



COMPARATIVO DA FUNDAÇÃO DE UM PRÉDIO COM PAREDE AUTOPORTANTE DE CONCRETO E COM ALVENARIA CONVENCIONAL COM VEDAÇÃO EM BLOCOS CERÂMICOS

JOÃO CARLOS PACHECO¹; MAYCON ANDRÉ DE ALMEIDA²

¹Discente, Centro Universitário Assis Gurgacz, Cascavel-PR, joaocpacheco1997@outlook.com;

²Mestre em Engenharia de Edificações e Saneamento, Prof. Centro Universitário Assis Gurgacz, Cascavel-PR, mayconalmeida@creapr.org.br.

RESUMO: Diante da necessidade, o mercado atual da construção civil vem buscando opções em sistemas construtivos que tenham economia e maior velocidade em execução. Entre esses sistemas estão parede autoportante de concreto e a alvenaria convencional com vedação em blocos cerâmicos, os dois sistemas apresentam vantagens como a redução no prazo de tempo de execução, e também a redução dos carregamentos proporcionando assim uma estrutura mais viável. Nesta pesquisa, comparou-se a diferença de cargas da fundação de um edifício residencial de quatro pavimentos, localizado em Cascavel-PR com parede autoportante de concreto com a alvenaria convencional com vedação em blocos cerâmicos, onde foram coletados dados as características dos seus carregamentos abordados por norma para sua concepção estrutural dimensionados utilizando *software CypeCad 2017*. Para sistema autoportante de concreto obteve-se uma redução de 5,79 % de cargas transferidas a fundação, em que resulta uma economia de 34,3 m³ de concreto 19,06 m² de formas, tendo também maior velocidade no sistema construtivo, oferecendo estruturas de boa qualidade e custo reduzido que resultou uma economia de aproximadamente de R\$ 8.765,29 reais do sistema autoportante de concreto para alvenaria convencional.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento estrutural, *CypeCad*, Sistemas estruturais.

1. INTRODUÇÃO

Fundações são elementos estruturais com função de transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia (AZEREDO, 1988). O estudo sobre as fundações é uma das fases de maior complexidade dentro do projeto de construção, por suportar todas as cargas provenientes do seu peso próprio e das cargas de seu uso.

A ABNT NBR 6122 (2019), classifica as fundações em dois grupos: fundações superficiais (rasas ou diretas), e as fundações profundas. As fundações rasas são aquelas em que a carga da estrutura da edificação é transmitida ao solo pelas pressões distribuídas pela base da fundação, sendo a cota de assentamento inferior a duas vezes a menor dimensão da base, ressaltando blocos, sapatas e radiers. Já as fundações profundas abrangem as estacas, tubulões e os caixões, as quais conduzem a carga ao terreno pela resistência de ponta, resistência

lateral ou por uma combinação das duas. Além disso, a profundidade de assentamento deve ser maior que o dobro da menor dimensão.

Fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total da edificação, mas caso seja mal projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais adequada para o caso (BRITO, 1987). Pesquisas que desenvolvem comparativos de custos entre tecnologias construtivas como os de Doria (2007) e Aragão (2004), são essenciais para se estabelecer qual elemento estrutural é mais viável para determinados tipos de obra.

Nesse sentido, a justificativa para a realização desse estudo é entender os distintos modelos estruturais. É de granderelevância aprender a lidar com uma ferramenta tão importante na área de cálculo estrutural, para análise e dimensionamento estruturais.

A escolha do modelo estrutural para a simulação da estrutura real pode ser influenciada por diversos fatores, como por exemplo: o projeto arquitetônico, carregamento atuante, condições de montagem e/ou fabricação da estrutura e o material a ser empregado (VALLE, 2013).

Este trabalho têm como objetivo geral comparar os carregamentos da estrutura de um prédio de quatro pavimentos localizado na região de Cascavel/PR, para dois modelos estruturais, parede autoportante de concreto e alvenaria convencional com o propósito de verificar a diferença de cargas que irão chegar à fundação, apresentando seus respectivos quantitativos.

Salienta-se que para que este trabalho científico possa ter pleno êxito, os seguintes objetivos específicos serão propostos:

- a) Dimensionar estruturapara parede autoportante de concreto e alvenaria estrutural com vedação em blocos cerâmicos.
- b) Analisar nas diferenças de carga de fundação que os sistemas geram.
- c) Comparar dos quantitativos para os dois modelos.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Para realizar o presente trabalho é importante se ter conhecimento básico dos itens prescritos nas normas, nas quais são a ABNT NBR 6118 (2014), ABNT NBR 6120 (2019), ABNT NBR 6122 (2019) ABNT NBR 6123 (2013) e ABNT NBR 16055 (2012).

2.1 Método dos estados limites

Segundo Cardoso (2013), quando a estrutura não tiver desempenho adequado, considera-se que a mesma atingiu o estado limite, sendo assim não satisfazendo as condições para serventia. A ABNT NBR 6118 (2014), considera para efeitos de análise, estados limites últimos (ruína) e estados limites de serviço (utilização).

De acordo com Kimura (2007), um estado limite último é concebido quando o edifício tem seu uso suspenso por um colapso parcial ou total da estrutura. Pinheiro (2007), expõe que são aqueles que equivalem a máxima capacidade portante da estrutura, ou seja, sua simples ocorrência determina a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção. Como por exemplo, da perda de equilíbrio da estrutura como um corpo rígido, escoamento excessivo da armadura $\epsilon_s > 1,0\%$, resistência ultrapassada resultando na ruptura do concreto e colapso progressivo.

De acordo com Kimura (2007), um estado limite de serviço é obtido quando o edifício deixa de ter seu uso pleno e adequado em função do mau desempenho da estrutura, que não seja a ruína da mesma propriamente dita. O item 3.2 da ABNT NBR 6118 (2014), apresenta os estados limites últimos de serviço que devem ser verificados, sendo eles, a formação e abertura de fissuras denegrindo a estética e a durabilidade, deformação excessiva, causando desconforto e afetando o uso e vibrações excessivas.

2.2 Durabilidade da estrutura e do projeto

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), as estruturas de concreto devem obrigatoriamente possuir três requisitos mínimos de qualidade durante o período de construção bem como na sua utilização, sendo eles a capacidade resistente, desempenho em serviço e a durabilidade. A capacidade resistente quer dizer que as estruturas devem suportar as ações previstas que ocorrem na construção, com conveniente margem de segurança na ruptura. O desempenho de serviço consiste na capacidade da estrutura estar em circunstâncias para utilização durante sua vida útil, não comprometendo o uso para qual foi projetada.

Segundo a norma ABNT NBR 6118 (2014), a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto, da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. Devido à existência de uma forte relação entre a durabilidade do concreto e sua relação água/cimento e resistência à compressão. Os requisitos mínimos para

relação água/cimento e a resistência do concreto devem ser obedecidos na escolha do concreto da obra.

Tem-se como cobrimento de armadura, a espessura da camada de concreto responsável pela proteção da armadura ao longo da estrutura, conforme a Tabela 01. Essa camada inicia-se a partir da face externa das barras da armadura transversal (estribos) ou da armadura mais externa e se estende até a face externa da estrutura em contato com o meio ambiente.

Tabela 01: Classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal.

