



INSTITUTO FEDERAL DE ALAGOAS

CAMPUS MACEIÓ

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

ELIO CARDOZO MACHADO

**ANÁLISE COMPARATIVA DA VIABILIDADE ECONÔMICA ENTRE A
CONSTRUÇÃO DE UMA PISCINA ENTERRADA EM CONCRETO ARMADO E
ALVENARIA ESTRUTURAL: ESTUDO DE CASO NO BAIRRO DO OURO PRETO,
MACEIÓ-AL**

MACEIÓ, AL

2025

ELIO CARDOZO MACHADO

ANÁLISE COMPARATIVA DA VIABILIDADE ECONÔMICA ENTRE A
CONSTRUÇÃO DE UMA PISCINA ENTERRADA EM CONCRETO ARMADO E
ALVENARIA ESTRUTURAL: ESTUDO DE CASO NO BAIRRO DO OURO PRETO,
MACEIÓ-AL

Trabalho de conclusão de curso apresentado
no Instituto Federal de Alagoas Maceió como
requisito parcial para obtenção do grau de
bacharel em Engenharia Civil.

Orientador(a): Prof. MSc. Luciano Oliveira
Alves De Queiros.

MACEIÓ, AL

2025



**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação Instituto
Federal de Alagoas
Campus Maceió
Biblioteca Benevides Monte**

624.1834
M149a

Machado, Elo Cardozo.

Análise comparativa da viabilidade econômica entre a construção de uma piscina enterrada em concreto armado e alvenaria estrutural {recurso eletrônico}
: estudo de caso no bairro de Ouro Preto, Maceió -AL / Elo Cardozo Machado. - Dados eletrônicos (1 arquivo : 11,2 MB). - 2025.

Sistema requerido: Adobe Acrobat Reader Modo de
acesso: Internet.

Orientação: Prof. Msc. Luciano Oliveira Alves de Queiros.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Alagoas, Campus Maceió, Maceió, 2025.

1. Construção de piscinas. 2. Dimensionamento estrutural. 3. Viabilidade econômica.
4. Concreto armado. I. Título.

Bibliotecária Nalva Maria Amaral / CRB-4/989


ELIO CARDOZO MACHADO

**ANÁLISE COMPARATIVA DA VIABILIDADE ECONÔMICA ENTRE A
CONSTRUÇÃO DE UMA PISCINA ENTERRADA EM CONCRETO ARMADO E
ALVENARIA ESTRUTURAL: ESTUDO DE CASO NO BAIRRO DO OURO PRETO,
MACEIÓ-AL**

Trabalho de conclusão de curso (TCC) apresentado à Banca do
Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal
de Alagoas – Campus Maceió.


Aprovado em: 07/11/2025.

BANCA EXAMINADORA:

Documento assinado digitalmente
 LUCIANO OLIVEIRA ALVES DE QUEIROS
Data: 17/11/2025 15:30:39-0300
Verifique em <https://validar.it.gov.br>


Prof. MSc. Luciano Oliveira Alves De Queiros. (Orientador)

Instituto Federal de Alagoas – IFAL

Documento assinado digitalmente
 ESDRAS JONATHAN HONORATO COSTA
Data: 19/11/2025 15:38:35-0300
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

Prof^a. MSc. Esdras Jonathan Honorato Costa

Instituto Federal de Alagoas – IFAL

Documento assinado digitalmente
 MANOEL MARTINS DOS SANTOS FILHO
Data: 19/11/2025 22:33:53-0300
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

Prof. Dr. Manoel Martins Dos Santos Filho

Instituto Federal de Alagoas – IFAL

Dedico esse trabalho aos meus pais e minha esposa, que sempre me apoiam e incentivam na vida acadêmica e pessoal.

AGRADECIMENTOS

Ao professor orientador Luciano Oliveira Alves de Queiros, pela dedicação, orientação e apoio durante o desenvolvimento deste trabalho. Aos amigos e colegas de classe, pelo companheirismo e incentivo, que tornaram esta jornada mais leve e significativa.

De forma especial, agradeço aos amigos Luiz Horácio, pela contribuição com fotografias aéreas de drone que enriqueceram este trabalho, e Igor Rafael, da Maceió Sondagens, pelo apoio técnico e informações fornecidas.

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste TCC, meu sincero reconhecimento e gratidão.

RESUMO

As piscinas são elementos construtivos amplamente desejados, seja por lazer, saúde ou valorização imobiliária. No entanto, a escolha do sistema construtivo mais adequado requer uma análise criteriosa das opções disponíveis, considerando aspectos estruturais e econômicos. O estudo tem como objetivo analisar a viabilidade econômica da construção de piscinas enterradas, comparando os métodos de construção em concreto armado e alvenaria estrutural, com o intuito de fornecer informações que auxiliem na tomada de decisão sobre o modelo construtivo a ser adotado. Como objetivos secundários, são abordados aspectos essenciais para o estudo como os efeitos das ações atuantes na estrutura, os esforços solicitantes, além das características geotécnicas do solo. O estudo foi desenvolvido por meio da elaboração de um projeto arquitetônico e estrutural baseado em um estudo de caso, utilizando o software CypeCAD para a modelagem estrutural e dimensionamento. Os cálculos seguiram as normas técnicas vigentes apresentadas no referencial bibliográfico, e os custos diretos dos sistemas construtivos foram analisados por meio de planilhas com composição de preços unitários, considerando materiais, mão de obra e equipamentos. Os resultados indicam que a piscina em alvenaria estrutural apresentou um custo final inferior ao do sistema em concreto armado, evidenciando-se como uma solução economicamente mais viável. Essa constatação reforça a importância da escolha criteriosa do método construtivo, aliando segurança estrutural e eficiência econômica. Perspectivas futuras incluem a consideração de custos indiretos e de manutenção ao longo da vida útil da estrutura. A relevância social do estudo está na contribuição para a acessibilidade econômica da construção de piscinas, permitindo que mais pessoas e empresas optem por soluções financeiramente viáveis, sem comprometer a segurança estrutural das edificações.

Palavras-chave: dimensionamento estrutural; viabilidade econômica; piscinas.

ABSTRACT

Swimming pools are widely desired construction elements, whether for leisure, health, or real estate appreciation. However, choosing the most suitable construction system requires a thorough analysis of the available options, considering both structural and economic aspects. The study aims to analyze the economic feasibility of constructing buried swimming pools, comparing the construction methods of reinforced concrete and structural masonry, with the purpose of providing information to assist in the decision-making process regarding the construction model to be adopted. Secondary objectives address essential aspects of the study, such as the effects of actions acting on the structure, the applied loads, as well as the geotechnical characteristics of the soil. The study was developed through the creation of an architectural and structural project based on a case study, using CypeCAD software for structural modeling and dimensioning. The calculations followed the current technical standards presented in the bibliographic references, and the direct costs of the construction systems were analyzed through spreadsheets with unit price compositions, considering materials, labor, and equipment. The results indicate that the swimming pool in structural masonry presented a lower final cost compared to the reinforced concrete system, proving to be a more economically viable solution. This finding reinforces the importance of careful selection of the construction method, combining structural safety and economic efficiency. Future perspectives include the consideration of indirect costs and maintenance throughout the structure's lifespan. The social relevance of the study lies in its contribution to the economic accessibility of swimming pool construction, allowing more people and businesses to opt for financially viable solutions without compromising the structural safety of buildings.

Keywords: structural dimensioning; economic feasibility; swimming pools

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema das posições das piscinas	16
Figura 2 – Ações atuantes em piscina elevada	17
Figura 3 - Ações atuantes em piscina apoiadas.....	18
Figura 4 – Esquema de ações atuantes em piscinas enterradas vazia.....	19
Figura 5 - Esquema de ações atuantes em piscinas enterradas cheia	19
Figura 6 – Tabela de cargas usuais	26
Figura 7 – Esquema da pressão hidrostática	27
Figura 8 - Modelo de Winkler	38
Figura 9 - Deformação do solo conforme modelo de Winkler.....	38
Figura 10 - Ações e rotações nas arestas em piscinas elevadas e apoiadas	41
Figura 11 - Ações e rotações nas arestas em piscina enterradas.....	42
Figura 12 - Ações e rotações nas arestas em piscinas enterradas	42
Figura 13 – Esquema estrutural das paredes laterais	44
Figura 14 - Blocos estrutural de concreto estrutural.....	54
Figura 15 – Local de interesse	62
Figura 16 – Desenho arquitetônico do empreendimento.....	63
Figura 17 – Cortes da arquitetura.....	63
Figura 18 – Locação do Spt:1	67
Figura 19 – Perfil do solo.....	68
Figura 20 – Dados de entrada da obra.....	73
Figura 21 – Valores usuais característicos do solo	74
Figura 22 – Definição dos dados do solo	74
Figura 23 – Definição das normas aplicáveis ao projeto	75
Figura 24 – Definição dos níveis de piso e carga permanente.....	76
Figura 25 – Área de trabalho inicial do software	75
Figura 26 – Definição dos níveis de piso do projeto.....	76
Figura 27 – Importação do projeto base para o software	77
Figura 28 – Área de trabalho inicial do software: Aba de máscaras.....	77
Figura 29 – Máscara inserida na área de trabalho do software.....	78
Figura 30 – Área de trabalho inicial do software: Introdução das cortinas	78
Figura 31 – Definição das ações atuante: Empuxo do solo	79
Figura 32 – Definição das cortinas de concreto armado	79

Figura 33 - Definição das ações atuante: Sobrecarga de utilização.....	80
Figura 34 - Definição das ações atuante: Empuxo da água	80
Figura 35 – Cargas atuantes nas paredes	81
Figura 36 – Área de trabalho do software: Aba de introdução da laje.....	81
Figura 37 – Aba de inserção das características da laje	82
Figura 38 – Laje de fundo inserida	82
Figura 39 - Aba de inserção das cargas na laje	83
Figura 40 – Carga da água sobre a laje	83
Figura 41 – Laje definida e carga aplicada.....	84
Figura 42 – Área de trabalho do software: Aba das vista 3D	85
Figura 43 – Vista 3D da edificação.....	85
Figura 44 – Área de trabalho do software: Aba de cálculo da obra	86
Figura 45 – Execução do cálculo da obra	86
Figura 46 – Área de trabalho do software: Aba de edição das vigas	87
Figura 47 – Verificação $V1=V2$	87
Figura 48 – Verificação $V3=V4$	88
Figura 49 – Área de trabalho do software: Aba de edição das paredes.....	88
Figura 50 – Verificação $C1=C2$	89
Figura 51 – Verificações $C3=C4$	89
Figura 52 – Área de trabalho do software: Aba das vistas da laje.....	90
Figura 53 – Armadura transversal inferior da laje de fundação	90
Figura 54 – Armadura longitudinal superior da laje de fundação	91
Figura 55 – Armadura longitudinal inferior da laje de fundação	91
Figura 56 – Elevação 3D das armações do empreendimento.....	92
Figura 57 – Dados de entrada para a obra em alvenaria estrutural	93
Figura 58 – Verificação $C1=C2$	94
Figura 59 – Verificações $C3=C4$	94
Figura 60 – Armadura transversal inferior da laje de fundação	95
Figura 61 – Armadura transversal superior da laje de fundação	95
Figura 62 – Armadura longitudinal superior da laje de fundação	96
Figura 63 – Armadura longitudinal inferior da laje de fundação	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação do solo em relação ao diâmetro dos grãos	28
Tabela 2 - Peso específico aproximado para solos argilosos.....	29
Tabela 3 - Peso específico aproximado para solos arenosos	30
Tabela 4 - Valores atribuídos para coesão do solo	30
Tabela 5 - Valores atribuídos para o módulo de deformação do solo (Es).....	32
Tabela 6 - Valores atribuídos para o coeficiente de Poisson	33
Tabela 7 - Classificação dos solos arenosos e coesivos segundo N_{spt}	35
Tabela 8 - Valores de K_v segundo Terzaghi	39
Tabela 9 - Valores para o coeficiente de reação vertical do solo	40
Tabela 10 - Vantagens e desvantagens do concreto armado	46
Tabela 11 - Classes de resistência de concretos estruturais	47
Tabela 12 - Valores estimados para o módulo de deformação longitudinal	49
Tabela 13 - Características das barras de aço.....	50
Tabela 14 - Propriedades mecânicas do aço	50
Tabela 15 - Classes de agressividade ambiental	51
Tabela 16 - Cobrimento nominal	52
Tabela 17 - Vantagens e desvantagens da alvenaria estrutural	53
Tabela 18 - Resistência à compressão da argamassa.....	55
Tabela 19 - Principais pesos específicos da alvenaria estrutural	56
Tabela 20 - Propriedades de deformação da alvenaria.....	57
Tabela 21 - Resistência ao cisalhamento.....	58
Tabela 22 - Resumo do consumo de materiais da obra em concreto	92
Tabela 23 - Resumo do consumo de materiais da obra em alvenaria	97
Tabela 24 - Resumo do custo para execução em concreto armado	100
Tabela 25 - Resumo do custo para execução em alvenaria estrutural.....	101

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1 Justificativa	14
1.2 Objetivos	14
1.2.1 Geral.....	14
1.2.2 Específicos.....	14
2. PISCINAS	16
2.1 Classificações	16
2.2 Ações atuantes em piscinas	16
2.2.1 Piscinas elevadas.....	17
2.2.2 Piscinas apoiadas.....	17
2.2.3 Piscinas enterradas.....	18
3. AÇÕES A SEREM CONSIDERADAS NO DIMENSIONAMENTO	21
3.1 Cargas permanentes	22
3.1.1 Impermeabilização em piscinas.....	22
3.1.2 Empuxo do solo.....	23
3.1.3 Reação vertical do solo.....	25
3.1.4 Sobrecarga de utilização.....	25
3.2 Cargas variáveis	26
3.2.1 Empuxo da água.....	26
4. ESTUDO DOS SOLOS	28
4.1 Classificação dos solos	28
4.1.1 Solos arenosos.....	28
4.1.2 Solos argilosos.....	29
4.2 Parâmetros geotécnicos dos solos	29
4.2.1 Peso específico.....	29
4.2.2 Coesão.....	30
4.2.3 Ângulo de atrito.....	31
4.2.4 Modulo de deformação.....	32
4.2.5 Coeficiente de poisson.....	32
4.2.6 Tensão admissível.....	33
4.3 Caracterização do solo por sondagens à percussão (spt)	34
4.3.1 Classificação do solo conforme o N _{spt}	35

5.	INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA.....	36
5.1	Modelos de solo	37
5.1.1	Meio contínuo.....	37
5.1.2	Modelo de Winkler.....	37
5.1.3	Coeficiente de reação vertical do solo.....	39
6.	LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	41
6.1	Modelos de cálculo para os elementos da estrutura	43
6.1.1	Piscina elevada	43
6.1.2	Piscinas apoiadas e enterradas	43
6.2	Tipos de fundação.....	44
7.	SISTEMA CONSTRUTIVOS UTILIZADOS EM PISCINAS	45
7.1	Concreto armado.....	45
7.1.1	Peso específico	46
7.1.2	Resistência à compressão	46
7.1.3	Resistência a tração	47
7.1.4	Módulo de deformação longitudinal.....	48
7.1.5	Aço	49
7.1.6	Fôrmas	50
7.1.7	Classe de agressividade ambiental	51
7.2	Alvenaria estrutural.....	52
7.2.1	Blocos.....	53
7.2.2	Argamassa	54
7.2.3	Graute	55
7.2.4	Armaduras.....	56
7.2.5	Peso específico da alvenaria.....	56
7.2.6	Propriedades elásticas	57
7.2.7	Resistência a compressão	57
7.2.8	Resistência ao cisalhamento.....	57
7.2.9	Modulação	59
8.	CARACTERIZAÇÃO DO SOFTWARE CYPECAD	60
8.1	Modelagem no software.....	60
9.	CUSTOS.....	61
9.1	Composição dos custos	61
10.	DIRETRIZES DE PROJETO	62

10.1	Local de interesse	62
11.	METODOLOGIA	64
12.	DESENVOLVIMENTO DOS PROJETOS ESTRUTURAIS	66
12.1	Dados de entrada no software	66
12.1.1	Dados gerais da obra	66
12.1.2	Caracterização do solo	67
12.1.3	Ações atuantes.....	70
13.	MODELAGEM NO SOFTWARE	73
13.1	Modelagem da piscna em concreto armado	73
13.2	Modelagem da piscna em alvenaria estrutural	93
14	DETALHAMENTO DOS PROJETOS ESTRUTURAIS	98
15.	COMPOSIÇÃO DOS CUSTOS	99
16.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	102
17.	CONCLUSÃO	104
17.1	Sugestões para trabalhos futuros	105
	REFERÊNCIAS.....	106
	APÊNDICE A – DETALHAMENTOS DA OBRA EM CONCRETO ARMADO	111
	APÊNDICE B – DETALHAMENTOS DA OBRA EM ALVENARIA	116
	APÊNDICE C –ORÇAMENTO PARA A OBRA EM CONCRETO ARMADO.....	121
	APÊNDICE D – ORÇAMENTO PARA A OBRA EM ALVENARIA ESTRUTURAL.....	122
	ANEXO A – LAUDO DE SONDAGEM	123
	ANEXO B – RELATÓRIO DE CONSUMO DE MATERIAIS DA OBRA EM CONCRETO ARMADO.....	124
	ANEXO C – RELATÓRIO DE CONSUMO DE MATERIAIS DA OBRA EM ALVENARIA ESTRUTURAL	125

1. INTRODUÇÃO

A construção de uma piscina é um desejo compartilhado por muitos no Brasil, seja para desfrutar momentos de lazer, praticar atividades físicas ou mesmo valorizar o imóvel. No entanto, esse empreendimento envolve uma série de escolhas fundamentais, desde a seleção dos materiais até a definição da técnica construtiva mais adequada.

Diante desse cenário, surgem questionamentos essenciais: Qual será o custo total desse empreendimento? Em meio à variedade de opções no mercado da construção civil, qual técnica construtiva é mais vantajosa?

Dessa forma esse trabalho se propõe a realizar uma análise comparativa da viabilidade econômica entre a construção de uma piscina enterrada em concreto armado e alvenaria estrutural, visando auxiliar na tomada de decisão sobre qual técnica construtiva adotar.

1.1 Justificativa

Determinar os custos associados aos diversos sistemas construtivos é fundamental para avaliar a verdadeira economia que cada um oferece em comparação ao outro. Esse aspecto é de enorme relevância para os construtores em geral, que estão constantemente em busca de alternativas que ajudem a tomar a melhor decisão a respeito de qual método construtivo oferece qualidade à custos mais baixos.

1.2 Objetivos

1.2.1 Geral

Analisar a viabilidade econômica da construção de piscinas enterradas, comparando os métodos de construção em concreto armado e alvenaria estrutural, com o intuito de fornecer informações que possam auxiliar na tomada de decisão sobre qual modelo construtivo adotar no caso em questão.

1.2.2 Específicos

- Realizar uma pesquisa bibliográfica sobre o tema em questão;

- Realizar ensaio de sondagem, para obtenção de dados do solo no local do empreendimento;
- Elaborar o projeto estrutural de uma piscina enterrada em concreto armado;
- Elaborar o projeto estrutural de uma piscina enterrada em alvenaria estrutural;
- Elaborar quantitativo de materiais para cada projeto;
- Apresentar indicadores de consumo para ambos os projetos, sendo concreto, aço e fôrma para o concreto armado, bem como bloco, argamassa, graute e aço para a alvenaria estrutural;
- Elaborar orçamento com base nos quantitativos para os dois projetos;
- Comparar os custos para execução de cada projeto;
- Apontar a solução que apresentou ser a mais viável para o caso em questão;

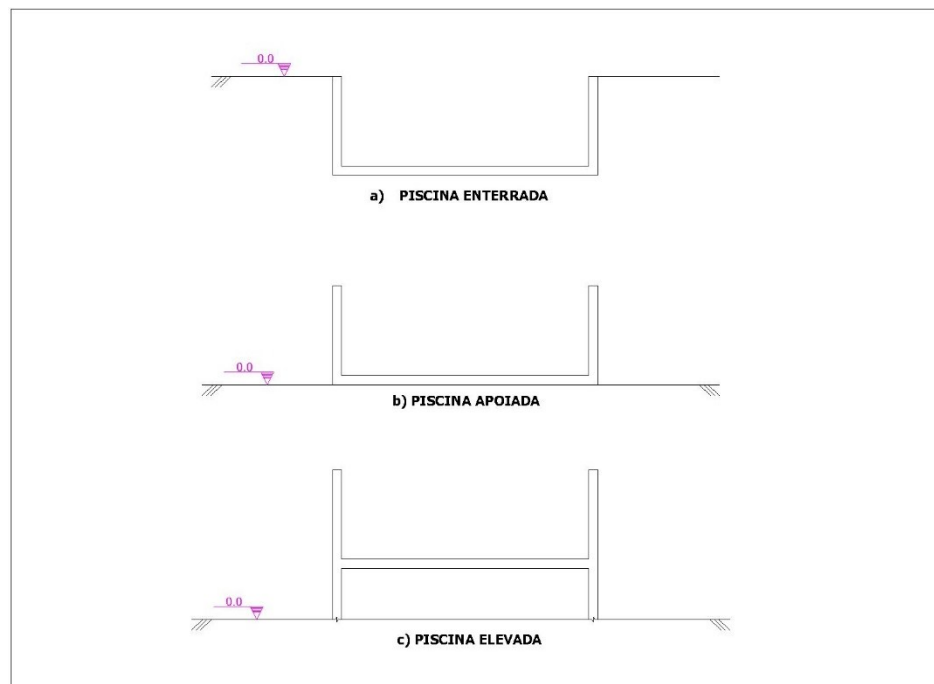
2. PISCINAS

De acordo com a NBR 10339:2018 Versão Corrigida:2019 (ABNT,2019), piscina é definida como um conjunto de instalações destinadas às práticas aquáticas, sejam elas para recreação, esportes, educação ou atividades terapêuticas.

2.1 Classificações

Do ponto de vista estrutural, as piscinas podem ser classificadas conforme o tipo construtivo (materiais e técnicas utilizadas) e se acordo com a sua posição em relação ao solo, sendo classificadas como elevadas, quando estão situadas sobre estruturas, pilares ou lajes de edifícios; apoiadas, quando se encontram ao nível do terreno natural; ou enterradas, quando estão totalmente inseridas no solo, conforme representado esquematicamente na figura 01 (VASCONCELOS, 1998).

Figura 1 - Esquema das posições das piscinas



Fonte: Autor, 2025.

2.2 Ações atuantes em piscinas

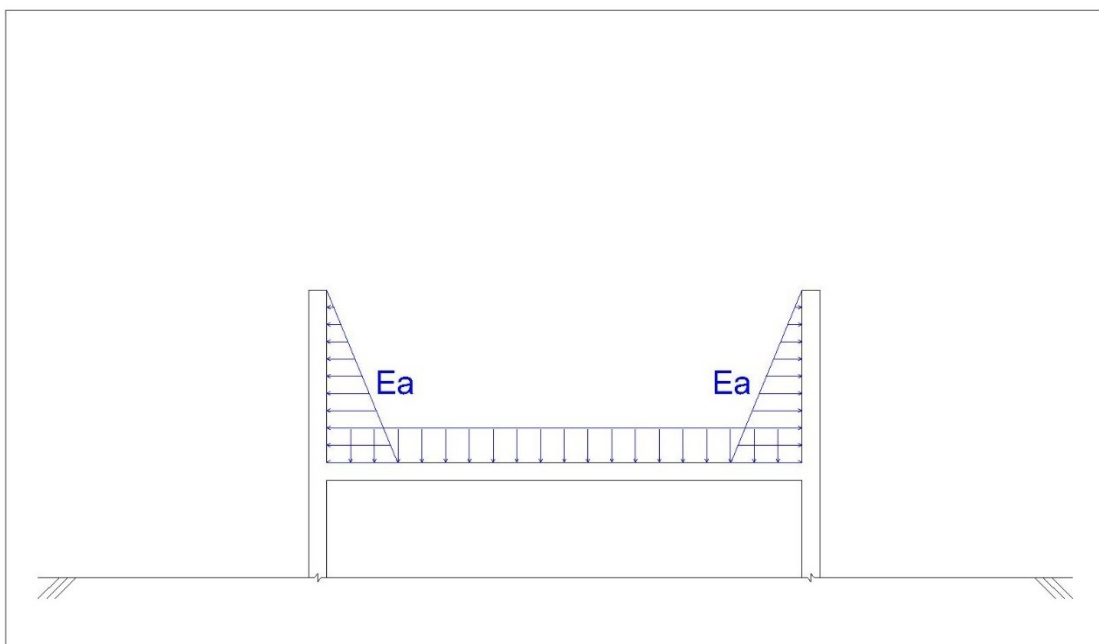
A posição em que a piscina está em relação ao solo influencia diretamente nos esforços a serem considerados no dimensionamento. Dessa forma, com base nas informações obtidas em VASCONCELOS (1998), serão apresentados a seguir alguns

esquemas que representam as ações atuantes em piscinas, considerando sua posição em relação ao solo.

2.2.1 Piscinas elevadas

Nesse tipo de piscina, além do peso próprio da estrutura, também incide o empuxo da água (E_a). Quando aplicável, a ação do vento deve ser considerada. Conforme representado na Figura 02, é possível visualizar através de um corte vertical os carregamentos atuantes sobre a estrutura.

Figura 2 – Ações atuantes em piscina elevadas

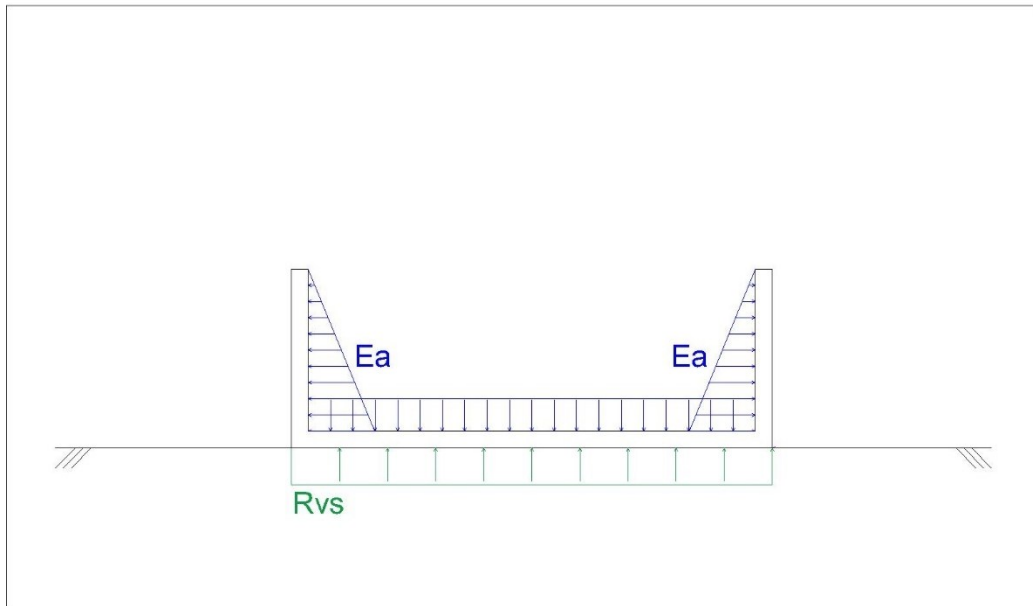


Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 19) adaptado.

2.2.2 Piscinas apoiadas

Nesse tipo de piscina, além do peso próprio e do empuxo exercido pela água (E_a), a estrutura também está sujeita a ação do solo proveniente da reação vertical do terreno (R_{vs}) na laje de fundo da piscina. Quando a piscina está cheia, ocorrem simultaneamente a carga gerada pela massa de água e a força da reação vertical do solo. No dimensionamento estrutural, é essencial considerar a diferença entre essas duas ações, a fim de garantir o equilíbrio e o desempenho adequado da estrutura. Conforme representado na Figura 03, é possível visualizar através de um corte vertical os carregamentos atuantes sobre a estrutura.

Figura 3 - Ações atuantes em piscina apoiadas



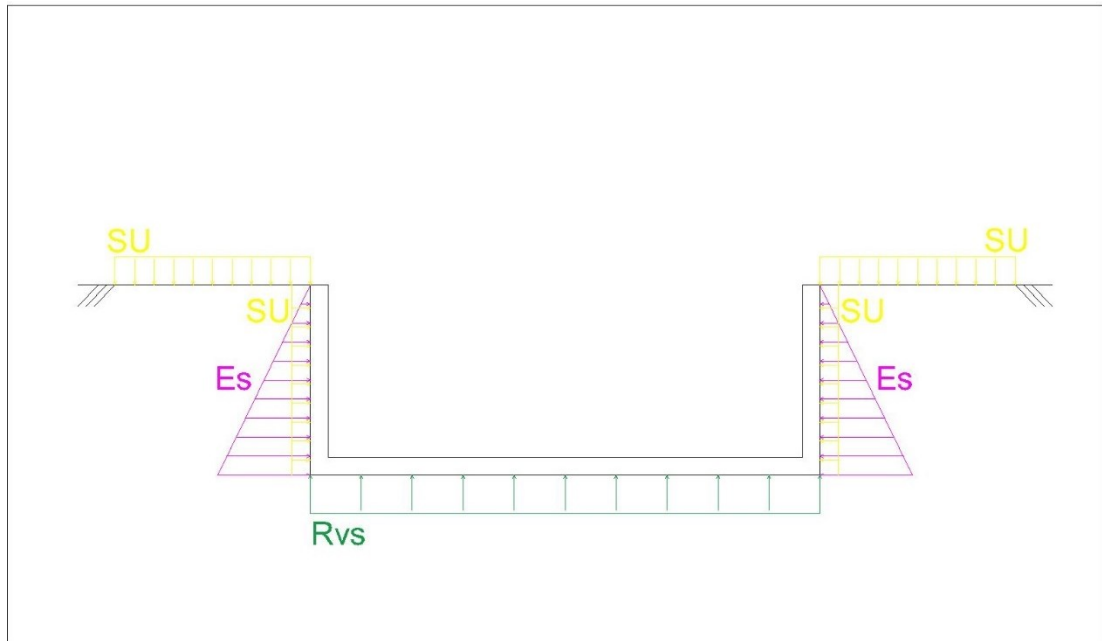
Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 20) adaptado.

2.2.3 Piscinas enterradas

Nesse tipo de piscina, além das ações provenientes do peso próprio, do empuxo da água, da reação vertical do terreno na laje de fundo da piscina, deve-se considerar também a ação do empuxo do solo atuante nas paredes laterais da piscina e uma parcela da carga aplicada no terreno ao redor da estrutura, chamada sobrecarga de utilização. Assim, é fundamental analisar as duas possíveis condições de carregamento: quando a piscina estiver vazia e quando a piscina estiver cheia.

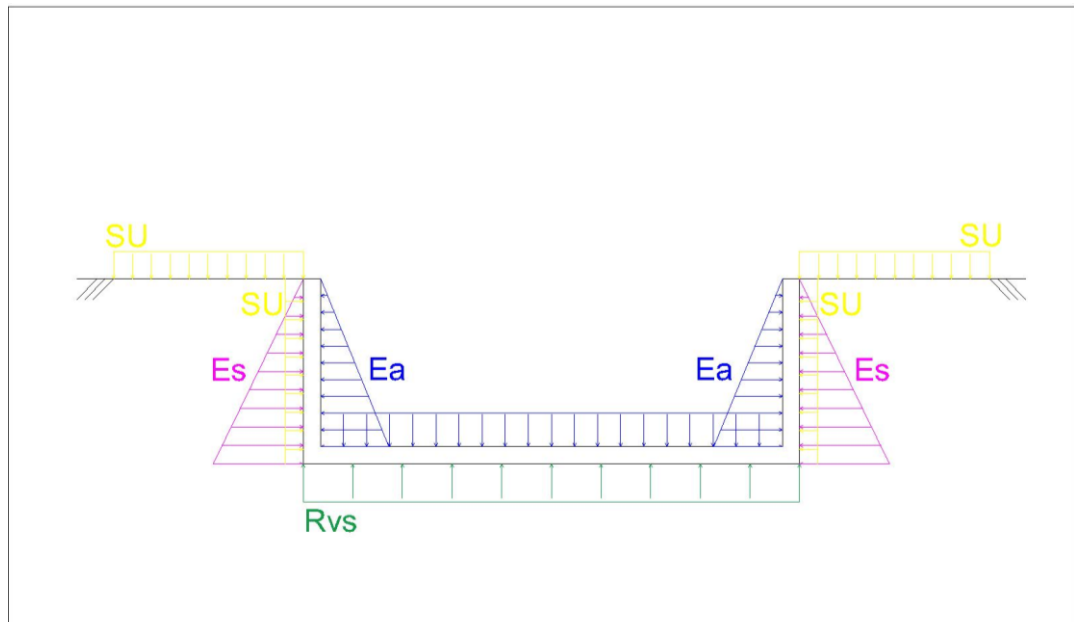
Na condição em que a piscina está vazia (Figura 04), a estrutura é solicitada predominantemente pelo empuxo do solo (E_s) nas paredes laterais, pela parcela da sobrecarga de utilização (SU), bem como, pela reação vertical do solo atuando na laje de fundo de baixo para cima (RVS). Já na situação em que a piscina se encontra cheia, atuam simultaneamente sobre as paredes o empuxo da água (E_a) para fora e o empuxo do solo (E_s) para dentro, representando uma combinação de esforços opostos. Essa configuração com a piscina cheia está representada na figura 05.

Figura 5 – Esquema de ações atuantes em piscinas enterradas vazias



Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 20) adaptado.

Figura 4 - Esquema de ações atuantes em piscinas enterradas cheia



Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 21) adaptado.

Vasconcelos (1998) destaca a relevância de se verificar a presença do lençol freático acima do nível do fundo de piscinas enterradas. Nessa condição, além do empuxo exercido pelo solo nas paredes externas, deve-se considerar também o empuxo gerado pela água do lençol freático. Essa força atua tanto sobre as paredes

quanto sobre a laje de fundo, sendo sua intensidade proporcional à altura do nível do lençol em relação à base da piscina.

De acordo com a Téchne (2002), o empuxo provocado pelo lençol freático é uma das principais causas de falhas estruturais em piscinas. Esse esforço, quando não corretamente previsto, pode causar fissuras, deslocamentos e até a flutuação da estrutura, comprometendo sua integridade e estabilidade.

3. AÇÕES A SEREM CONSIDERADAS NO DIMENSIONAMENTO

Para a obtenção de um modelo de cálculo eficaz, é fundamental identificar e quantificar corretamente todas as ações que atuarão de forma simultânea sobre a estrutura. Eventuais falhas nessa análise podem comprometer o desempenho da estrutura durante sua vida útil, além de favorecer o surgimento de estados limites para os quais ela não foi dimensionada. Para evitar tais falhas, é necessário considerar fatores como as condições de execução da obra, as características da estrutura e do solo, o tipo de uso previsto, as influências climáticas (quando houver), entre outros aspectos relevantes devem ser levados em consideração (MENESES, 2013).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), todas as ações que possam, de alguma forma, comprometer a segurança da estrutura considerando tanto os estados limites últimos (ELU), quanto os estados limites de serviço (ELS) devem ser incluídas na análise estrutural para garantir o desempenho estrutural da edificação ao longo de sua vida útil, assegurando segurança, estabilidade e funcionalidade.

Os diferentes tipos de ações que devem ser levados em conta no dimensionamento, são classificados pela NBR 8681 (ABNT, 2003 VERSÃO CORRIGIDA 2004) como:

- **Ações permanentes:** São aquelas que atuam continuamente ao longo da vida útil da estrutura. Incluem o peso próprio da estrutura, elementos construtivos fixos, revestimentos, equipamentos permanentes, entre outros.
- **Ações variáveis:** Também chamadas de ações acidentais, são aquelas que podem variar em intensidade, posição ou frequência com o tempo. Exemplos incluem a sobrecarga de uso, ação do vento, da água, da neve e variações térmicas.
- **Ações excepcionais:** São eventos raros e de grande intensidade, como explosões, choques de veículos, incêndios ou sismos. Apesar de sua baixa probabilidade de ocorrência, devem ser consideradas em projetos específicos, conforme o tipo e uso da estrutura.

