



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA E CIÊNCIAS AMBIENTAIS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MESSIAS ESTHEFÂNI FONSÊCA VICENTE LOPES

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE FUNDAÇÕES RASAS DO TIPO SAPATA
ISOLADA E RADIER**

MOSSORÓ

2022

MESSIAS ESTHEFÂNI FONSÊCA VICENTE LOPES

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE FUNDAÇÕES RASAS DO TIPO SAPATA
ISOLADA E RADIER**

Monografia apresentada a Universidade Federal Rural do Semi-Árido como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. John Eloi Bezerra

MOSSORÓ

2022

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

L864a Lopes, Messias Esthefâni Fonsêca Vicente.
 Análise comparativa entre fundações rasas do
 tipo sapata isolada e radier / Messias Esthefâni
 Fonsêca Vicente Lopes. - 2022.
 86 f. : il.

 Orientador: John Eloi Bezerra.
 Monografia (graduação) - Universidade Federal
 Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
 2022.

 1. Sondagem SPT. 2. Cálculo Estrutural. 3.
 Análise de recalque. 4. Viabilidade econômica. I.
 Bezerra, John Eloi, orient. II. Título.

Ficha catalográfica elaborada por sistema gerador automático em conformidade
com AACR2 e os dados fornecidos pelo(a) autor(a).
Biblioteca Campus Mossoró / Setor de Informação e Referência
Bibliotecária: Keina Cristina Santos Sousa e Silva
CRB: 15/120

O serviço de Geração Automática de Ficha Catalográfica para Trabalhos de Conclusão de Curso (TCC's) foi desenvolvido pelo Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação da Universidade de São Paulo (USP) e gentilmente cedido para o Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (SISBI-UFERSA), sendo customizado pela Superintendência de Tecnologia da Informação e Comunicação (SUTIC) sob orientação dos bibliotecários da instituição para ser adaptado às necessidades dos alunos dos Cursos de Graduação e Programas de Pós-Graduação da Universidade.

MESSIAS ESTHEFÂNI FONSÊCA VICENTE LOPES

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE FUNDAÇÕES RASAS DO TIPO SAPATA
ISOLADA E RADIER**

Monografia apresentada a Universidade Federal Rural do Semi-Árido como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Defendida em: 17 / 06 / 2022.

BANCA EXAMINADORA

JOHN ELOI
BEZERRA:02933090430

Digitally signed by JOHN ELOI
BEZERRA:02933090430
Date: 2022.06.21 09:17:15 -03'00'

John Eloi Bezerra, Prof. Dr. (UFERSA)
Presidente

ALISSON GADELHA DE
MEDEIROS:08445526405

Digitally signed by ALISSON GADELHA DE
MEDEIROS:08445526405
Date: 2022.06.21 12:18:16 -03'00'

Alisson Gadelha de Medeiros, Prof. Dr. (UFERSA)
Membro Examinador


Paulo Leite de Souza Júnior, Eng. Civil.
Membro Examinador

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus pela força, saúde e perseverança para suportar todos os momentos difíceis de minha vida, além de todas as oportunidades concedidas a mim durante toda essa jornada.

A toda minha família, principalmente a meu pai Jailson Vicente Lopes, por me apoiar durante toda minha vida, e pela dedicação em dar o seu melhor para me proporcionar concluir essa nova etapa da minha formação acadêmica.

Aos meus amigos e colegas de faculdade, pelo conhecimento compartilhado durante esses anos de convivência.

Aos meus professores pelo tempo disposto em transmitir da melhor forma possível seus conhecimentos como profissionais e seres humanos.

Aos amigos que fiz na secretaria de obras da cidade de Assú durante o tempo do meu estágio, por todas as oportunidades e ensinamentos transmitidos a mim durante esse precioso período de aprendizagem.

Ao meu professor orientador John Eloí Bezerra por ter me aceitado como seu orientando. Agradeço pela paciência e pelo tempo disposto a concluir esse trabalho.