Tabela 61. Classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal.					
Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

2.3 Aço

Os aços empregados em estruturas de concreto armado são determinados pela ABNT NBR 7480 (1996). A norma classifica como barras as ações de diâmetro 5 mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação a quente, e como fios aqueles de diâmetro nominal 10 mm ou inferior, obtidos por trefilação ou processo equivalente, como estiramento e laminação a frio. De acordo com o valor característico de escoamento, as barras são classificadas nas categorias CA-25 e CA-50 e os fios de aço na categoria CA-60.

2.3.1 Armadura parede autoportante de concreto

De acordo com Missurelli e Massuda (2009), a armação das telas soldadas são posicionadas no eixo vertical das paredes. Bordas, vãos de portas e janelas recebem esforços de telas ou barras de armadura convencional, garantindo assim a segurança dos esforços e a distribuição pelo ambiente, deste modo atendendo a três requisitos básicos: resistir a esforços

nas paredes, controlar a retração do concreto e estruturar e fixar as tubulações de elétrica, hidráulica e gás (ABCP, 2007). Para paredes com até 10 cm de espessura, utiliza-se uma tela centrada ao eixo da parede, caso a espessura da parede for superior a 15 cm, precisam ser armadas com duas telas, conforme na Figura 01.

Figura 01: Etapa da armação das telas soldadas.



Fonte:Unifacisa.(2012)

Nas aberturas das esquadrias é recomendado por norma um reforço devido à retração e concentração de cargas. Segundo Silva (2010), os espaçadores são distribuídos a cada 50 cm, tanto na horizontal, quanto na vertical, de forma a possibilitar o cobrimento do concreto definido em projeto.

Segundo Missurelli e Massuda (2009), primeiramente instala-se a armadura principal, em tela soldada. Após esse processo, executa-se as armaduras de reforços, ancoragens de cantos e cintas.

2.3.2 Armadura para alvenaria convencional com vedação em blocos cerâmicos

As vigas devem possuir armadura transversal satisfatória para resistir aos esforços de tração suportados pelo concreto, antes da formação de fissuras de cisalhamento. De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), a armadura transversal mínima deve ser constituída por estribos, que devem ser respectivamente maiores ou iguais a 5 mm e sem exceder 1/10 da alma da largura da viga, com taxa mínima de armadura, conforme a Tabela 02. Os ganchos internos são a 45°, com ponta reta, não sendo inferiores a 5 cm.

Tabela 02: Taxas mínimas armaduras

AÇO	CONCRETO						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA-25	0,18	0,21	0,23	0,26	0,28	0,3	0,33
CA-50	0,09	0,10	0,12	0,13	0,14	0,16	0,16
CA-60	0,07	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2014).

Para os pilares, as armaduras longitudinais devem ser preparadas na seção transversal, garantindo assim a resistência apropriada do componente estrutural. Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), o diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm e nem excedente a 1/8 da menor dimensão transversal, respeitando-se uma taxa mínima, segundo a Equação 1 e também uma taxa máxima Equação 2.

$$As,min = 0,15 \cdot \frac{Nd}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot Ac \quad (1)$$

$$As,máx = 0,08 \cdot Ac \quad (2)$$

Onde:

- As,min é a taxa de armadura mínima;
- $As,máx$ é a taxa de armadura máxima;
- Nd , força normal solicitante;
- f_{yd} , resistência de cálculo do aço;
- Ac , área de seção transversal do pilar;

Já as armaduras transversais dos pilares são formadas pelos estribos, posicionado em toda sua estatura, efetuando a ligação nos cruzamentos das vigas e lajes. Seu diâmetro não pode ser inferior a 5 mm e nem a 1/4 do seu respectivo diâmetro.

A armadura principal da laje é obtida referente à linha neutra, conforme a Equação 3, deste modo calcula-se a armadura principal, de acordo com Equação 4, no qual para concreto

com classes até C50, foi adotado 0,85 para coeficiente de majoração de concreto (α_c) e 0,8 para índice de esbeltez (λ).

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot md}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}}\right) \quad (3)$$

2.3 Concreto

2.3.1 Concreto de Alvenaria convencional

Um das principais características do concreto, é conhecer sua resistência a compressão, que é adquirido por meio de ensaios. A ABNT NBR 6118 (2014) no item 12.3.3, estabelece que caso não haja a execução de ensaios, conforme a Equação 5.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4)$$

Outro item importante é saber sua resistência à tração, no qual pode ser obtida por meios de ensaios, segundo as normas ABNT NBR 7222 (2011) e 12142 (2010). Na ausência dos ensaios, a ABNT NBR 6118 (2014) possibilita avaliar a resistência à tração média ou característica de acordo com as Equações 5 e 6.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (5)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (6)$$

Sendo assim, para concretos com classe até C50 conforme a Equação 7.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (7)$$

Quando não houver a realização dos ensaios para adquirir o módulo de elasticidade, pode adquiri-lo pela ABNT NBR 6118 (2014), conforme a Equação 8.

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (8)$$

Deste modo, devido o tipo do agregado ser basalto, o coeficiente de módulo de deformação longitudinal adotado de acordo com norma para α_e é 1,2, para f_c de 20 MPa a 50 MPa. Após a determinação do módulo de elasticidade inicial, será calculado o módulo de elasticidade secante, conforme a Equação 9

$$E_{cs} = \alpha_i . E_{ci} \quad (9)$$

2.3.2 Concreto Parede autoportante de concreto

O concreto é um dos elementos de maior relevância para sistema de parede de concreto, segundo Missurelli e Massuda (2009), no Brasil sugerem quatro tipos de concreto para este sistema: o concreto celular, concreto com alto teor de ar incorporado, concreto com agregados leves e concreto convencional.

O concreto celular do tipo (L1), é conhecido pela sua baixa massa específica e o ótimo desempenho térmico e acústico, devido sua baixa resistência mecânica é usado somente para estruturas de até dois pavimentos, e para edifícios podem ter sua utilização apenas nas paredes do último pavimento (ABCP, 2009). Já o concreto com alto teor de ar incorporado do tipo (M), contém características mecânicas e termo acústicas bem semelhantes à do concreto celular, na qual é empregado em residências térreas com a resistência mínima de 6 MPa (ABCP, 2009).

O concreto com agregados leves do tipo (L2), é composto por agregados leves no qual apresenta um bom desempenho térmico e acústico, onde são usados em estruturas que exigem resistência de até de 25 MPa (ABCP, 2009).

Uma ótima opção para sistema de parede autoportante de concreto, é o concreto convencional do tipo (N), pois sua aplicação é muito rápida, devido ser auto adensável, tendo uma mistura extremamente plástica, não tendo a necessidade do uso de vibradores (ABCP, 2009).

Tabela 03: Resumo dos tipos de concreto

TIPO	DESCRIÇÃO	MASSA ESPECÍFICA (kg/m ³)	RESISTENCIA A COMPRESSÃO MÍNIMA (MPa)
L1	Concreto celular	1500 a 1600	4
L2	Concreto com agregado leve	1500 a 1800	20
M	Concreto com ar incorporado	1900 a 2000	6
N	Concreto normal	2000 a 2800	20

Fonte: Adaptado da Associação Brasileira de Cimento Portland (2009).

2.4 Ações na estrutura

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2013), denomina-se ação qualquer influência ou o conjunto de influências, capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura. A norma que recomenda as diretrizes para as considerações das ações nas estruturas é a ABNT NBR 8681 (2003), esta classifica as ações, determina seus valores representativos, estabelece critérios para as combinações e apresenta os requisitos específicos.