Segundo Meneses (2013), no dimensionamento de piscinas, devem-se considerar ações como o peso próprio da estrutura e dos revestimentos, cargas da

água e do solo, deformações por recalque diferencial, bem como ações de vento, variações térmicas, neve e sismos, quando aplicável.

3.1 Cargas permanentes

De acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019), as cargas permanentes compreendem o peso próprio da estrutura, bem como o peso de todos os elementos construtivos fixos e das instalações que permanecerão ao longo da vida útil da edificação.

No contexto de projetos estruturais, é fundamental considerar o peso próprio dos elementos estruturais, os quais devem ser quantificados com base no peso específico dos materiais utilizados. Esses valores encontram-se disponíveis na Tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 2019), servindo como referência padronizada para o dimensionamento estrutural.

Além dessas cargas, deve-se considerar também como carga permanente atuante em piscinas, a carga adicional proveniente da camada de impermeabilização. Convencionalmente adota-se o valor de $1,0 \text{ kN/m}^2$ para representar essa carga. Esse valor representa uma estimativa segura da massa adicional associada aos sistemas de impermeabilização, como por exemplos para mantas asfálticas, argamassas poliméricas ou sistemas multicamadas, frequentemente empregados em piscinas de concreto armado.

3.1.1 Impermeabilização em piscinas

A impermeabilização de piscinas é uma etapa essencial na construção civil, especialmente em estruturas de concreto armado apoiadas ou enterradas, onde há contato constante com água e umidade. A durabilidade da estrutura depende diretamente da escolha correta do sistema impermeabilizante, do tipo de pressão hidrostática envolvida.

De acordo com a NBR 9575 (ABNT, 2010), os sistemas de impermeabilização devem ser especificados com base nas condições de exposição, no tipo de estrutura e na pressão da água envolvida, seja ela positiva ou negativa. A pressão positiva é exercida pela água sobre a face impermeabilizada (como a pressão da água contida na piscina atuando sobre suas paredes), enquanto a pressão negativa ocorre quando

a água incide no sentido oposto à impermeabilização (como a umidade do solo externo à piscina).

A norma citada acima classifica os sistemas impermeabilizantes em dois grandes grupos:

- **Sistemas Rígidos:** Não apresentam capacidade de deformação significativa. São indicados para estruturas estáveis, sem movimentações ou fissurações previstas. Como exemplos desse sistema, temos: Argamassa impermeável com aditivo hidrofugantes; Argamassa modificada com polímero; Cimento cristalizante; Cimento modificado com polímero;
- **Sistemas Flexíveis:** Suportam deformações e movimentações estruturais, sendo ideais para estruturas sujeitas a variações térmicas ou recalques. Como exemplos desse sistema, temos: Argamassa polimérica flexível; Mantas asfálticas moldadas a quente ou a frio; Membranas líquidas de poliuretano;

3.1.2 Empuxo do solo

A pressão exercida pelo solo contra as paredes laterais da piscina, também conhecida como empuxo do solo, ocorre em piscinas enterradas, o qual atua de fora para dentro da piscina (MENESES, 2013).

Meneses (2013) ressalta que o empuxo do solo pode ser considerado uma ação permanente, uma vez que, após a verificação da estanqueidade das piscinas enterradas, é realizado o reaterro ao redor de suas paredes. Dessa forma, esse carregamento passa a atuar continuamente sobre a estrutura ao longo de toda a sua vida útil.

A pressão lateral exercida pelo solo sobre a estrutura depende diretamente do estado de tensões no solo. Quando a estrutura se desloca em direção ao terreno, ocorre um aumento nas tensões horizontais, caracterizando o empuxo passivo. Por outro lado, se a movimentação for no sentido oposto, ou seja, da massa de solo em direção à estrutura, há uma redução das tensões, correspondendo ao empuxo ativo. Caso não exista deslocamento suficiente entre o solo e a estrutura que permita variação nas tensões, considera-se o solo em estado de repouso, sendo este o regime utilizado para o cálculo da pressão. Em cenários mais críticos, como na condição da piscina vazia, adota-se a consideração do empuxo ativo, visto que a estrutura tende a

se mover levemente em resposta à ausência da contrapressão da água (MENESES, 2013).

- Teoria de Coulomb

Moliterno (1994) cita algumas teorias desenvolvidas para a quantificação do empuxo de solo. Contudo, devido à limitação deste trabalho, será apresentada e utilizada apenas a Teoria de Coulomb.

A Teoria de Coulomb parte do princípio de que o esforço atuante sobre a face do muro ou da parede é resultado da pressão exercida por uma porção de solo em forma de cunha, a qual tende a se mover devido à perda de resistência ao cisalhamento ou à redução do atrito interno do solo (MOLITERNO, 1994).

O empuxo exercido pelo solo pode ser considerado como uma pressão distribuída ao longo da altura da parede, formando um diagrama de distribuição triangular, cujo a área representa o valor do empuxo. Além disso, deve-se ser introduzido um coeficiente K_a , o qual leva em consideração o atrito entre as partículas do solo, a rugosidade do muro e a inclinação do terreno em relação à horizontal.

Dessa forma, temos:

$$E_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot K_a \quad (1)$$

Onde:

- γ_s = Peso específico do solo (kn/m^3);
- K_a = Coeficiente de empuxo ativo;
- H = Altura da parede (m);

O valor do coeficiente K_a para o parâmetro interno liso, vertical e com terreno adjacente horizontal (caso usual de paredes de concreto armado, segundo Rebhan é dado pela expressão:

$$K_a = \text{tg}^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2)$$

Onde:

- φ = Ângulo de atrito do solo;

3.1.3 Reação vertical do solo

A reação do solo pode ser entendida como uma força de contato entre a fundação e o terreno, cuja intensidade está diretamente relacionada à rigidez do solo e à deformação imposta pela estrutura (MASSAD 2009).

Além disso, é essencial considerar a interação solo-estrutura, uma vez que ela influencia diretamente a forma como os esforços são transferidos da estrutura para o solo.

Dessa forma, para uma maior precisão do comportamento real do sistema em relação a reação vertical, é necessário, primeiramente, conhecer as propriedades geotécnicas do solo, bem como realizar uma análise da interação entre o solo-estrutura. Esses aspectos serão abordados nos itens 5 e 6 deste trabalho, respectivamente.

3.1.4 Sobrecarga de utilização

A sobrecarga aplicada sobre o solo próximo à borda da piscina se transmite horizontalmente para as paredes da estrutura, comportando-se como um carregamento adicional de empuxo. Esse efeito deve ser considerado no dimensionamento das paredes, pois contribui para o aumento das solicitações internas. No caso em estudo, essa sobrecarga é decorrente da utilização prevista do espaço adjacente à piscina, como o deck de porcelanato, que poderá receber circulação de pessoas, mobiliários leves e outros elementos típicos de áreas de lazer.

De acordo com Terzaghi (1943), a pressão horizontal gerada por uma sobrecarga uniforme q sobre a superfície do terreno pode ser calculada pela expressão:

$$\sigma_h = K_a \cdot q \quad (3)$$

Onde:

- σ é a pressão horizontal resultante da sobrecarga (kN/m²),
- K_a é o coeficiente de empuxo ativo,
- q é a sobrecarga aplicada na superfície (kN/m²).

As sobrecargas de utilização atuantes sobre a estrutura, como aquelas provenientes do uso do deck da piscina, podem ser atribuídas conforme as diretrizes da NBR 6120:2019 – “Ações para o cálculo de estruturas de edificações” (ABNT, 2019).

Essa norma estabelece os valores característicos de cargas permanentes e variáveis a serem consideradas nos projetos estruturais, permitindo uma estimativa adequada dos carregamentos atuantes de acordo com o tipo de ocupação e uso da edificação, conforme exposto na figura 6 a seguir:

Figura 6 – Tabela de cargas usuais

Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5	–
	Sala, copa, cozinha	1,5	–
	Sanitários	1,5	–
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2	–
	Quadras esportivas	5 ^a	–
	Salão de festas, salão de jogos	3 ^a	–
	Áreas de uso comum	3 ^a	–
	Academia	3 ^a	–
	Forro acessíveis apenas para manutenção e sem estoque de materiais	0,1 ^{a,r}	–
	Sótão	2 ^a	–
	Corredores dentro de unidades autônomas	1,5	–
	Corredores de uso comum	3	–
	Depósitos	3	–
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
	Jardins (ver item nesta Tabela)		

Fonte: Nbr 6120:2019, p19.

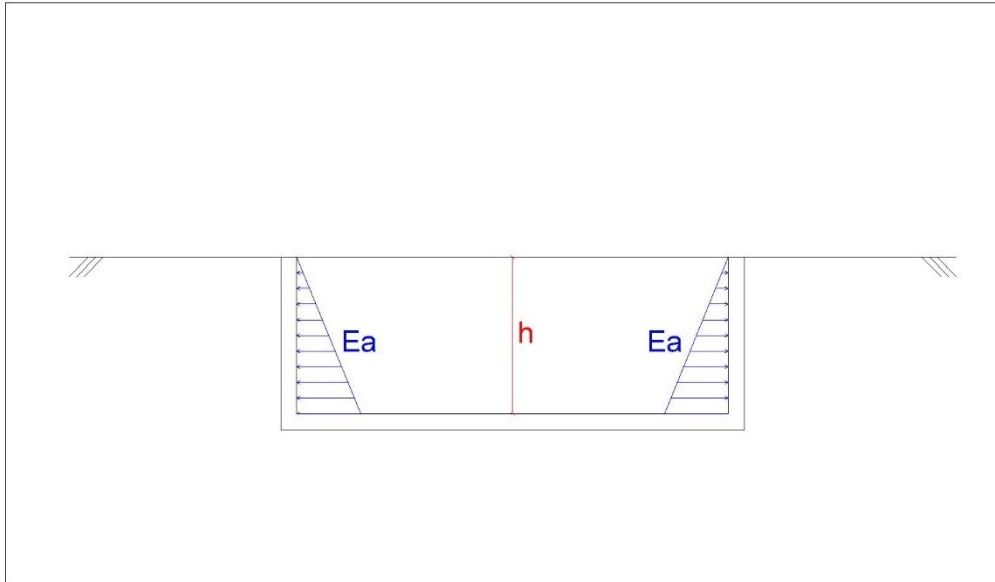
3.2 Cargas variáveis

3.2.1 Empuxo da água

A água armazenada no interior da piscina exerce sobre sua estrutura uma pressão hidrostática, cuja distribuição segue um formato triangular (conforme ilustrado na Figura 05), sendo máxima no fundo da piscina e nula na superfície, com um sentido contrário ao empuxo de solo, ou seja, de dentro para fora.

Esse comportamento ocorre em função do princípio da hidrostática, onde a pressão exercida por um fluido em repouso aumenta proporcionalmente com a profundidade (MENESES, 2013), conforme exemplificado na figura 07.

Figura 7 – Esquema da pressão hidrostática



Fonte: Autor, 2025.

$$Ph = \gamma_a \cdot h \quad (4)$$

Onde:

- Ph = Pressão hidrostática no ponto (kN/m^2);
- γ_a = Peso específico da água (geralmente 10 kN/m^3);
- h = Profundidade do ponto em relação à superfície da água (m).

Considerando que a pressão da água se trata de uma carga com forma triangular, o empuxo da água é dado pela equação 2:

$$E = Ph * \frac{h}{2} \quad (5)$$

4. ESTUDO DOS SOLOS

4.1 Classificação dos solos

De acordo com Christian (2012), a principal característica que distingue os solos é a sua granulometria. A NBR 6502 (ABNT, 2022) define a granulometria como a “representação de um solo pelas dimensões de suas partículas e suas respectivas porcentagens em massa”. Diante disso, torna-se indispensável o estudo, a classificação e a compreensão do solo com base em sua distribuição granulométrica, uma vez que a parcela sólida dos solos é formada por grãos, e a variação em suas dimensões altera significativamente o seu comportamento.

Conforme a NBR 6502 (ABNT, 2022), os solos são classificados de acordo com a sua granulometria, as quais estão expostas na tabela 1.

Tabela 1 - Classificação do solo em relação ao diâmetro dos grãos

Classificação	Diâmetro dos grãos (mm)
Argila	Menores que 0,002
Silte	Entre 0,002 e 0,06
Areia	Entre 0,06 e 2,0
Pedregulho	Entre 2,0 e 60

Fonte: NBR 6502 (ABNT,2022) adaptado.

4.1.1 Solos arenosos

Segundo Terzaghi (1948), os solos arenosos são constituídos predominantemente por partículas de areia, com diâmetros que variam de 0,06 mm a 2,0 mm. Esses solos apresentam elevada permeabilidade, permitindo rápida passagem de água, e baixa coesão entre suas partículas, sendo sua resistência atribuída principalmente ao atrito interno.

Conforme Massad (2009), solos arenosos tendem a ter comportamento drenado sob cargas, com pequenas deformações volumétricas. Além disso, são pouco suscetíveis a variações de umidade, não apresentando plasticidade significativa. Em estado solto, podem ser pouco resistentes, mas quando compactados, adquirem boa capacidade de suporte de cargas.

4.1.2 Solos argilosos

Solos argilosos são compostos majoritariamente por partículas muito finas, menores que 0,002 mm, segundo classificação da NBR 6502 (ABNT, 2022).

De acordo com Terzaghi (1948), a resistência desses solos decorre tanto do atrito interno quanto da coesão entre as partículas, devido às forças eletrostáticas presentes. Solos argilosos apresentam alta plasticidade, elevada capacidade de retenção de água e são altamente compressíveis. Como destaca Das (2010), eles são sensíveis às variações de umidade, o que pode ocasionar mudanças significativas em seu volume, como a expansão e retração. Esse comportamento os torna mais suscetíveis a recalques diferenciais e exige atenção especial em projetos de fundações.

4.2 Parâmetros geotécnicos dos solos

De acordo com Christian (2012), para a realização de análises estruturais, é essencial representar adequadamente os solos, sendo fundamental considerar parâmetros geotécnicos como o peso específico (γ), a coesão (c), o módulo de deformação (E_s), o ângulo de atrito interno (ϕ), coeficiente de Poisson (ν) e tensão admissível (α).

4.2.1 Peso específico

A NBR 6502 (ABNT, 2022) define peso específico seco como a relação entre o peso das partículas sólidas de um solo e o volume destas partículas.

De acordo com Cintra e Aoki, na ausência de ensaios laboratoriais, valores aproximados podem ser atribuídos ao peso específico de solos argilosos e arenosos, com base na consistência das argilas e na compactidade das areias, ambos relacionados aos índices de resistência à penetração (NSPT), vide Tabelas 2 e 3.

Tabela 2 - Peso específico aproximado para solos argilosos

Nspt	Consistência	γ (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: (GODOY, 1972 apud CINTRA E AOKI, 2011, p. 36).

Tabela 3 - Peso específico aproximado para solos arenosos

Nspt	Compacidade	γ (kN/m ³)		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
≤ 5	Fofa			
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta			
≥ 40	Muito compacta	18	20	20

Fonte: (GODOY, 1972 apud CINTRA E AOKI, 2011, p. 36).

4.2.2 Coesão

De acordo com a NBR 6502/2022, a coesão presente em certos tipos de solo é caracterizada como a resistência ao cisalhamento decorrente das propriedades naturais e da composição da rocha, ou seja, não dependem das tensões aplicadas.

A coesão é uma propriedade típica de solos muito finos, como as argilas e os siltes plásticos. Essa característica tende a se intensificar conforme aumenta o teor de argila e a atividade coloidal (capacidade de absorver água) do solo. Além disso, fatores como a razão de pré-adensamento e a redução do teor de umidade também contribuem para o acréscimo da resistência coesiva, influenciando diretamente o comportamento mecânico desses solos (MACCARINI 2009 apud CHRISTIAN, 2012, p. 54).

Alguns valores de coesão do solo são atribuídos com base na consistência da argila, conforme demonstrado na Tabela 04:

Tabela 4 - Valores atribuídos para coesão do solo

Consistência	Coesão – c (Kn/m ²)
Muito mole	< 12,5
Mole	12,5 - 25
Média	25 - 50
Rija	50 - 100
Muito rija	100 - 200
Dura	> 200

Fonte: (MACCARINI, 2009 apud CHRISTIAN, 2012, p. 54).

Assim como ocorre com a maioria dos parâmetros geotécnicos, na ausência de ensaios laboratoriais específicos, a coesão pode ser estimada com base em correlações empíricas. Teixeira e Godoy (1996 apud Cintra e Aoki, 2010, p. 35) propõem a seguinte relação considerando índice de resistência à penetração (NSPT):

$$c = 10 \cdot N_{spt} \quad (6)$$

Onde:

- c = Coesão do solo em Kpa;
- N_{spt} = Índice de resistência a penetração obtido no ensaio SPT;

4.2.3 Ângulo de atrito

De acordo com a NBR 6502 (ABNT, 2022), o ângulo de atrito corresponde ao “ângulo formado com o eixo das tensões normais pela tangente, em um determinado ponto da curva envoltória de Mohr, representativa das resistências ao cisalhamento da rocha, sob diferentes tensões normais”.

O ângulo de atrito interno do solo (ϕ) expressa a resistência ao cisalhamento decorrente do atrito entre as partículas que compõem o solo. Esse parâmetro pode ser compreendido como o maior ângulo que uma força aplicada pode formar com a normal à superfície de contato, sem provocar a ruptura por cisalhamento do solo. De acordo com Pinto (2010 apud SILVA; CARVALHO, 2007), o valor do ângulo de atrito interno está relacionado a diversos fatores, como o grau de compactação do solo, o tipo e a proporção de argila presente, bem como o formato e a granulometria das partículas de areia.

Cintra e Aoki (2011) afirmam que, na ausência de ensaios laboratoriais diretos, é possível estimar o ângulo de atrito interno do solo por meio de duas correlações empíricas, as quais estabelecem uma relação entre esse parâmetro e os valores do índice de resistência à penetração (NSPT).

Godoy (1983 apud CINTRA; AOKI, 2011, p. 36) apresenta a seguinte correlação:

$$\phi = 28^\circ + 0,4 N_{spt} \quad (7)$$

Enquanto, Teixeira (1996 apud CINTRA; AOKI, 2011, p. 36) utiliza:

$$\phi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^\circ \quad (8)$$

4.2.4 Modulo de deformação

De acordo com Rody (2010, apud Christian, 2012, p. 49), o módulo de deformação do solo (E_s) pode ser determinado por meio do ensaio triaxial, o qual possui três variações: adensado drenado, adensado não drenado e não adensado não drenado.

Alternativamente, esse parâmetro também pode ser estimado por meio de ensaios de campo, como o SPT (Standard Penetration Test). Os valores correspondentes ao módulo de deformação, obtidos com base nesse ensaio, são apresentados na Tabela 05, conforme Bowles (1997).

Tabela 5 - Valores atribuídos para o módulo de deformação do solo (E_s)

Tipo de solo	E_s (Mpa)
Argila muito mole	2 - 15
Argila mole	5 - 25
Argila média	15 - 50
Argila dura	50 - 100
Argila arenosa	25 - 250
Argila siltosa	5 - 20
Areia fofa	10 - 25
Areia compacta	50 - 81
Areia fofa e pedregulhos	50 - 150
Areia compacta e pedregulhos	100 - 200
Silte	2 - 20

Fonte: (BOWLES, 1997 apud CHRISTIAN, 2012, p. 49).

4.2.5 Coeficiente de poisson

Segundo Rody (2010 apud CHRISTIAN, 2012, p. 49), o coeficiente de Poisson (ν) representa a razão entre a deformação lateral e a deformação longitudinal de um material submetido a carregamento, sendo um parâmetro adimensional. De acordo com a teoria da elasticidade, seu valor pode variar entre -1 e 0,5. Contudo, devido às dificuldades práticas para sua determinação experimental, é comum adotar valores indicados na literatura especializada, como os apresentados por Bowles (1997 apud CHRISTIAN, 2012, p. 50), conforme ilustrado na Tabela 06.

Tabela 6 - Valores atribuídos para o coeficiente de Poisson

Tipo do solo	ν
Argila saturada	0,40 – 0,50
Argila parcialmente saturada	0,10 – 0,30
Argila arenosa	0,20 – 0,30
Silte	0,30 – 0,45
Areia comum	0,30 – 0,40

Fonte: (BOWLES, 1997 apud CHRISTIAN, 2012, p. 50).

4.2.6 Tensão admissível

tensão admissível do solo (q_{adm}) é definida como o valor máximo de tensão que uma fundação pode transmitir ao solo sem provocar ruptura ou recalques que comprometam a estabilidade da estrutura. Esse valor considera tanto a capacidade de carga última do solo quanto os limites de deformação toleráveis da superestrutura (ABNT, 2023).

Segundo a NBR 6122:2023, essa tensão pode ser estimada por métodos diretos (como ensaio de carga com placa) ou indiretos (por meio de correlações empíricas com o índice de resistência a penetração – SPT).

De acordo com Décourt e Quaresma (1978), é possível estimar a tensão de ruptura a partir do valor de NSPT. Ao aplicar um fator de segurança usual de 2,5 a 3 sobre essa resistência, chega-se a uma fórmula empírica comumente utilizada:

$$q_{adm} = \frac{Nspt}{5} \quad (9)$$

Onde:

- q_{adm} = Tensão admissível do solo (kgf/cm^2);
- $Nspt$ = Índice de resistência a penetração obtido no ensaio SPT;

Já o método de Aoki e Velloso (1975) propôs correlações mais elaboradas entre o valor de NSPT e a tensão admissível, com coeficientes específicos para diferentes tipos de solo. Com base nessa abordagem, Freitas (2004) e ZARPELON (2014) mencionam uma equação que inclui a influência da geometria da fundação, essa adaptação é dada por:

$$q_{adm} = 1,3 N_{spt} \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}\right) \quad (10)$$

Onde:

- q_{adm} = Tensão admissível do solo (kgf/cm²);
- N_{spt} = Índice de resistência a penetração obtido no ensaio SPT;
- B = Menor dimensão da fundação (cm);
- L = Maior dimensão da fundação (cm);

4.3 Caracterização do solo por sondagens à percussão (SPT)

O ensaio SPT (Standard Penetration Test) é o método de investigação de campo mais utilizado para a caracterização do solo. Sua popularidade se deve às diversas vantagens em relação a outros ensaios, como a simplicidade do equipamento, o baixo custo de execução e a obtenção de um valor numérico (NSPT) que pode ser correlacionado com diversas propriedades geotécnicas por meio de regras empíricas (SCHNAID, 2010 apud CHRISTIAN, 2012, p. 35).

Segundo a NBR 6484 (ABNT, 2020), o ensaio SPT tem como principais finalidades a identificação dos tipos de solo em função da profundidade, a determinação da posição do nível d'água e a obtenção dos índices de resistência à penetração (NSPT), os quais são fundamentais para a estimativa de parâmetros geotécnicos como coesão, ângulo de atrito e módulo de deformação.

A programação das sondagens deve seguir os critérios estabelecidos na NBR 8036 (ABNT, 1983), que define as condições mínimas quanto ao número, à localização e à profundidade das sondagens. De acordo com essa norma, para edificações com até 1200 m², deve-se realizar uma sondagem a cada 200 m². No caso de áreas entre 1200 m² e 2400 m², a exigência é de uma sondagem a cada 400 m² que excederem os 1200 m². Para áreas superiores a 2400 m², o número de sondagens deve ser determinado com base nas peculiaridades da obra e na complexidade geotécnica do terreno.

Ainda segundo a NBR 8036 (ABNT, 1983), deve-se adotar um número mínimo de sondagens: duas para áreas com até 200 m² e três para áreas entre 200 m² e 400 m². Quando o número de sondagens for superior a três, estas devem ser distribuídas

de forma a não estarem alinhadas, garantindo uma representação mais fiel da variabilidade do subsolo.

4.3.1 Classificação do solo conforme o N_{spt}

A classificação do solo também pode ser realizada com base nos valores do índice de resistência à penetração (NSPT). Dessa forma, a NBR 6484 (ABNT, 2020) apresenta dados que relacionam os valores de NSPT à consistência ou à compactidade, conforme demonstrado na Tabela 7.

Tabela 7 - Classificação dos solos arenosos e coesivos segundo N_{spt}

Tipo do solo	Índice de resistência à penetração (N70)	Característica
Argilas e siltes argilosos (coesivos)	≤ 2	Muito Mole
	3 - 5	Mole
	6 - 10	Média
	11 - 19	Rija
	> 19	Dura
Areia e siltes arenosos	≤ 4	Fofa
	5-8	Pouco compacta
	9-18	Medianamente compacta
	19-40	Compacta
	> 40	Muito Compacta

Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2020).

5. INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

Danziger (2005) afirma, de forma objetiva, que o comportamento de uma estrutura diante de solicitações externas está diretamente relacionado à interação solo-estrutura. Tradicionalmente, em projetos estruturais, costuma-se admitir que os apoios são indeformáveis. No entanto, essa suposição não condiz com a realidade geotécnica, pois o sistema de fundação apresenta, de fato, certa deformabilidade (COLARES, 2006).

Analisar a interação solo-estrutura é fundamental, uma vez que as reações de apoio geradas pela estrutura, quando submetida a carregamentos externos, dependem diretamente das características do maciço de solo onde ela está apoiada. Ignorar essa interação, como frequentemente ocorre em projetos convencionais, conduz a modelos que não representam o comportamento real do conjunto formado pela superestrutura, pelos elementos de fundação e pelo solo (REIS, 2000).

Na prática, observa-se que o solo se deforma ao ser carregado por uma estrutura, o que provoca alterações no fluxo de cargas da mesma. Essas perturbações geram redistribuições de esforços que podem ocasionar patologias, como fissuras em lajes, trincas em vigas e até esmagamento de pilares (HOLANDA JÚNIOR, 1998).

Segundo Colares (2006), o termo Interação Solo-Estrutura (ISE) abrange um campo de estudo bastante amplo, envolvendo diversos tipos de estruturas e os solos sobre os quais estão assentadas. Reis (2000 apud DANZIGER, 2005, p. 44) destaca, ainda, alguns fatores que influenciam diretamente essa interação: a rigidez relativa entre solo e estrutura, a influência mútua entre elementos de fundações de edificações vizinhas, os efeitos das etapas de construção e as alterações provocadas por reforços estruturais ou de fundação em edificações adjacentes.

No que diz respeito especificamente à interação solo-fundação, Velloso e Lopes (2010) explicam que sua análise tem como principal objetivo fornecer uma estimativa mais precisa dos recalques da fundação e dos esforços internos envolvidos. Essa análise pode ser realizada diretamente, por meio da consideração explícita da interação, ou indiretamente, a partir da avaliação das pressões de contato.

5.1 Modelos de solo

Velloso e Lopes (2010) propõem dois modelos principais para a representação do solo em análises de interação solo-estrutura: o modelo de meio contínuo e o modelo de Winkler.

5.1.1 Meio contínuo

Velloso e Lopes (2010) explicam que o meio contínuo pode ser classificado como elástico ou elastoplástico. Para o caso elástico, a Teoria da Elasticidade fornece soluções analíticas aplicáveis a elementos estruturais como vigas e placas. Já nos casos elastoplásticos, torna-se necessário recorrer a métodos numéricos, sendo o Método dos Elementos Finitos um dos mais utilizados para a obtenção de soluções adequadas.

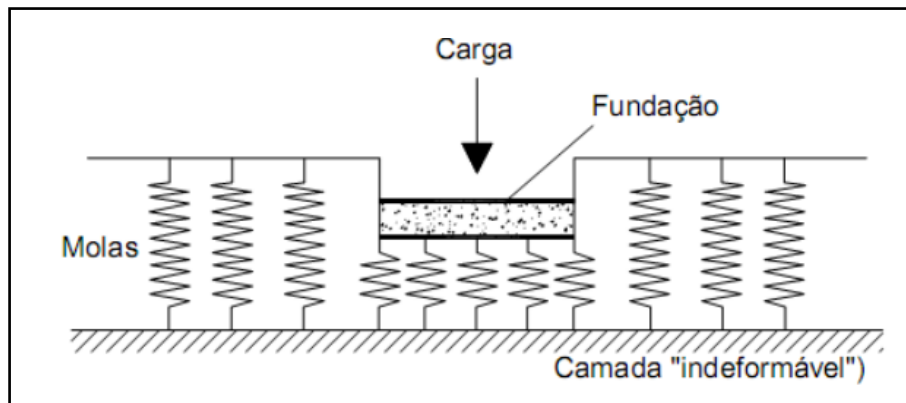
5.1.2 Modelo de Winkler

Em 1867, o engenheiro civil alemão Emil Winkler propôs um modelo de comportamento do solo no qual se assume que as cargas aplicadas sobre a superfície provocam deslocamentos apenas no ponto de aplicação da força. Com base nessa suposição, sugeriu-se a substituição do maciço de solo por um sistema de molas independentes, cada uma com rigidez proporcional à do solo no ponto correspondente (ANTONIAZZI, 2011).

Segundo Colares (2006, p. 28), “admite-se que o deslocamento w de qualquer ponto situado na superfície do solo é diretamente proporcional ao carregamento q aplicado e independe de outros carregamentos externos aplicados em pontos distintos do solo”.

Velloso e Lopes (2010) complementam afirmando que, nesse modelo, as pressões de contato entre a estrutura e o solo são proporcionais aos recalques observados, relação esta comumente representada graficamente e expressa matematicamente conforme a equação apresentada na Figura 8.

Figura 8 - Modelo de Winkler



Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010, p. 126

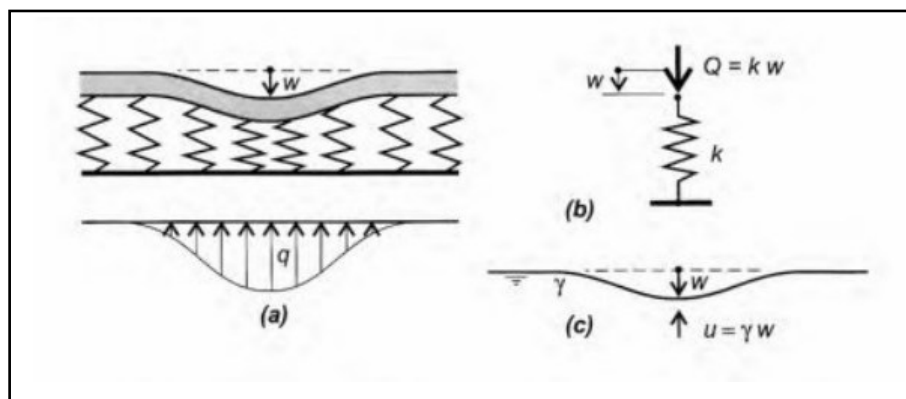
$$q = K_v \cdot W \quad (11)$$

Onde:

- q = Carregamento aplicado no solo;
- K_v = Coeficiente reação vertical do solo;
- W = Recalque estimado

A deformação do solo limitada à região de aplicação da carga, sem considerar os efeitos dos carregamentos aplicados nas áreas adjacentes à estrutura, característica representada por molas, também é ilustrada por Antoniazzi (2011) na figura 9 a seguir.

Figura 9 - Deformação do solo conforme modelo de Winkler



Fonte: ANTONIAZZI, 2011, p. 61

5.1.3 Coeficiente de reação vertical do solo

Antoniazzi (2011) afirma que o coeficiente de reação vertical do solo (k_v) não é necessariamente uma propriedade do solo, mas está ligado a diversos fatores, como o tipo de estrutura, suas dimensões, geometria e variações de carregamento ao longo do tempo.

Diversos autores propõem valores para esse coeficiente com base em diferentes abordagens, seja por meio de ensaios de placa, tabelas com valores típicos ou ainda por meio de correlações empíricas com o módulo de elasticidade do solo (MENESES, 2013).

Na ausência de dados precisos obtidos em campo, ou quando não são realizados ensaios no próprio maciço onde a estrutura será implantada, é possível recorrer a valores típicos do coeficiente de reação vertical (ANTONIAZZI, 2011).

Nesse sentido, Terzaghi (1955 apud ANTONIAZZI, 2011, p. 36) apresenta, por meio da Tabela 8, valores padronizados para o coeficiente de reação vertical, definidos com base em ensaios de placa realizados em solos com diferentes características.

Tabela 8 - Valores de K_v segundo Terzaghi

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
última (Mpa)	0,1 – 0,2	0,2 – 0,4	> 0,4
Faixa de valores	16.000 – 32.000	32.000 – 64.000	> 64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	Fofa	Medianamente compacta	Compacta
Faixa de valores	6.000 – 19.000	19.000 – 96.000	96.000 – 320.000
Areia acima do NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

Fonte: Terzaghi (1955 apud ANTONIAZZI, 2011, p. 36).

Na ausência de ensaios específicos, Moraes (1976 apud ANTONIAZZI, 2011, p. 36) também sugeriu valores para o módulo de reação vertical do solo, os quais podem ser utilizados como referência. Esses valores encontram-se apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Valores para o coeficiente de reação vertical do solo

Tipo de solo	Kv (Kn.m⁻³)
Turfa leve solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000 200.000 a 250.000

Fonte: Terzaghi (1955 apud ANTONIAZZI, 2011, p. 36).

Em muitos projetos de fundações superficiais, não se dispõe de ensaios específicos, como os de placa ou edométricos, para determinação precisa do coeficiente de reação vertical do solo (k_v). Nesses casos, Bowles (1997) propõe um método empírico baseado na razão entre a tensão admissível estimada do solo (q_{adm}) e um recalque admissível, dado pela expressão:

$$k_v = \frac{0,8 \text{ a } 1,2 \cdot q_a}{\Delta} \quad (12)$$

Onde:

- K_v = Coeficiente de reação vertical do solo
- q_a = Tensão admissível do solo;
- Δ = recalque do solo;

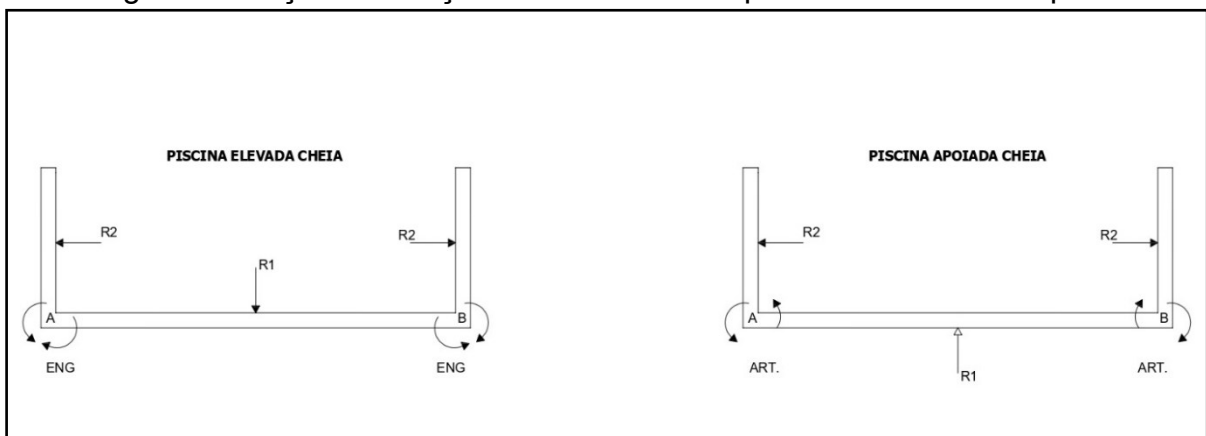
6. LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Na análise estrutural de piscinas, as condições de vinculação, ou seja, as ligações entre os elementos assumem papel fundamental. Essas ligações são definidas a partir do comportamento rotacional das arestas dos elementos estruturais em resposta aos carregamentos aplicados (KUEHN, 2002).