Agradeço também aos meus membros da banca examinadora pela disponibilidade em avaliar esse trabalho.

RESUMO

Um bom projeto de fundações é aquele capaz de não só dimensionar corretamente os quantitativos de materiais necessários para sua execução, mas também desenvolver uma solução que viabilize a obra tanto do ponto de vista econômico como da segurança. Portanto, o presente trabalho tem como objetivo desenvolver uma análise comparativa entre dois tipos de fundações rasas, sapata isolada e radier, no intuito de analisar a fundação que apresente o melhor custo-benefício em uma edificação de instituição de ensino localizado na cidade de Assú/RN. Com os valores das sondagens SPT do estudo de caso, foi realizado o dimensionamento da sapata isolada utilizando o modelo da flexão, e para o radier foi empregado o uso do software TQS Estudante versão 22 para o cálculo estrutural. Após o cálculo das armaduras foi realizado o orçamento das duas fundações, a partir do banco de dados do SINAPI, além disso, foi feito um comparativo entre os recalques gerados pela deformação das estruturas. Com os resultados obtidos foi possível determinar que a fundação em sapata apresentou a melhor viabilidade econômica, acarretando um custo de execução de 183,99% menor em comparação ao radier, além de gerar menores valores de recalque.

Palavras-chave: Sondagem SPT. Cálculo Estrutural. Análise de recalque. Viabilidade econômica.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sapata isolada	15
Figura 2 - Sapata corrida sob carregamento contínuo	16
Figura 3 - Sapata associada	16
Figura 4 - Sapata com viga alavanca ou de equilíbrio	17
Figura 5 - Analogia entre laje lisa e sapata. A) Laje lisa; B) Sapata de fundação	17
Figura 6 - Sapata rígida dentro do cone hipotético de punção	18
Figura 7 - Distribuição de pressão no solo em sapata sob carga centrada: (A) Sapata rígida sobre solo argiloso; (B) sapata rígida sobre solo arenoso; (C) Distribuição simplificada (uniforme).....	19
Figura 8 - Detalhes construtivos da sapata.....	19
Figura 9 - Sapata flexível e possível superfície de ruptura por punção	20
Figura 10 - Modelo de cálculo utilizado para dimensionamento de sapatas	27
Figura 11 - Centro geométrico do trapézio	28
Figura 12 - Linhas de tensão de cisalhamento na sapata	30
Figura 13 - Esquema de cálculo de um radier (a) pela área de influência e (b) como um sistema de vigas	35
Figura 14 - Malha para emprego do Método das diferenças finitas	36
Figura 15 - Elemento de placa sobre apoio elástico	37
Figura 16 - Elemento de placa sobre elementos sólidos	38
Figura 17 - Fluxograma de execução	41
Figura 18 - Localização dos furos da sondagem	43
Figura 19 - Borda do radier	54
Figura 20 - Dados da laje	55
Figura 21 - Modelo estrutural do exemplo de caso	56
Figura 22 - Modelo estrutural do radier 1	57
Figura 23 - Modelo estrutural do radier 2	57
Figura 24 - Grelha do radier 1 com espaçamento de 40 cm.....	58
Figura 25 - Grelha do radier 2 com espaçamento de 40 cm.....	58
Figura 26 - Momento na direção X do radier 1	59
Figura 27 - Momento na direção X do radier 2	59
Figura 28 - Momento na direção Y do radier 1	60
Figura 29 - Momento na direção Y do radier 2	60