Sobretudo, considerara ABNT NBR 6120 (2019), que define as sobrecargas de utilização a serem consideradas na estrutura, e a ABNT NBR 6123 (2013), que trata dos efeitos do vento nas edificações.

As ações permanentes representam o carregamento aplicado à estrutura durante toda sua vida útil, como por exemplo, peso próprio da estrutura, empuxo de terra, pesos de equipamentos fixos e de materiais construtivos (GIONGO, 2007; ABNT NBR 8681 (2003).

Por outro lado, a ABNT NBR 8681 (2003), diz que ações variáveis representam o carregamento que pode ou não ser imposto na estrutura durante a sua vida útil ou de construção, por exemplo: sobrecarga de utilização, variações de temperatura. Estabelece também as ações excepcionais que são caracterizadas pela baixa possibilidade de ocorrência, mais em ocasiões particulares devem ser consideradas.

3. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

3.1 Tipo de pesquisa e caracterização do local

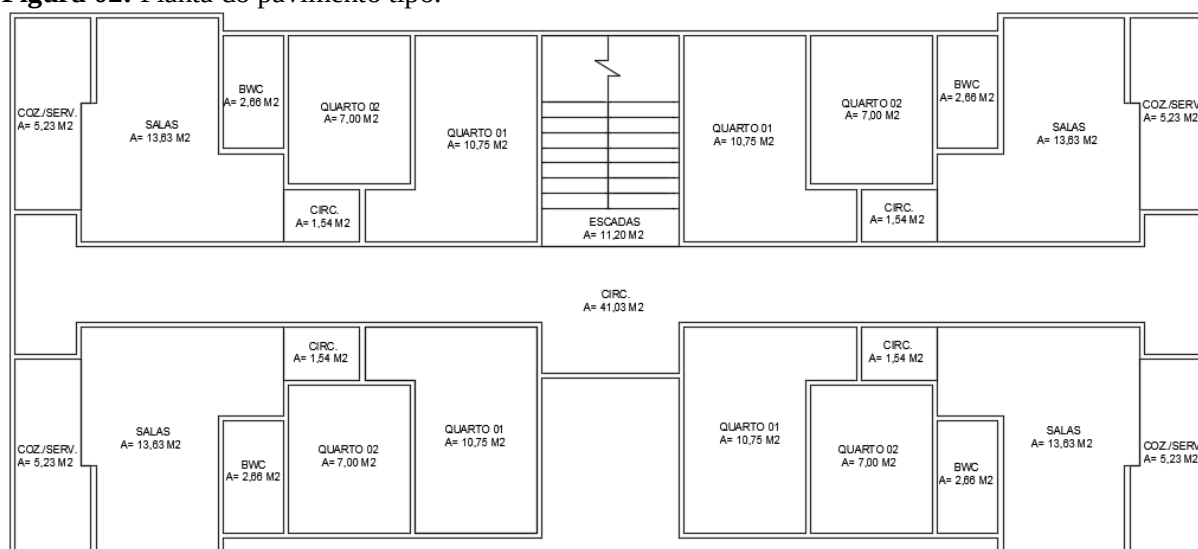
Essa pesquisa tem como base caráter quantitativo no qual foram coletados dados relativos às características dos dois sistemas estruturais para sua aplicação em *softwareCypeCad*, visando exercer um comparativo das diferenças cargas que os dois sistemas estruturais geram, analisando os resultados e apresentando as informações.

As pesquisas podem ser divididas em qualitativas ou quantitativas. A pesquisa quantitativa é baseada em números ou cálculos matemáticos, já a pesquisa qualitativa tem usando as narrativas escritas ou faladas. Neste sentido, esta pesquisa é de caráter qualitativo e quantitativo, dado que serão apresentados análises e cálculos baseados na concepção estrutural (FACHIN, 2011).

O edifício referido, trata-se de um edifício residencial de quatro pavimentos, totalizando 16 apartamentos. Do pavimento térreo até o terceiro pavimento possuem

apartamentos iguais, onde cada apartamento contém dois quartos, sala, cozinha, banheiro e lavanderia, apresentando uma área de 40,81m², já as escadas contêm 11,20 m², junto a uma área de circulação de 41,03 m², totalizando em uma área total construída de 861,88 m² conforme a Figura 02. No pavimento da cobertura, localizam-se os reservatórios superiores da caixa de água. O edifício a ser estudado encontra-se situado na cidade de Cascavel-PR, no qual o projeto foi obtido junto à uma construtora para poder realizar as análises desse trabalho.

Figura 02: Planta do pavimento tipo.



Fonte: Autor (2019)

Para elaboração desse estudo, foi executado o lançamento estrutural no programa de cálculo *CypeCad*(2017) como base para concepção estrutural. Diante disso, foi comparado os quantitativos para os diferentes modelos estruturais analisados. A estrutura do sistema de alvenaria convencional foi realizada em concreto armado, apresentando lajes, vigas e pilares de geometria retangular, já a estrutura de parede autoportante de concreto teve sua fundação apoiada direta na viga baldrame, na qual a parede transfere as cargas para solo durante todo seu comprimento.

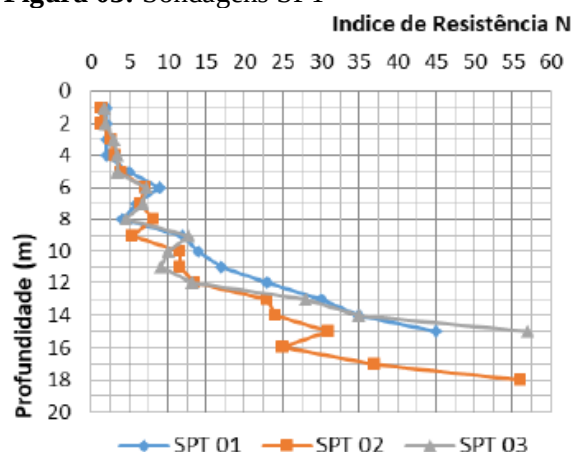
3.2 Caracterização do campo experimental

Devido ser uma pesquisa de caráter exploratória, foi utilizada a sondagem do subsolo do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz (CEEf), em que é uma sondagem que representa bem o perfil do solo da cidade de Cascavel/PR.

O solo da cidade é composto a partir do intemperismo do basalto, devido a sua grande presença de óxido de ferro, possui uma coloração escura marrom avermelhada, sendo de baixa

permeabilidade, resultando em um solo residual, laterítico e colapsível. Para sua determinação geotécnica do solo, foram realizados três furos de sondagem do tipo SPT, realizadas de metro a metro, até a profundidade de 15 metros de acordo a Figura 03.

Figura 03: Sondagens SPT



Fonte: Artigo campo experimental FAG (2016)

Pode se observar que há um bom crescimento do N_{spt} em profundidade, identifica-se também que no 12º e 13º metro, apesar de apresentar nível da água, o solo apresenta N_{spt} superiores a 30, sendo muito interessante para o apoio de fundações em hélice contínua.

Com base na sondagem, pode se afirmar que o subsolo do CEEF é formado por duas camadas diferentes, na qual a primeira camada possui uma profundidade aproximadamente de até 9 metros, onde é composta por uma argila siltosa porosa de consistência muito mole a média e na última camada, contém uma argila siltosa arenosa, residual de consistência rija a dura até a cota 15 metros. Como pode ser visto na Tabela 04.