Vasconcelos (1998) acrescenta que, para cada situação, deve-se avaliar a vinculação dos elementos considerando a direção das forças resultantes ($R1$ e $R2$), provenientes das ações atuantes sobre o fundo e as paredes da piscina (conforme discutido no item 3.2), bem como as rotações geradas nas arestas.

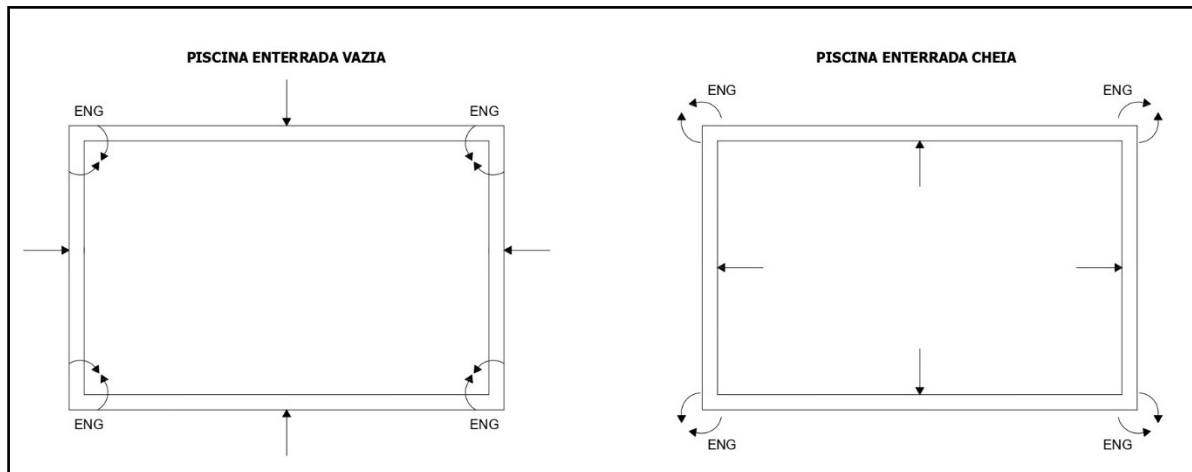
De acordo com Rocha (1969 apud VASCONCELOS, 1998, p. 24), uma ligação é considerada articulada quando as ações provocam rotações no mesmo sentido. Já no caso de engastamento, as rotações ocorrem em sentidos opostos. Essas configurações estão ilustradas nos cortes verticais representados nas Figuras 10 e 11, respectivamente.

Figura 10 - Ações e rotações nas arestas em piscinas elevadas e apoiadas



Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 24) adaptado

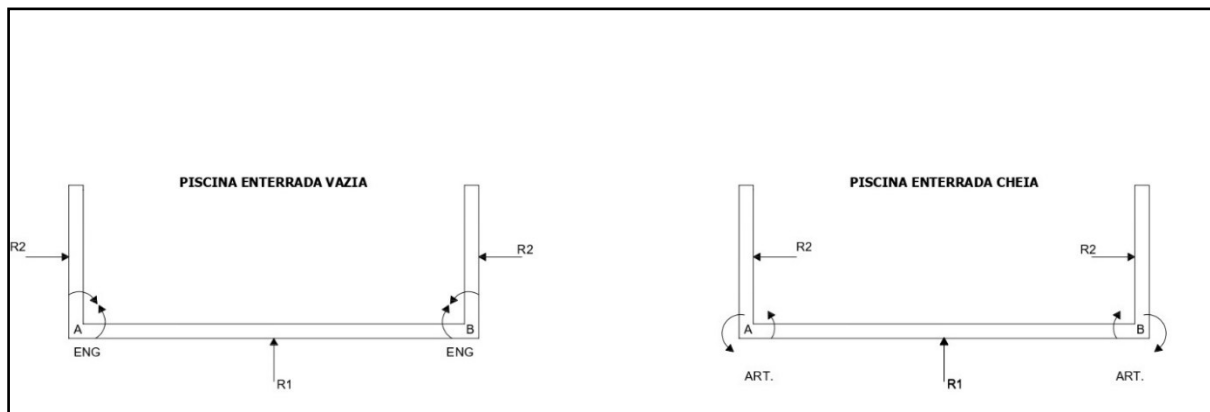
Figura 11 - Ações e rotações nas arestas em piscina enterradas



Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 25) adaptado

As ligações entre as paredes da piscina, tanto na condição vazia quanto na cheia, podem ser consideradas como engastadas, conforme ilustrado na Figura 12.

Figura 12 - Ações e rotações nas arestas em piscinas enterradas



Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 26) adaptado.

De modo geral, com base no que foi apresentado, pode-se concluir que o tipo de ligação que mais representa a realidade das piscinas é o engastamento. Isso vale tanto para as conexões entre as paredes quanto para a ligação da laje de fundo com essas paredes.

6.1 Modelos de cálculo para os elementos da estrutura

6.1.1 Piscina elevada

De acordo com Carvalho e Faria (2008), as piscinas elevadas são geralmente formadas por uma laje inferior (fundo) e quatro paredes laterais. A laje de fundo se comporta como uma placa, uma vez que possui duas dimensões significativamente maiores que sua espessura, e as cargas atuam perpendicularmente ao seu plano.

No caso das paredes laterais, quando estão sujeitas às pressões horizontais exercidas pela água, também tendem a atuar como placas. Já em relação às forças verticais transmitidas pela laje de fundo, essas paredes passam a desempenhar o papel de vigas-parede (CARVALHO; FARIA, 2008).

Ainda segundo os autores, os modelos de cálculo utilizados variam principalmente conforme a geometria da piscina. Em piscinas com formato alongado, a laje de fundo e as paredes laterais podem ser consideradas como lajes armadas em uma única direção normalmente na menor dimensão. Já as paredes podem ser dimensionadas como vigas convencionais quando a altura da piscina for inferior ao dobro do seu comprimento. Assim, os elementos estruturais das piscinas podem ser analisados segundo dois modelos principais: piscinas curtas e piscinas alongadas.

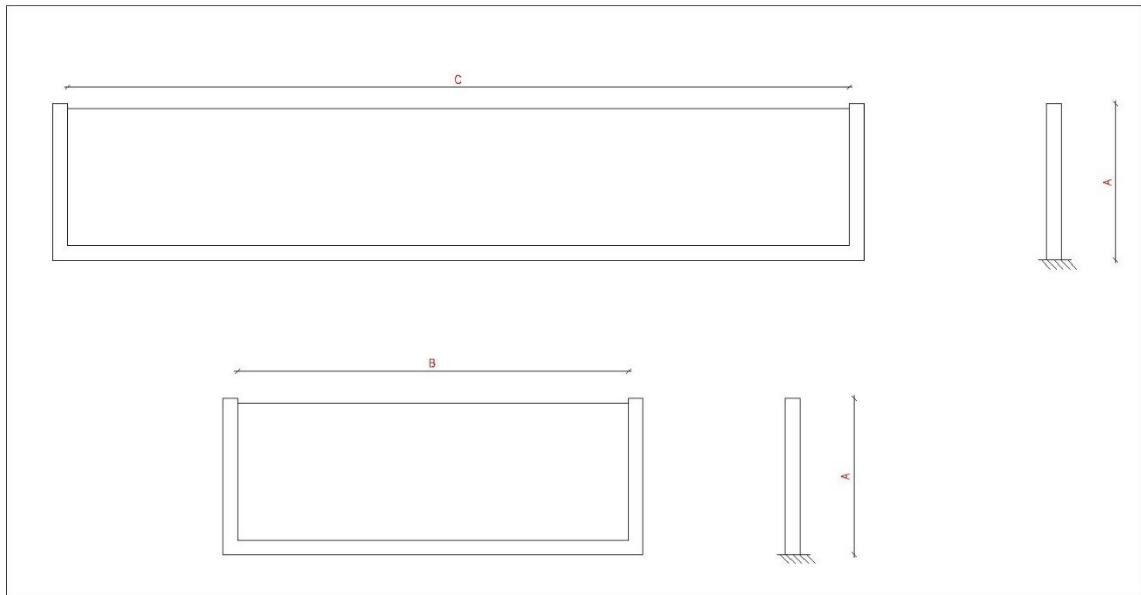
6.1.2 Piscinas apoiadas e enterradas

Ao se realizar um corte transversal na piscina, é possível visualizar os esquemas estruturais das paredes laterais, conforme ilustrado na figura 13. Essas paredes são consideradas como placas quando a razão entre os lados (a/b ou a/c) estiver entre 0,5 e 2. No entanto, se essa relação ultrapassar o valor de 2 ou for inferior a 0,5, o comportamento estrutural passa a ser semelhante ao de uma viga.

Nessas condições, como as paredes apresentam três bordas engastadas e uma livre, podem ser idealizadas como hastes em balanço, ou seja, vigas engastadas na base (laje de fundo) e livres na extremidade superior (CARVALHO; FILHO, 2008).

Ainda segundo Carvalho e Filho (2008), a laje de fundo, por estar em contato com o solo, atua como uma placa ou, dependendo das proporções entre seus lados, como uma viga apoiada sobre uma base elástica.

Figura 13 – Esquema estrutural das paredes laterais



Fonte: (CARVALHO; FARIA, 2008) adaptado.

6.2 Tipos de fundação

Conforme destacado por Carvalho e Faria (2008), antes de iniciar a construção de uma piscina, é fundamental analisar o tipo de fundação mais adequado, se rasa ou profunda. Para verificar se é possível utilizar fundação superficial, pode-se realizar a seguinte avaliação: se o peso do solo escavado for maior do que a soma do peso da água que irá encher a piscina e do peso da própria estrutura, então a fundação rasa é considerada viável. Caso contrário, será necessário adotar fundação profunda.

Os autores ainda ressaltam que, em situações em que a piscina será construída sobre solo de aterro ou em terrenos com variação significativa das características do solo condições que podem provocar recalques diferenciais e, conseqüentemente, fissuras na estrutura o uso de fundações profundas, como estacas, pode ser necessário. Essa análise prévia do solo é essencial, pois a escolha inadequada da fundação pode comprometer a estabilidade da estrutura e acarretar um aumento significativo nos custos da obra.

7. SISTEMA CONSTRUTIVOS UTILIZADOS EM PISCINAS

Guimarães (2014) define sistema construtivo como a combinação de componentes ou subsistemas que, organizados entre si, formam uma estrutura coerente e funcional.

Os principais sistemas construtivos utilizados na execução de piscinas incluem o concreto armado, a alvenaria estrutural, o concreto pré-moldado, o vinil, a argamassa armada e o poliéster reforçado com fibra de vidro (PRFV). A escolha entre esses sistemas depende de fatores como custo, durabilidade, tempo de execução, flexibilidade de formas e as condições do solo onde a piscina será implantada. Dentre esses, destacam-se o concreto armado e a alvenaria estrutural como os mais utilizados (VALVERDE, 2012).

7. 1 Concreto armado

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o concreto é um material constituído pela mistura de cimento, água, agregados miúdos e graúdos. Do ponto de vista estrutural, o concreto simples apresenta boa resistência à compressão, mas é deficiente à tração, o que o torna inadequado para resistir sozinho a todos os esforços solicitantes em uma estrutura. Para compensar essa limitação, associa-se ao concreto um material com elevada resistência à tração e boa deformabilidade — sendo o aço o mais utilizado para esse fim.

A união entre o concreto e o aço, de forma que ambos trabalhem conjuntamente para resistir aos esforços, é denominada concreto armado (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Segundo Pinheiro (2007), o concreto armado apresenta vantagens e desvantagens em relação a outros materiais utilizados na construção, as quais estão apresentadas na Tabela 10:

Tabela 10 - Vantagens e desvantagens do concreto armado

Vantagens	Desvantagens
Boa trabalhabilidade	Fissuração
Durabilidade	Peso próprio elevado
Apresenta boa resistência	Custo de formas para moldagem
Baixo custo dos materiais que o constitui	
Baixo custo de mão de obra	
Facilidade e rapidez de execução	
Gasto de manutenção reduzido, desde que bem executado	
Processos construtivos conhecidos e bem difundidos	

Fonte: PINHEIRO, 2007, p. 04.

7.1.1 Peso específico

Para fins de cálculo, a NBR 6120 (ABNT, 2019) estabelece o peso específico do concreto simples como 24 kN/m³ e do concreto armado como 25 kN/m³.

- Propriedades mecânicas do concreto

7.1.2 Resistência à compressão

Segundo Pinheiro (2007), a principal propriedade mecânica do concreto é sua resistência à compressão (f_c). Para estimar essa resistência em um lote de concreto, moldam-se corpos de prova cilíndricos seguindo a NBR 5738 (ABNT, 2015), os quais são rompidos aos 28 dias de idade.

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) explicam que, na prática, o engenheiro especifica um valor de resistência característica à compressão (f_{ck}), que será utilizado nos cálculos estruturais. Cabe ao construtor produzir ou adquirir um concreto que atenda às características definidas em projeto, com controle realizado por meio de ensaios laboratoriais.

Com base nos valores de f_{ck} obtidos nos ensaios com corpos de prova, a NBR 6118 (ABNT, 2023), em conjunto com a NBR 8953 (ABNT, 2015), classifica os concretos estruturais em dois grupos: Grupo I, para concretos com resistência entre 20 e 50 MPa, e Grupo II, para concretos com resistência superior a 50 até 90 MPa conforme exposto na Tabela 11:

Tabela 11 - Classes de resistência de concretos estruturais

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão (Mpa)	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão (Mpa)
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

A NBR 8953 (ABNT, 2015) estabelece que os concretos com resistência inferior a 20 MPa não são classificados como estruturais.

7.1.3 Resistência a tração

Apesar de o concreto apresentar baixa resistência à tração, esse parâmetro é importante, pois influencia diretamente na capacidade da estrutura de resistir a esforços como o cisalhamento e na fissuração. Para determinar essa resistência, são utilizados três ensaios normatizados: tração direta, tração indireta (compressão diametral) e flexão (flexotração) (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Segundo Pinheiro (2007), os resultados obtidos nos ensaios de tração indireta ($f_{ct,sp}$) e de flexão ($f_{ct,f}$) diferem daqueles obtidos por tração direta. Por isso, são aplicados coeficientes de conversão, sendo 0,9 para a tração indireta e 0,7 para a flexão. Na ausência desses ensaios, a resistência à tração direta pode ser estimada a partir da resistência característica à compressão (f_{ck}), por meio das seguintes equações:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (13)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (14)$$

Sendo:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (15)$$

Tanto a resistência característica à compressão (f_{ck}) quanto a resistência média à tração ($f_{ct,m}$) são expressas em megapascals (MPa).

7.1.4 Módulo de deformação longitudinal

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o módulo de deformação tangente inicial do concreto (E_{ci}) é determinado conforme o procedimento descrito na NBR 8522 (ABNT, 2021), considerando a idade padrão de 28 dias. Na ausência de ensaios específicos ou de dados mais detalhados sobre o concreto, é possível estimar esse módulo por meio das expressões apresentadas a seguir.

- Para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (16)$$

- Para f_{ck} de 55 MPa a 90 MPa:

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_e \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (17)$$

Onde:

- $\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio;
- $\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaisse;
- $\alpha_e = 0,9$ para calcário;
- $\alpha_e = 0,7$ para arenito.

Segundo Pinheiro (2007), para a determinação dos esforços solicitantes e a verificação dos estados limites de serviço, utiliza-se o módulo de elasticidade secante (E_{cs}). Esse valor pode ser obtido por meio de ensaio conforme o procedimento descrito na NBR 8522 (ABNT, 2021). Alternativamente, o módulo de deformação secante também pode ser estimado por meio da seguinte expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \right) \cdot E_{ci} \leq E_{ci} \quad (18)$$

Considerando a utilização de granito como agregado graúdo, a NBR 6118 (ABNT, 2023) fornece valores estimados para os módulos de deformação em função

da resistência característica à compressão do concreto. Esses valores podem ser adotados no dimensionamento estrutural, conforme apresentado na tabela 12.

Tabela 12 - Valores estimados para o módulo de deformação longitudinal

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,9	0,91	0,93	0,95	0,98	1	1

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

7.1.5 Aço

Quando devidamente dimensionado e detalhado, o aço apresenta excelente desempenho frente à maioria das solicitações estruturais, contribuindo também com ductilidade, inclusive em elementos comprimidos, e aumentando a resistência à compressão (PINHEIRO, 2007).

As barras e fios de aço, obtidos por processos de laminação³ e trefilação⁴, são classificados segundo a NBR 7480 (ABNT, 1996) com base em sua resistência ao escoamento: as barras são divididas nas categorias CA-25 e CA-50, enquanto os fios são classificados como CA-60.

Segundo Fusco (1995, p. 3), “bitola (Ø) é o número correspondente ao valor arredondado, em milímetros, do diâmetro da seção transversal nominal do fio ou da barra”.

A Tabela 13 apresenta as bitolas padronizadas de acordo com a NBR 7480 (ABNT, 2024), com seus respectivos valores de diâmetro nominal, peso e área da seção transversal.

Tabela 13 - Características das barras de aço

Fios	Barras (mm)	Diâmetro (cm)	Peso (daN/m - kgf/m)	Área (cm ²)
3,2	-	0,32	0,063	0,080
4	-	0,40	0,100	0,125
5,5	5,5	0,55	0,186	0,240
6,3	6,3 (1/4")	0,63	0,248	0,315
8	8,0 (5/16")	0,80	0,393	0,500
10	(3/8")	1,00	0,624	0,800
-	12,5 (1/2")	1,25	0,988	1,250
-	16,0(5/8")	1,6	1,570	2,000
-	20,0 (3/4")	2,00	2,480	3,150
-	22,5(7/8")	2,25	3,120	4,000
-	25,0 (1")	2,5	3,930	5,000
-	32,0(1,25")	3,2	6,240	8,000

Fonte: CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, p. 173.

Salim (2009) explica que, comercialmente, as barras ou fios de aço são conhecidos como vergalhões e costumam ser fornecidos em comprimentos padrão de 12 metros.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), as propriedades mais relevantes para a caracterização de um aço, obtidas por meio de ensaios de tração, incluem: a resistência característica de escoamento à tração (f_{yk}), o limite de resistência (f_{stk}) e o alongamento na ruptura (ϵ).

A Tabela 14 apresenta algumas dessas propriedades conforme os critérios estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023).

Tabela 14 - Propriedades mecânicas do aço

Aço	f_{yk} (Mpa)	f_{yd} (Mpa)	ϵ_{yd} (%)
CA50	500	435	0,207
CA60	600	522	0,248

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

7.1.6 Fôrmas

As fôrmas são componentes essenciais da estrutura durante sua fase de execução, com a função de moldar o concreto até sua cura completa. Por influenciarem diretamente tanto no acabamento quanto na estabilidade do elemento estrutural a ser concretado, sua execução deve seguir critérios técnicos rigorosos (SALGADO, 2014).

De acordo com Salgado (2014), diversos materiais podem ser utilizados na confecção de fôrmas para concreto, sendo a madeira um dos mais empregados devido à sua ampla disponibilidade, boa trabalhabilidade e fácil manuseio. Para ser adequada ao uso, a madeira deve apresentar as seguintes características:

- Peso específico reduzido;
- Custo acessível;
- Facilidade de corte, bem como de inserção e remoção de pregos;
- Resistência mecânica satisfatória.

7.1.7 Classe de agressividade ambiental

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a agressividade do meio ambiente é um dos principais fatores responsáveis pela redução da qualidade e da durabilidade das estruturas. A norma NBR 6118 (2023) estabelece uma classificação para a agressividade ambiental, a qual deve ser determinada com base nas condições de exposição da estrutura, conforme demonstrado na Tabela 15.

Tabela 15 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Tipo de ambiental	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha Industrial	Grande
IV	Muito forte	Industrial Respingos de maré	Elevado

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

Uma vez definida a classe de agressividade ambiental, é possível determinar o cobrimento das armaduras dos elementos estruturais conforme os parâmetros estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023), os quais estão expostos na Tabela 16.

Tabela 16 - Cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Elemento estrutural	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje (b)	20	25	35	45
	Vigas/pilar	25	30	40	50
	Elementos em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

7.2 Alvenaria estrutural

Camacho (2006) define a alvenaria estrutural como um sistema construtivo racionalizado, no qual os elementos de alvenaria exercem também a função de suportar cargas, ou seja, possuem papel estrutural. Nesse tipo de construção, não há necessidade do uso convencional de vigas e pilares, pois as paredes portantes são responsáveis por sustentar a edificação e distribuir as cargas de maneira uniforme sobre as fundações (TAUIL; NESE, 2010).

Ramalho e Corrêa (2003) destacam que a principal característica a ser considerada no uso da alvenaria estrutural é a sua capacidade de resistir às solicitações de compressão.

Ainda segundo Camacho (2006), a alvenaria estrutural pode ser classificada de acordo com o processo construtivo (armada ou não armada), com o tipo de unidade utilizada (tijolos ou blocos), ou com o material empregado (cerâmico ou de concreto).

Parsekian (2012, p. 17) define a alvenaria não armada como “elemento de alvenaria no qual a armadura é desconsiderada para resistir aos esforços solicitantes”, enquanto a alvenaria armada é caracterizada pelo uso de armaduras passivas que são consideradas na resistência aos esforços atuantes. Algumas vantagens e desvantagens da alvenaria estrutural estão expostas na Tabela 17:

Tabela 17 - Vantagens e desvantagens da alvenaria estrutural

Vantagens	Desvantagens
Redução de desperdícios	Necessidade de mão de obra qualificada
Economia de fôrmas	Não admite improvisações
Técnica executiva simplificada	Dificuldade de se adaptar a arquitetura
Menor diversidade de materiais e mão de obra	Exige projetos e execução de obra bem planejados
Facilidade de controle	
Excelente flexibilidade e versatilidade	

Fonte: Alves (2011, p. 12).

- **Componentes da alvenaria estrutural**

7.2.1 Blocos

Os blocos são os elementos mais relevantes da alvenaria estrutural, pois são responsáveis por definir a resistência à compressão da estrutura. Os tipos mais comuns de blocos utilizados são os cerâmicos, os de concreto e os sílico-calcáreos (CAMACHO, 2006).

Quanto às suas propriedades, Camacho (2006) destaca características fundamentais como: resistência à compressão, estabilidade dimensional, capacidade de vedação, absorção adequada, boa trabalhabilidade e compatibilidade com a modulação do projeto.

Segundo Guimarães (2014), os blocos de concreto são atualmente os mais utilizados em sistemas de alvenaria estrutural. Essa preferência se deve, principalmente, à facilidade de fabricação e à elevada resistência que esses blocos oferecem, o que os torna uma escolha prática e eficiente para os engenheiros.

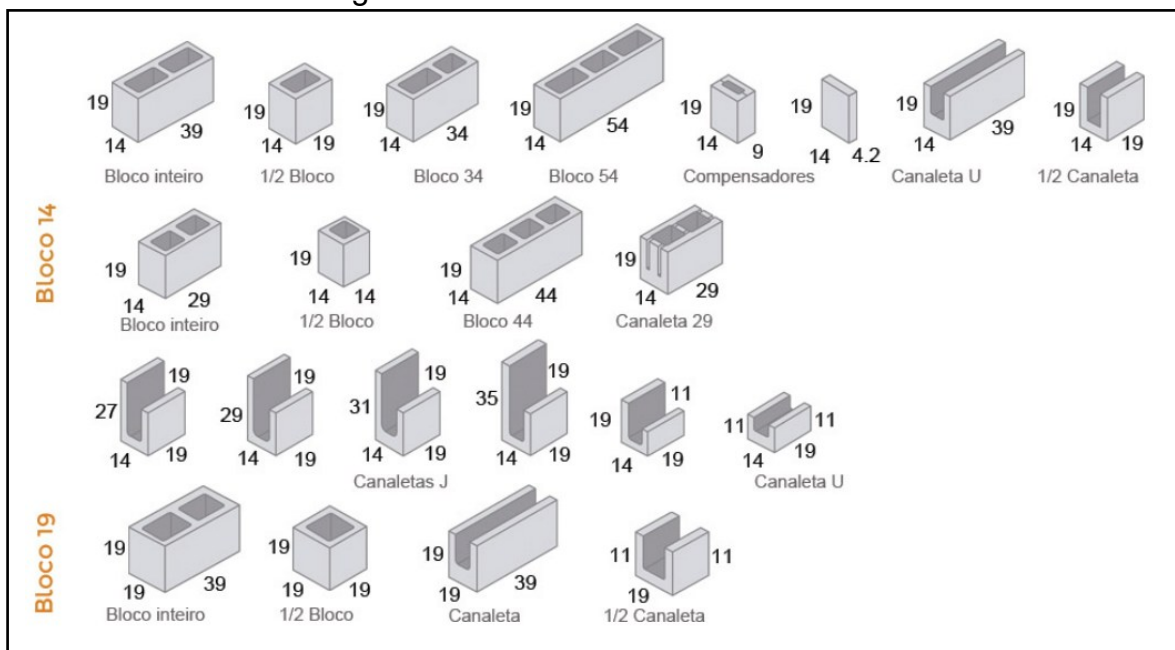
A NBR 6136 (ABNT, 2016) classifica os blocos de concreto quanto ao uso estrutural em três categorias, com base em sua resistência característica à compressão (f_{bk}), determinada por ensaios realizados aos 28 dias:

- Classe A: blocos com f_{bk} superior a 8,0 MPa, utilizados em alvenarias estruturais acima ou abaixo do nível do solo;
- Classe B: blocos com f_{bk} entre 4,0 e 8,0 MPa, destinados a elementos estruturais situados acima do nível do solo;

- Classe C: blocos com ou sem função estrutural, com resistência característica à compressão (f_{bk}) superior a 3,0 MPa, utilizados exclusivamente em elementos de alvenaria acima do nível do solo.

Além dos blocos retangulares convencionais, existem também blocos com formatos específicos, desenvolvidos para atender a funções especiais, como a união de paredes em ângulos (por exemplo, a 45°), a passagem de tubulações ou o alojamento de armaduras. Essas funções não podem ser atendidas pelos blocos padronizados tradicionais (GUIMARÃES, 2014). A figura 14 ilustra os diversos tipos de blocos de concreto utilizados em alvenaria estrutural.

Figura 14 - Blocos estrutural de concreto estrutural



Fonte: www.pavertech.com.br

7.2.2 Argamassa

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a argamassa é, em geral, composta por cimento, areia, água e cal. Para que desempenhe adequadamente suas funções, deve apresentar boas propriedades de trabalhabilidade, resistência, plasticidade e durabilidade. Entre suas funções principais estão: unir solidariamente as unidades de alvenaria, transmitir e distribuir uniformemente as tensões entre essas unidades, absorver pequenas deformações e impedir a entrada de água e vento nas edificações.

As argamassas de assentamento devem estar em conformidade com as exigências da NBR 13281-2 (ABNT, 2023). De acordo com Ramalho e Corrêa (2003),

dois fatores importantes influenciam a resistência à compressão das paredes de alvenaria estrutural:

- A resistência à compressão da argamassa deve situar-se entre 70% e 100% da resistência do bloco (considerando a área bruta), e não deve ser inferior a 40%;
- A espessura da junta horizontal deve manter-se dentro de limites restritos, recomendando-se cerca de 1 cm.

Conforme a NBR 16868-1 (ABNT, 2020), a resistência à compressão da argamassa não deve exceder 70% da resistência característica do bloco, considerando a área líquida.

A tabela 18 apresenta os valores de resistência à compressão e as respectivas classes da argamassa:

Tabela 18 - Resistência à compressão da argamassa

Classe	Resistência a compressão (Mpa)	Método de ensaio
P1	≤ 2,0	Conforme ABNT NBR 13279
P2	1,5 a 3,0	
P3	2,5 a 4,5	
P4	4,0 a 6,5	
P5	5,5 a 9,0	
P6	> 8,0	

Fonte: NBR 13281 (ABNT, 2023).

7.2.3 Graute

Ramalho e Corrêa (2003) definem o graute como um tipo de concreto com agregados miúdos e alta fluidez, utilizado para o preenchimento dos vazios existentes nos blocos de alvenaria. Sua principal função é aumentar a área da seção transversal efetiva dos blocos, elevando assim sua capacidade portante. Além disso, o graute tem o papel fundamental de integrar os blocos às armaduras eventualmente inseridas nos vazios, permitindo que estas resistam a tensões de tração que a alvenaria, por si só, não suportaria.

A elevada fluidez do graute é essencial para garantir o preenchimento completo dos vazios, ampliando a área líquida e, conseqüentemente, a capacidade de carga da parede. Esse material também deve assegurar o comportamento monolítico do

conjunto bloco-graute-armadura, além de proteger as armaduras contra a corrosão (VILLAR, 2005).

De acordo com Parsekian (2012), recomenda-se que a resistência característica do graute (f_{gk}) seja igual à do bloco, considerando a área líquida, com valor mínimo de 15 MPa para alvenaria armada. Por exemplo, para um bloco com resistência de 8 MPa e relação entre área líquida e área bruta igual a 2, pode-se adotar f_{gk} de 16 MPa, sendo razoável arredondar para 20 MPa com base nas classes usuais de resistência do concreto.

7.2.4 Armaduras

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), as barras de aço empregadas em estruturas de alvenaria estrutural são as mesmas utilizadas no concreto armado. No entanto, na alvenaria, essas armaduras são sempre envolvidas por graute.

Villar (2005) destaca duas principais funções das armaduras na alvenaria estrutural. A primeira é resistir a esforços de tração localizados e reforçar pontos com concentrações de tensões, essas armaduras são de natureza construtiva e não são objeto de dimensionamento. A segunda função é estrutural, relacionada ao aumento da capacidade de carga das paredes. Nesse caso, trata-se de armaduras obrigatoriamente calculadas, utilizadas exclusivamente na alvenaria armada, sendo indispensáveis para que as paredes resistam aos esforços que estão submetidas.

7.2.5 Peso específico da alvenaria

Ramalho e Corrêa (2003) explicam que a determinação do peso específico deve levar em conta as características particulares da alvenaria adotada. Nesse sentido, na Tabela 19 a seguir estão representados valores correspondentes, em conformidade com a NBR 16868-1 (ABNT, 2020):

Tabela 19 - Principais pesos específicos da alvenaria estrutural

Tipo de alvenaria	Peso específico (KN/m³)
Blocos vazado de concreto	14
Blocos vazado de concreto preenchido com graute	24
Blocos cerâmicos	12

Fonte: NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

7.2.6 Propriedades elásticas

De acordo com a NBR 16868-1 (ABNT, 2020), os valores das propriedades elásticas da alvenaria que podem ser adotados estão apresentados na Tabela 20 a seguir:

Tabela 20 - Propriedades de deformação da alvenaria

Propriedade	Valor	Valor máximo
Módulo de deformação longitudinal	800 Fpk	16 Gpa
Coefficiente de poisson	0,2	-

Fonte: NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

A mesma norma recomenda que, para as verificações dos estados-limite de serviço (ELS), os módulos de deformação sejam reduzidos em 40%, a fim de considerar, de maneira aproximada, os efeitos da fissuração da alvenaria.

7.2.7 Resistência a compressão

Parsekian (2012) explica que a resistência à compressão da alvenaria resulta da resistência dos blocos, da qualidade da mão de obra e da resistência da argamassa. A capacidade da parede de suportar cargas de compressão está relacionada à sua seção transversal (comprimento e espessura), ao índice de esbeltez e à presença de possíveis excentricidades no carregamento. Para o controle da resistência à compressão, a NBR 16868-1 (ABNT, 2020) recomenda a realização do ensaio de prisma.

7.2.8 Resistência ao cisalhamento

Segundo Parsekian (2012), as tensões de cisalhamento na alvenaria seguem o critério de resistência de Coulomb ($\tau = \tau_0 + \mu\sigma$), no qual há uma parcela inicial de resistência atribuída à aderência (τ_0), que é ampliada pelo nível de pré-compressão ($\mu\sigma$).

Ainda conforme o autor, o valor parcial da resistência ao cisalhamento da alvenaria está relacionado ao traço da argamassa, que influencia diretamente a aderência inicial, e ao nível de pré-compressão, sendo considerado um coeficiente de atrito (μ) igual a 0,5.

A NBR 16868-1 (ABNT, 2020) apresenta os valores característicos da resistência convencional ao cisalhamento (f_{vk}), os quais estão expostos na tabela 21 a seguir:

Tabela 21 - Resistência ao cisalhamento

Resistência média da argamassa (Mpa)		
1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
$0,10 + 0,5\sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5\sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5\sigma \leq 1,7$

Fonte: NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

Na equação, σ representa a tensão normal calculada considerando apenas 90% das cargas permanentes.

Parsekian (2012) ressalta que os valores apresentados são aplicáveis exclusivamente a argamassas tradicionais compostas por cimento, cal e areia, sem a utilização de adições ou aditivos. No caso de argamassas industrializadas com aditivos, é necessário realizar um ensaio específico de caracterização da alvenaria para determinar sua resistência ao cisalhamento.

A NBR 16868-1 (ABNT, 2020) determina que, para a verificação do cisalhamento nas interfaces de ligação entre paredes (com amarração direta), deve-se adotar o valor de $f_{vk}=0,35$ MPa. Já para elementos de alvenaria estrutural submetidos à flexão e que possuam armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento envoltas por graute, a resistência característica ao cisalhamento é obtida por meio da seguinte equação:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5\rho \leq 0,7 \text{ MPa} \quad (19)$$

Na qual a taxa geométrica de armadura ρ é definida por:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (20)$$

Onde:

- A_s = área da armadura principal de flexão;
- b = largura da seção transversal;
- d = altura útil da seção transversal.

7.2.9 Modulação

Ramalho e Corrêa (2003) ressaltam a importância da modulação como um elemento racional e econômico essencial na concepção de edificações em alvenaria estrutural. Para que o sistema construtivo seja otimizado, é fundamental que as dimensões dos blocos – comprimento e largura – sejam iguais ou múltiplos entre si. Essa padronização permite a adoção de um único módulo em planta, o que simplifica a amarração entre paredes, reduz o desperdício de materiais, facilita o planejamento da obra e melhora o aproveitamento de mão de obra.

Além disso, uma modulação bem planejada contribui para minimizar cortes de blocos, evitar retrabalhos, reduzir perdas e facilitar a compatibilização com elementos complementares da edificação, como instalações elétricas e hidráulicas. O uso de meios-blocos e blocos de fechamento, quando previstos desde a etapa de projeto, também auxilia na manutenção da modulação e no correto fechamento dos vãos, reforçando a precisão construtiva e o desempenho estrutural.

8. CARACTERIZAÇÃO DO SOFTWARE CYPECAD

O CypeCAD é um software amplamente utilizado na engenharia civil para o cálculo e dimensionamento de estruturas de concreto armado e misto. Desenvolvido pela empresa espanhola CYPE Ingenieros, o programa atende às normas técnicas brasileiras, como a NBR 6118 (Projeto de estruturas de concreto) e a NBR 6120 (Ações em estruturas), sendo uma ferramenta reconhecida no meio acadêmico e profissional (CYPE, 2020).

O software é composto por diversos módulos que permitem o lançamento, análise e dimensionamento de vários elementos estruturais, tais como lajes, vigas, pilares, fundações, muros de contenção e reservatórios (CYPE, 2020).

8.1 Modelagem no software

A modelagem no CypeCAD é feita por meio de uma interface gráfica intuitiva, permitindo o lançamento de elementos estruturais como vigas, pilares, lajes e fundações diretamente sobre plantas em DWG. O usuário fornece as informações iniciais da estrutura, como materiais, cargas e geometrias, para que o software realize os cálculos conforme as normas técnicas.

Esse processo de modelagem contribui para uma representação fiel do comportamento estrutural, garantindo resultados mais confiáveis no dimensionamento e na análise global da estrutura.

O software ainda permite a consideração de efeitos como momentos fletores, forças cortantes e esforços normais, com análise baseada no método dos elementos finitos, permitindo observar o comportamento da estrutura frente às ações combinadas. Além disso, durante a modelagem, é possível verificar eventuais inconsistências geométricas, descontinuidades ou falhas de vinculação que poderiam comprometer o resultado, contribuindo para a segurança, eficiência e qualidade do projeto estrutural.

