo de vida útil mínimo indicado pela norma de 50 anos, com um

coeficiente $k_{co2} = 4,24mm/\sqrt{ano}$. Também se observou que para atingir a VUPS, precisaríamos aumentar esse cobrimento em 7mm, totalizando 37mm.

Já, utilizando os cobrimentos de 20mm e 15mm, como indicado na versão da norma de 1978, os resultados foram bem inferiores. Com o cobrimento de 20mm, chegou-se à estimativa de vida útil de 22 anos, muito abaixo dos 50 anos esperados. Uma diminuição de 28 anos ou podemos dizer de 56% na vida útil de projeto. Quando se utilizou o cobrimento de 15mm, conforme indica a norma, chegou-se a estimativa de vida útil de projeto de 12 anos, o que é 38 anos abaixo do que se é esperado na atual versão da norma. Significando dizer uma diminuição de 78% na vida útil de projeto.

Os resultados provaram que estamos no caminho certo e também a importância das atualizações que ocorreram no passar dos anos na ABNT NBR 6118. O que trouxeram mais segurança e proteção ao usuário dos equipamentos. Além disso, comprovou-se uma melhora significativa na durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado, a partir do momento que foram adotados os novos critérios indicados na NBR 6118:2014.

REFERÊNCIAS

AMORIM, A A. **Durabilidade das estruturas de concreto armado aparentes.** Mamografia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2010.

ANDRADE, J. J. O. **Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco.** Dissertação Mestre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado.** Rio de Janeiro, 1980

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-1 Projeto e execução de obras de concreto armado - procedimento.** Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – procedimento.** Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575-1: Edificações habitacionais – desempenho.** Rio de Janeiro, 2013.

BARBOSA, M. C. **Estimativa de vida útil de estrutura de concreto armado imediatamente após sua execução.** 195 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2009.

BASTOS, PSS. **Fundamentos do Concreto Armado.** UNESP – Universidade Estadual Paulista. Bauru, São Paulo, 2006.

CARMONA, THOMAS G. **Modelos de Previsão da Despassivação das Armaduras em Estruturas de Concreto Sujeitas à Carbonatação.** (Dissertação Mestrado) - Universidade de São Paulo PCC.USP - São Paulo, 2005.

COUTO, Rafael Aredes. **Avaliação probabilística da vida útil de estruturas de concreto armado sujeitas à carbonatação.** Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2017.

DESABAMENTOS de edifícios produziram tragédias no Brasil nas últimas duas décadas. **G1, Jornal Nacional.** Rio de Janeiro, 15/10/2019. Disponível em: <https://g1.globo.com/jornal-nacional/noticia/2019/10/15/desabamento-de-edificios-produziu-tragedias-no-brasil-nas-ultimas-duas-decadas.ghtml>. Acesso em 18/05/2021.

HELENE, PAULO R.L. **Durabilidade das estruturas de concreto armado.** IBRACON, 2011.

HELENE, PAULO R.L. **Vida útil das Estruturas de Concreto.** IV Congresso Ibero Americano de Patologia das Construções e VI Congresso de Controle da Qualidade COM PAT-97, Porto Alegre, 1997.

IBAPE – INSTITUTO BRASILEIRO DE AVALIAÇÃO E PERÍCIAS DE ENGENHARIA. **Inspeção Predial: a saúde dos edifícios.** 2ª edição, São Paulo, 2015.

MATTJE, ÁLYSSON. **Contribuição ao estudo da durabilidade de pontes em concreto do sistema rodoviário de Santa Catarina (litoral e vale do Itajaí).** Dissertação mestrado – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2003.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto – Estrutura, propriedades e materiais.** São Paulo, Ed. Pini, 1994, 673p.

MEIRA, G. R.; PADARATZ, I. J.; ALONSO, M. C.; ANDRADE, M.C. **Agressividade por cloretos em estruturas de concreto em ambientes de atmosfera marinha.** In: 45º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, Vitória. Anais. IBRACON, 2003.

PEDROSO, FÁBIO LUÍS. **Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem.** Revista Concreto e Construções, ano 37, nº 53, pag. 14-19, Jan, fev, mar 2009.

SILVA, R. R. **Impacto das Mudanças na Norma NBR 6118 no dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado de Edifícios.** Trabalho de diplomação –

Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SOUZA, Vladimir Sobral. **Mapa Climático Urbano da cidade de João Pessoa.** Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo – Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 2010.

VITALI, Maria Rosane Vilpert. **Efeito do distanciamento ao mar da contaminação do concreto por cloretos.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, Florianópolis, 2013.