Tabela 04: Resumo das camadas de solo do CEEF

VALORES MÉDIOS	CAMADA 1 1 a 9 metros	CAMADA 2 10 a 15 metros
w (%)	34	53
LL (%)	53	59
LP (%)	38	42
IP (%)	15	17
γ_d (KN/m³)	12	12
γ_s (KN/m³)	27	27
γ_{sat} (kN/m³)	17	16
Sr (%)	55	60
Argila (%)	70	56
Silte (%)	25	35
Areia (%)	5	9
Consistência	Muito mole a média	Rija a dura
Índice de vazios (e)	1,22	1,55

Fonte: Artigo campo experimental FAG (2016)

3.3 Método de dimensionamento Decourt-Quaresma

Usado este método para estimativa de capacidade de carga de estacas, fundamentados em resultados de ensaios de SPT. As estacas foram desenvolvidas pelo método de hélice contínua, contendo diâmetros de 30, 40 e 50 cm, com comprimento de 10 metros. Decourt e Quaresma (1978) apontam os valores de K conforme a Tabela 05, os valores relacionados a K se relacionam com a resistência de ponta com o valor da média do N_{spt} na cota de apoio de acordo com o tipo de solo. Devido à estaca estar apoiada na cota -10 metros, da camada de argila siltosa marrom avermelhada, adotou-se valor de K igual a 120 kN/m².

Tabela 05: Coeficientes K de acordo com solo

TIPO DE SOLO	K (Kn/m ²)
Argilas	120
Siltes argilosos (solos residuais)	200
Siltes arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Fonte: JOPPERT (2007)

Já nas Tabelas 06 e 07 demonstram o coeficiente correção de resistência lateral (β) e coeficiente de correção de resistência de ponta (α), em função do tipo de solo e estaca. Conforme especificado acima no texto, foi utilizado método de hélice contínua, então adotou-se 1,0 β para e 0,30 para α .

Tabela 06: Coeficientes β para correção da resistência lateral

SOLO/ESTACA	CRAVADA	ESCAVADA (EM GERAL)	ESCAVADA (COM BENTONITA)	HÉLICE CONTINUA	RAIZ
Argilas	1,0	0,80	0,90	1,00	1,50
Solos intermediários	1,0	0,65	0,75	1,00	1,50
Areias	1,0	0,50	0,60	1,00	1,50

Fonte: JOPPERT (2007)

Tabela 07: Coeficientes α para correção da resistência de ponta

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Helice continua	Raiz
Argilas	1,0	0,80	0,85	0,30	0,85
Solos					

intermediários	1,0	0,65	0,60	0,30	0,60
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50

Fonte: JOPPERT (2007)

Segue-se a Equação 10, para determinar a capacidade de carga última da estaca considerando sua resistência lateral mais a resistência de ponta.

$$Ru = SPT \text{ médio } p \cdot K \cdot Ap \cdot \alpha + \frac{SPT \text{ médio } l}{3} + 1 \cdot 10 \cdot U \cdot \Delta l \cdot \beta \quad (10)$$

Onde:

- SPT médio l, média dos SPT's da ponta (anterior e posterior);
- SPT médio p, média do SPT's envolvendo fuste da estaca;
- β , coeficiente correção da resistência lateral;
- α , coeficiente correção da resistência de ponta;
- U, perímetro lateral da estaca;
- Ap , área de ponta da estaca;
- Δl , espessura da camada em análise;
- K, coeficiente que depende do solo;

Para determinar a carga admissível da estaca, considera-se um fator de segurança especificado por Decourt e Quaresma na resistência total, sempre considerando o menor valor conforme Equação 11.

$$Radm = \frac{Rt}{2} \text{ ou } Radm = \frac{Rl}{1,3} + \frac{Rp}{4} \quad (11)$$

3.4 Definição de itens de projeto

De acordo com a norma ABNT NBR 6120 (2019), determinou-se os valores das ações atuantes na estrutura em função do elemento estrutural. Desta maneira as ações para elaboração desse estudo são as seguintes:

3.4.1 Peso dos revestimentos das lajes

Os esforços dos revestimentos foram descarregados sobre as lajes, no qual é o elemento responsável por receber os esforços e distribuir para as vigas. Entretanto, considerou-se o peso próprio do revestimento contrapiso de 21 kN/m³, peso próprio do revestimento piso laje de 28 kN/m³ e peso próprio do revestimento inferior de 12,5 kN/m³ contendo espessuras de 0,03 m, 0,02 m e 0,02 m, contendo uma sobrecarga de residência de 1,5 kN/m², totalizando em uma carga linear de 2,94 kN/m.

3.4.2 Escadas

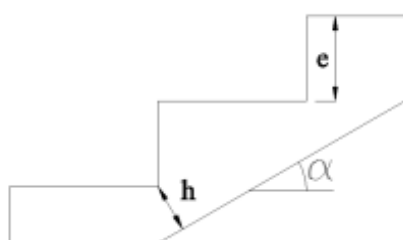
Conforme verificado em projeto, devido um trecho da escada possuir patamar intermediário, ficou-se apoiada em uma viga intermediária, já o seu trecho inclinado foi apoiado diretamente sobre a laje. As cargas atuantes apresentadas abaixo foram separadas em duas partes: patamar intermediário e trecho inclinado.

No patamar intermediário foi levado em consideração o peso próprio do concreto de 25 kN/m³, com uma espessura de 0,10 m, contendo uma sobrecarga de 3,0 kN /m² (com acesso ao público) e um revestimento de piso e teto igual a 1,5 kN /m², assim a carga considerada por metro linear será de 7 kN/m.

Já no trecho inclinado, pensando em maior conforto da escada, foi definido uma altura de espelho com 17,5 cm contendo uma base de piso igual a 28 cm. Com esses dados apresentados encontra-se a inclinação da escada, na qual foi considerado também a espessura da laje contendo 10 cm de espessura, assim encontrando a sua altura média h_m , conforme a Equação 12.

$$h_m = \frac{h_1}{\cos \alpha} + \frac{e}{2} \quad (12)$$

No entanto, para o trecho inclinado foram considerados o peso próprio do concreto de 25 kN/m³, com uma espessura de 0,205 m, contendo uma sobrecarga de 3,0 kN/m² (com acesso ao público) e um revestimento de piso mais teto igual a 1,5 kN/m², vale ressaltar que devido esse trecho ser inclinado de acordo com a Figura 04, a espessura foi determinada pela Equação 13, sendo assim a carga considerada será de 9,64 kN/m.

Figura 04: Espessura média do trecho inclinado.

Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

3.3.4 Ações do vento na estrutura

Para conceder as ações causadas pelo vento na estrutura, foi utilizado como base a ABNT NBR 6123 (2013), considerando a região de implantação da obra, no entanto segue abaixo os fatores solicitados em *software* para obtenção do carregamento gerado pelo vento.

- V_0 , Velocidade básica do vento
- S_1 , fator topográfico
- S_2 , Rugosidade do terreno
- S_3 , Fator estático

A velocidade básica do vento é um fator que representa a máxima velocidade média alcançada em três segundos, que pode ocorrer uma vez a cada cinquenta anos, onde através do mapa de vento situado na ABNT NBR 6123 (2013), encontra-se o fator V_0 de acordo com a região que é estipulado em (m/s).

De acordo com a Tabela 09, foi adotado um resumo dos valores obtidos em projeto, assim como a interpretação e os parâmetros adotados.