9. CUSTOS

Termo essencial na orçamentação de obras na construção civil, o custo é definido por Ávila et al. (2003 apud GUIMARÃES, 2014, p. 103) como o valor monetário necessário para a execução de um empreendimento. Esses custos se dividem em duas categorias principais:

- **Custos Diretos:** referem-se aos gastos diretamente relacionados à produção da obra, como materiais, mão de obra, equipamentos e infraestrutura necessária no canteiro. Essas informações são geralmente organizadas em planilhas de custos (TISAKA, 2006).
- **Custos Indiretos:** correspondem às despesas administrativas e operacionais não diretamente vinculadas à execução física da obra, como serviços contábeis, impostos, taxas, transporte de pessoal, almoxarifado e combustíveis (TISAKA, 2006).

9.1 Composição dos custos

Também conhecida como Composição de Preço Unitário (CPU), a composição de custos consiste na identificação e quantificação dos insumos necessários para a execução de um serviço ou atividade na construção civil (ALVES e ARAÚJO, 2010). Todos os materiais, mão de obra e equipamentos envolvidos devem estar discriminados nessa composição.

Segundo Alves e Araújo (2010), essas composições podem ser obtidas a partir de diversas fontes, públicas ou privadas, em formatos impressos ou digitais. No Brasil, a referência mais utilizada é a TCPO (Tabela de Composições de Preços para Orçamentos), publicada pela Editora Pini. Outra fonte amplamente consultada é a SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), divulgada periodicamente pela Caixa Econômica Federal.

A CPU deve conter os insumos com suas respectivas unidades de medida e preços unitários, abrangendo materiais, mão de obra e equipamentos. Tais insumos podem ser apresentados em diferentes unidades, como metro quadrado, metro cúbico, quilograma, metro linear ou saco, dependendo da natureza do material utilizado (TISAKA, 2006).

10. DIRETRIZES DE PROJETO

10.1 Local de interesse

A figura 15 demonstra onde a piscina estará situada, sendo uma residência unifamiliar localizada na Rua do Sossego, nº 43, bairro Ouro Preto, na cidade de Maceió, estado de Alagoas. O imóvel encontra-se em uma área urbana, com coordenadas geográficas aproximadas de latitude 9°36'25.91" sul e longitude 35°43'45.55" oeste.

A obra em questão será destinada ao lazer dos moradores da residência, compondo o espaço externo de convivência da edificação. Será completamente enterrada e contará com um deck em porcelanato ao seu redor, integrando-se harmoniosamente ao ambiente arquitetônico da residência.

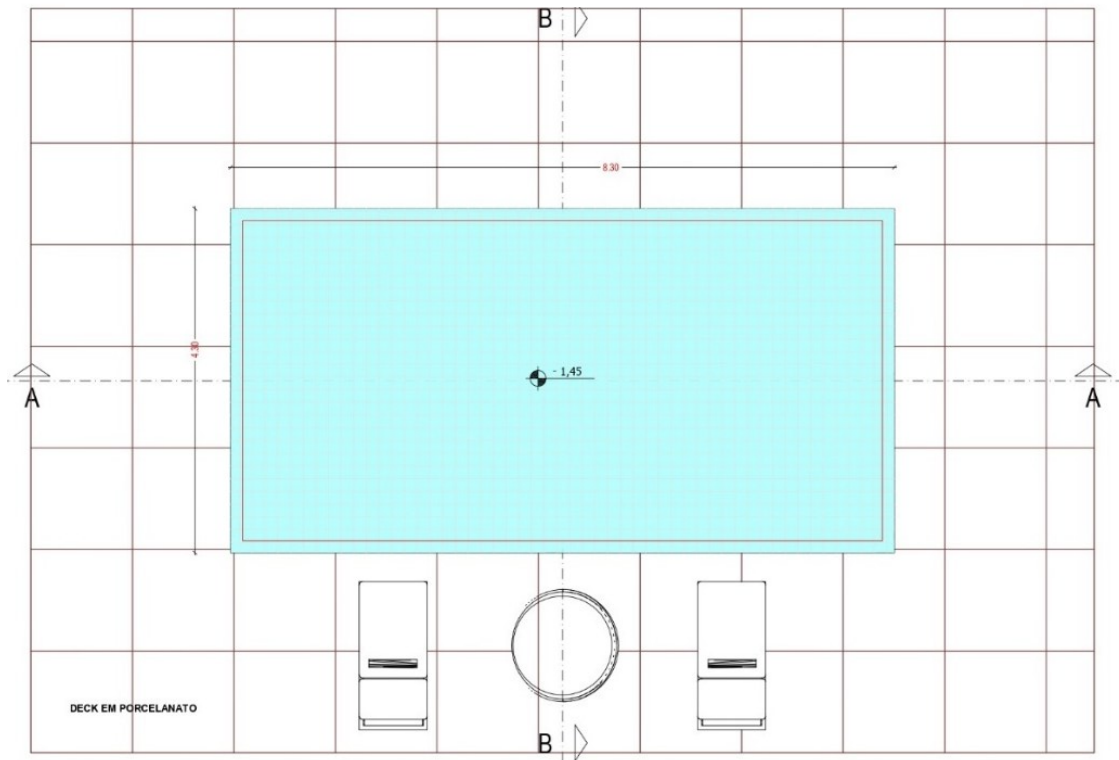
O reservatório terá formato retangular, com 8,00 metros de comprimento, 4,00 metros de largura e profundidade constante de 1,45 metros conforme exposto nas Figuras 16 e 17 através do projeto arquitetônico e seus respectivos cortes.

Figura 15 – Local de interesse



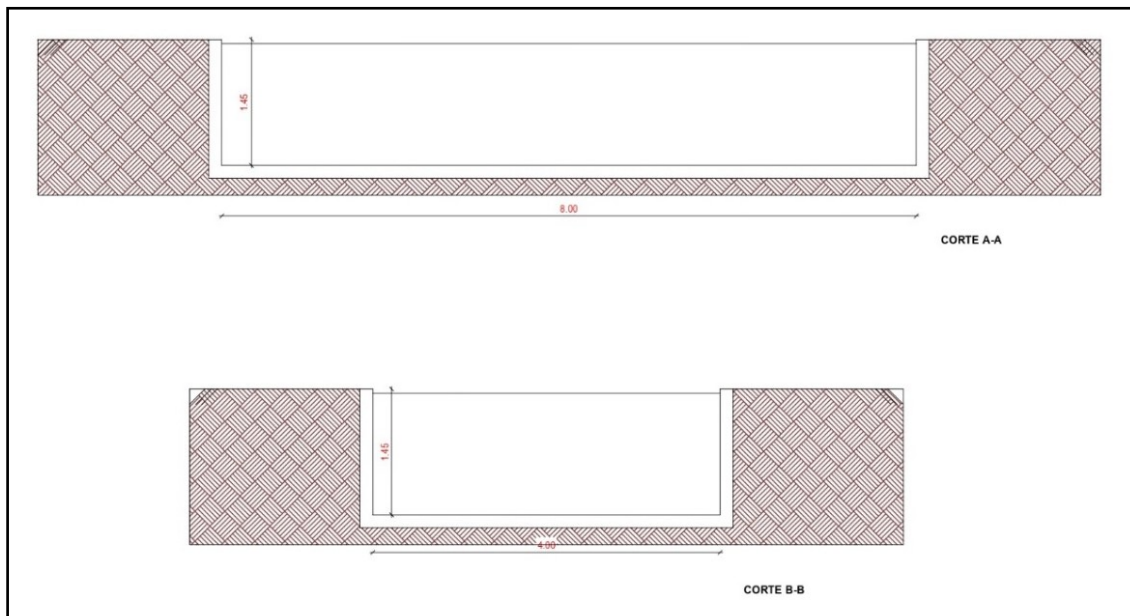
Fonte: Autor (2025)

Figura 16 – Desenho arquitetônico do empreendimento



Fonte: Autor (2025)

Figura 17 – Cortes da arquitetura



Fonte: Autor (2025)

11. METODOLOGIA

Este trabalho teve como objetivo principal realizar uma comparação entre o dimensionamento estrutural de uma piscina executada em concreto armado e outra em alvenaria estrutural. Para isso, o estudo foi dividido em duas etapas, desenvolvidas ao longo do 9º e 10º períodos, correspondentes ao plano do TCC e o TCC, respectivamente.

Na primeira etapa, foi realizada uma ampla pesquisa bibliográfica, consultando livros, dissertações, artigos científicos, sites de caráter acadêmico e normas técnicas, com o intuito de reunir os conhecimentos fundamentais sobre o tema. Além disso, foi elaborado um projeto arquitetônico para definir a geometria e o tipo de piscina a ser dimensionada.

Na segunda etapa, foram estabelecidas as condições necessárias para o desenvolvimento do projeto, como parâmetros geotécnicos do solo; resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}); cobrimento das armaduras; características dos blocos, argamassa, graute e aço.

Para o dimensionamento estrutural, foi utilizado o software CypeCAD, escolhido por sua ampla aplicação na engenharia civil e conformidade com normas técnicas brasileiras, como a NBR 6118:2023 - Projeto de Estruturas de Concreto e a NBR 15961-1:2021 – Alvenaria Estrutural. O programa permite a modelagem de estruturas em concreto armado e alvenaria estrutural, considerando diferentes tipos de carregamentos, como o empuxo da água e do solo, fundamentais no caso de piscinas enterradas.

Com base no levantamento e sequenciamento dos serviços típicos necessários para a execução da estrutura de cada solução foi possível elaborar uma planilha de composição de custos, os quais foram retirados do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI/CAIXA).

Essa etapa orçamentária levou em consideração todos os insumos necessários, como materiais, mão de obra e equipamentos, permitindo uma estimativa realista dos custos envolvidos. Ressalta-se que o orçamento elaborado contempla apenas os serviços estruturais correspondentes às duas soluções construtivas analisadas. Etapas complementares, como impermeabilização, revestimentos e

instalações hidráulicas e elétricas, não foram consideradas, uma vez que são comuns a ambas as alternativas.

Após a conclusão dos projetos e da respectiva orçamentação, foram definidos critérios comparativos entre os dois sistemas construtivos propostos (concreto armado e alvenaria estrutural).

A partir disso, foram estabelecidos indicadores de consumo e desempenho, como volume de concreto ou número de blocos utilizados, que foram analisados e apresentados de forma organizada em tabelas e gráficos, facilitando a interpretação e a comparação entre as soluções adotadas.

12. DESENVOLVIMENTO DOS PROJETOS ESTRUTURAIS

12.1 Dados de entrada no software

12.1.1 Dados gerais da obra

- Piscina em concreto armado

Para o desenvolvimento do projeto estrutural da piscina, foi necessário estabelecer os dados gerais da obra, os quais servem de base para o dimensionamento no software CypeCAD.

Adotou-se resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) igual a 30 MPa, aço do tipo CA-50, classe de agressividade ambiental II (urbana - moderada) e cobertura nominal de 3,0 cm para as armaduras (para elementos em contato com o solo). Esses parâmetros foram definidos conforme as diretrizes da NBR 6118:2023, sendo extraídos das tabelas 11, 14, 15 e 16 deste trabalho, respectivamente. Esses dados asseguram a durabilidade e a segurança da estrutura frente às condições ambientais previstas.

- Piscina em alvenaria estrutural

De acordo com a NBR 6136 (2016), item 5.3.1, para aplicações abaixo do nível do solo, devem ser utilizados blocos de Classe A. Conforme a Tabela 3 da referida norma, esses blocos devem apresentar resistência característica à compressão (f_{bk}) mínima de 8,0 MPa e espessura mínima de 14 cm. Diante disso, adotaram-se blocos com resistência de 8,0 MPa e dimensões de 19 x 19 x 39 cm.

Parsekian (2012) apresenta valores padronizados para a especificação da argamassa, do graute e do valor de prisma, em função da resistência à compressão do bloco. Para blocos com resistência característica (f_{bk}) de 8,0 MPa, a resistência característica da argamassa (f_a) indicada é de 6,0 MPa. No entanto, para elementos em contato com o solo e submetidos a ações laterais predominantes, o autor recomenda o uso de argamassas com f_a entre 8,5 e 12,5 MPa. Sendo assim, conforme a NBR 13281 (ABNT, 2005), será utilizada uma argamassa do tipo P6, com f_a igual a 8,5 MPa.

Além disso, para Parsekian (2012), para blocos com resistência característica à compressão de 8,0 MPa, o graute utilizado deve possuir resistência característica mínima de 20 MPa.

12.1.2 Caracterização do solo

Os dados utilizados para a caracterização do solo foram obtidos a partir do ensaio de sondagem realizado no local de interesse, cujo laudo está disponível no Anexo A deste trabalho. Em virtude da limitação deste estudo e do orçamento disponível, foi realizado apenas um furo de sondagem, em parceria com a empresa Maceió Sondagens. A locação deste furo no terreno está representada na Figura 18.

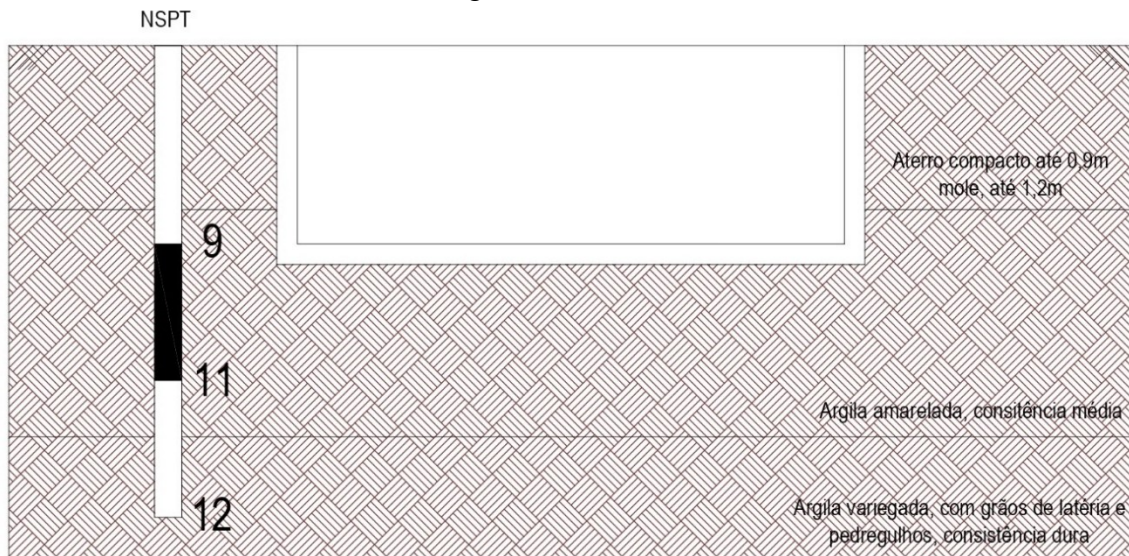
O laudo de sondagem reúne informações geotécnicas essenciais, como o perfil das camadas do terreno, os valores do SPT (Standard Penetration Test) e a identificação dos tipos de solo encontrados conforme detalhado na figura 19.

Figura 18 – Locação do Spt:1



Fonte: Autor, 2025.

Figura 19 – Perfil do solo



Fonte: Autor, 2025.

Tais informações foram fundamentais para a definição das características do solo e assim subsidiar o dimensionamento da fundação e demais elementos estruturais da piscina.

- **Nspt médio:**

Considerando que a laje de fundo da piscina está assentada a uma profundidade de 1,60 m, o valor médio de NSPT pode ser definido conforme apresentado a seguir:

$$Nspt = \frac{9 + 11}{2} = 10$$

- **Peso específico:**

A partir das informações obtidas no laudo de sondagem (Anexo A), como o valor do NSPT e a classificação do solo, e relacionando esses dados com os valores da Tabela 2, foi possível estimar o peso específico do solo, dessa forma temos:

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

- **Tensão admissível:**

O cálculo da tensão admissível do solo será realizado com base nas fórmulas empíricas apresentadas nas Equações 9 e 10, as quais utilizam parâmetros obtidos a

partir do laudo de sondagem, como o valor do NSPT. Essas equações permitem estimar a capacidade de suporte do solo de forma prática.

Utilizando inicialmente a equação 9:

$$\sigma_{adm} = \frac{Nspt}{5} = \frac{10}{5} = 2\text{kgf/cm}^2$$

Utilizando a equação 10, que considera a geometria da fundação:

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 1,3 \cdot Nspt \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}\right) = 1,3 \cdot 10 \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{4,30}{8,30}\right) = \\ &15,02 \frac{tf}{m^2} = 1,502 \frac{kgf}{cm^2} = 150,2 \text{Kn/m}^2\end{aligned}$$

Dessa forma, a σ_{adm} a ser considerada é 150,2 kn/m².

- **Verificação sobre a possibilidade do uso de fundações superficiais:**

A adoção de fundações superficiais, como sapatas ou radier, é possível quando as características do solo permitem suportar as cargas transmitidas pela estrutura sem exceder sua capacidade de suporte (CARVALHO; FARIA, 2008).

Uma análise comumente empregada para verificar essa viabilidade é a comparação entre o peso do solo escavado e o peso da estrutura implantada no local. Quando o peso do solo retirado é igual ou superior ao somatório do peso da estrutura e da água armazenada (no caso de piscinas) considera-se que não haverá acréscimo significativo de tensões no solo, indicando que uma fundação rasa pode ser adotada com segurança (CARVALHO; FARIA, 2008).

Dessa forma temos:

- Peso do solo retirado:

$$P_s = B \cdot L \cdot H \cdot \gamma_s = 8,30m \cdot 4,30m \cdot 1,45m \cdot 1,7 \text{tf/m}^3 = 87,975\text{tf}$$

- Peso da piscina cheia: (γ_{con} conforme item 8.1.1)

$$P_{laje} = B \cdot L \cdot e \cdot \gamma_{con} = 8,30 \cdot 4,30 \cdot 0,15 \cdot 2,5 \frac{tf}{m^3} = 13,38\text{tf}$$

$$P_{par1} = B \cdot L \cdot e \cdot \gamma_{con} = 4,00m \cdot 1,45m \cdot 2 \cdot 0,15m \cdot 2,5 \frac{tf}{m^3} = 4,35\text{tf}$$

$$P_{par2} = B \cdot L \cdot e \cdot \gamma_{con} = 8,30m \cdot 1,45m \cdot 2 \cdot 0,15m \cdot 2,5 \frac{tf}{m^3} = 9,02\text{tf}$$

$$P_a = B \cdot L \cdot H \cdot \gamma_a = 8,00m \cdot 4,00m \cdot 1,45m \cdot 1,0 \frac{tf}{m^3} = \mathbf{46,40tf}$$

$$P_{total} = P_{laje} + P_{par1} + P_{par2} + P_a = 13,38 + 4,35 + 9,02 + 46,40 \\ = \mathbf{73,15tf}$$

Logo, Peso do solo retirado > Peso da piscina cheia.

Portanto, considerando que não haverá acréscimo significativo de tensões no solo pode-se considerar uma fundação superficial para o caso em questão.

- **Ângulo de atrito:**

Neste trabalho, a determinação do ângulo de atrito foi realizada com base na equação 7, que relaciona diretamente o valor de NSPT com o ângulo de atrito do solo, conforme proposto por Aoki e Velloso (1975).

$$\phi = 28^\circ + 0,4 N_{spt} = 28^\circ + 0,4 \cdot 10 = \mathbf{32^\circ}$$

- **Coeficiente de empuxo ativo:**

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = \mathbf{0,31}$$

12.1.3 Ações atuantes

- **Empuxo de água**

O empuxo da água atuante nas paredes da piscina é calculado utilizando-se as equações 4 e 5, que definem a pressão em função da profundidade e o empuxo total resultante.

A equação 4 estabelece a pressão da água em determinado ponto, enquanto a equação 5 determina o empuxo total como sendo a área do triângulo de distribuição da pressão.

Dessa forma, temos:

$$P_h = \gamma_a \cdot h = 10 \cdot 1,45 = \mathbf{14,5 Kn/m^2}$$

$$E = \gamma_a \cdot h \cdot \frac{h}{2} = 14,5 \cdot \frac{1,45}{2} = \mathbf{10,52 Kn/m}$$

- **Empuxo do solo**

O empuxo do solo atuante nas paredes da piscina será calculado por meio da Equação 1, baseada na teoria de Rankine. A equação considera o peso específico do solo, a profundidade e o coeficiente de empuxo ativo, permitindo estimar a pressão horizontal exercida pelo solo.

$$Es = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot h^2 \cdot Ka = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 1,45^2 \cdot 0,31 = 5,54 \text{ Kn/m}$$

- **Sobrecarga de utilização**

A NBR 6120:2019, em sua Tabela 10, não apresenta um valor específico de sobrecarga de utilização para decks externos. Diante disso, e considerando que a área do deck da piscina terá baixa movimentação de pessoas e poucos elementos de mobiliário, foi adotado um valor de 1,5 kN/m² como sobrecarga representativa.

Esse valor será convertido em pressão atuante sobre a parede da piscina por meio da equação 3.

$$\sigma_h = Ka \cdot q = 0,31 \cdot 1,5 = 0,465 \text{ Kn/m}^2$$

- **Reação vertical do solo**

A reação vertical do solo será determinada inicialmente com base na equação 11, correspondente ao modelo de Winkler, que considera o solo como um conjunto de molas independentes, possibilitando a estimativa da resposta do terreno às cargas aplicadas. Também será utilizada a equação 12 proposta por Bowles (1997), que permite calcular a pressão de contato admissível a partir da relação entre o módulo de reação do solo, a geometria da fundação e o recalque admissível.

Neste trabalho, adotou-se um recalque máximo admissível de 3 cm, valor comumente aceito para fundações rasas leves, pois está dentro da faixa recomendada de 2 a 5 cm para estruturas semelhantes (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2008).

Assim, temos inicialmente com a equação 11:

$$kv = \frac{qadm}{\Delta} = \frac{150,2}{0,03} = 5006,67 \text{ Kn/m}^3$$

Agora utilizando a equação 12:

$$k_v = \frac{0,8 \text{ a } 1,2 \cdot q_a}{\Delta}$$

$$k_v = \frac{0,8 \cdot 150,2}{0,03} = \mathbf{4005,3 \text{ Kn/m}^3}$$

$$k_v = \frac{1,2 \cdot 150,2}{0,03} = \mathbf{6008 \text{ Kn/m}^3}$$

Dessa forma foi adotado um valor para $k_v = 5000 \text{ Kn/m}^3$.

13. MODELAGEM NO SOFTWARE

13.1 Modelagem da piscina em concreto armado

Com os dados geotécnicos definidos, as características dos materiais estabelecidas e as ações atuantes determinadas, inicia-se a etapa de modelagem estrutural no software CypeCAD. Essa fase consiste no lançamento dos elementos estruturais da piscina no ambiente computacional, permitindo a análise dos esforços, dimensionamento das armaduras e verificação do comportamento global da estrutura, conforme as normas técnicas vigentes.

a) Definição dos dados gerais da obra:

Nessa aba, o usuário informa as normas técnicas a serem seguidas, como a NBR 6118, além de dados como o valor do f_{ck} (resistência característica do concreto), tipo de aço e algumas ações atuantes, como cargas permanentes e acidentais, conforme ilustrado nas Figuras 20, 21, 22 e 23 a seguir.

Figura 20 – Dados de entrada da obra

Figura 20 – Dados de entrada da obra

Chave: PISCINA TCC
 Descrição: CÁLCULO ESTRUTURAL

Normas: ABNT NBR 6118:2023, ABNT NBR 14762: 2010, ABNT NBR 8800:2008, NBR 7190 e Eurocódigo 9

Concreto armado

Concreto

Pisos: C30, em geral
 Fundação: C30, em geral
 Tubulões: C20, em geral
 Pilares: C20, em geral
 Cortinas: C30, em geral

Características do agregado: Granito (15 mm)

Aço

Barras: CA-50 e CA-60
 Parafusos: ISO 898.C4.6

Perfis

Aço

Laminados e soldados: A-36 250Mpa
 Dobrados: CF-26

Madeira

C20

Alumínio extrudado

EN AW-5083 - F

Ações

Com ação do vento
 Com ação sísmica
 Verificar resistência ao fogo

Estados limites (combinações)
 Ações adicionais (cargas especiais)

Coefficientes de flambagem

Pilares de concreto e mistos
 Bx: 1.000 By: 1.000

Pilares em aço
 Bx: 1.000 By: 1.000

Pilares de madeira
 Bx: 1.000 By: 1.000

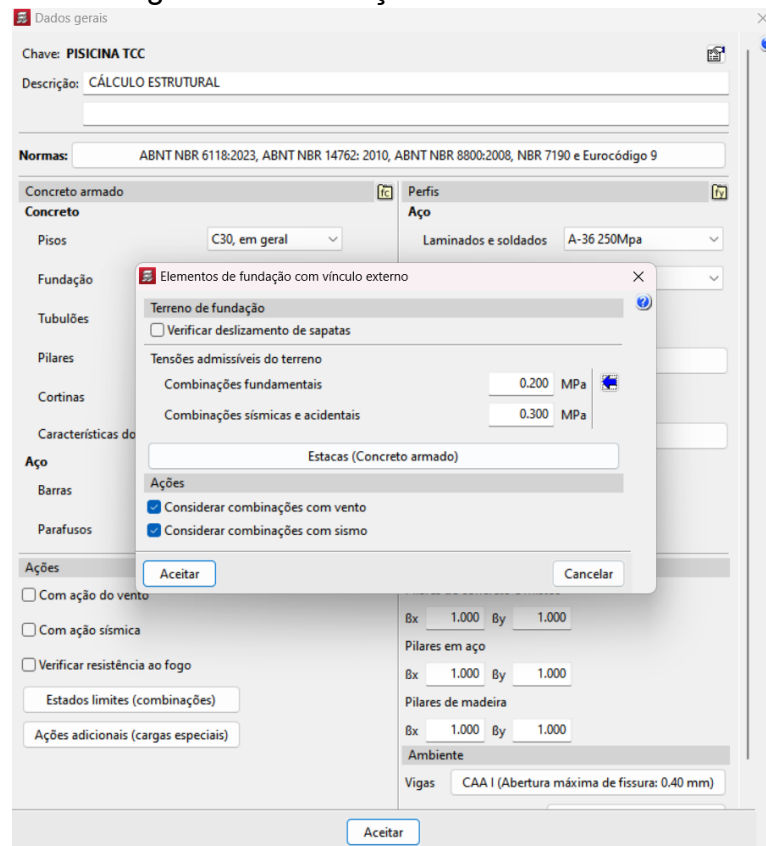
Ambiente

Vigas: CAA I (Abertura máxima de fissura: 0.40 mm)

Aceitar

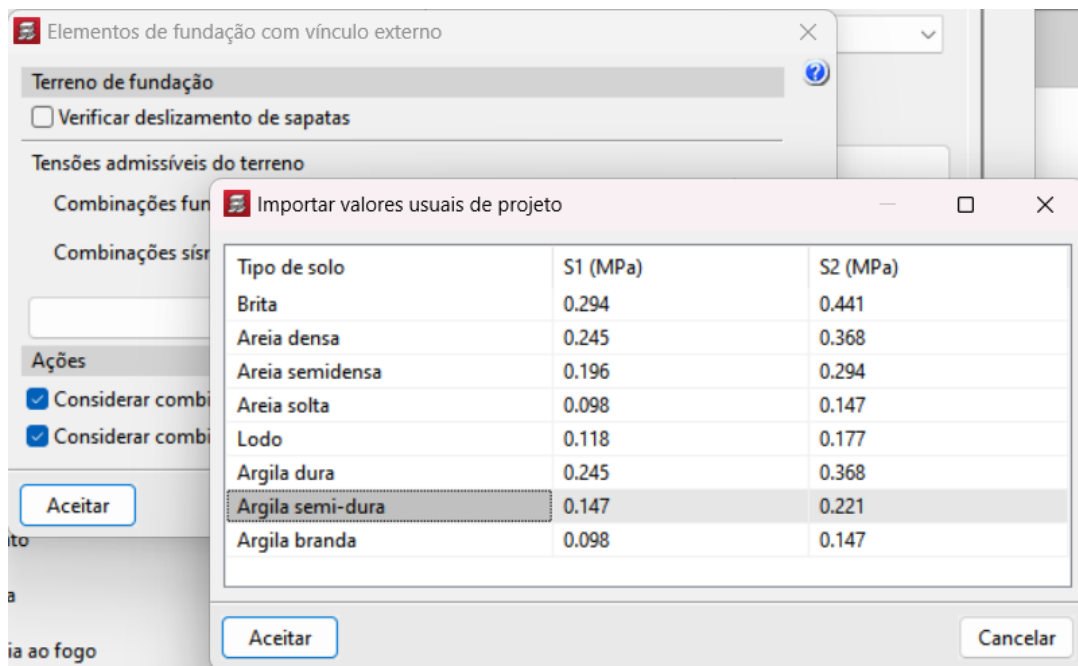
Fonte: Autor, 2025.

Figura 21 – Definição dos dados do solo



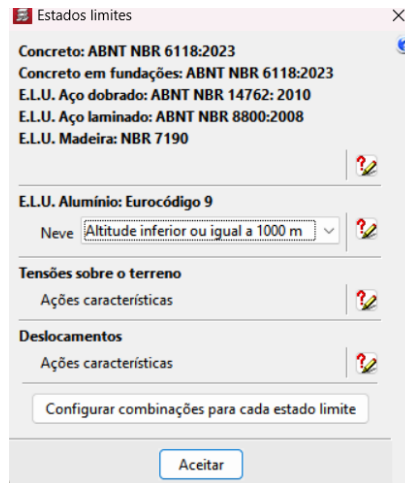
Fonte: Autor, 2025.

Figura 22 – Valores usuais característicos do solo



Fonte: Autor, 2025.

Figura 23 – Definição das normas aplicáveis ao projeto

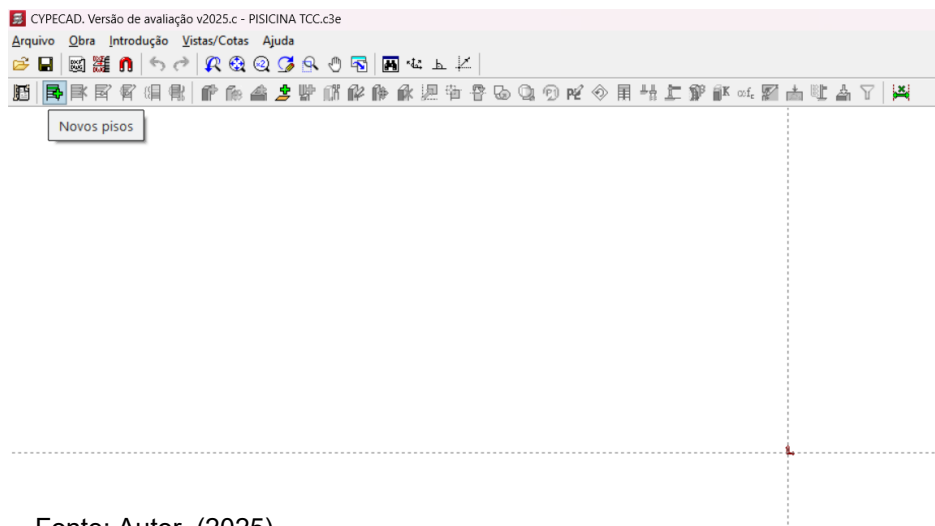


Fonte: Autor, 2025.

b) Definição dos pavimentos

Na área de modelagem do CypeCAD, o usuário tem acesso a um ambiente gráfico onde é possível inserir e organizar os pavimentos da estrutura. Nessa etapa, define-se a quantidade de pisos, suas alturas (pé-direito), níveis e a sequência construtiva, além de permitir a configuração de cotas de referência e alinhamentos. Essa organização inicial é fundamental para garantir a correta distribuição de cargas verticais e o adequado comportamento estrutural global. Essa etapa está descrita nas Figuras 24, 25 e 26.

Figura 24 – Área de trabalho inicial do software



Fonte: Autor, (2025).

Figura 25 – Definição dos níveis de piso e carga permanente

Número de pisos neste grupo

Piso	Nome	Altura (m)	Categoria de uso	SCU (kN/m ²)	CP (kN/m ²)
1	TOPO PL...	1.45	Usos 1		1.00

Categorias de uso
1. Edificações residenciais

Fonte: Autor, 2025.

Figura 26 – Definição dos níveis de piso do projeto

Cota do nível da fundação

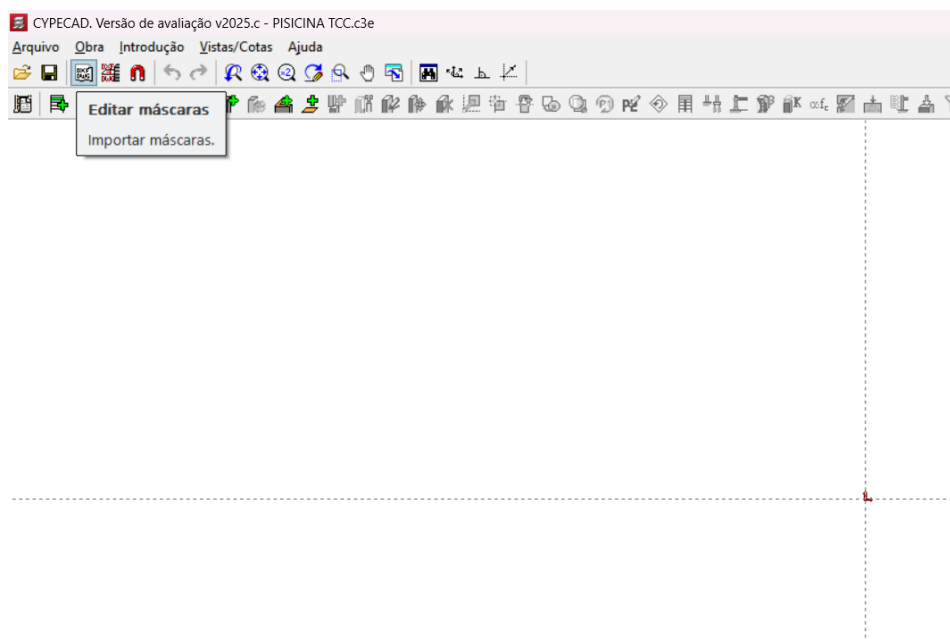
Nome	Altura	Cota
TOPO PISCINA	1.45	0.00
Fundação		-1.45

Fonte: Autor, 2025.

c) Importação do projeto arquitetônico

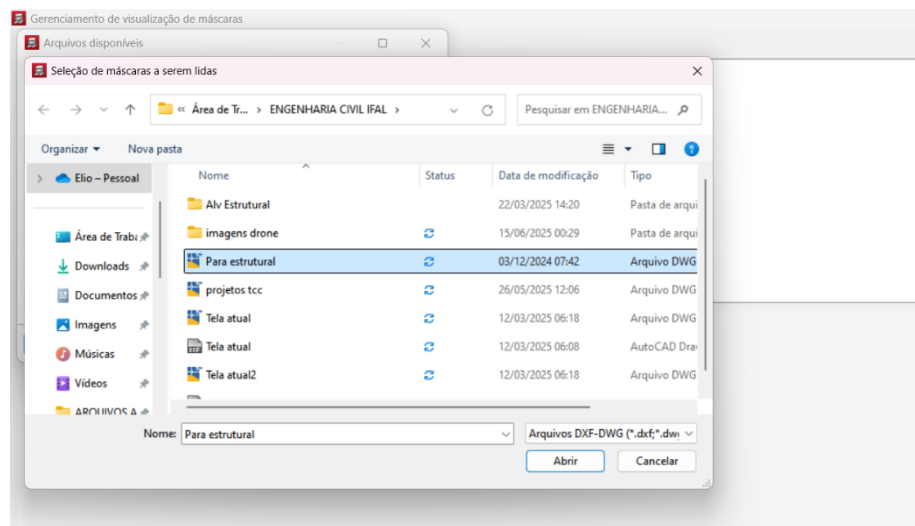
Na aba de máscaras do CypeCAD, é realizada a inserção do projeto arquitetônico em formato DWG ou DXF, servindo como base para o início da modelagem estrutural. Essa importação permite ao usuário posicionar com precisão os elementos estruturais, como pilares, vigas e paredes, conforme o layout arquitetônico. A máscara funciona como um plano de fundo, orientando o lançamento da estrutura e garantindo a compatibilidade entre os projetos arquitetônico e estrutural. essa etapa pode ser observada nas Figuras 27, 28 e 29:

Figura 27 – Área de trabalho inicial do software: Aba de máscaras



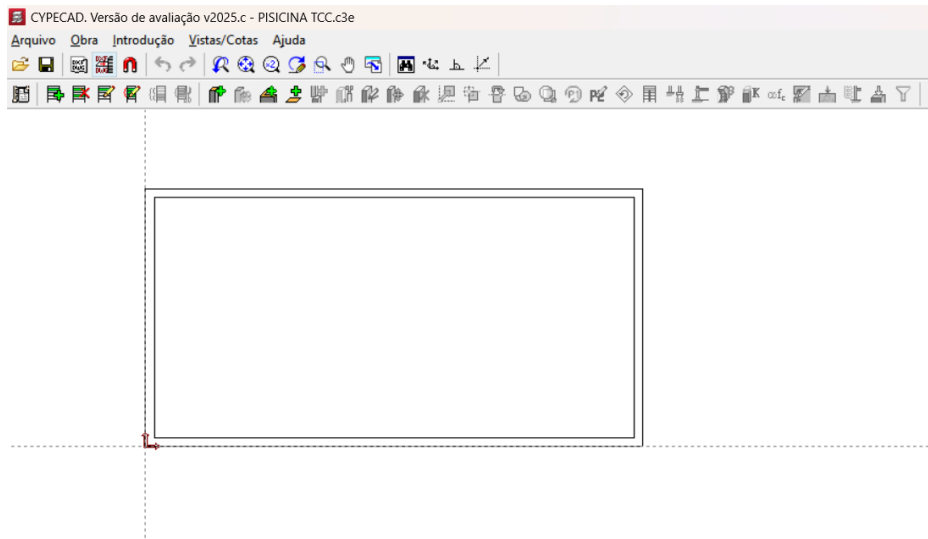
Fonte: Autor, 2025.

Figura 28 – Importação do projeto base para o software



Fonte: Autor, 2025.

Figura 29 – Máscara inserida na área de trabalho do software

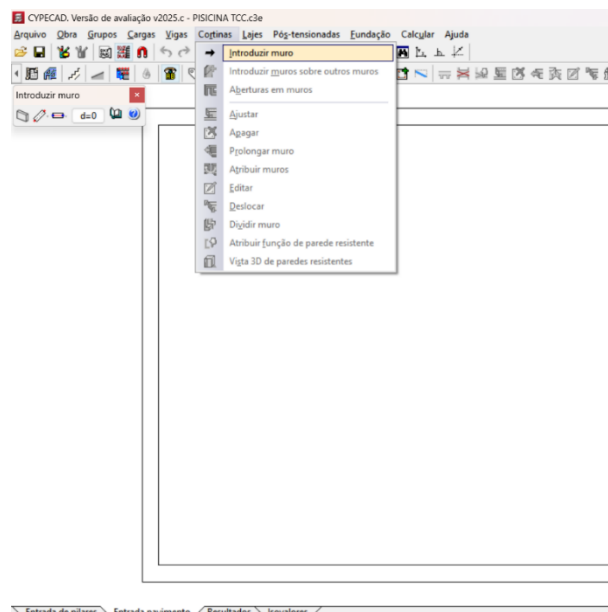


Fonte: Autor, 2025.

d) Lançamento das paredes de concreto armado

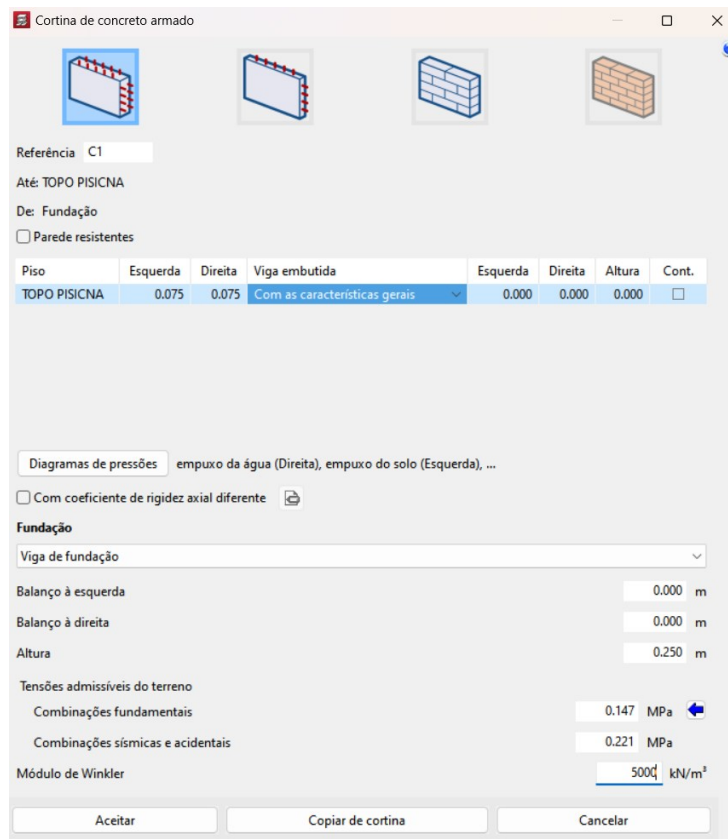
As paredes da piscina, que funcionarão como elementos estruturais responsáveis por resistir às cargas referentes ao empuxo do solo, o empuxo da água e as sobrecargas de utilização. Os dados utilizados para essa etapa, como as características do solo e os esforços aplicados sobre as paredes, foram previamente definidos nos tópicos 13.1.2 e 13.1.3, respectivamente, e estão representados nas Figuras 30, 31, 32, 33, 34 e 35:

Figura 30 – Área de trabalho inicial do software: Introdução das cortinas



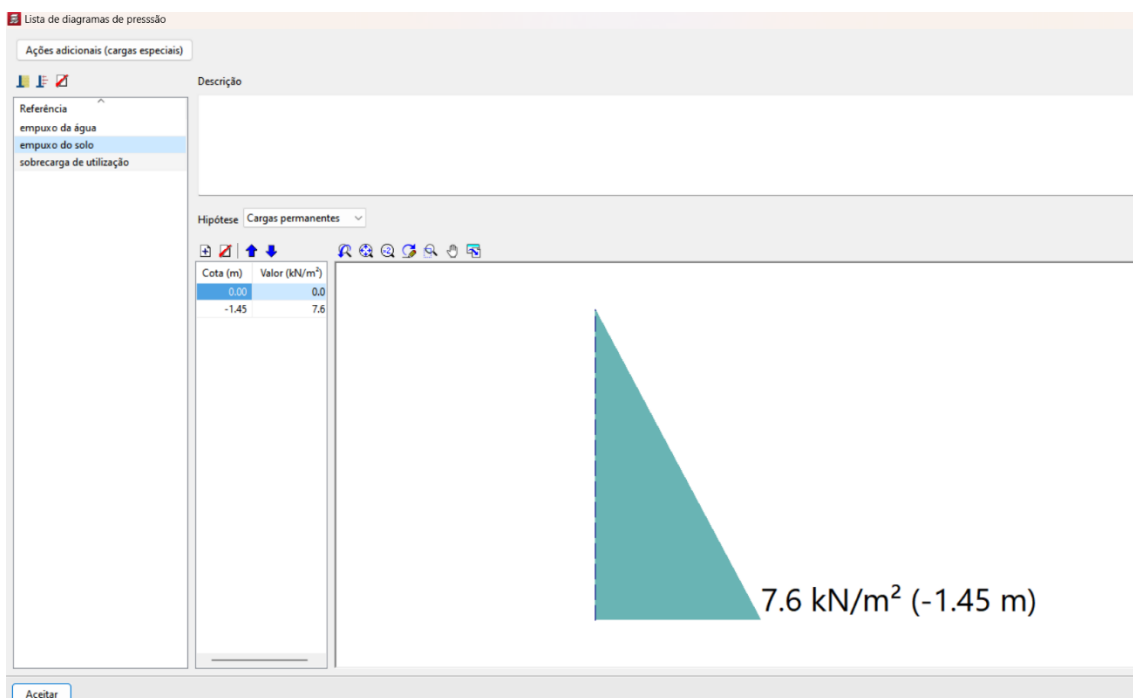
Fonte: Autor, 2025.

Figura 31 – Definição das cortinas de concreto armado



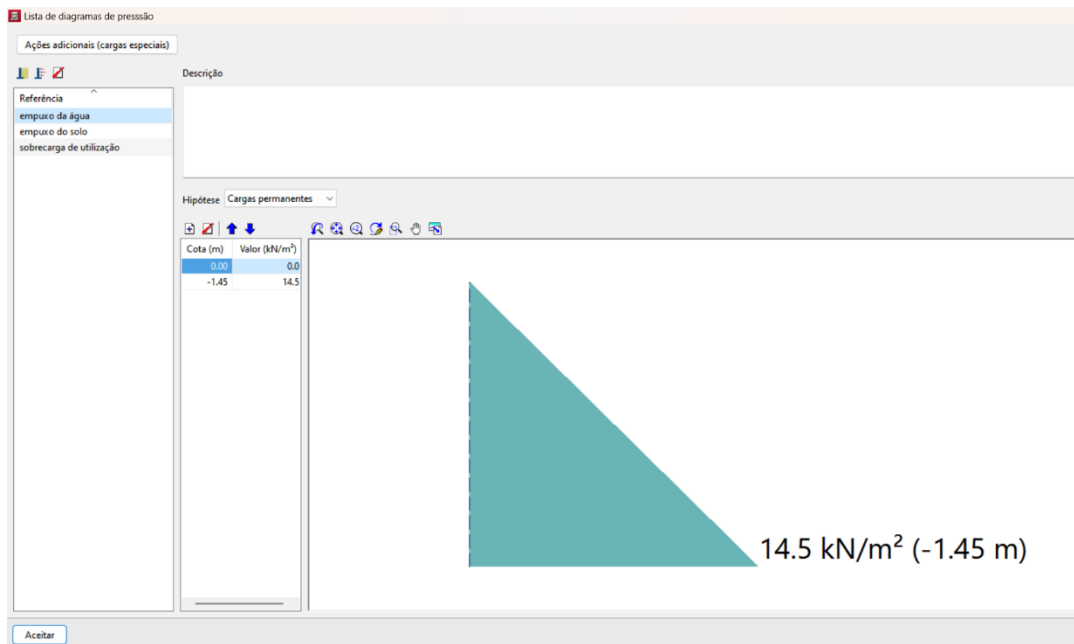
Fonte: Autor, 2025.

Figura 32 – Definição das ações atuante: Empuxo do solo



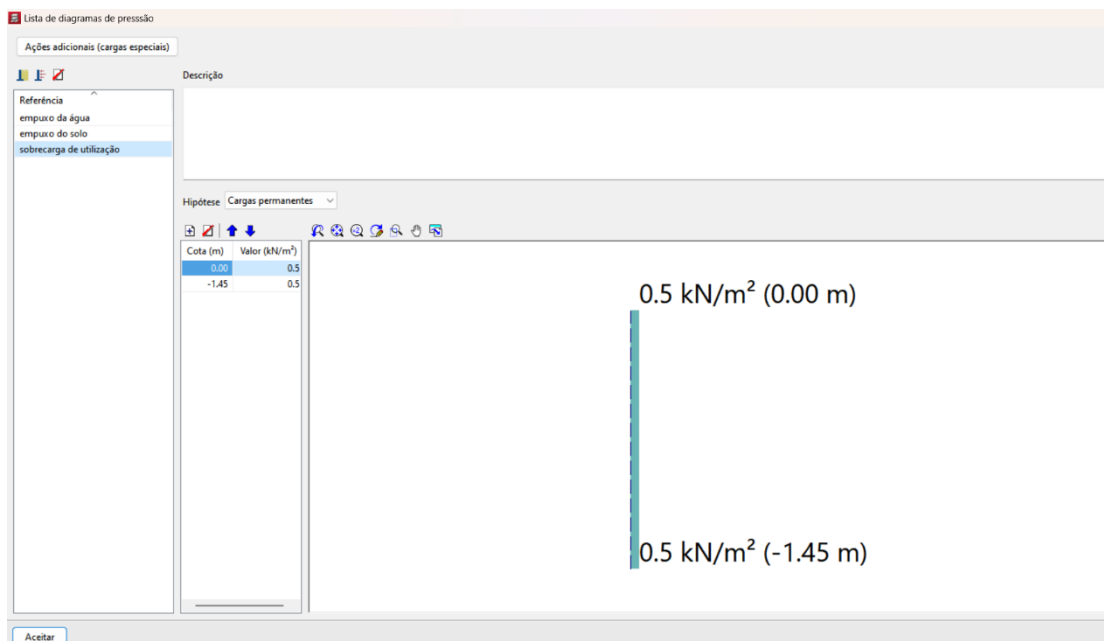
Fonte: Autor, 2025.

Figura 33 - Definição das ações atuante: Empuxo da água



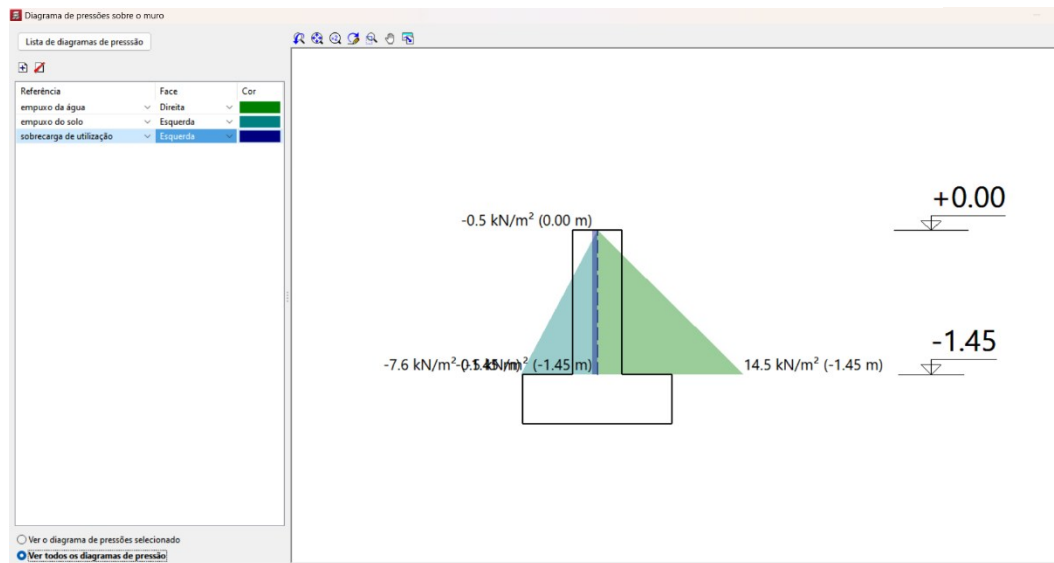
Fonte: Autor, 2025.

Figura 34 - Definição das ações atuante: Sobrecarga de utilização



Fonte: Autor, 2025.

Figura 35 – Cargas atuantes nas paredes



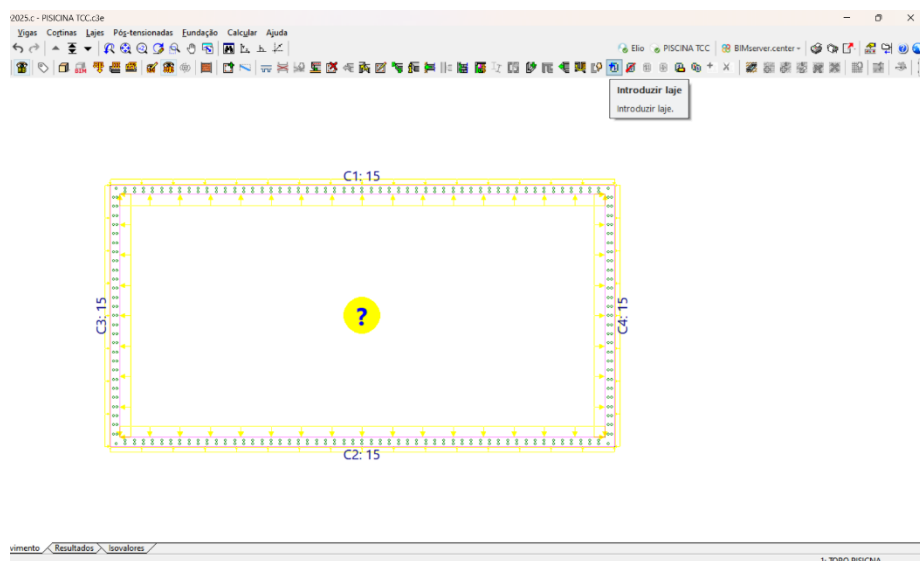
Fonte: Autor, 2025.

e) Inserindo a laje de fundo

Essa etapa é fundamental, pois a laje estará diretamente apoiada sobre o solo e será responsável por suportar as cargas provenientes das paredes, do peso próprio da estrutura e das ações internas da água.

Para isso, são considerados os dados geotécnicos e os critérios definidos anteriormente, garantindo que a laje seja dimensionada de forma segura e compatível com as solicitações previstas no projeto. O lançamento dessa laje no software está representado nas Figuras 36, 37, 38, 39, 40 e 41.

Figura 36 – Área de trabalho do software: Aba de introdução da laje

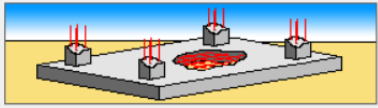


Fonte: Autor, 2025.

Figura 37 – Aba de inserção das características da laje

Dados de lajes

Lajes de vigotas
 Placas alveolares
 Lajes mistas
 Lajes nervuradas
 Lajes maciças
 Lajes de fundação
 Pendente de definição

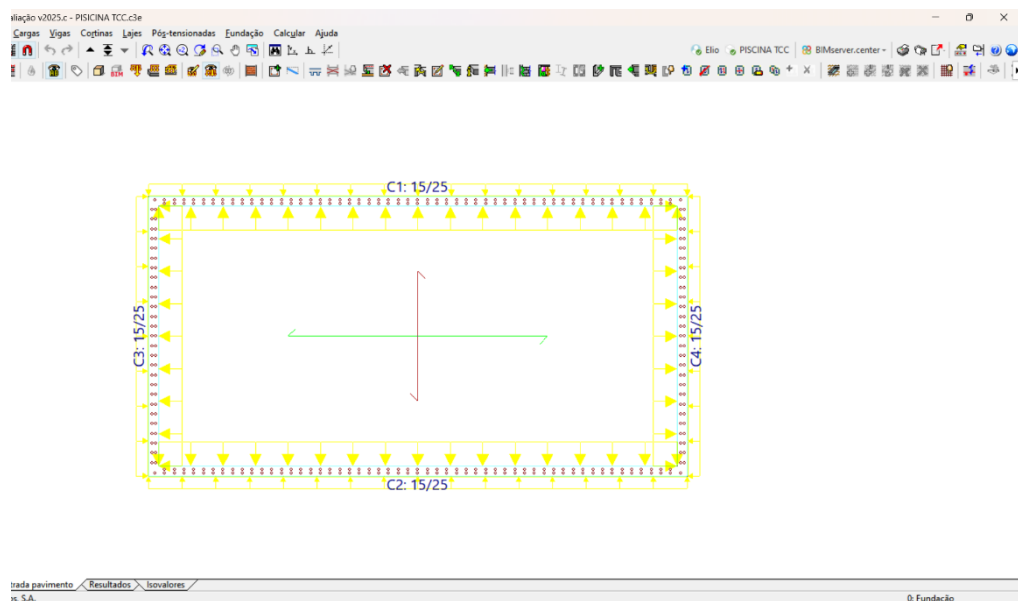


Altura cm
 Tensões admissíveis do terreno
 Combinações fundamentais MPa
 Combinações sísmicas e acidentais MPa
 Coef. de recalque kN/m³

Direção da armadura longitudinal:
 Paralelo a uma viga
 Perpendicular a uma viga
 Dois pontos de passagem

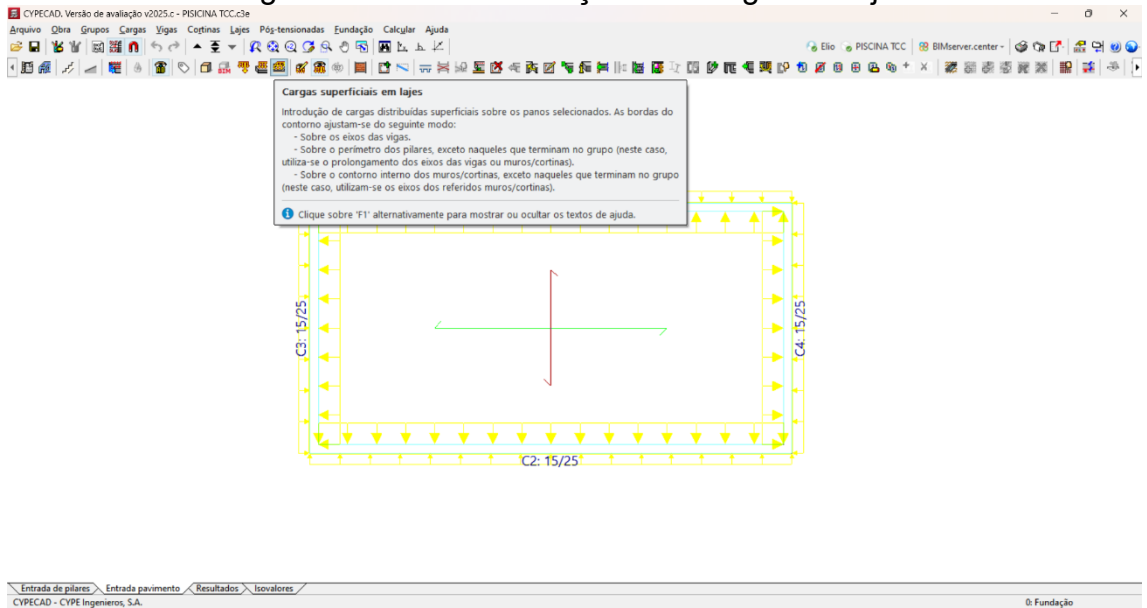
Fonte: Autor, 2025.

Figura 38 – Laje de fundo inserida



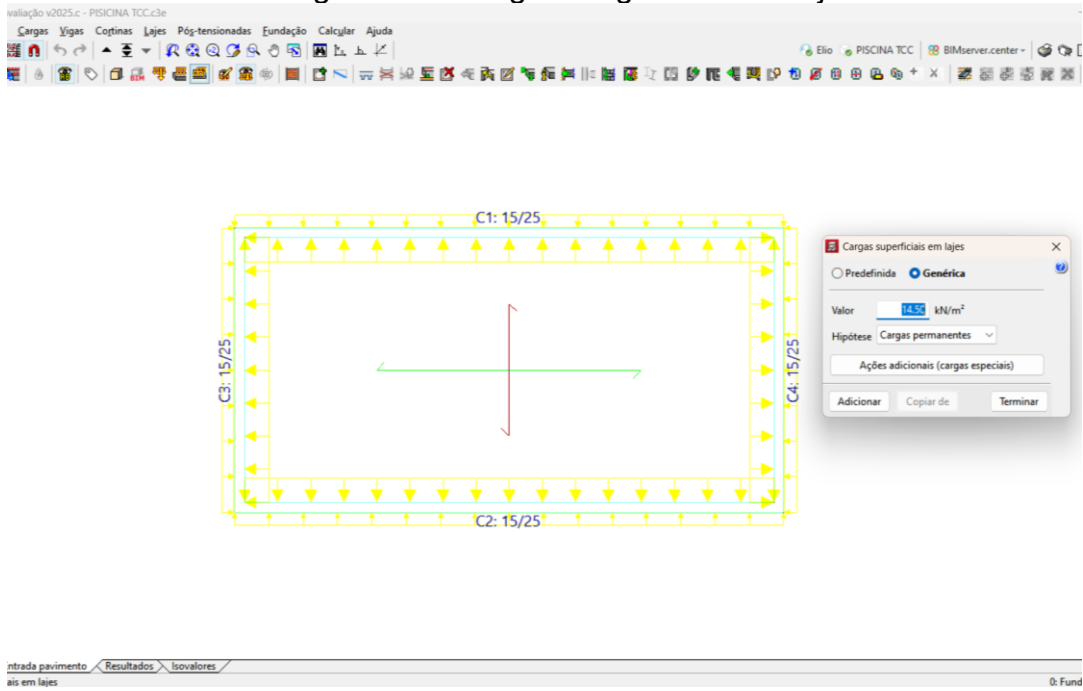
Fonte: Autor, 2025.

Figura 39 - Aba de inserção das cargas na laje



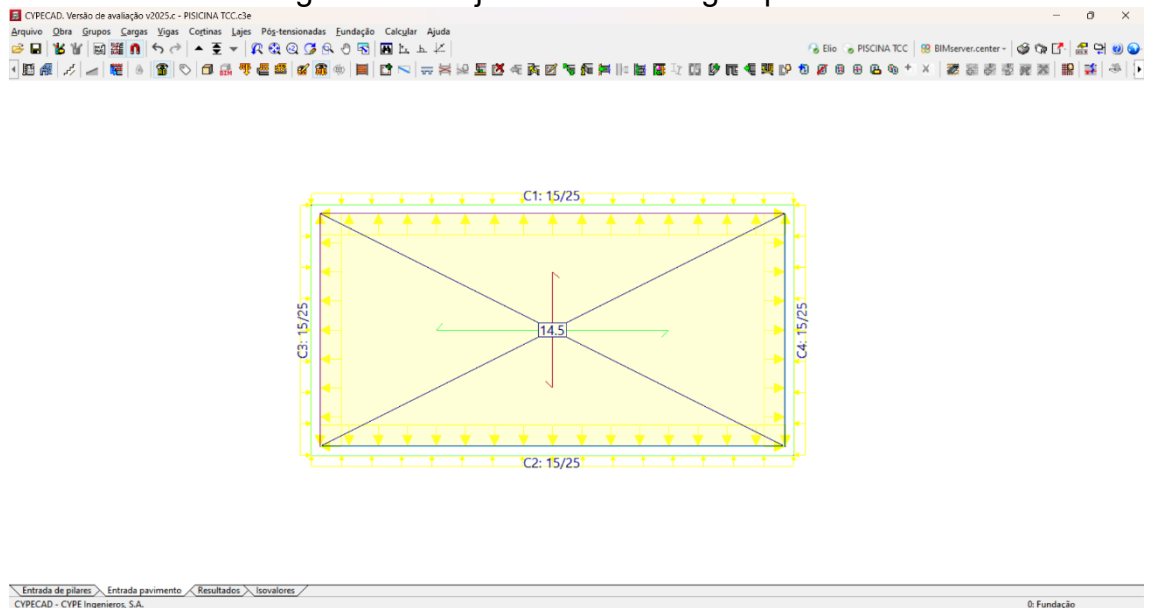
Fonte: Autor, 2025.

Figura 40 – Carga da água sobre a laje



Fonte: Autor, 2025.

Figura 41 – Laje definida e carga aplicada



Fonte: Autor, 2025.

f) Visualização 3D da Obra

A aba de visualização 3D do CYPECAD permite uma análise tridimensional da estrutura modelada, oferecendo uma representação gráfica fiel de todos os elementos lançados, como paredes, lajes, vigas e pilares. Essa ferramenta é especialmente útil para verificar a coerência geométrica do modelo, identificar possíveis interferências entre os elementos estruturais e avaliar o comportamento global da estrutura de forma mais intuitiva.

Além disso, a visualização 3D auxilia na validação do projeto, proporcionando uma conferência visual antes da análise e dimensionamento, garantindo maior precisão e confiabilidade ao trabalho desenvolvido. A representação 3D da obra está disposta nas Figuras 42 e 43.

Figura 42 – Área de trabalho do software: Aba das vista 3D

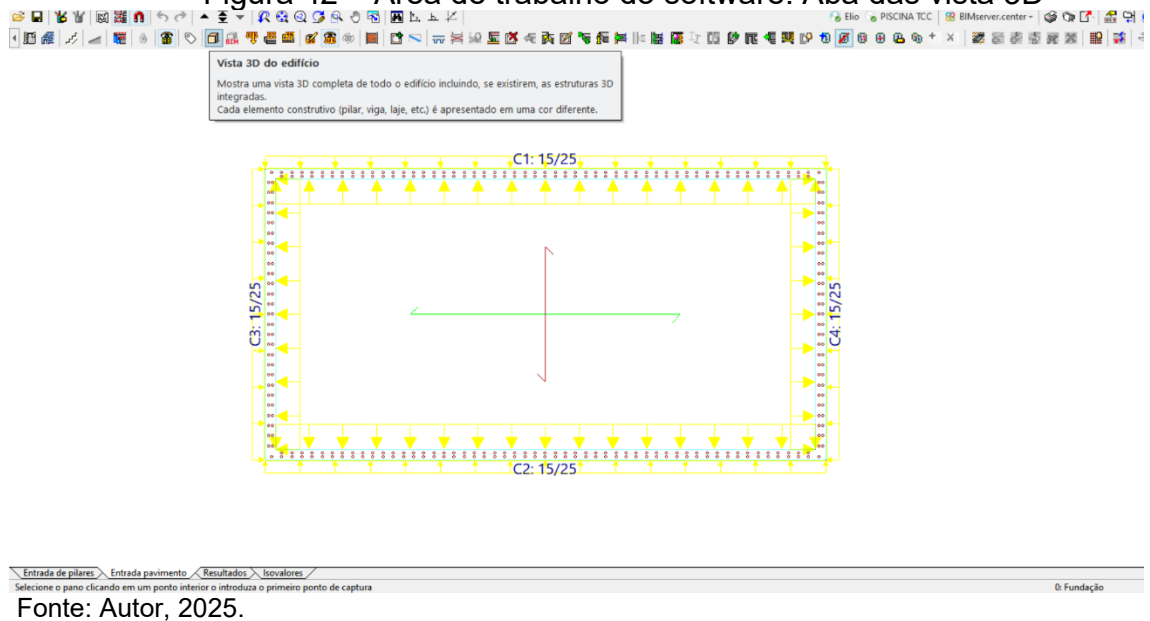


Figura 43 – Vista 3D da edificação



g) Cálculo da obra

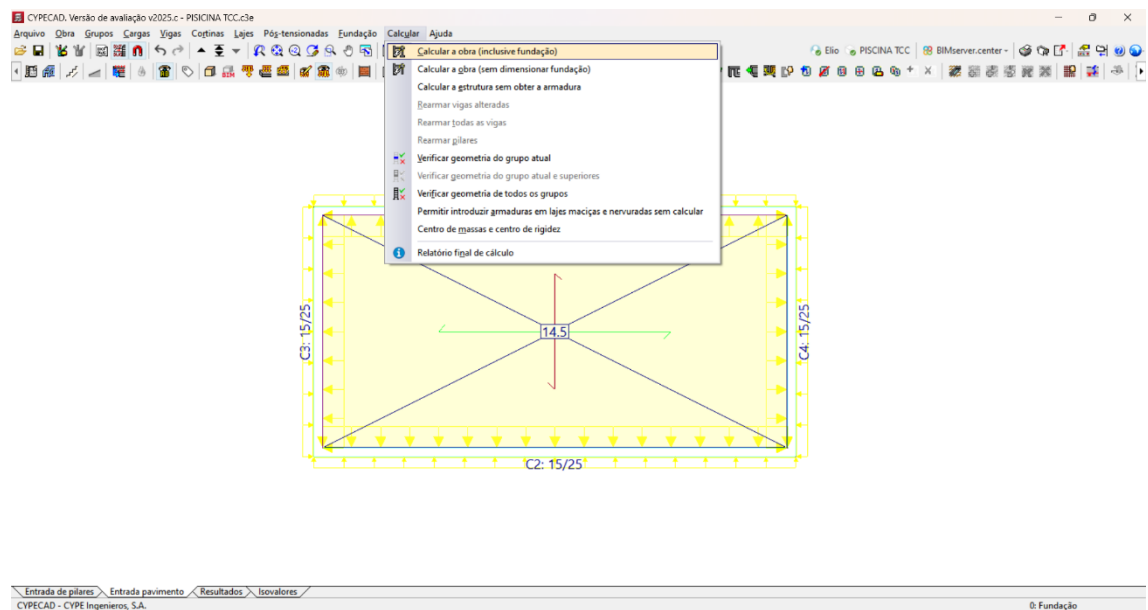
Após a finalização da modelagem estrutural, o próximo passo no CYPECAD é a realização do cálculo da obra. Esse processo é executado automaticamente pelo software com base nos dados fornecidos, como geometria estrutural, propriedades dos materiais, ações atuantes e parâmetros normativos.

O cálculo envolve a análise dos esforços internos (momentos fletores, forças cortantes e esforços normais), verificação dos estados limites últimos e de serviço,

além do dimensionamento das armaduras conforme as exigências da NBR 6118:2023.

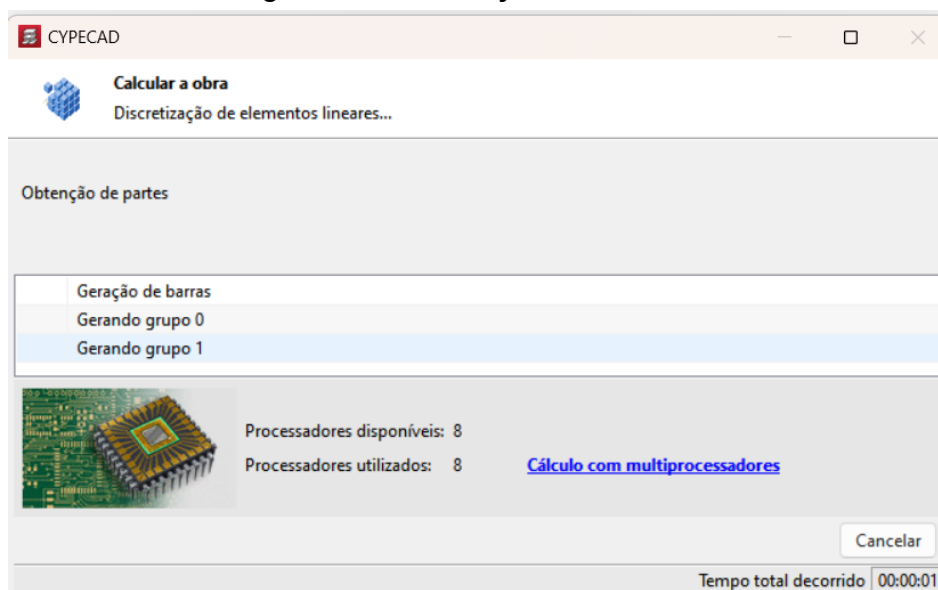
O CYPECAD aplica o método dos elementos finitos (MEF) para obter resultados precisos, permitindo ao usuário revisar relatórios detalhados e realizar ajustes quando necessário, garantindo a segurança e a eficiência da estrutura projetada. Essa etapa está representada nas Figuras 44 e 45:

Figura 44 – Área de trabalho do software: Aba de cálculo da obra



Fonte: Autor, 2025.