Tabela 09: Parâmetros do vento considerados

COEFICIENTE	FATOR	INTERPRETAÇÃO
V_0	45 m/s	Valor máximo da interpretação do mapa, referente a localização de Cascavel/PR
S_1	1,0	Topografia pouca acidentada
S_2	Categoria III	Terreno em nível, com poucos quebra-ventos de arvores e edificações baixas
S_3	1,0	Edificações residências

Fonte: Autor (2019)

Com base nos dados apresentados, foi calculada a velocidade característica do vento (v_k), em m/s, conforme a Equação 14 e sua respectiva pressão dinâmica do vento em kN/m², através da Equação 15.

$$v_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot v_0 \quad (13)$$

$$q = 0,613 \cdot v_k^2 \quad (14)$$

3.4.3 Reservatório da caixa de água

Conforme projeto arquitetônico, foi totalizado no edifício 64 pessoas (2 pessoas por dormitório, 2 dormitórios por apartamento, 4 apartamentos por pavimento, 4 pavimentos de apartamento), de acordo com a ABNT NBR 5626 (1998), obtém-se um consumo diário de 150 l/dia por pessoa, com base nesses dados, foi previsto utilização de dois reservatórios em polietileno de 3.000 litros para estocagem da água, considerando um peso específico da água de 10 kN /m³, em que resultou uma carga total de de 8,83 m³.

3.5 Lançamento da estrutura

3.5.1 Parede de alvenaria convencional com vedação em blocos cerâmicos

Com base na planta baixa e de formas desenvolvida no *software AutoCad*, foi iniciado trabalho com lançamento dos desenhos no *software* de cálculo *CypeCad*(2017). De início, foi introduzida a planta baixa no primeiro pavimento no programa de cálculo, sendo necessário a correção da escala na origem 0,00 garantindo a prumada correta. Para lançamento dos pilares foi acionado o comando de introdução que encontra-se a aba de pilares conforme a Figura 05.

Tabela 10:Resumo dos pilares

DIMENSÕES (cm)	PILARES
15x25	P1, P3, P4, P7, P11, P23, P26, P28, P29, P31, P34, P35, P36, P37, P39, P41, P42, P47, P48, P53, P54, P58, P59, P60, P61, P62
15X30	P5, P6, P10, P27, P30, P33, P38, P56, P57, P8, P9 ,P12, P13, P20, P21, P22, P25, P40, P43, P44, P45, P50, P51, P52, P55
15X40	P2, P32, P24, P46, P49
15X50	P14, P15, P16, P17, P18, P19,

Fonte: Autor (2019)

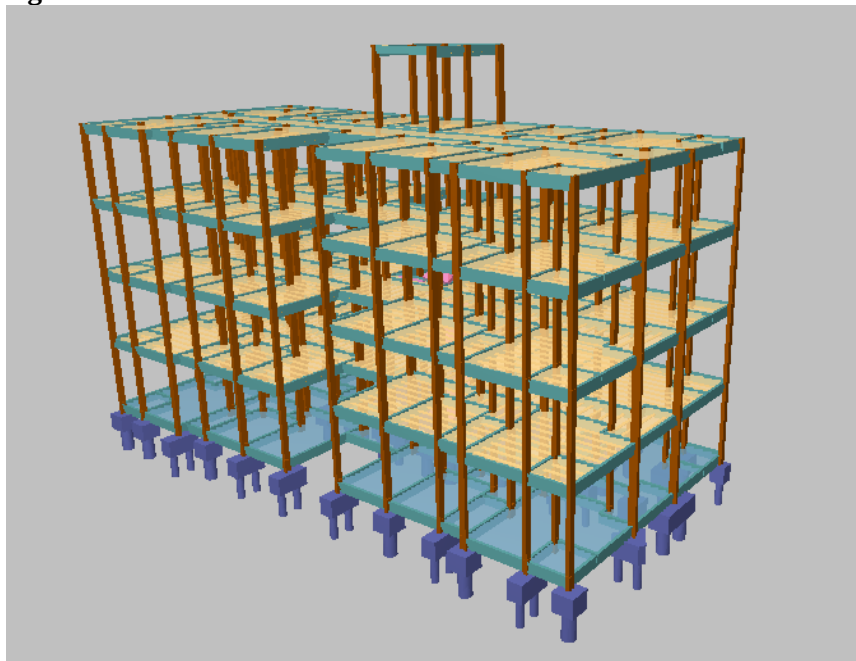
De acordo com ABNT NBR 6118 (2014), as lajes que não se encontram em balanço devem possuir altura mínima de 8 cm, com base no projeto foi adotado lajes com altura de 15 cm. Baseado na ABNT NBR 6120 (2019), foram adicionadas todas as cargas acidentais em todas as lajes referente à sua função, atendendo os critérios das flechas máximas e mínimas.

Para o pré-lançamento das lajes no programa de cálculo foi dado entrada no comando lajes, aonde foram adotadas lajes com vigotas h12 de 15 cm de altura apoiadas em vigas, no qual descarregam nos pilares.

Para lançamento das vigas, pensou-se no máximo cuidado com a arquitetura, inserindo a quantidade mínima possível de vigas, respeitando também as verificações de projeto. Foi efetuado seu lançamento no programa de cálculo acionando o comando vigas/paredes. Foram adotados para a primeira tentativa de lançamento, vigas com dimensões iniciais de 12x30 cm, depois de feitas as verificações e não atendendo ao projeto, houve mudanças para vigas com 12x40 cm conforme a necessidade, após levantamento dos esforços.

Após efetuar a modelagem de todos os pavimentos e seus elementos estruturais, foi processado a estrutura no *software CypeCad* (2017) de acordo com as normas especificadas para analisar os possíveis erros de dimensionamento. Feitas as correções, é possível apresentar o edifício do subsistema de alvenaria convencional de acordo com a Figura 09.

Figura 09: Vista 3D do edifício de alvenaria convencional

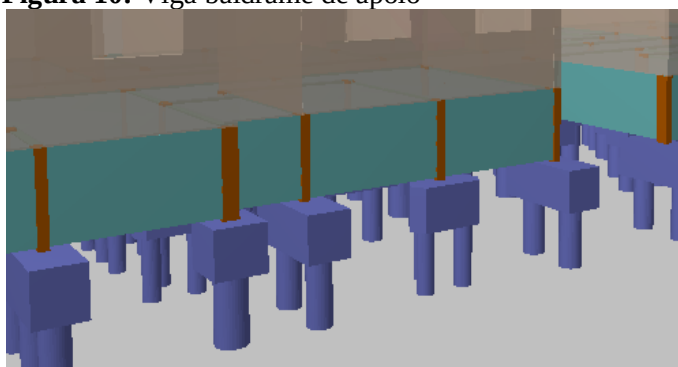


Fonte: Autor (2019)

3.5.2 Parede autoportante de concreto armado

Para sistema de parede autoportante de concreto foi adaptado uma viga no pavimento baldrame com dimensão de 15x120 cm devido às cargas atuantes, sendo que a mesma serviu como elemento de distribuição de cargas que chegam no pavimento térreo em cargas concentradas em pontos específicos onde seriam realizadas as fundações de acordo com a Figura 10.