Figura 45 – Execução do cálculo da obra

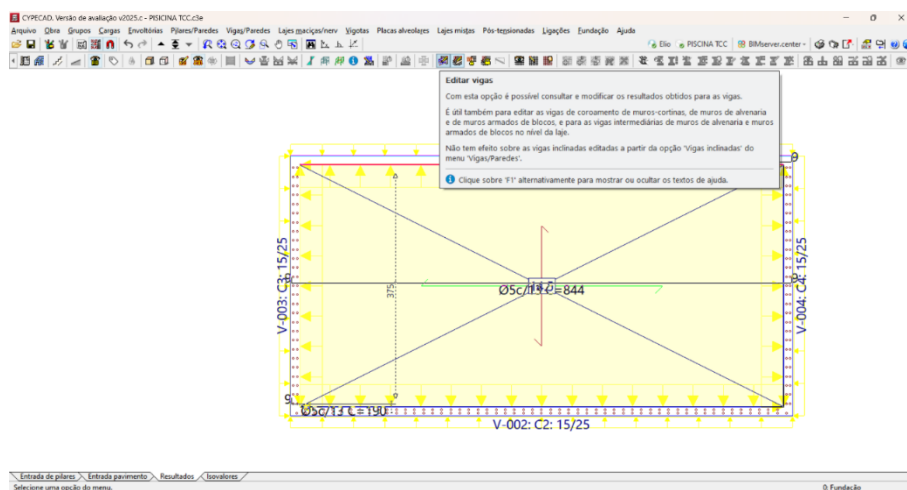


Fonte: Autor, 2025.

h) Verificações

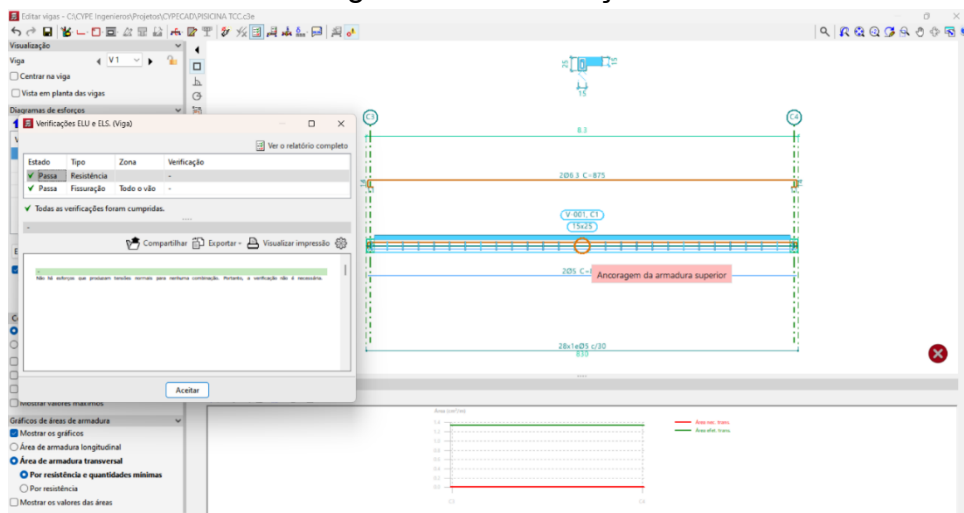
Com o cálculo da obra realizado com sucesso e sem a identificação de inconsistências ou erros na modelagem, inicia-se a etapa de verificação dos resultados. Nessa fase, por meio da aba de resultados do CYPECAD, é possível acessar as janelas específicas de edição dos elementos estruturais, como paredes e lajes. Através dessas janelas, o software apresenta o detalhamento completo dos esforços atuantes e das armaduras calculadas conforme os critérios normativos estabelecidos. Essa etapa permite confirmar se os dados inseridos na modelagem resultaram em uma estrutura segura e eficiente, além de possibilitar ajustes pontuais no dimensionamento, se necessário. Todas as verificações estão representadas nas Figuras 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55 e 56

Figura 46 – Área de trabalho do software: Aba de edição das vigas



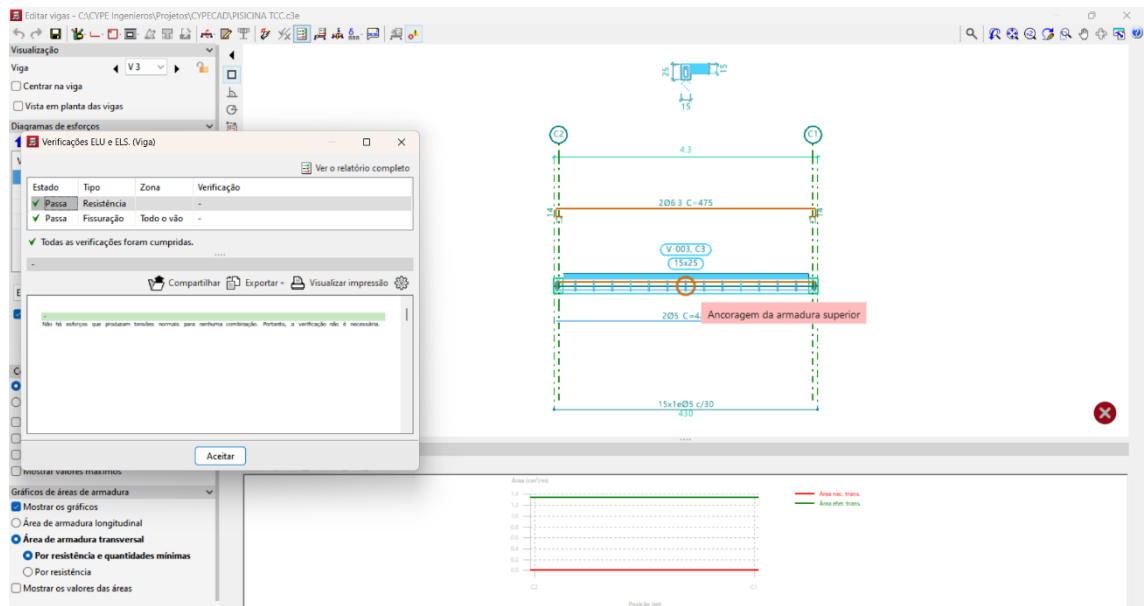
Fonte: Autor, 2025.

Figura 47 – Verificação V1=V2



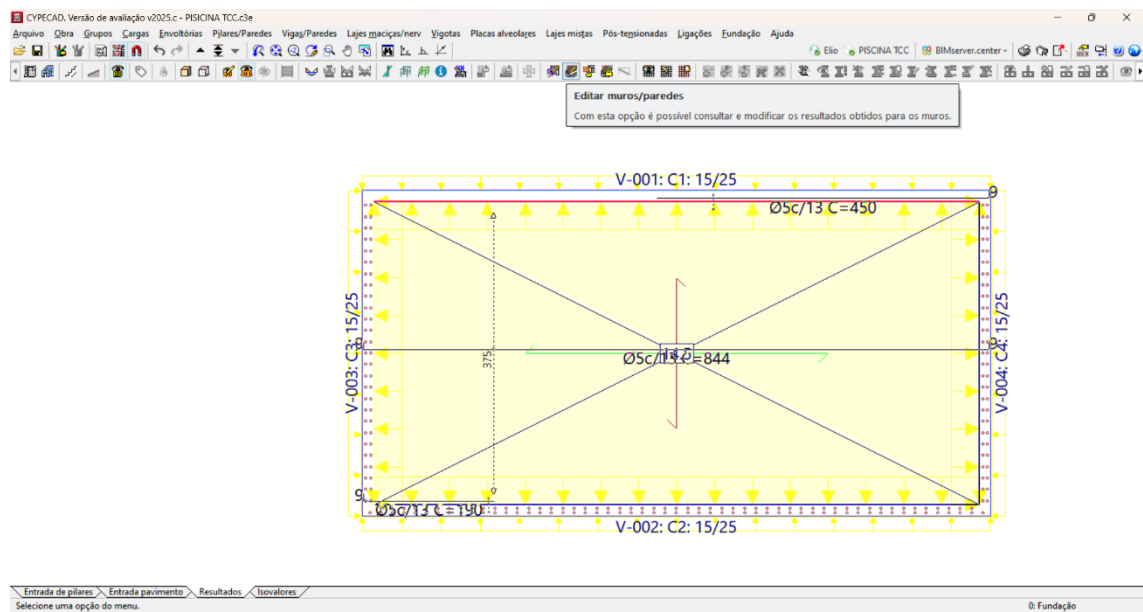
Fonte: Autor, 2025.

Figura 48 – Verificação V3=V4



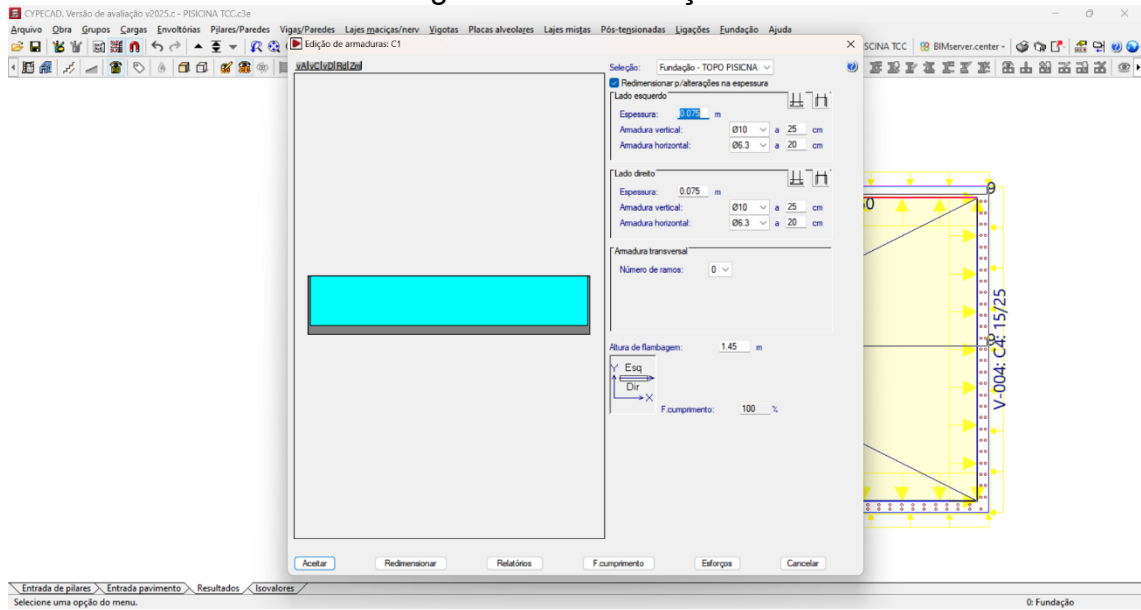
Fonte: Autor, 2025.

Figura 49 – Área de trabalho do software: Aba de edição das paredes



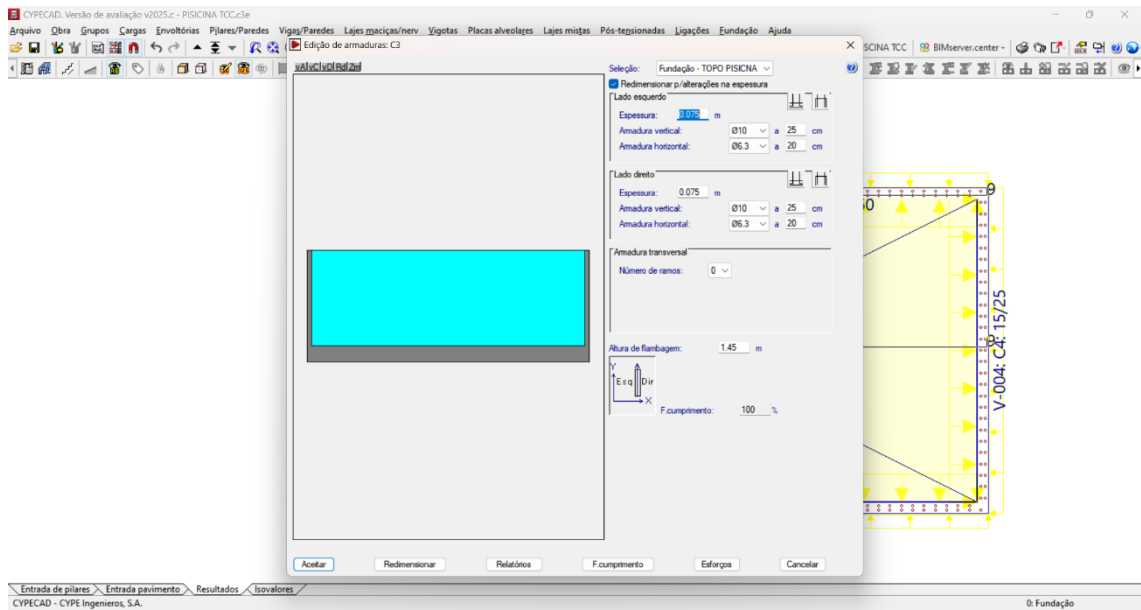
Fonte: Autor, 2025.

Figura 50 – Verificação C1=C2



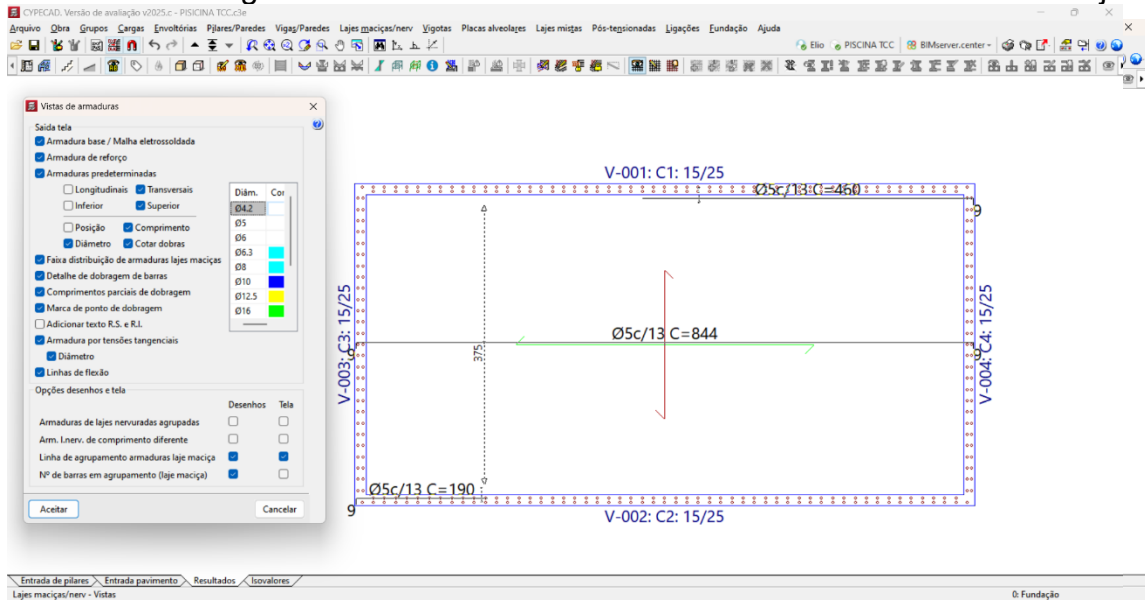
Fonte: Autor, 2025.

Figura 51 – Verificações C3=C4



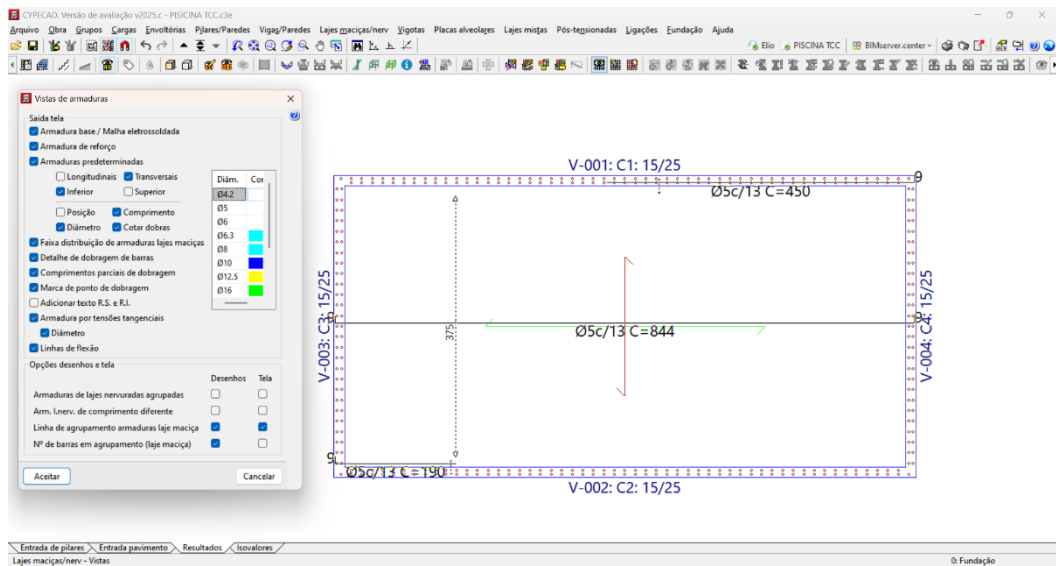
Fonte: Autor, 2025.

Figura 52 – Área de trabalho do software: Aba das vistas da laje



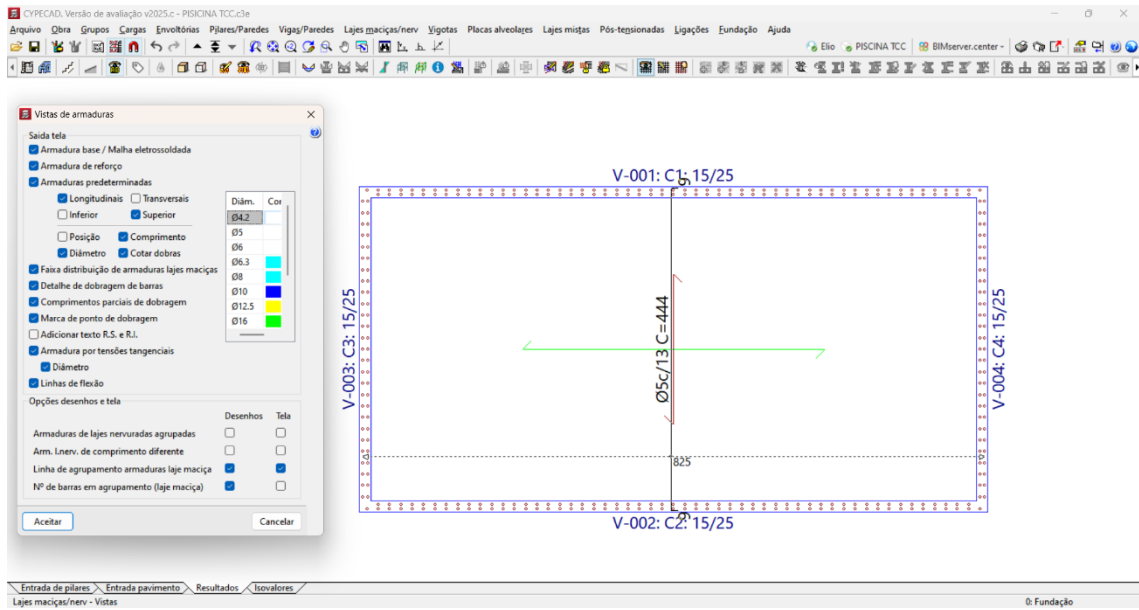
Fonte: Autor, 2025.

Figura 53 – Armadura transversal inferior da laje de fundação



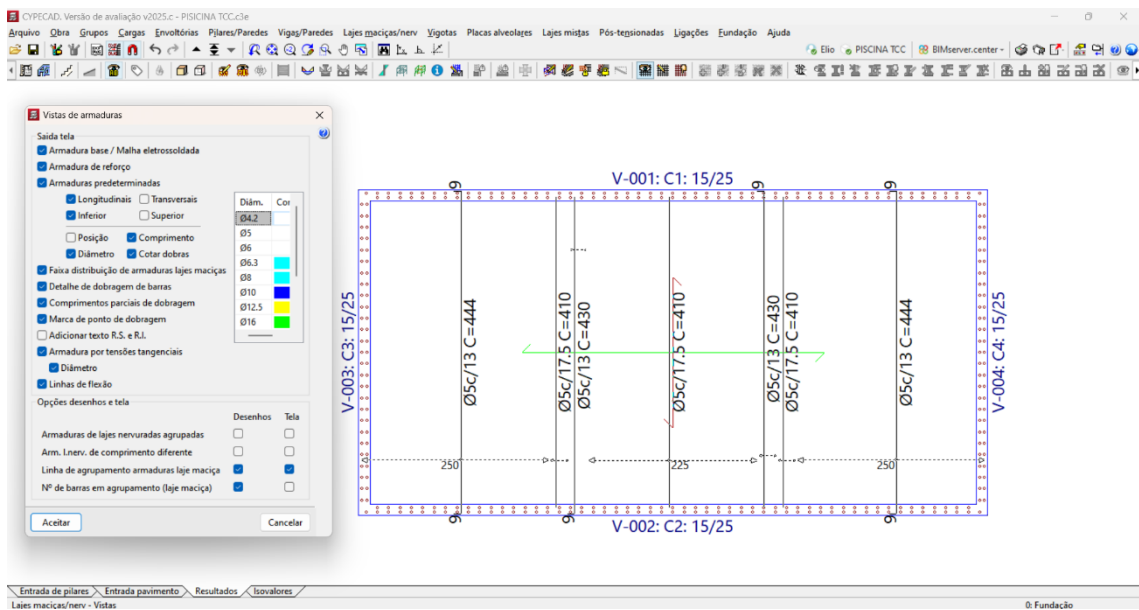
Fonte: Autor, 2025.

Figura 54 – Armadura longitudinal superior da laje de fundação



Fonte: Autor, 2025.

Figura 55 – Armadura longitudinal inferior da laje de fundação



Fonte: Autor, 2025.

Figura 56 – Elevação 3D das armações do empreendimento



Fonte: Autor, 2025.

i) Consumos da obra

Após a finalização do dimensionamento e a exportação dos detalhamentos da obra, o software CypeCAD permite gerar relatórios completos de consumo de materiais. Entre as informações disponibilizadas, destacam-se os quantitativos de fôrmas, aço e o consumo total de concreto, fundamentais para o planejamento executivo e orçamentário da construção. Esses relatórios foram exportados e estão apresentados integralmente no Anexo B deste trabalho, enquanto um resumo dos principais dados obtidos encontra-se organizado na Tabela 22:

Tabela 22 - Resumo do consumo de materiais da obra em concreto

Elemento	Fôrmas (m²)	Volume (m³)	Barras (kg)
Laje de fundação	-	4,80	189
Vigas	3,78	-	29
Muros de Concreto armado	73,08	5,48	604
Total da obra	76,86	10,83	822

Fonte: Autor (2025)

13.2 Modelagem da piscina em alvenaria estrutural

Para a modelagem da piscina em alvenaria estrutural, serão seguidos os mesmos procedimentos e configurações iniciais descritos no item 14.1. Isso inclui as definições dos parâmetros gerais de início do projeto, a definição dos níveis da obra, a inserção do projeto arquitetônico por meio da aba de máscaras, bem como os valores das cargas atuantes na estrutura.

a) Lançamento das paredes de alvenaria estrutural

De acordo com a NBR 6136 (2016), item 5.3.1, para aplicações abaixo do nível do solo, devem ser utilizados blocos de Classe A. Conforme a Tabela 3 da referida norma, esses blocos devem apresentar resistência característica à compressão (f_{bk}) mínima de 8,0 MPa e espessura mínima de 14 cm. Diante disso, adotaram-se blocos com resistência de 8,0 MPa e dimensões de 19 x 19 x 39 cm.

Parsekian (2012) apresenta valores padronizados para a especificação da argamassa, do graute e do valor de prisma, em função da resistência à compressão do bloco. Para blocos com resistência característica (f_{bk}) de 8,0 MPa, a resistência característica da argamassa (f_a) indicada é de 6,0 MPa. No entanto, para elementos em contato com o solo e submetidos a ações laterais predominantes, o autor recomenda o uso de argamassas com f_a entre 8,5 e 12,5 MPa. Sendo assim, conforme a NBR 13281 (ABNT, 2023), será utilizada uma argamassa do tipo P6, com f_a igual a 8,5 Mpa, conforme representado na Figura 57.

Figura 57 – Dados de entrada para a obra em alvenaria estrutural

Alvenaria de blocos armados

Referência: C3

Até: TOPO PISCINA

De: Fundação

	Viga embutida	Esquerda	Di
PISCINA	Com as características gerais	0.103	

Bloco: Blocos básicos 40x20x20

Diagramas de pressões: EMPUXO DO SOLO (Esquerda), EMPUXO DA ÁGUA (Direita), ...

Com coeficiente de rigidez axial diferente

Fundação

Viga de fundação

Balanço à esquerda: 0.000 m

Balanço à direita: 0.000 m

Altura: 0.150 m

Tensões admissíveis do terreno

Combinções fundamentais: 0.147 MPa

Combinções sísmicas e acidentais: 0.221 MPa

Módulo de Winkler: 5000 kN/m³

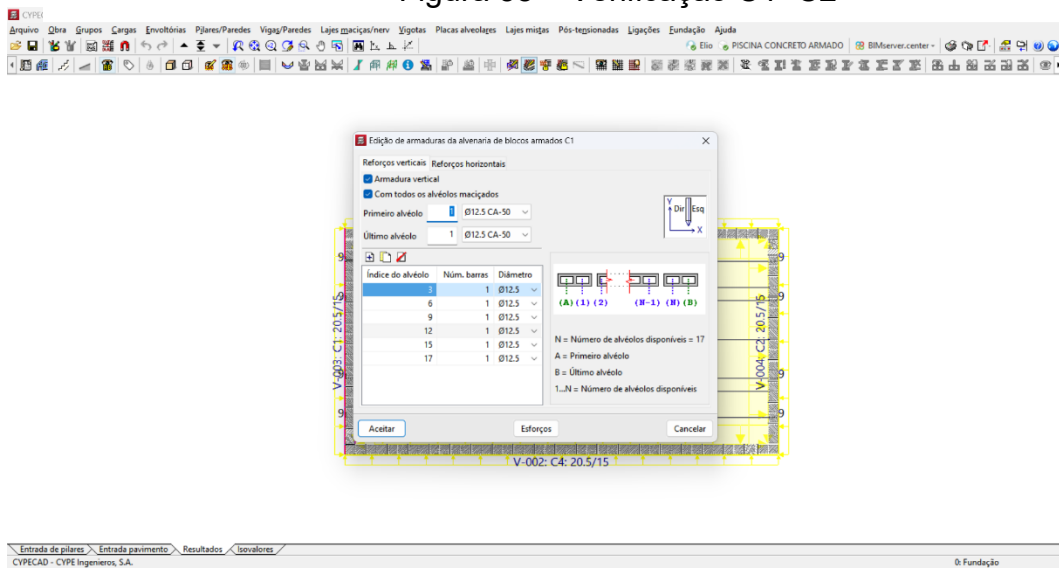
ACEITAR CANCELAR

Fonte: Autor, 2025.

b) Cálculo da obra e verificações

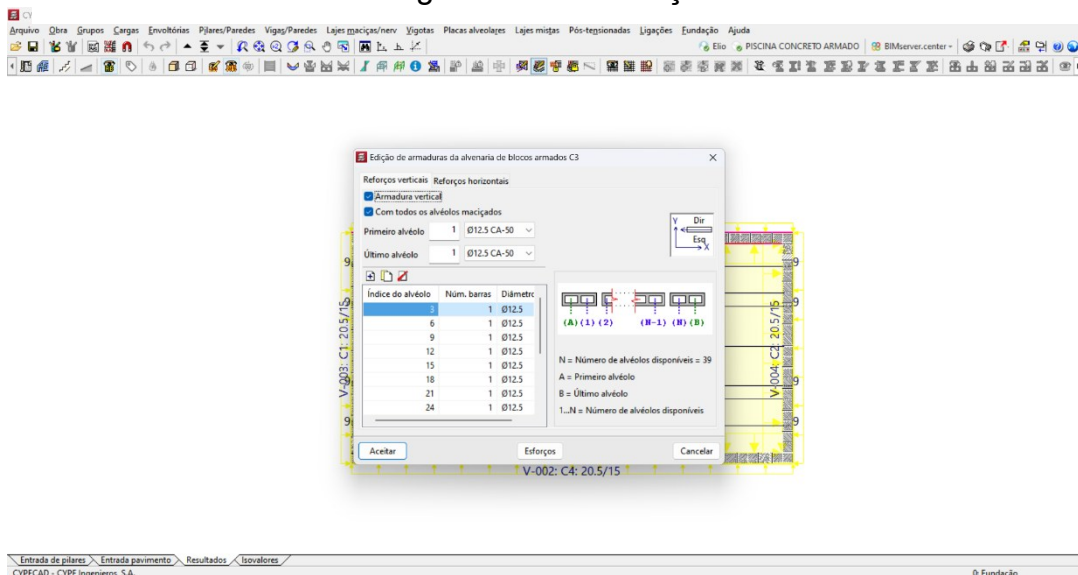
Após o lançamento das paredes de alvenaria no modelo estrutural, os procedimentos de análise da estrutura seguem as mesmas etapas descritas no item 14.1, tópico “g”. Isso inclui a realização do cálculo da obra pelo software CypeCAD, a verificação dos resultados obtidos e a análise das deformações, tensões e esforços atuantes. Essas etapas estão representadas nas figuras 58, 59, 60, 61, 62 e 63.

Figura 58 – Verificação C1=C2



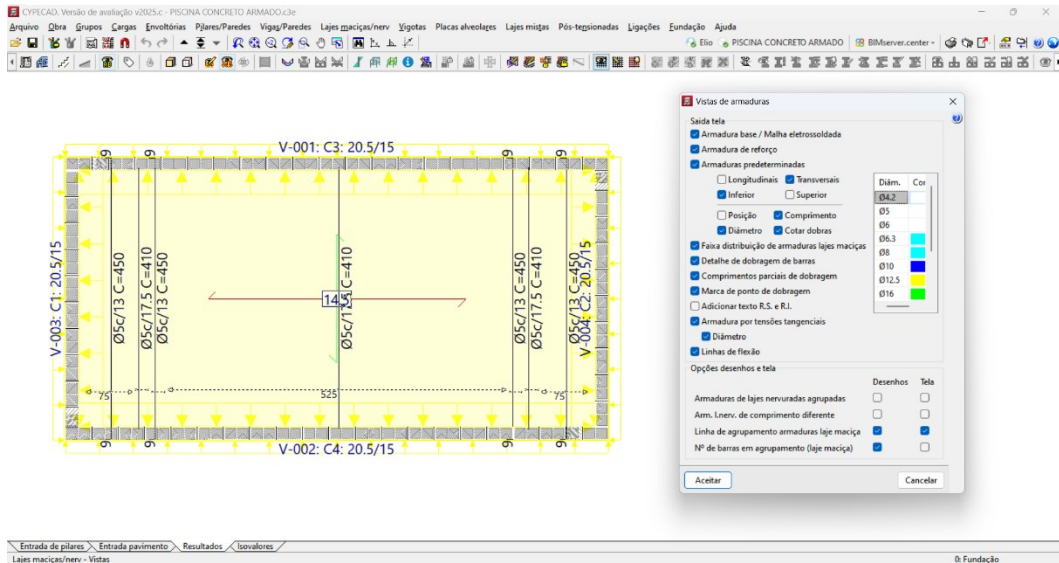
Fonte: Autor, 2025.

Figura 59 – Verificações C3=C4



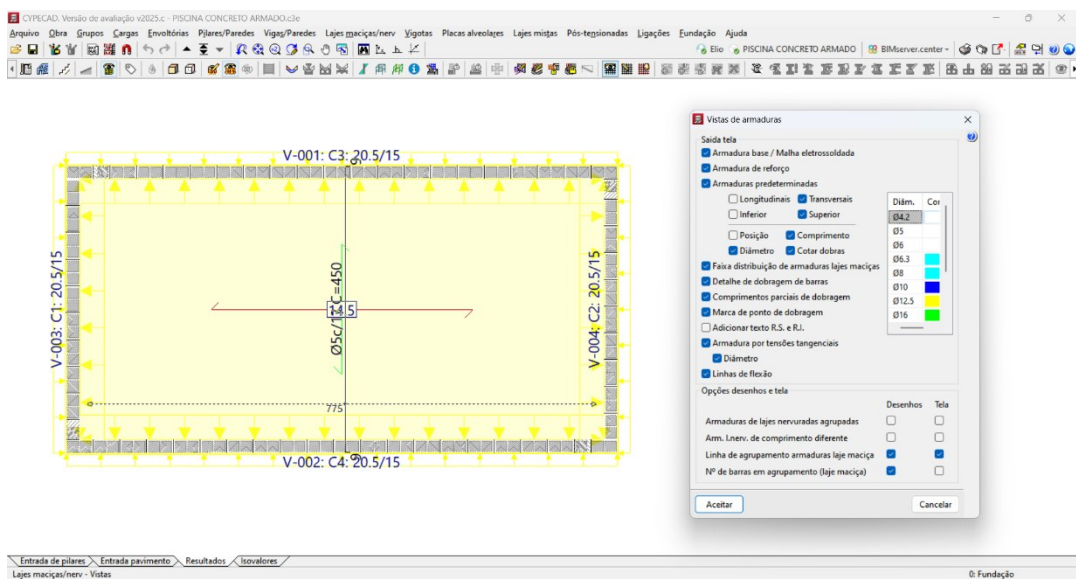
Fonte: Autor, 2025.

Figura 60 – Armadura transversal inferior da laje de fundação

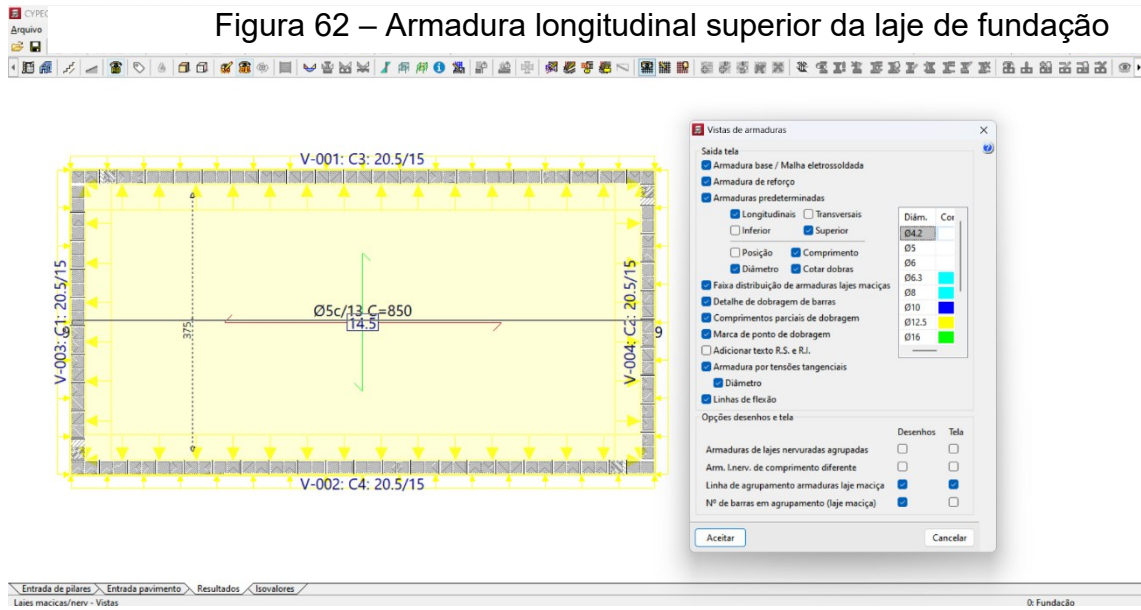


Fonte: Autor, 2025.