Figura 10: Viga baldrame de apoio



Fonte: Autor (2019)

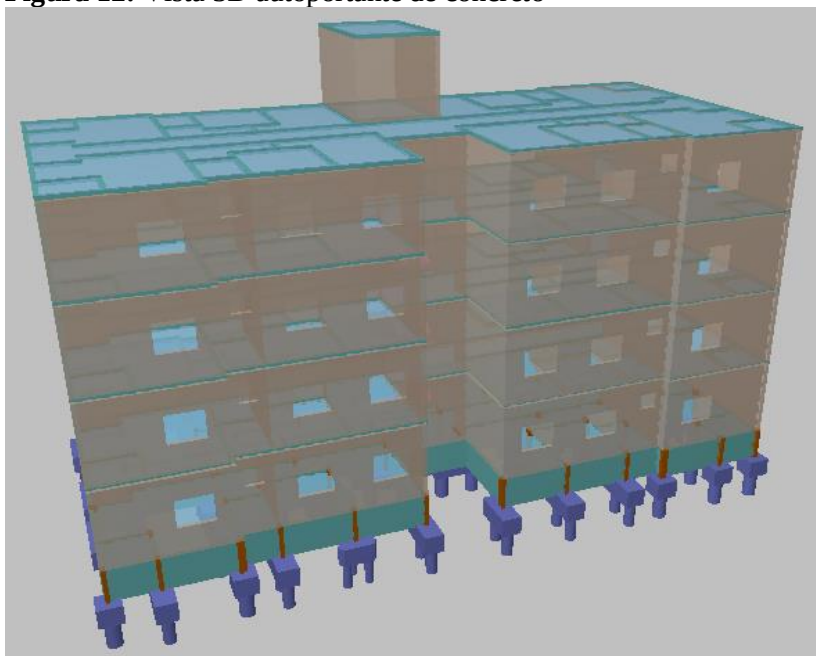
Assim, transferem-se os esforços aos apoios, tendo como base os apoios para ligação da fundação. As lajes maciças foram dimensionadas de acordo com ABNT NBR 6118 (2014), podendo ter telas soldadas com armaduras positivas e negativas, contendo alturas de

15 cm do início ao fim, apresentando-se do pavimento baldrame até o pavimento do barrilete, não ocorrendo modificações em seu dimensionamento.

Para lançamento das paredes de concreto no programa de cálculo, foi dada entrada na aba vigas/paredes, selecionando opção cortina/alvenaria de parede delgada em CA de ductibilidade limitada.

Sendo assim, após feito o lançamento dos elementos estruturais de todos os pavimentos, foi processado a estrutura no programa de cálculo *CypeCad*, podendo-se verificar os erros de dimensionamento e assim conceder sua modelagem em três dimensões de acordo com a Figura 12.

Figura 12: Vista 3D autoportante de concreto



Fonte: Autor (2019)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O intuito principal desse estudo foi comparar a diferença de cargas que os sistemas estruturais geram, para o melhor comportamento do edifício, quando comparados parede autoportante de concreto com alvenaria em blocos cerâmicos. Com andamento do projeto, foram analisadas várias mudanças referentes ao pré-lançamento dos elementos estruturais. Desta maneira, de acordo com este estudo foi apresentado um resumo dos quantitativos obtidos.

4.1 Resultados do sistema de alvenaria convencional

Conforme os dados obtidos, foram dimensionadas as estacas de 30, 40 e 50 cm de diâmetro, proporcionando uma carga admissível de 10,88 tf, 16,03 tf e 21,95 tf pelo método de Decourt-Quaresma.

Tabela 11: Dimensionamento das estacas

Diâmetro (cm)	Cota de apoio (m)	(L) Estaca (m)	α	β	K	Ap (m ²)	U (m)	Δl	SPT (L)	SPT (p)
30	10	9	0,30	1,00	120	0,07	0,94	7,54	4,40	9,53
40	10	9	0,30	1,00	120	0,13	1,26	10,05	4,40	9,53
50	10	9	0,30	1,00	120	0,20	1,57	12,57	4,40	9,53

Fonte: Autor (2019)

Para o sistema de alvenaria convencional, vale ressaltar que os pilares 14 ao 19 tiveram as cargas mais significantes do projeto, nascendo na fundação e indo até o barrilete, sendo eles os pilares de apoio para reservatório da caixa de água, e que apresentam dimensões de 15x50 cm e carregamento médio de 36,28 tf. Desta maneira, foi obtido 2572,84 kg de aço, 51,04 m³ de concreto e 210,6 m² de forma.

Nas lajes, somente no pavimento baldrame foram utilizadas 214,58 m² lajes maciças com 15 cm de altura com 32,19 m³ de concreto, já os demais pavimentos sendo eles do piso 1 ao barrilete foram utilizadas 1850,85 m linear de vigotas do modelo h 12 e 128,15 m³ de concreto, conforme a Tabela 12.

Tabela 12: Lajes alvenaria convencional

PAVIMENTO	TIPO	QTDE	CONCRETO (m ³)
Baldrame	Maciça	214,58 (m ²)	32,19
Piso 1	Vigota	449,95 m	25,63
Piso 2	Vigota	451,6 m	25,63
Piso 3	Vigota	451,4 m	25,63
Cobertura	Vigota	473,25 m	25,63
Barrilete	Vigota	24,65 m	25,63

Fonte: Autor (2019)

Para as vigas, teve-se como base para seu dimensionamento a planta das formas, onde obteve-se homogeneidade desde o pavimento baldrame até cobertura, somente no pavimento barrilete que solicitou menos vigas devido conter reservatório da caixa de água apresentando 297 vigas com 3.276,56 kg de aço e 51,17 m³ conforme apresentado na Tabela 13.

Tabela 13: Quantitativo das vigas

PAVIMENTO	Nº VIGAS	AÇO (kg)	CONCRETO (m ³)
Baldrame	58	517,91	9,98
Tipo 1	59	691,11	10,13
Tipo 2	59	667,21	10,14
Tipo 3	59	657,42	10,13
Cobertura	58	607,61	10,11
Barrilete	4	135,3	0,68

Fonte: Autor (2019)

4.2 Resultados do sistema de parede autoportante de concreto

Para o sistema de parede autoportante de concreto, foram adotadas lajes do tipo maciças do pavimento baldrame até barrilete contendo 1028,40 m² de laje e 142, 72 m³ de concreto conforme a Tabela 14.

Tabela 14: Lajes parede autoportante de concreto

PAVIMENTO	TIPO	QTDE	CONCRETO (m ³)
Baldrame	Maciça	208,91 (m ²)	31,34
Piso 1	Maciça	199,81 (m ²)	26,84
Piso 2	Maciça	199,81 (m ²)	27,82
Piso 3	Maciça	199,81 (m ²)	26,84
Cobertura	Maciça	209,06 (m ²)	28,23
Barrilete	Maciça	11,01 (m ²)	1,65

Fonte: Autor (2019)

De acordo com os carregamentos atuantes, foram consideradas no dimensionamento 59 vigas baldrame com dimensão de 15x120 cm. Devido a esta viga servir como elemento de

distribuição de carga, contendo 2000 kg de aço, 39 m³ de concreto e 3033 kg/m³ de consumo de aço.

4.3. Análise comparativa dos quantitativos na fundação

Com auxílio do *software* de cálculo *CypeCad* (2017), foi realizado dimensionamento e montagem do estaqueamento da fundação da obra, para o dimensionamento das estruturas para os dois subsistemas. Utilizada a sondagem do campo experimental de Engenharia Civil conforme Figura 13 e 14, apresentando as estacas utilizadas e os tipos de blocos.