Figura 61 – Armadura transversal superior da laje de fundação

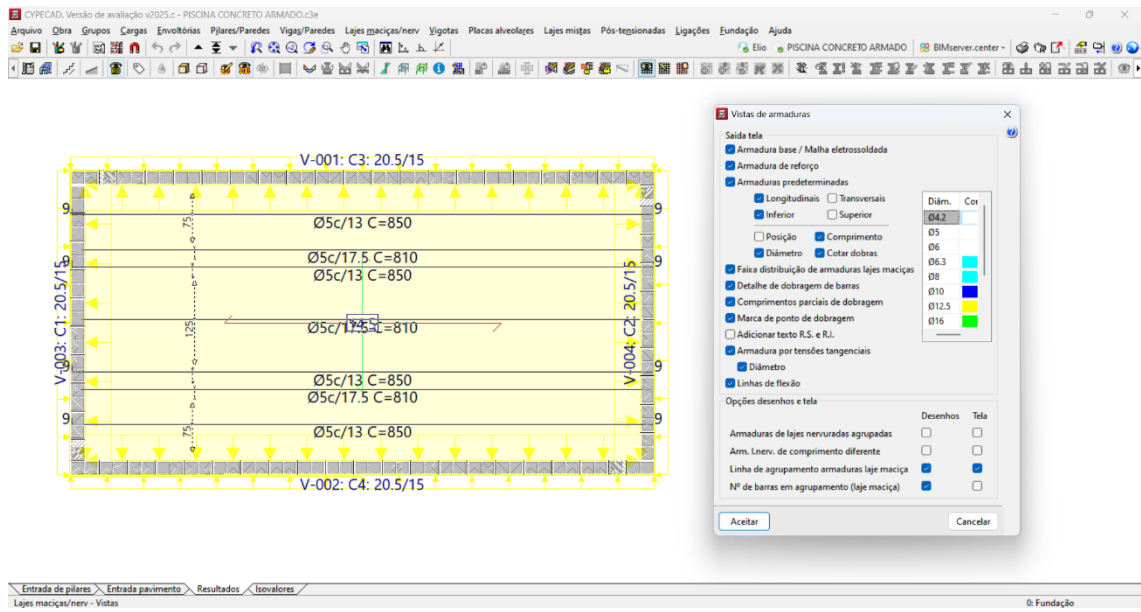


Fonte: Autor, 2025.



Fonte: Autor, 2025.

Figura 63 – Armadura longitudinal inferior da laje de fundação



Fonte: Autor, 2025.

c) Consumos da obra

Da mesma forma, para o modelo em alvenaria estrutural, também é possível gerar relatórios de consumo de materiais utilizando o CypeCAD. Conforme descrito no item i do tópico 14.1, o software disponibiliza os quantitativos de aço, fôrmas e volume de graute utilizados na estrutura. Esses dados são fundamentais para a estimativa de custos e planejamento da execução da obra. Esses relatórios foram exportados e estão apresentados integralmente no Anexo C deste trabalho, enquanto um resumo dos principais dados obtidos encontra-se organizado na tabela 23.

Tabela 23 - Resumo do consumo de materiais da obra em alvenaria

Elementos	Fôrmas (m²)	Volume (m³)	Barras (kg)
Laje de fundação	-	4,700	166
Vigas	13,90	1,760	72
Alvenaria de blocos	-	4,070	187
Total da obra	13,90	10,53	425

Fonte: Autor (2025).

14 DETALHAMENTO DOS PROJETOS ESTRUTURAIS

Após a conclusão do processo de cálculo estrutural para as duas hipóteses avaliadas neste trabalho, o software utilizado oferece a possibilidade da exportação dos respectivos detalhamentos construtivos. Essa funcionalidade representa uma importante vantagem, pois viabiliza o acesso a informações técnicas precisas e completas, fundamentais para subsidiar a elaboração de orçamentos detalhados e fidedignos de ambas as alternativas construtivas.

Dessa forma, torna-se possível comparar com maior embasamento técnico não apenas os aspectos estruturais, mas também os custos envolvidos em cada solução adotada.

Os detalhamentos referentes à hipótese da piscina executada em concreto armado encontram-se organizados no Apêndice A, enquanto os documentos correspondentes à alvenaria estrutural estão reunidos no Apêndice B, permitindo uma consulta objetiva e estruturada a todos os elementos dimensionados.

15. COMPOSIÇÃO DOS CUSTOS

Para viabilizar o comparativo entre a piscina proposta em concreto armado e a alternativa em alvenaria estrutural, foi elaborada uma planilha de composição de custos com base no levantamento e sequenciamento dos serviços típicos necessários para a execução da estrutura de cada solução. As composições consideraram os insumos envolvidos em cada etapa, incluindo materiais, mão de obra e equipamentos.

Os valores unitários dos insumos foram obtidos a partir da base de dados do SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), utilizando como referência os preços praticados no mês de fevereiro de 2025, a fim de garantir maior aderência à realidade do mercado.

É importante destacar que o orçamento se restringe exclusivamente aos serviços estruturais das duas soluções construtivas. Etapas como impermeabilização, revestimentos, instalações hidráulicas e elétricas não foram incluídas, por se tratar de procedimentos comuns a ambas as alternativas, não interferindo diretamente no objetivo comparativo deste estudo.

Um resumo das composições de custos para ambas as hipóteses está exposto nas Tabelas 24 e 25. Já as planilhas completas, com o detalhamento das composições para cada sistema construtivo, estão dispostas nos Apêndices C e D, respectivamente.

Tabela 24 - Resumo do custo para execução em concreto armado

ITEM	DESCRIÇÃO	CUSTO R\$
1	Escavação mecanizada de vala com profundidade maior que 1,5 m até 3,0 m (média montante e jusante/uma composição por trecho), retroescav. (0,26 m ³), largura menor que 0,8 m, em solo de 1a categoria, locais com baixo nível de interferência. Af_09/2024	605,28
2	Lastro de concreto magro, aplicado em pisos, lajes sobre solo ou radiers, espessura de 5 cm. Af_01/2024	433,95
3	Armação do sistema de paredes de concreto, executada como reforço, vergalhão de 6,3 mm de diametro. Af_12/2024	1.813,00
4	Armação do sistema de paredes de concreto, executada como reforço, vergalhão de 10,0 mm de diametro. Af_12/2024	4.394,8
5	Armação do sistema de paredes de concreto, executada como reforço, vergalhão de 16,0 mm de diametro. Af_12/2024	1.910,12
6	Armação de laje de estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-50 de 5,0 mm	3.003,49
7	Fabricação, montagem e desmontagem de forma para cortina de contenção, em chapa de madeira compensada plastificada, e = 18 mm, 10 utilizações. Af_11/2024	4.007,48
8	Concretagem de edificações (paredes e lajes) feitas com sistema de formas manuseáveis, com concreto usinado autoadensável fck 30 mpa - lançamento e acabamento, af_09/2024	7.014,98
9	Reaterro manual de valas, com placa vibratória. Af_08/2023	425,73
TOTAL		23.608,82

Fonte: Autor (2025)

Tabela 25 - Resumo do custo para execução em alvenaria estrutural

ITEM	DESCRIÇÃO	CUSTO R\$
1	Escavação mecanizada de vala com profundidade maior que 1,5 m até 3,0 m (média montante e jusante/uma composição por trecho), retroescav. (0,26 m ³), largura menor que 0,8 m, em solo de 1a categoria, locais com baixo nível de interferência. Af_09/2024	605,28
2	Lastro de concreto magro, aplicado em pisos, lajes sobre solo ou radiers, espessura de 5 cm. Af_01/2024	433,95
3	Armação de laje de estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-50 de 5,0 mm	3.003,49
4	Armação vertical de alvenaria estrutural; diâmetro de 6,3mm. AF_09/2021	693,82
5	Armação vertical de alvenaria estrutural; diâmetro de 12,5mm. AF_09/2021	1.428,15
6	Armação de cinta de alvenaria estrutural; diâmetro de 10,0mm. AF_09/2021	517,21
7	Fabricação de forma para vigas, em chapa de madeira compensada plastificada, e = 18 mm. Af_09/2020	871,78
8	Grauteamento vertical em alvenaria estrutural. AF_09/2021	997,47
9	Concretagem de edificações (paredes e lajes) feitas com sistema de formas manuseáveis, com concreto usinado autoadensável fck 30 mpa - lançamento e acabamento, af_09/2024	3.536,64
10	Reaterro manual de valas, com placa vibratória. Af_08/2023	425,73
TOTAL		12.513,51

Fonte: Autor (2025)

16. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com base no levantamento quantitativo de materiais e nos orçamentos elaborados, foi possível estabelecer indicadores comparativos entre os dois sistemas construtivos analisados para a execução da piscina: concreto armado e alvenaria estrutural. Os resultados apresentados no item 15 deste trabalho evidenciam que a solução em alvenaria estrutural apresentou melhor desempenho econômico, resultando em uma economia de R\$ 11.095,31 em relação à solução em concreto armado.

Essa diferença significativa pode ser atribuída a diversos fatores que impactam diretamente no custo da execução, dentre os quais se destacam:

- **Ausência de fôrmas na alvenaria estrutural:** Diferentemente do concreto armado, que exige fôrmas para a moldagem e cura das paredes, a alvenaria estrutural dispensa esse recurso, resultando na eliminação de etapas onerosas como a fabricação, montagem e desmontagem das fôrmas. Conforme descrito no item 7 do Apêndice A, esse processo representa um dos principais custos na solução em concreto armado.
- **Redução no consumo de aço:** Excluindo-se as armaduras da laje de fundo, que são comuns aos dois sistemas, observou-se que o consumo de aço na solução em alvenaria estrutural é cerca de 49% menor em comparação ao sistema em concreto armado, contribuindo significativamente para a redução do custo final.
- **Custo das paredes estruturais:** Considerando o conjunto de materiais utilizados nas paredes em alvenaria estrutural (blocos, argamassa, graute e aço), a execução dessas paredes resultou em um custo aproximadamente 62,76% inferior ao das paredes moldadas em concreto armado, submetidas às mesmas condições de carregamento.

Esses resultados demonstram que, para o caso específico estudado, a alvenaria estrutural apresenta-se como uma alternativa economicamente mais viável, sem prejuízo à segurança e ao desempenho estrutural, desde que adotadas as devidas diretrizes normativas e técnicas de execução. Essa constatação está alinhada com o que afirma Pfeil (2006), ao destacar que soluções construtivas mais eficientes,

que eliminam etapas e otimizam o uso de materiais, promovem maior economia e agilidade na execução das obras.

17. CONCLUSÃO

Ao longo deste trabalho, foram discutidos aspectos essenciais para a análise e o dimensionamento estrutural de piscinas, com destaque para:

- Ações devido ao empuxo da água: Presentes nos três tipos de piscinas (elevadas, apoiadas sobre o solo e enterradas) e determinante para o dimensionamento adequado das paredes e da laje de fundo.
- Ações devido ao empuxo do solo: Relevantes para piscinas apoiadas e enterradas. No primeiro caso, atuam principalmente sobre a laje de fundo; no segundo, incidem tanto na laje quanto nas paredes, que ficam sujeitas ao empuxo lateral.
- Comportamento estrutural em função dos apoios: Piscinas elevadas apresentam comportamento de placa ou de viga-parede, dependendo de suas dimensões. Já as apoiadas ou enterradas, quando possuem apoios contínuos, tendem a ter paredes funcionando como elementos estruturais e laje de fundo atuando como radier.
- Importância do conhecimento do solo: Parâmetros como o módulo de reação vertical do solo influenciam diretamente o desempenho estrutural do radier. A realização de ensaios geotécnicos no local é a forma mais confiável de obter dados para o dimensionamento, garantindo maior precisão ao projeto.

A aplicação desses conceitos no estudo de caso permitiu comparar dois sistemas construtivos: concreto armado e alvenaria estrutural.

Os resultados mostraram que a alvenaria estrutural pode ser cerca de 47% mais econômica que o concreto armado, o que, no caso analisado, representa uma economia significativa. Essa vantagem está associada à racionalização do processo construtivo, eliminando o uso de fôrmas e reduzindo substancialmente o consumo de aço.

Contudo, não se pretende generalizar tais resultados. A escolha do sistema construtivo mais adequado deve considerar, além dos custos diretos, fatores como disponibilidade de mão de obra qualificada, prazos de execução, entre outros.

Dessa forma, os dados apresentados neste estudo funcionam como uma referência técnica e econômica para projetos semelhantes, reforçando a importância de uma análise criteriosa que leve em conta as particularidades de cada obra.

17.1 Sugestões para Trabalhos Futuros

Considerando as limitações deste estudo, recomenda-se que futuras pesquisas aprofundem a análise aqui apresentada. Sugere-se a inclusão de etapas como impermeabilização e revestimentos no comparativo de custos, bem como, estudos que considerem variações da geometria da piscina, e suas respectivas condições de carregamento.

Além disso, estudos que realizem o dimensionamento da estrutura em outros softwares de cálculo estrutural, com o objetivo de verificar possíveis reduções no consumo de aço e concreto, também podem contribuir para o aprimoramento e consolidação do tema proposto.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, Paulo José; GARCIA, Jean Rodrigo. **Engenharia de fundações: princípios e práticas**. São Paulo: Érica, 2008.

ALVES, Gabriel da Silva; ARAÚJO, Nelma Mirian Chagas de. **Composições de custos unitários: TCPO x Apropriação in loco**. In: CONNEPI – Congresso Norte-Nordeste de Pesquisa e Inovação, Maceió, 2010.

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 135 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13281-2:2023** – Argamassas inorgânicas — Requisitos e métodos de ensaios — Parte 2: Argamassas para assentamento e para fixação de alvenaria. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931:2023** – Execução de estruturas de concreto armado, protendido e com fibras — Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-1:2020 (versão corrigida em 2021)** – Argamassas — Procedimento para verificação da conformidade — Parte 1: Requisitos gerais para argamassas utilizadas em alvenaria estrutural. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738:2015 (versão corrigida em 2016)** – Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2023** – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:2019 (versão corrigida em 2019)** – Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:2019** – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136:2016 (versão corrigida em 2016)** – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484:2020** – Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502:2022** – Solos e rochas – Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:2003 (versão corrigida em 2004)** – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9575:2010** – Impermeabilização – Seleção e projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

BOWLES, John **Foundation analysis and design**. 5th ed. New York: McGraw-Hill, 1997.

CAMACHO, Jefferson Sidney **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. 48 f. Relatório Técnico – NEPAE, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2006.

CARVALHO, Roberto Chust; FARIA, Antônio de. **Reservatórios paralelepípedicos e piscinas**. Apostila. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2008.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2023. 5. ed. São Carlos: Edufscar, 2024. 480 p.

CHRISTIAN, Priscila de. **Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. 194 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. [S.l.]: [s.n.].

COLARES, George Moura. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 83 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

DANZIGER, Bernadete **Estudo de caso de obra com análise de interação solo-estrutura**. 12 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

DAS, Braja. **Princípios de engenharia de fundações**. 7. ed. [S.l.]: Cengage Learning, 2010.

DÉCOURT, Luiz.; QUARESMA, Afonso. **Capacidade de carga dos solos a partir de ensaios de penetração padrão**. In: SIMPÓSIO SOBRE CAPACIDADE DE CARGA DOS SOLOS, São Paulo, 1978. Anais... São Paulo: ABMS, 1978.

FREDERICO, Falconi; WALDEMAR, Hachich. **Fundações**: teoria e prática para engenharia civil. 3. ed. São Paulo: oficina de textos, 2019.

GUIMARÃES, Andrei Hammes. **Análise da viabilidade técnica e econômica de diferentes sistemas construtivos aplicados às habitações de interesse social**

de Florianópolis. 290 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

HOLANDA JÚNIOR, Oswaldo Gomes de. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas.** 180 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

KUEHN, Adriana. **Comparação entre métodos de análise estrutural para reservatórios retangulares de concreto armado.** 201 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

MASSAD, Francisco. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** 6. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2009.

MOLITERNO, Antonio. **Caderno de muros de arrimo.** 2. ed. São Paulo: Edgar Blücher, 1994.

PARSEKIAN, Guilherme; HAMID, Ahmad ; DRYSDALE, Robert. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural.** São Carlos: Edufscar, 2012.

PARSEKIAN, Guilherme Aris. **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto.** São Carlos: Edufscar, 2012. 85 p.

PARVETECH. **Blocos e pisos.** Disponível em: http://www.pavertech.com.br/catalogo_blocos_de_concreto.html. Acesso em: 11 fev. 2025.

PINHEIRO, Libânio **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios.** Apostila. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

RAMALHO, Márcio; CORRÊA, Márcio **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural.** São Paulo: Pini, 2003. 169 p.

REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole.** 155 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

RIBEIRO, Daniel Duarte; SANTOS, Amaro Francisco Codá. **Diretrizes para execução de um adequado sistema de impermeabilização em piscinas apoiadas sobre o solo e enterradas.** Rio de Janeiro: Núcleo de Pesquisa em Planejamento e Gestão, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2021.

SALGADO, Júlio César. P. **Técnicas e práticas construtivas: da implantação ao acabamento.** 1. ed. São Paulo: Érica, 2014. 168 p.

SALIM, José João. **Diretrizes de projeto para melhorar a produtividade na montagem de componentes pré-cortados e pré-dobrados de aço para estruturas de concreto armado de edifícios.** 242 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

SILVA, Apolino José Nogueira da; CARVALHO, Fabíola Gomes de. **Coesão e resistência ao cisalhamento a atributos físicos e químicos de latossolo amarelo de tabuleiro costeiro**. Revista Brasileira de Ciência do Solo, Viçosa, v. 31, n. 5, p. 927-938, 2007. Disponível em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0100-06832007000500003. Acesso em: 08 dez. 2024.

TAUIL, Carlos Alberto; NESE, Flávio José Martins. **Alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2010. 183 p.

TERZAGHI, Karl. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1948.

TISAKA, Maçahiko. **Orçamento na construção civil**: consultoria, projeto e execução. São Paulo: Editora Pini, 2006.

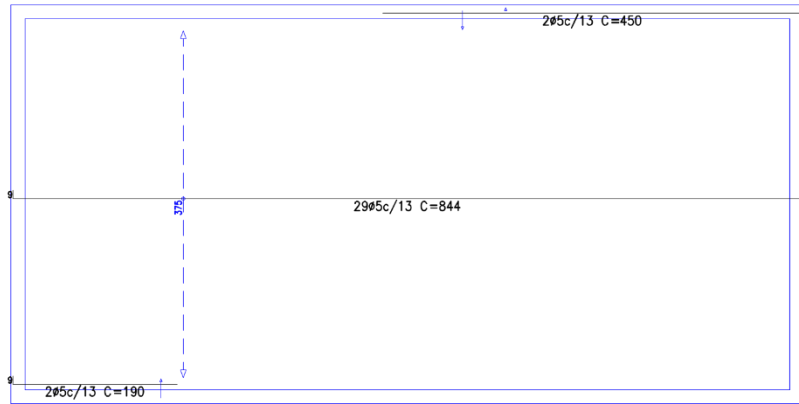
VALVERDE, Felipe. **Piscinas em concreto armado**: projeto, execução e manutenção. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2012.

VASCONCELOS, Zelma Lamaneres. **Critérios para projetos de reservatórios paralelepípedicos elevados de concreto armado**. 136 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

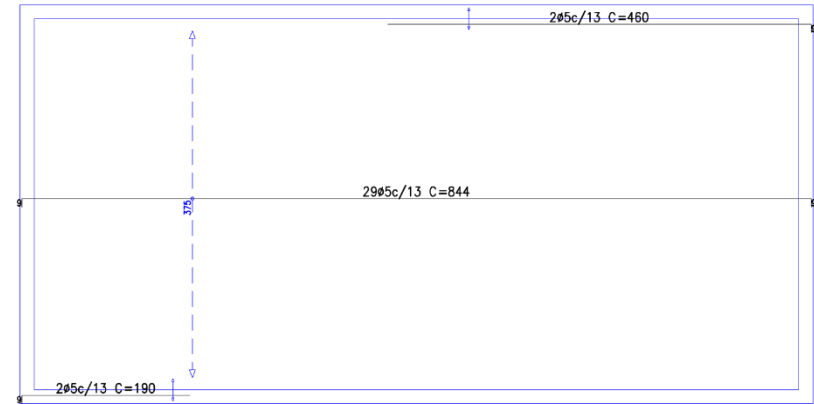
VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

VILLAR, Carlos Eduardo de França. **Caracterização e comportamento da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos**. 107 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia e Ciência de Materiais) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.

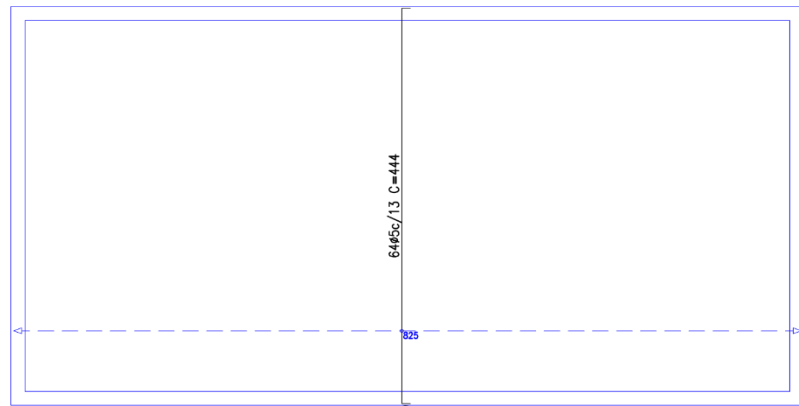
APÊNDICE A – DETALHAMENTOS DA OBRA EM CONCRETO ARMADO



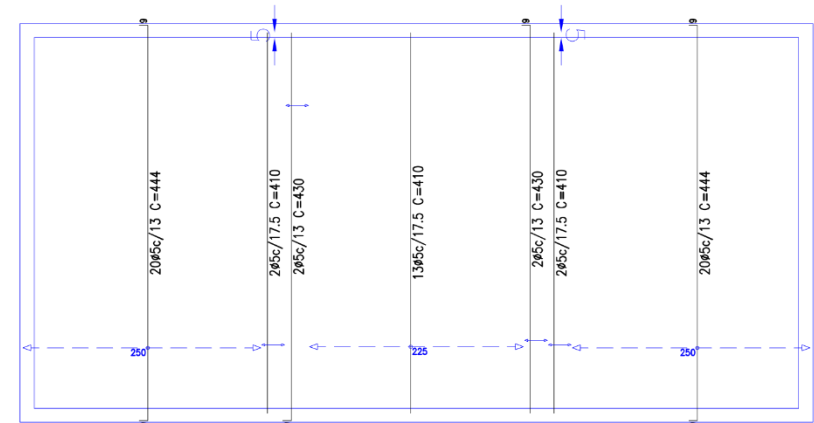
Armadura transversal inferior
Concreto: C30, em geral



Armadura transversal superior
Concreto: C30, em geral



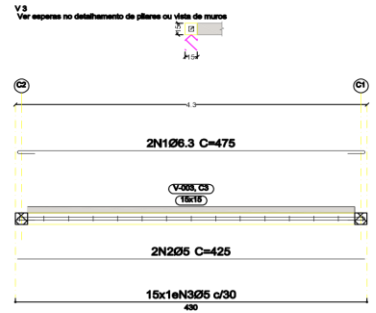
Armadura longitudinal superior
Concreto: C30, em geral



Armadura longitudinal inferior
Concreto: C30, em geral

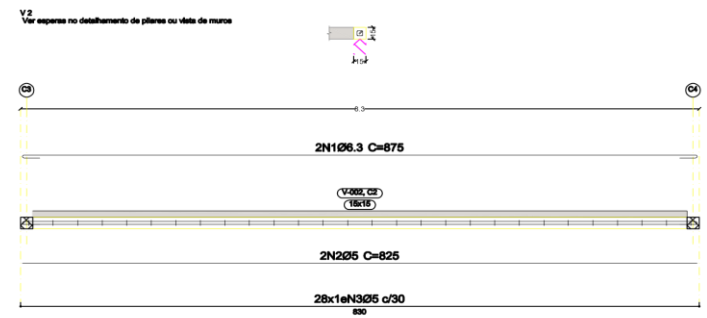
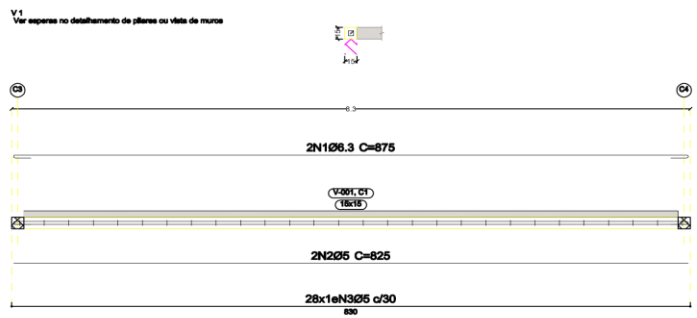
Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Fundação
 Desenho de vigas
 Concreto: C30, em geral
 Aço das barras: CA-50 e CA-60
 Aço dos estribos: CA-50 e CA-60
 Escala vigas 1:50



Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Esquema (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
V 1	1	Ø6.3	2		875	1750	4.3		
	2	Ø5	2		825	1650		2.6	
	3	Ø5	28		36	1008		1.6	
Total+10%:							4.7	4.6	
V 2	1	Ø6.3	2		875	1750	4.3		
	2	Ø5	2		825	1650		2.6	
	3	Ø5	28		36	1008		1.6	
Total+10%:							4.7	4.6	
V 3	1	Ø6.3	2		475	950	2.3		
	2	Ø5	2		425	850		1.3	
	3	Ø5	15		36	540		0.8	
Total+10%:							2.5	2.3	
							Ø5:	0.0	11.5
							Ø6.3:	11.9	0.0
							Total:	11.9	11.5

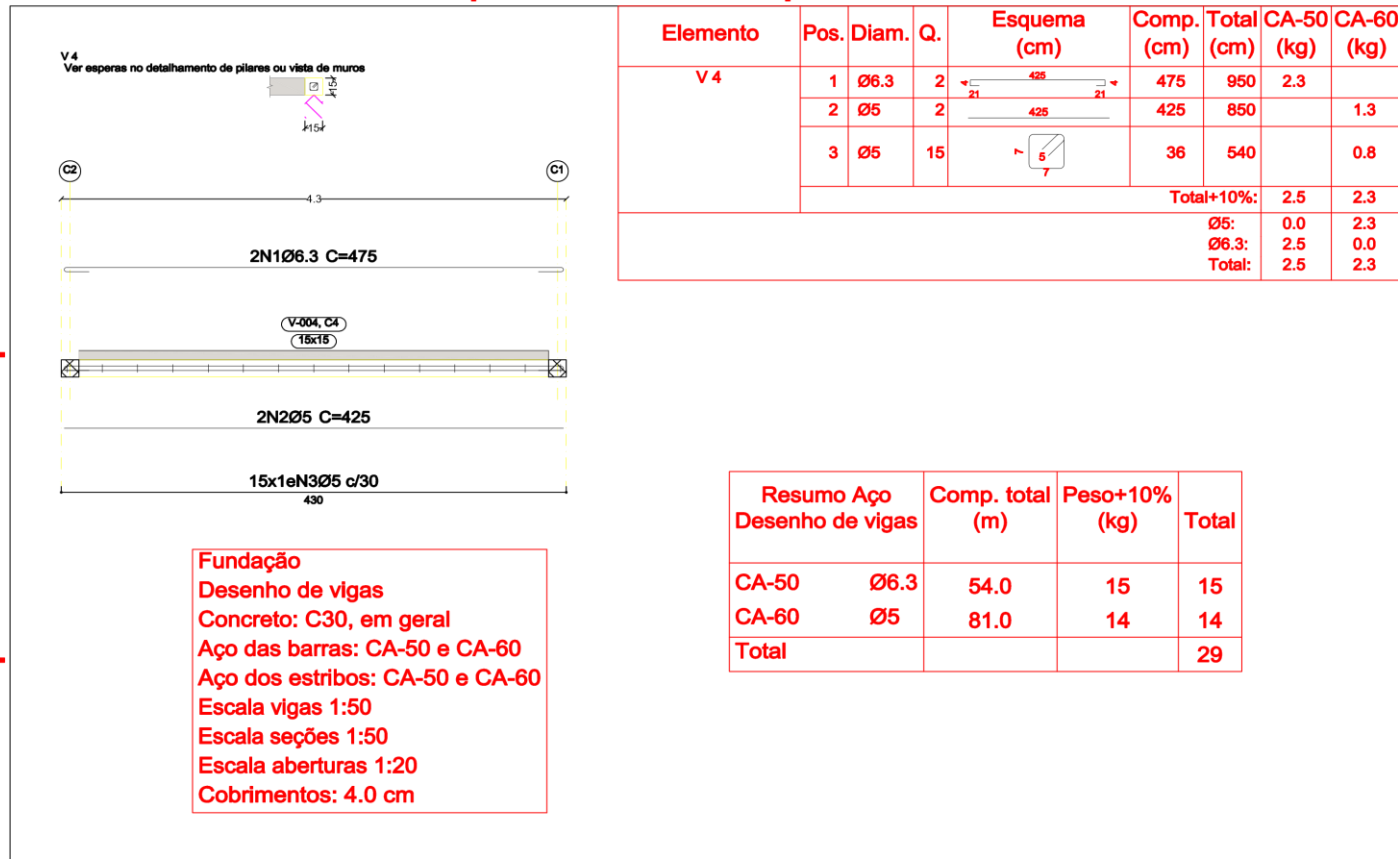
Produzido por uma versão não profissional da CYPE



Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE



Produzido por uma versão não profissional da CYPE

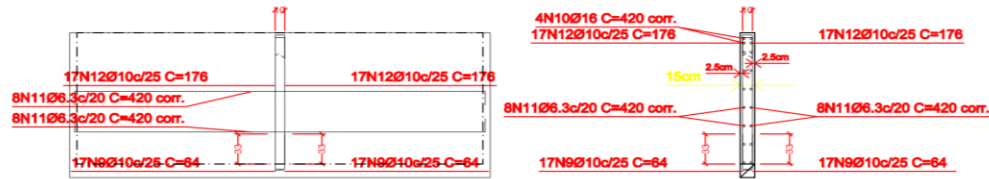
Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

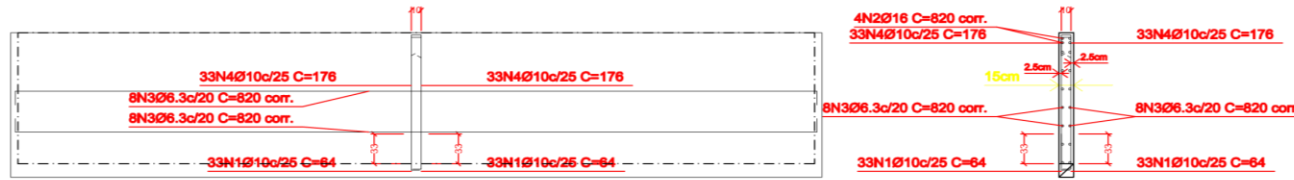
Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Escala: 1:50
PISCINA CONCRETO ARMADO



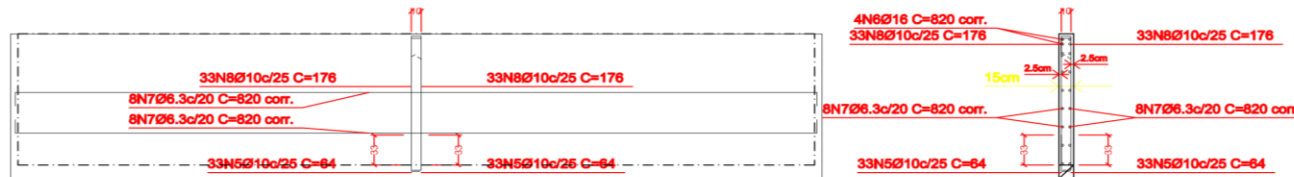
C3: Planta 1

Ver desenho de vigas.



C1: Planta 1

Ver desenho de vigas.



C2: Planta 1

Ver desenho de vigas.

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
C1	1	Ø10	66	20	44		64	4224	26.0		
	2	Ø16	4		VAR.		VAR.	3280	51.8		
	3	Ø6.3	16		VAR.		VAR.	13120	32.1		
	4	Ø10	66	33	143		176	11616	71.6		
Total+10%:									199.7		
C2	5	Ø10	66	20	44		64	4224	26.0		
	6	Ø16	4		VAR.		VAR.	3280	51.8		
	7	Ø6.3	16		VAR.		VAR.	13120	32.1		
	8	Ø10	66	33	143		176	11616	71.6		
Total+10%:									199.7		
C3	9	Ø10	34	20	44		64	2176	13.4		
	10	Ø16	4		VAR.		VAR.	1680	26.5		
	11	Ø6.3	16		VAR.		VAR.	6720	16.5		
	12	Ø10	34	33	143		176	5984	36.9		
Total+10%:									102.6		
									Ø6.3:	88.9	0.0
									Ø10:	270.1	0.0
									Ø16:	143.0	0.0
									Total:	502.0	0.0

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

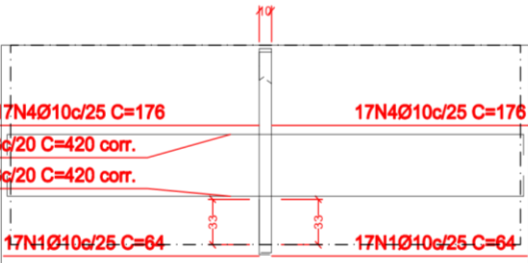
Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

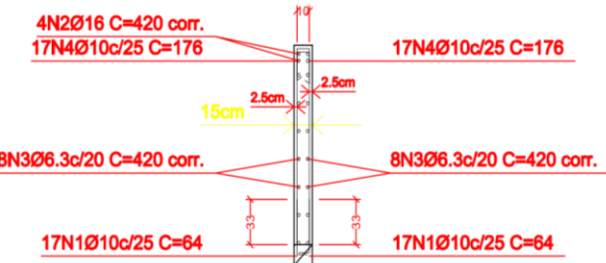
Escala: 1:50
 PISCINA CONCRETO ARMADO

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
C4	1	Ø10	34	20	44		64	2176	13.4		
	2	Ø16	4		VAR.		VAR.	1680	26.5		
	3	Ø6.3	16		VAR.		VAR.	6720	16.5		
	4	Ø10	34	33	143		176	5984	36.9		
Total+10%:									102.6		
									Ø6.3:	18.1	0.0
									Ø10:	55.3	0.0
									Ø16:	29.2	0.0
									Total:	102.6	0.0

Resumo Aço	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Muros de concreto armado			
CA-50			
Ø6.3	396.8	107	
Ø10	480.0	325	
Ø16	99.2	172	604



17N4Ø10c/25 C=176
 8N3Ø6.3c/20 C=420 corr.
 8N3Ø6.3c/20 C=420 corr.
 17N1Ø10c/25 C=64



4N2Ø16 C=420 corr.
 17N4Ø10c/25 C=176
 17N4Ø10c/25 C=176
 8N3Ø6.3c/20 C=420 corr.
 8N3Ø6.3c/20 C=420 corr.
 17N1Ø10c/25 C=64
 17N1Ø10c/25 C=64

C4: Planta 1

Ver desenho de vigas.

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
Armadura longitudinal inferior	1	ø5	12		810		810	9720		15.3	
	2	ø5	16	9	832		850	13600		21.4	
	3	ø12.5	46		125	146	271	12466	120.1		
	4	ø6.3	16		436		436	6976	17.1		
	5	ø6.3	16		836		836	13376	32.8		
Total+10%:								187.0	40.4		
								ø5:	0.0	40.4	
								ø6.3:	54.9	0.0	
								ø12.5:	132.1	0.0	
								Total:	187.0	40.4	

Referência	Número	Vertical	Horizontal
C1 e C2	10 + (1/2)	8N3ø12.5	4 x 2N4ø6.3
C3 e C4	20 + (1/2)	15N3ø12.5	4 x 2N5ø6.3

Em todos os muros (Fundação)
 Juntas verticais: 15 mm
 Juntas horizontais: 15 mm
 nº fiadas: 6
 Blocos: 40x20x20
 Nota: O número de blocos é orientativo, não se levam em conta as aberturas nem os encontros com outros muros.