Figura 13: Dimensionamento fundação autoportante de concreto

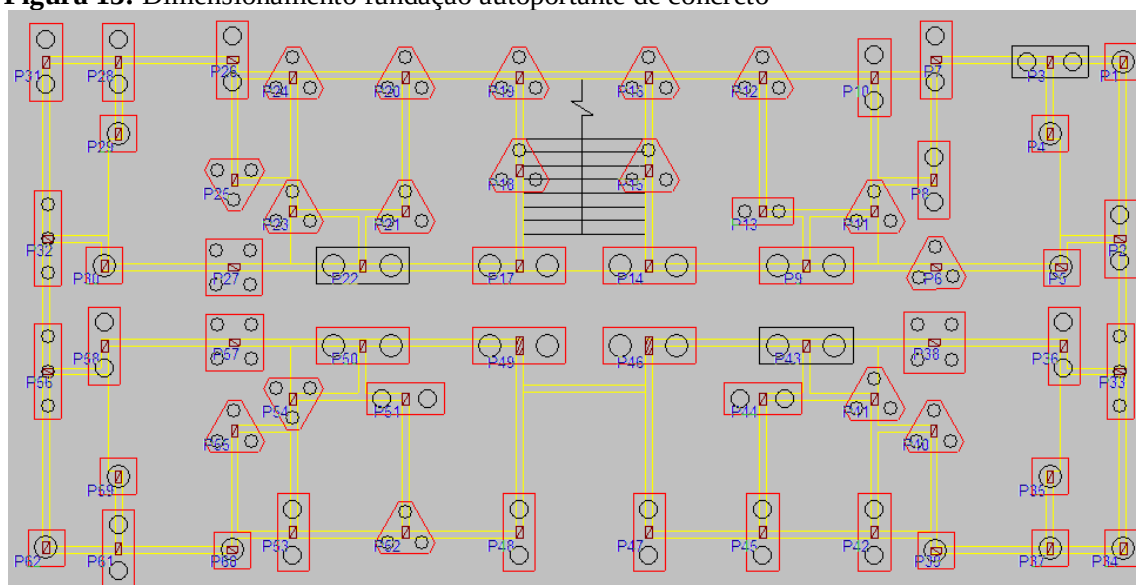


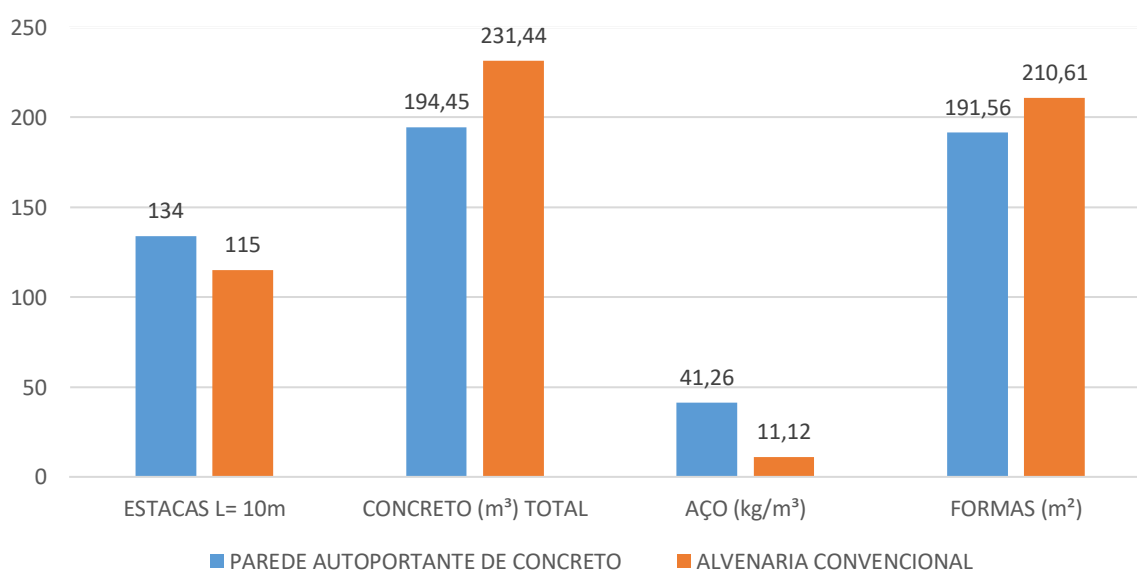
Tabela 15: Resumo dos quantitativos da fundação

FUNDAÇÃO	PAREDE AUTOPORTANTE DE CONCRETO	ALVENARIA CONVENCIONAL	COMPARATIVO
ESTACAS L= 10m	134	115	↑ 21 ESTACAS
φ 30cm	74 estacas	13 estacas	
φ 40cm	34 estacas	41 estacas	
φ 50cm	26 estacas	61 estacas	
CONCRETO (m³) TOTAL	194,45	231,44	↓ 34,4 m³
CONCRETO (m³) ESTACAS	146 m³	180,4 m³	
CONCRETO (m³) BLOCO	48,45	51,04	
AÇO (kg)	8022,23	2572,84	↑ 5449,39 kg
FORMAS (m²)	191,56	210,61	↓ 19,05 m²
CARGAS (tf)	1884,2 tf	2000 tf	↓ 115,80 tf

Fonte: Autor (2019)

Com base nos dados apresentados, constatou-se que considerando a edificação completa, houve uma redução de 5,79% (115,80 tf) de carga do sistema de parede autoportante de concreto referente à alvenaria convencional.

Conforme a redução de carregamento do sistema de parede autoportante de concreto, consequentemente ele apresentará também uma economia na edificação, no qual tem uma redução de 15,98 % (34,40 m³) de concreto e aproximadamente 9,0 % (19,05 m²) de formas, conforme previsto no Figura 15.

Figura 15: Comparativo das fundações

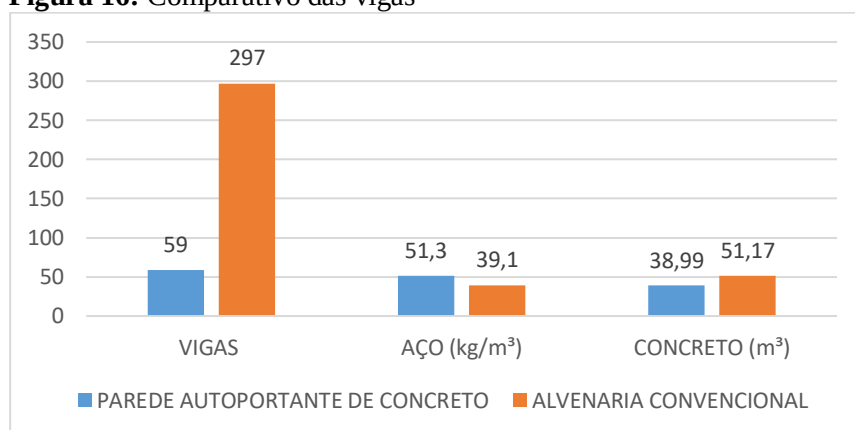
Fonte: Autor (2019)

Tabela 17: Comparativo dos quantitativos das vigas

FUNDAÇÃO	PAREDE AUTOPORTANTE DE CONCRETO	ALVENARIA CONVENCIONAL	COMPARATIVO
VIGAS	59	297	↓ 238
AÇO (kg)	2000 kg	3276,56 kg	↓ 1276,56
CONCRETO (m³)	38,99 m³	51,17 m³	↓ 12,18

Fonte: Autor (2019)

Conforme apresentado os dados na tabela dos quantitativos nas vigas, o sistema autoportante de concreto demonstrou uma redução de 38,96 % (1276,56 kg) de aço e 23,80 % (12,18 m³) de concreto referente ao sistema de alvenaria convencional.