Resumo Aço Fundação	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Armadura longitudinal inferior			
CA-50	ø6.3	203.5	55
	ø12.5	124.7	132
CA-60	ø5	233.2	40
Total			227

Tipo de armadura	Diâmetro	Comprimento de trespasse
Armadura vertical	ø12.5	146 cm
Cordões	ø6.3	73 cm

Muros	Série de blocos		Bloco	
	Nome	Descrição	Nome	Geometria
Em todos os muros	Blocos básicos	E: 6.40 GPa n: 0.25 g: 24.00 kN/m3 fd: 8.00 MPa fvd: 0.07 MPa	40x20x20	Bloco: 39.0 x 19.0 x 19.0 1/2 Bloco: 18.8 x 19.0 x 19.0

Notação:
 E: Módulo de elasticidade
 n: Módulo de poisson
 g: Peso específico
 fd: Resistência de cálculo à compressão
 fvd: Resistência de cálculo ao esforço cortante
 fvd,v: Resistência de cálculo à flexão vertical (em torno do eixo horizontal)
 fvd,h: Resistência de cálculo à flexão horizontal (em torno do eixo vertical)

Altura: 15.0 cm
Recobrimento geométrico superior: 3.0 cm
Recobrimento geométrico inferior: 3.0 cm
Recobrimento mecânico superior: 4.0 cm
Recobrimento mecânico inferior: 4.0 cm

Reforços verticais	CA-50 e CA-60
Reforços horizontais	CA-50 e CA-60

Produzido por uma versão não profissional da CYPE
APÊNDICE B – DETALHAMENTOS DA OBRA EM ALVENARIA

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

(10+1/2) peças 40x20x20
Juntas verticais de: 15 mm
Ref. hor.: 4 x 2ø6.3
8ø12.5

6ø5c/13 C=450
2ø5c/17.5 C=410
2ø5c/13 C=450

30ø5c/17.5 C=410

15ø12.5

(10+1/2) peças 40x20x20
Juntas verticais de: 15 mm
Ref. hor.: 4 x 2ø6.3
8ø12.5

(20+1/2) peças 40x20x20
Juntas verticais de: 15 mm
Ref. hor.: 4 x 2ø6.3

15ø12.5

(20+1/2) peças 40x20x20
Juntas verticais de: 15 mm
Ref. hor.: 4 x 2ø6.3

15ø12.5

(10+1/2) peças 40x20x20
Juntas verticais de: 15 mm
Ref. hor.: 4 x 2ø6.3
8ø12.5

60ø5c/13 C=450

775

(20+1/2) peças 40x20x20
Juntas verticais de: 15 mm
Ref. hor.: 4 x 2ø6.3

15ø12.5

(10+1/2) peças 40x20x20
Juntas verticais de: 15 mm
Ref. hor.: 4 x 2ø6.3
8ø12.5

Tipo de armadura	Diâmetro	Comprimento de tresparse
Armadura vertical	ø12.5	146 cm
Cordões	ø6.3	73 cm

Fundação
 Armadura transversal inferior
 Concreto: C30, em geral
 Aços em fundações: CA-50 e CA-60
 Escala: 1:50
 Nota: A disposição de blocos que se desenha corresponde à primeira fiada, exceto se o muro termina no piso, cujo caso corresponde à última fiada do piso inferior.

Referência	Número	Reforços verticais
C1 e C2	10 + (1/2)	8ø12.5
C3 e C4	20 + (1/2)	15ø12.5

Em todos os muros (Fundação)
 Juntas verticais: 15 mm
 Juntas horizontais: 15 mm
 Nº Fiadas: 6
 Blocos: 40x20x20
 Reforços horizontais: 4 x 2ø6.3
 Nota: O número de blocos é orientativo, não se levam em conta as aberturas nem os encontros com outros muros.

Altura: 15.0 cm
Recobrimento geométrico superior: 3.0 cm
Recobrimento geométrico inferior: 3.0 cm
Recobrimento mecânico superior: 4.0 cm
Recobrimento mecânico inferior: 4.0 cm

Reforços verticais	CA-50 e CA-60
Reforços horizontais	CA-50 e CA-60

Muros	Série de blocos		Bloco	
	Nome	Descrição	Nome	Geometria
Em todos os muros	Blocos básicos	E: 6.40 GPa n: 0.25 g: 24.00 kN/m ³ fd: 8.00 MPa fvd: 0.07 MPa	40x20x20	Bloco: 39.0 x 19.0 x 19.0 1/2 Bloco: 18.8 x 19.0 x 19.0

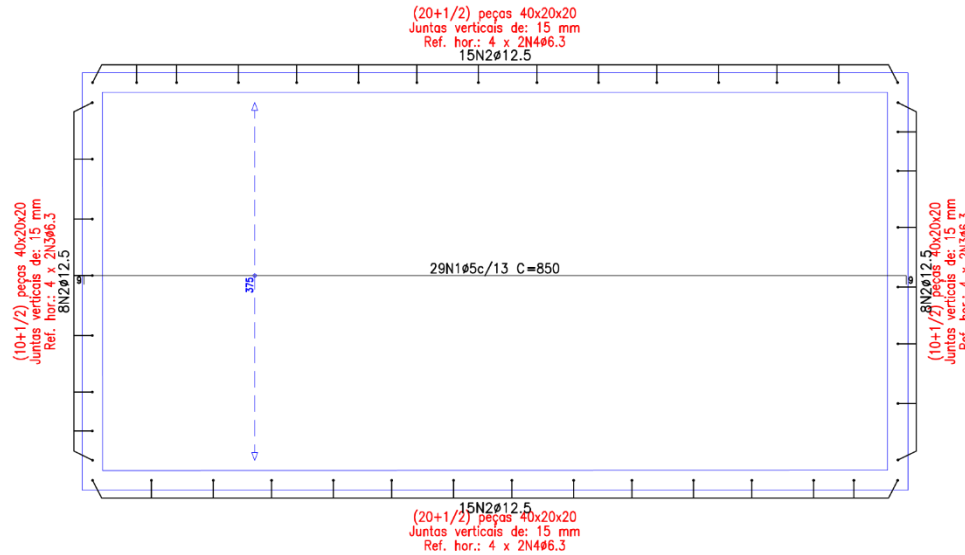
Notações:
 E: Módulo de elasticidade
 n: Módulo de poisson
 g: Peso específico
 fd: Resistência de cálculo à compressão
 fvd: Resistência de cálculo ao esforço cortante
 fcd: Resistência de cálculo à flexão vertical (em torno do eixo horizontal)
 fcd: Resistência de cálculo à flexão horizontal (em torno do eixo vertical)

Fundação
 Armadura transversal superior
 Concreto: C30, em geral
 Aços em fundações: CA-50 e CA-60
 Escala: 1:50
 Nota: A disposição de blocos que se desenha corresponde à primeira fiada, exceto se o muro termina no piso, cujo caso corresponde à última fiada do piso inferior.

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE



Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
Armadura longitudinal superior	1	ø5	29	9	832	9	850	24650	120.1	38.7	
	2	ø12.5	46		125	146	271	12466	17.1		
	3	ø6.3	16		436		436	6976	32.8		
	4	ø6.3	16		836		836	13376			
Total+10%:									187.0	42.6	
									ø5:	0.0	42.6
									ø6.3:	54.9	0.0
									ø12.5:	132.1	0.0
									Total:	187.0	42.6

Quadro de alvenarias de blocos de concreto,armadas (Fundação)

Referência	Número	Reforços	
		Vertical	Horizontal
C1 e C2	10 + (1/2)	8N2ø12.5	4 x 2N3ø6.3
C3 e C4	20 + (1/2)	15N2ø12.5	4 x 2N4ø6.3

Em todos os muros (Fundação)
 Juntas verticais: 15 mm
 Juntas horizontais: 15 mm
 N° Fiaços: 6
 Blocos: 40x20x20
 Nota: O número de blocos é orientativo, não se levam em conta as aberturas nem os encontros com outros muros.

Quadro de alvenarias de blocos de concreto,armadas (Fundação)

Referência	Número	Reforços verticais
C1 e C2	10 + (1/2)	8ø12.5
C3 e C4	20 + (1/2)	15ø12.5

Em todos os muros (Fundação)
 Juntas verticais: 15 mm
 Juntas horizontais: 15 mm
 N° Fiaços: 6
 Blocos: 40x20x20
 Reforços horizontais: 4 x 2ø6.3
 Nota: O número de blocos é orientativo, não se levam em conta as aberturas nem os encontros com outros muros.

Tabela de características de lajes maciças (Grupo 0)

Altura: 15.0 cm
 Recobrimento geométrico superior: 3.0 cm
 Recobrimento geométrico inferior: 3.0 cm
 Recobrimento mecânico superior: 4.0 cm
 Recobrimento mecânico inferior: 4.0 cm

Resumo Aço Fundação		Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Armadura longitudinal superior				
CA-50	ø6.3	203.5	55	187
	ø12.5	124.7	132	
CA-60	ø5	246.5	43	43
Total				230

Trespases para reforços de alvenaria de blocos armados

Tipo de armadura	Diâmetro	Comprimento de trespasse
Armadura vertical	ø12.5	146 cm
Cordões	ø6.3	73 cm

Fundação
 Armadura longitudinal superior
 Concreto: C30, em geral
 CA-50 e CA-60
 Escala: 1:50
 Nota: A disposição de blocos que se desenha corresponde à primeira fiada, exceto se o muro termina no piso, cujo caso corresponde à última fiada do piso inferior.

Tabela de características de lajes maciças (Grupo 0)

Altura: 15.0 cm
 Recobrimento geométrico superior: 3.0 cm
 Recobrimento geométrico inferior: 3.0 cm
 Recobrimento mecânico superior: 4.0 cm
 Recobrimento mecânico inferior: 4.0 cm

Muros	Tabela de materiais para alvenarias de blocos de concreto			
	Série de blocos		Bloco	
	Nome	Descrição	Nome	Geometria
Em todos os muros	Blocos básicos	E: 6.40 GPa n: 0.25 g: 24.00 kN/m ³ fd: 8.00 MPa fvd: 0.07 MPa	40x20x20	Bloco: 39.0 x 19.0 x 19.0 1/2 Bloco: 18.8 x 19.0 x 19.0
Notação: E: Módulo de elasticidade n: Módulo de poisson g: Peso específico fd: Resistência de cálculo à compressão fvd: Resistência de cálculo ao esforço cortante ftd,v: Resistência de cálculo à flexão vertical (em torno do eixo horizontal) ftd,h: Resistência de cálculo à flexão horizontal (em torno do eixo vertical)				

Tabela de aços para alvenarias de blocos de concreto

Reforços verticais	CA-50 e CA-60
Reforços horizontais	CA-50 e CA-60

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Fundação
 Fundação
 Concreto: C30, em geral
 Aços em fundações: CA-50 e CA-60
 Escala: 1:50
 Nota: A disposição de blocos que se desenha corresponde à primeira fiada, exceto se o muro termina no piso, cujo caso corresponde à última fiada do piso inferior.

Quadro de alvenarias de blocos de concreto,armados (Fundação)

Referência	Número	Reforços verticais
C1 e C2	10 + (1/2)	8#12.5
C3 e C4	20 + (1/2)	15#12.5

Em todos os muros (Fundação)
 Juntas verticais: 15 mm
 Juntas horizontais: 15 mm
 Nº Fiadas: 6
 Blocos: 40x20x20
 Reforços horizontais: 4 x 2#6.3
 Nota: O número de blocos é orientativo, não se levam em conta as aberturas nem os encontros com outros muros.

Tabela de características de lajes maciças (Grupo 0)

Característica	Valor
Altura:	15.0 cm
Recobrimento geométrico superior:	3.0 cm
Recobrimento geométrico inferior:	3.0 cm
Recobrimento mecânico superior:	4.0 cm
Recobrimento mecânico inferior:	4.0 cm

Tabela de aços para alvenarias de blocos de concreto

Reforços	Tipos
Reforços verticais	CA-50 e CA-60
Reforços horizontais	CA-50 e CA-60

Tabela de materiais para alvenarias de blocos de concreto

Muros	Série de blocos		Bloco	
	Nome	Descrição	Nome	Geometria
Em todos os muros	Blocos básicos	E: 6.40 GPa n: 0.25 g: 24.00 kN/m ³ fd: 8.00 MPa fvd: 0.07 MPa	40x20x20	Bloco: 39.0 x 19.0 x 19.0 1/2 Bloco: 18.8 x 19.0 x 19.0

Notação:
 E: Módulo de elasticidade
 n: Módulo de poisson
 g: Peso específico
 fd: Resistência de cálculo à compressão
 fvd: Resistência de cálculo ao esforço cortante
 fd,v: Resistência de cálculo à flexão vertical (em torno do eixo horizontal)
 fd,h: Resistência de cálculo à flexão horizontal (em torno do eixo vertical)

Fundação
 Detalhamento fundação
 Concreto: C30, em geral
 Aços em fundações: CA-50 e CA-60
 Escala: 1:50
 Nota: A disposição de blocos que se desenha corresponde à primeira fiada, exceto se o muro termina no piso, cujo caso corresponde à última fiada do piso inferior.

Trespasses para reforços de alvenaria de blocos armados

Tipo de armadura	Diâmetro	Comprimento de trespasse
Armadura vertical	Ø12.5	146 cm
Cordões	Ø6.3	73 cm

Quadro de alvenarias de blocos de concreto,armados (Fundação)

Referência	Número	Reforços verticais
C1 e C2	10 + (1/2)	8#12.5
C3 e C4	20 + (1/2)	15#12.5

Em todos os muros (Fundação)
 Juntas verticais: 15 mm
 Juntas horizontais: 15 mm
 Nº Fiadas: 6
 Blocos: 40x20x20
 Reforços horizontais: 4 x 2#6.3
 Nota: O número de blocos é orientativo, não se levam em conta as aberturas nem os encontros com outros muros.

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

C1 (Fundação - TOPO PISCINA)

C2 (Fundação - TOPO PISCINA)

Escala: 1:50
PISCINA ALVENARIA ESTRUTURAL

- Tramo / Laje
- Peça especial de preenchimento

C3 = C4 (Fundação - TOPO PISCINA)

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
C1	1	ø12.5	8		125	146	271	2168	20.9		
	2	ø6.3	8		436		436	3488	8.5		
Total+10%:									32.3		
C2	3	ø12.5	8		125	146	271	2168	20.9		
	4	ø6.3	8		436		436	3488	8.5		
Total+10%:									32.3		
C3	5	ø12.5	15		125	146	271	4065	39.2		
	6	ø6.3	8		836		836	6688	16.4		
Total+10%:									61.2		
									ø6.3:	36.7	0.0
									ø12.5:	89.1	0.0
									Total:	125.8	0.0
Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
C4	1	ø12.5	15		125	146	271	4065	39.2		
	2	ø6.3	8		836		836	6688	16.4		
Total+10%:									61.2		
									ø6.3:	18.1	0.0
									ø12.5:	43.1	0.0
									Total:	61.2	0.0

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

Produzido por uma versão não profissional da CYPE

APÊNDICE C –ORÇAMENTO PARA A OBRA EM CONCRETO ARMADO

COMPOSIÇÃO	ITEM	DESCRIÇÃO	FONTE	UNID.	CONSUMO	QUANT.	CONSUMO TOTAL	CUSTO UNITARIO	CUSTO PARCIAL
90107	-	Escavação mecanizada de vala com profundidade maior que 1,5 m até 3,0 m (média montante e jusante/uma composição por trecho), retroscav. (0,26 m³), largura menor que 0,8 m, em solo de 1a categoria, locais com baixo nível de interferência. Af 09/2024		m²				Subtotal	RS 605,28
-	88316	Serveite		h	0,065	81,33	5,25	19,47	RS 102,19
-	5679	Retroscavadeira sobre rodas com carregadeira, tração 4x4, potência liq. 88 hp, caçamba carreg. Cap. Mín. 1 m³, caçamba retro cap. 0,26 m³, peso operacional mín. 6.674 kg, profundidade escavação máx. 4,37 m - chi diurno.	SINAPI	chi	0,034		2,78	54,22	RS 150,84
-	5678	Retroscavadeira sobre rodas com carregadeira, tração 4x4, potência liq. 88 hp, caçamba carreg. Cap. Mín. 1 m³, caçamba retro cap. 0,26 m³, peso operacional mín. 6.674 kg, profundidade escavação máx. 4,37 m - chp diurno.	SINAPI	chp	0,030		2,47	142,82	RS 352,25
95241	-	Lastro de concreto magro, aplicado em pisos, lajes sobre solo ou radiers, espessura de 5 cm. Af 01/2024		m²				Subtotal	RS 433,95
-	88309	Pedreiro com encargos complementares		h	0,25	49,3	12,53	22,55	RS 282,49
-	88316	Serveite com encargos complementares		h	0,09		4,53	19,47	RS 88,19
-	94968	Concreto magro para lastro, traço 1:4,5:4,5 (em massa seca de cimento/ areia média/ brita 1)-preparo mecânico com betoneira 600 l. Af 05/2021	SINAPI	m³	0,07	2,46	0,17	372,05	RS 63,27
91601	-	Armação do sistema de paredes de concreto, executada como reforço, vergalhão de 6,3 mm de diâmetro. Af 12/2024		m²				Subtotal	RS 1.813,00
-	88245	Armador com encargos complementares		h	0,084	121,40	10,17	22,39	RS 227,73
-	88238	Ajudante de armador com encargos complementares		h	0,011		1,37	20,38	RS 27,99
-	43132	Arame recozido 16 bwg, dl. 65 mm (0,016 kg/m) ou 18 bwg, d = 1,25 mm (0,01 kg/m)	SINAPI	kg	0,011		1,35	25,65	RS 34,56
-	32	Aço ca-50, 6,3 mm, vergalhão		kg	1,110		134,75	11,30	RS 1.522,72
91603	-	Armação do sistema de paredes de concreto, executada como reforço, vergalhão de 10,0 mm de diâmetro. Af 12/2024		m²				Subtotal	RS 4.394,80
-	88245	Armador com encargos complementares		h	0,031	339,00	10,67	22,39	RS 238,86
-	88238	Ajudante de armador com encargos complementares		h	0,004		1,44	20,38	RS 29,36
-	43132	Arame recozido 16 bwg, dl. 65 mm (0,016 kg/m) ou 18 bwg, d = 1,25 mm (0,01 kg/m)	SINAPI	kg	0,011		3,76	25,65	RS 96,52
-	34	Aço ca-50, 10,0 mm, vergalhão		kg	1,110		376,29	10,71	RS 4.030,07
100068	-	Armação do sistema de paredes de concreto, executada como reforço, vergalhão de 16,0 mm de diâmetro. Af 12/2024		m²				Subtotal	RS 1.910,12
-	88245	Armador com encargos complementares		h	0,024	172,00	4,19	22,39	RS 93,84
-	88238	Ajudante de armador com encargos complementares		h	0,003		0,57	20,38	RS 11,53
-	43132	Arame recozido 16 bwg, dl. 65 mm (0,016 kg/m) ou 18 bwg, d = 1,25 mm (0,01 kg/m)	SINAPI	kg	0,011		1,91	25,65	RS 48,97
-	43055	Aço ca-50, 16,0 mm, vergalhão		kg	1,100		189,20	9,28	RS 1.755,78
92768	-	Armação de laje de estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-50 de 5,0 mm		m²				Subtotal	RS 3.003,49
-	92800	Corte e dobra de aço ca 50, diâmetro de 5,0 mm. Af 06/2022		kg	1,000	189,00	189,00	12,45	RS 2.353,05
-	88245	Armador com encargos complementares		h	0,084		15,80	24,33	RS 384,42
-	88238	Ajudante de armador com encargos complementares		h	0,014		2,57	22,08	RS 56,75
-	43132	Arame recozido 16 bwg, dl. 65 mm (0,016 kg/m) ou 18 bwg, d = 1,25 mm (0,01 kg/m)	SINAPI	kg	0,025		4,73	25,65	RS 121,20
-	39017	Espacador/distanciador circular com entrada lateral em plástico, para vergalhão 4,2 a 12,5mm, cobertura de 20mm		und	2,118		400,30	0,22	RS 88,07
100341	-	Fabricação, montagem e desmontagem de forma para cortina de contenção, em chapa de madeira compensada plastificada, e = 18 mm, 10 utilizações. Af 11/2024		m²				Subtotal	RS 4.007,48
-	91693	Serra circular de bancada com motor elétrico potência de 3hp, com coifa para disco 10"-chi diurno. Af 08/2015		chi	0,006		0,48	21,44	RS 10,32
-	91692	Serra circular de bancada com motor elétrico potência de 3hp, com coifa para disco 10"-chi diurno. Af 08/2015		chp	0,001		0,12	23,00	RS 2,76
-	88262	Carpinteiro de formas com encargos complementares		h	0,71		59,27	24,11	RS 1.428,89
-	88239	Ajudante de carpinteiro com encargos complementares		h	0,01		0,94	21,91	RS 20,61
-	40287	Locação de barra de ancoragem de 0,80 a 1,20 m de extensão, com rosca de 5/8", incluindo porca e flange		mês	0,25		20,70	14,14	RS 292,64
-	40275	Locação de viga sanduiche metálica vazada para travamento de pilares, altura de *8* cm, largura de *6* cm e extensão de 2 m		urxmes	0,14		11,38	38,40	RS 437,10
-	40271	Locação de aprumador metálico de pilar, com altura e ângulo reguláveis, extensão de *1,50* a *2,80* m		urxmes	0,125		10,35	36,74	RS 380,19
-	5068	Prego de aço polido com cabeça 17 x 21 (2 x 11)		kg	0,009		0,74	23,30	RS 17,16
-	4491	Pontaletes *7,5 x 7,5 cm em pinus, mista ou equivalente da		m	0,420		34,86	11,44	RS 398,80
-	2692	Desmoldante protetor para formas de madeira, de base oleosa emulsionada em água		l	0,004		0,29	9,36	RS 2,72
-	1345	Chapa/panel de madeira compensada plastificada (madeirite plastificado) para forma de concreto, de 2200 x 1100 mm, e = *17* mm		m²	0,110		9,15	111,06	RS 1.016,28
99235	-	Concretagem de edificações (paredes e lajes) feitas com sistema de formas manuseáveis, com concreto usinado autoadensável fck 30 mpa - lançamento e acabamento, af 09/2024		m³				Subtotal	RS 7.014,98
-	88316	Serveite com encargos complementares		h	0,18	10,83	1,93	21,07	RS 40,62
-	88309	Pedreiro com encargos complementares		h	0,42		4,49	24,51	RS 110,16
-	88262	Carpinteiro de formas com encargos complementares	SINAPI	h	0,1		1,29	24,11	RS 31,07
-	34872	Concreto autoadensável (caa) classe de resistência c30, espalhamento s2f, com bombeamento (disponibilização de bomba), sem o lançamento (nir 15823)		m³	1,1		11,79	579,38	RS 6.833,13
104737	-	Reaterro manual de valas, com placa vibratória. Af 08/2023		m²				Subtotal	RS 425,73
-	91277	Placa vibratória reversível com motor 4 tempos a gasolina, força centrífuga de 25 kn (2500 kgf), potência 5,5 cv-chp diurno. Af 08/2015	SINAPI	chp	0,09	21,76	2,05	10,66	RS 21,85
-	88316	Serveite com encargos complementares		h	0,88		19,17	21,07	RS 403,88
								Custo total	RS 23.608,82

APÊNDICE D – ORÇAMENTO PARA A OBRA EM ALVENARIA ESTRUTURAL

COMPOSIÇÃO	ITEM	DESCRIÇÃO	FONTE	UNID.	CONSUMO	QUANT.	CONSUMO TOTAL	CUSTO UNITARIO	CUSTO PARCIAL
90107	-	Escavação mecanizada de vala com profundidade maior que 1,5 m até 3,0 m (média montante e jusante/uma composição por trecho), retroescav. (0,26 m³), largura menor que 0,8 m, em solo de 1.a categoria, locais com baixo nível de interferência. Af. 09/2024		m³				Subtotal	RS 605,28
-	88316	Serveite		h	0,065	81,33	5,25	19,47	RS 102,19
-	5679	Retroescavadeira sobre rodas com carregadeira, tração 4x4, potência liq. 88 hp, caçamba carreg. Cap. Mín. 1 m³, caçamba retro cap. 0,26 m³, peso operacional mín. 6.674 kg, profundidade escavação máx. 4,37 m - chi diurno.	SINAPI	chi	0,034		2,78	54,22	RS 150,84
-	5678	Retroescavadeira sobre rodas com carregadeira, tração 4x4, potência liq. 88 hp, caçamba carreg. Cap. Mín. 1 m³, caçamba retro cap. 0,26 m³, peso operacional mín. 6.674 kg, profundidade escavação máx. 4,37 m - clip diurno.		clip	0,030		2,47	142,82	RS 352,25
95241	-	Lastro de concreto magro, aplicado em pisos, lajes sobre solo ou radiers, espessura de 5 cm. Af. 01/2024		m²				Subtotal	RS 433,95
-	88309	Pedreiro com encargos complementares		h	0,25	49,3	12,53	22,55	RS 282,49
-	88316	Serveite com encargos complementares		h	0,09		4,53	19,47	RS 88,19
-	94968	Concreto magro para lastro, traço 1:4,5:4,5 (em massa seca de cimento/ areia média/ brita 1)-preparo mecânico com betoneira 600 l. Af. 05/2021	SINAPI	m³	0,07	2,46	0,17	372,05	RS 63,27
92768	-	Armação de laje de estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-50 de 5,0 mm		m²				Subtotal	RS 3.003,49
-	92800	Corte e dobra de aço ca 50, diâmetro de 5,0 mm. Af.06/2022		kg	1,000	189,00	189,00	12,45	RS 2.353,05
-	88245	Armador com encargos complementares		h	0,084		15,80	24,33	RS 384,42
-	88238	Ajudante de armador com encargos complementares		h	0,014		2,57	22,08	RS 56,75
-	43132	Arame recozido 16 bwg, d1,65 mm (0,016 kg/m) ou 18 bwg, d = 1,25 mm (0,01 kg/m)	SINAPI	kg	0,025		4,73	25,65	RS 121,20
-	39017	Espacador/distanciador circular com entrada lateral em plástico, para vergalhão 4,2 a 12,5mm, cobertura de 20mm		und	2,118		400,30	0,22	RS 88,07
89966	-	Armação vertical de alvenaria estrutural; diâmetro de 6,3mm. Af.09/2021		m²				Subtotal	RS 693,82
-	88245	Armador com encargos complementares		h	0,049	55,00	2,68	24,33	RS 65,30
-	88238	Ajudante de armador com encargos complementares	SINAPI	h	0,033		1,79	22,08	RS 39,47
-	33	Aço CA-50, 6,3 mm, vergalhão		kg	1,000		55,00	10,71	RS 589,05
89967	-	Armação vertical de alvenaria estrutural; diâmetro de 12,5mm. Af.09/2021		m²				Subtotal	RS 1.428,15
-	88245	Armador com encargos complementares		h	0,039	132,00	5,20	24,33	RS 126,54
-	88238	Ajudante de armador com encargos complementares	SINAPI	h	0,026		3,47	22,08	RS 76,65
-	43055	Aço CA-50, 12,5 mm ou 16,0 mm, vergalhão		kg	1,000		132,00	9,28	RS 1.224,96
89968	-	Armação de cinta de alvenaria estrutural; diâmetro de 10,0mm. Af.09/2021		m²				Subtotal	RS 517,21
-	88245	Armador com encargos complementares		h	0,049	41,00	2,00	24,33	RS 48,68
-	88238	Ajudante de armador com encargos complementares	SINAPI	h	0,033		1,33	22,08	RS 29,42
-	34	Aço CA-50, 10 mm, vergalhão		kg	1,000		41,00	10,71	RS 439,11
92266	-	Fabricação de forma para vigas, em chapa de madeira compensada plastificada, e = 18 mm. Af.09/2020		m²				Subtotal	RS 871,78
-	91693	Serra circular de bancada com motor elétrico potência de 5hp, com coifa para disco 10"-chi diurno. Af.08/2015		chi	0,006	13,90	0,08	21,44	RS 1,73
-	91692	Serra circular de bancada com motor elétrico potência de 5hp, com coifa para disco 10"-chi diurno. Af.08/2015		clip	0,001		0,02	23,00	RS 0,46
-	88262	Carpinteiro de formas com encargos complementares		h	0,71		9,93	24,11	RS 239,30
-	88239	Ajudante de carpinteiro com encargos complementares		h	0,01		0,16	21,91	RS 3,45
-	5068	Prego de aço polido com cabeça 17 x 21 (2 x 11)	SINAPI	kg	0,009		0,12	23,30	RS 2,87
-	4491	Pontaletes *7,5 x 7,5 cm em pinus, mista ou equivalente da		m	0,420		5,84	11,44	RS 66,79
-	4517	Sarraio *2,5 x 7,5* cm em pinus, mista ou equivalente da região - Bruta		m	6,952		96,63	4,00	RS 386,53
-	2692	Desmoldante protetor para formas de madeira, de base oleosa emulsão em água		l	0,004		0,05	9,36	RS 0,46
-	1345	Chapa/painel de madeira compensada plastificada (um deirite plastificado) para forma de concreto, de 2300 x 1100 mm, e = *17* mm		m²	0,110		1,53	111,06	RS 170,20
89963	-	Grauteamento vertical em alvenaria estrutural. Af.09/2021		m²				Subtotal	RS 997,47
-	88309	Pedreiro com encargos complementares		h	8,30	1,0	8,30	24,51	RS 203,37
-	88316	Serveite com encargos complementares		h	5,53		5,53	21,07	RS 116,55
-	90279	Grante FGK=20MPa, Traço 1:0,04:1,8:2,1 (em massa seca de cimento/cal/areia grossa/ brita0) - preparo mecânico com betoneira 400l. Af.09/2021	SINAPI	m³	1,20		1,20	563,22	RS 677,55
99235	-	Concretagem de edificações (paredes e lajes) feitas com sistema de formas manuseáveis, com concreto usinado autoadensável fck 30 mpa - lançamento e acabamento, af.09/2024		m³				Subtotal	RS 3.536,64
-	88316	Serveite com encargos complementares		h	0,18	5,46	0,97	21,07	RS 20,48
-	88309	Pedreiro com encargos complementares		h	0,42		2,27	24,51	RS 55,54
-	88262	Carpinteiro de formas com encargos complementares	SINAPI	h	0,1		0,65	24,11	RS 15,67
-	34872	Concreto autoadensável (caa) classe de resistência c30, espalhamento s2, com bombeamento (disponibilização de bomba), sem o lançamento (ubr 15823)		m³	1,1		5,95	579,38	RS 3.444,96
104737	-	Reaterro manual de valas, com placa vibratória. Af.08/2023		m²				Subtotal	RS 425,73
-	91277	Placa vibratória reversível com motor 4 tempos a gasolina, força centrífuga de 25 kn (2500 kgf), potência 5,5 cv-clip diurno. Af.08/2015	SINAPI	clip	0,09	21,76	2,05	10,66	RS 21,85
-	88316	Serveite com encargos complementares		h	0,88		19,17	21,07	RS 403,88
								Custo total	RS 12.513,51

ANEXO A – LAUDO DE SONDAGEM

Maceió Sondagens

BOLETIM INDIVIDUAL DE SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)

NBR - 06484/1980

INTERESSADO: ELIO CARDOZO MACHADO
LOCAL: RUA NOSSA SENHORA DE FÁTIMA, OURO PRETO, MACEIÓ-AL
FURO Nº SPT-1

DATA INÍCIO: 21/10/2024
DATA FINAL: 21/10/2024

SONDAGEM Nº	AVANÇO	ÍNDICES DE PENETRAÇÃO	N _{SPT}	N.A	N.º Golpes: Iniciais: 1.ª + 2.ª = Linha tracejada - vermelha Finais: 2.ª + 3.ª = Linha cheia azul	LITO. E PROF. DAS CAMADAS	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO	
							- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm
							- AMOSTRADOR Ø EXT. =	51 mm
							- REVESTIMENTO Ø =	68 mm
							- PESO =	65 kgf
							- ALTURA DE QUEDA =	75cm
							CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
	TC	N.º de golpes	2.ª + 3.ª				Aterro compacto até 0,9m	
1	P	4 /15	N.º de golpes		<div style="text-align: center;">GRÁFICO</div>	1	mole, até 1,2m	
	CA	4 /15	inicial	8		2	Argila amarelada, consistência média	
		5 /15	Final	9		3		
2	P	5 /15	inicial	10		4	Argila variegada, com grãos de latéria e pedregulhos consistência dura	
	CA	5 /15	inicial	10		5		
		6 /15	Final	11		6		
3	P	8 /15	inicial	14		7		
	CA	6 /15	inicial	14		8		
		6 /15	Final	12		9		
4	P	11 /15	inicial	27		10		
	CA	16 /15	inicial	27		11		
		25 /15	Final	41		12		
5	P	/15	inicial			13		
	CA	/15	inicial			14		
		/15	Final			15		
6	P	/15	inicial			16		
	CA	/15	inicial			17		
		/15	Final			18		
7	P	/15	inicial			19		
	CA	/15	inicial			20		
		/15	Final					
8	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					
9	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					
10	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					
11	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					
12	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					
13	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					
14	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					
15	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					
16	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					
17	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					
18	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					
19	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					
20	P	/15	inicial					
	CA	/15	inicial					
		/15	Final					

NIVEL D' ÁGUA:

SONDADOR:
Igor Rafael Barbosa

RESPONSÁVEL TÉCNICO:
Igor Rafael Barbosa

ANEXO B – RELATÓRIO DE CONSUMO DE MATERIAIS DA OBRA EM CONCRETO ARMADO



Quantidades da obra

CÁLCULO ESTRUTURAL

Data: 11/03/25

Notas:

Barras: Os valores indicados têm incluídas as perdas.

Superfície total: Foram deduzidas as aberturas de superfície maior que 0.00 m².

Fundação

Elemento	Fôrmas (m ²)	Superfície (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
Lajes de fundação	-	32.00	4.800	189
Vigas	3.78	3.69	0.550	29
Total	-	35.69	5.350	218
Índices (por m ²)	-	-	0.150	6.11
Superfície total: 35.69 m ²				

TOPO PISCINA

Elemento	Superfície (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
Vigas	3.69	-	-
Muros de concreto armado	73.08	5.481	604
Pilares	-	-	-
Total	76.77	5.481	604
Índices (por m ²)	-	1.485	163.69
Superfície total: 3.69 m ²			

Total obra

Elemento	Fôrmas (m ²)	Superfície (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
Lajes de fundação	-	32.00	4.800	189
Vigas	3.78	7.38	0.550	29
Muros de concreto armado	-	73.08	5.480	604
Pilares	0.00	-	-	-
Total	-	112.46	10.830	822
Índices (por m ²)	-	-	0.275	20.87
Superfície total: 39.38 m ²				

ANEXO C – RELATÓRIO DE CONSUMO DE MATERIAIS DA OBRA EM ALVENARIA ESTRUTURAL



Quantidades da obra

CÁLCULO ESTRUTURAL

Data: 16/06/25

Notas:

Barras: Os valores indicados têm incluídas as perdas.

Superfície total: Foram deduzidas as aberturas de superfície maior que 0.00 m².

Fundação

Elemento	Fôrmas (m ²)	Superfície (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
Lajes de fundação	-	31.34	4.700	166
Vigas	3.81	5.05	0.760	31
Total	-	36.39	5.460	197
Índices (por m ²)	-	-	0.150	5.41
Superfície total: 36.39 m ²				

TOPO PISCINA

Elemento	Fôrmas (m ²)	Superfície (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
Vigas	10.09	5.04	1.000	41
Alvenaria de blocos	-	-	4.074	187
Pilares	0.00	-	-	-
Total	-	5.04	5.074	228
Índices (por m ²)	-	-	1.007	45.24
Superfície total: 5.04 m ²				

Total obra

Elemento	Fôrmas (m ²)	Superfície (m ²)	Volume (m ³)	Barras (kg)
Lajes de fundação	-	31.34	4.700	166
Vigas	13.90	10.09	1.760	72
Alvenaria de blocos	-	-	4.070	187
Pilares	0.00	-	-	-
Total	-	41.43	10.530	425
Índices (por m ²)	-	-	0.254	10.26
Superfície total: 41.43 m ²				