Figura 16: Comparativo das vigas

Fonte: Autor (2019)

Conforme dimensionamento das lajes, notou-se uma redução de 10,93 % (17,53m³) de concreto e 4,80 % (50 m²) de formas do sistema autoportante de concreto para alvenaria convencional, conforme Tabela 18.

Tabela 18: Comparativo dos quantitativos das lajes

PAVIMENTO	PAREDE AUTOPORTANTE DE CONCRETO		ALVENARIA CONVENCIONAL	
	FORMA (m²)	CONCRETO (m³)	FORMA (m²)	CONCRETO (m³)
Baldrame	204,76	31,43	210,87	32,19
Piso 1	192,81	26,84	206,54	25,63
Piso 2	192,81	27,82	206,76	25,63
Piso 3	192,81	26,84	206,89	25,63
Cobertura	202,06	28,23	201,76	25,63
Barrilete	11,01	1,65	13,45	25,63

Fonte: Autor (2019)

Tabela 19: Comparativo dos custos

MATERIAIS	R\$	PESO BARRA (kg)	PAREDE DE CONCRETO	TOTAL (R\$)	ALVENARIA CONVENCIONAL	TOTAL (R\$)
Concreto C30 (m ³)	390,00	-	376,75	146.932,50	442,95	172.750,50
Formas (m ²)	28,93	-	1223,69	35.401,35	1306,17	37.787,50
Aço 6.3 mm (kg)	4,03	2,94	5011,11	20.194,78	3217,17	12.965,19
Aço 10 mm (kg)	5,15	7,40	3066,67	15.793,35	1462,35	7.531,10
Aço 12.5 mm (kg)	4,05	11,56	2144,45	8.685,02	1169,88	4.738,01

Fonte: Autor (2019)

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O sistema de parede de concreto apresentou como característica positiva a redução de cargas na estrutura. Conforme os dados apresentados no projeto, houve uma redução de 5,79% dos carregamentos transferidos para a fundação.

Ainda, a parede autoportante de concreto, identificado pelo seu alto custo, de acordo com a pesquisa houve uma economia significativa referente ao sistema de alvenaria convencional, reduzindo o concreto em 34,40 m³ e 19,05 m² de formas.

De acordo com os valores apresentados, analisando do ponto de vista financeiro, teve-se uma redução no custo estrutural do sistema de parede autoportante de concreto, tendo grande vantagem quando comparado ao sistema de alvenaria convencional.

Foi elaborado um orçamento com valores fornecidos por empresas da região de Cascavel-PR, visto que são estimativas, sendo apenas uma noção dos valores, válida para a comparação e assim para sua tomada de decisão. Com isso esse orçamento se mostrou muito útil para a pesquisa tendo como base de quanto o empreendimento irá custar. Notou-se uma economia de R\$ 8.765,29 reais do sistema autoportante de concreto para alvenaria convencional, proporcionando assim uma redução nos custos do seu empreendimento.

Para uma análise econômica mais completa, cabe analisar os parâmetros que não foram inclusos nessa pesquisa, tempo de execução e retorno de investimento.

Aconselha-se para trabalhos futuros, a realização do projeto de infraestrutura, efetivando o detalhamento e os custos dos dois subsistemas da fundação com base nos quantitativos apresentados nesse TCC, podendo demonstrar qual subsistema é mais econômico.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR 14931:2004. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Execução de estruturas de concreto – Procedimento.

ABNT NBR 16055:2012. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Parede de concreto moldada no local para a construção de edifícios – Requisitos e procedimentos.

ABNT NBR 6120:2019. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

ABNT NBR 6122:2019. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto e execução de fundações.

ABNT NBR 6118:2014. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto e execução de obras de concreto armado.

ABNT NBR 6123:2013. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Forças devidas ao vento em edificações.

ABNT NBR 8681:2003. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

ABNT NBR 7480:2007. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação.

ABNT NBR 5626:1998. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Instalação predial de água fria.

ARAÚJO, J. M. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. Rio Grande: Dunas, 2014.

ALVA, G. M. S. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. (Departamento de Estruturas e Construção e Civil) – Universidade de Santa Maria, Santa Maria – RS, 2007.

BENINCÁ, M. E. **Comparação entre modelos de análise estrutural de edifícios em concreto armado: estudo de caso**. Monografia (Departamento de Engenharia Civil) – Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 2016.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003**. 3º Ed. São Carlos, 5ª reimpressão: Editora EdUFSCar, 2013.

CARVALHO, L. F. **Sistema Construtivo em Paredes de Concreto para Edifícios: Dimensionamento da Estrutura e Aspectos Construtivos**. Monografia (Engenharia de estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte – MG, 2012.

CHAGAS, D. P. **Análise comparativa entre modelos estruturais para edifícios de concreto armado**. Monografia – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, UTFPR – Curitiba, 2012.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003.** Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2005.

JUNIOR, Davidson de Oliveira França. **Análise estrutural de um edifício em concreto armado com quatro pavimentos: estudo de caso para diferentes modelos estruturais.** Monografia (Departamento Acadêmico de Construção Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco – PR, 2015.

KEMCZINSKI, P. G. **Cálculo e detalhamento de estrutura de concreto armado de um edifício residencial.** Monografia (Departamento de Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis – SC, 2015.

LINS, Fernando de Faria Vecchio. **Comparativo entre modelos estruturais integrados na análise, formados por pórtico espacial e grelha, aplicados em estrutura de concreto armado de edifícios de múltiplos pavimentos.** Monografia (Departamento de engenharia estrutural e construção civil) – Universidade Federal do Paraná, Fortaleza, 2010.

MACÊDO, J. S. **Um estudo sobre o sistema construtivo formado por paredes de concreto moldadas no local** – Escola de Engenharia, Universidade federal da Paraíba, UFPB – João Pessoa, 2016.

MARTHA, L. F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos.** 1º Ed. Rio de Janeiro: Editora Elsevier, 2010.

MARTINS, Osmar de Carvalho. **Sistema construtivo de parede de concreto: Considerações sobre os critérios de dimensionamento.** Monografia – Universidade Tuiuti do Paraná, Curitiba – PR, 2015.

MORQUECHO, F. B. G. **Análise de edifícios em paredes de concreto moldadas in loco.** Monografia (Departamento de Engenharia Civil) – Universidade federal do Rio Grande do Norte, Natal – RN, 2016.

NICOLAU, Igor Amaral Neves de e TEIXEIRA, J. G. **Projeto de dimensionamento estrutural de um edifício de onze pavimentos.** Monografia (Laboratório de Engenharia Civil) – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, UENF – Campos dos Goytacazes – RJ, 2015.

NUNES, V.Q. G. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado.** Dissertação (Engenharia das estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2011.

PEREIRA, F. e COSTA, L. F. **Análise de cargas em um edifício de concreto armado, quando comparado a utilização de paredes de vedação interna de alvenaria convencional e drywall.** Monografia – Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça – SC, 2017.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios.** Departamento de Engenharia de Estruturais, Universidade de São Paulo – São Carlos, 2007.

SANTOS, Paulo Reiser dos. **Análise e cálculo de elementos estruturais em concreto armado de um edifício residencial.** Monografia (Centro Tecnológico) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis – SC, 2014.

THOMAZ, Érico et all. **Código de práticas nº 01: Alvenaria de vedação em blocos cerâmicos.** Instituto de Pesquisas Tecnologias do Estado de São Paulo, IPT – SP, 2009.