Figura 30 - Representação do deslocamento do radier 1	61
Figura 31 - Representação do deslocamento do radier 2	61
Figura 32 - Faixa de armadura positiva na direção principal do radier 1 e 2	62
Figura 33 - Faixa de armadura negativa na direção principal do radier 1 e 2	62
Figura 34 - Faixa de armadura positiva na direção secundária do radier 1 e 2	62
Figura 35 - Faixa de armadura negativa na direção secundária do radier 1 e 2	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de forma I_s	33
Tabela 2 - Valores de coeficiente de Poisson (ν)	33
Tabela 3 - Valores de coeficiente α	33
Tabela 4 -Valores de coeficiente K (MPa).....	34
Tabela 5 - Módulo edométrico e módulo de elasticidade em kg/cm ²	39
Tabela 6 - Módulo de reação do solo k_{sl} em kgf/cm ³	40
Tabela 7 - Valores do índice de resistência à penetração (NSPT) a 1,00m de profundidade ..	44
Tabela 8 - Dimensões das sapatas.....	50
Tabela 9 - Verificação da tensão de compressão diagonal do concreto.....	51
Tabela 10 - Área de aço calculada	52
Tabela 11 - Armadura adotadas nas sapatas.....	53
Tabela 12 - Quantitativo de aço do radier em concreto armado.....	63
Tabela 13 - Orçamento da fundação em sapata	64
Tabela 14 - Orçamento da fundação em radier.....	66
Tabela 15 - Recalques máximos e mínimos gerados pelo dimensionamento das sapatas e do radier.	67

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
FNDE	Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
SPT	Standard Penetration Test

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 Objetivo Geral.....	14
1.2 Objetivos específicos.....	14
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	15
2.1 Fundações rasas.....	15
2.2 Sapata	15
2.2.1. Classificação quanto à forma	15
2.2.2. Classificação quanto ao comportamento estrutural	17
2.3 Radier	20
2.4 Capacidade de carga.....	21
2.5 Tensão admissível	21
2.5.1 Método semi-empírico: correlação com SPT.....	21
2.5.2 Método teórico	22
2.6 Dimensionamento de Sapatas	22
2.6.1 Método das bielas	23
2.6.2 Método de flexão.....	25
2.7 Recalque Direto.....	32
2.8 Dimensionamento de Radier.....	35
2.8.1 Método Estático.....	35
2.8.2 Método de placa sobre o solo de Winkler.....	36
2.8.3 Método das Diferenças Finitas.....	36
2.8.4 Método de Elementos Finitos (MEF)	37
2.9 Módulo de reação vertical do solo	38
2.9.1 Correlações.....	39
2.9.2 Tabelas de valores típicos	39
3 METODOLOGIA	41

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	43
4.1 Dimensionamento de sapata pelo método de flexão	43
4.2 Dimensionamento de radier em concreto armado.....	54
4.3 Análise de custo-benefício.....	63
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	68
REFERÊNCIAS	69
APÊNDICE A – Detalhamento das sapatas isoladas.....	72
APÊNDICE B – Detalhamento da fundação em radier	74
ANEXO A – Tabela auxiliar para dimensionamento à flexão simples	83
ANEXO B – Perfis das sondagens (SPT) dos furos 01, 02 e 03.	84
ANEXO C – Planta de cargas e locação de pilares	87

1 INTRODUÇÃO

As fundações são as estruturas responsáveis por transmitir tanto as cargas verticais, quanto horizontais de uma edificação para o solo. Normalmente as fundações são divididas em dois grupos, as profundas e superficiais ou rasas. As fundações profundas, transferem a carga por efeito de atrito lateral do elemento com o solo e por meio de um fuste, já as fundações superficiais ou rasas, por sua vez, são aquelas em que a carga da estrutura é transmitida diretamente ao solo pela fundação.

Nesse trabalho o foco será voltado para as rasas ou superficiais, mais precisamente as do tipo sapata isolada e radier, onde, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), a profundidade de assentamento no terreno não deve ser superior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Uma das etapas mais importantes de um projeto de uma edificação é a execução de sua fundação. Nesse momento, o engenheiro tem a responsabilidade de escolher o tipo de fundação que mais se adequa às características do solo analisado, bem como sua resistência e deformidade.

Além de conhecer as características do solo, é necessário também dimensionar corretamente esse elemento estrutural, para garantir que o mesmo suporte todas as cargas atuantes provocadas pela estrutura, distribuindo-as de maneira satisfatória, sobre a superfície de contato que está apoiada.

Portanto, o engenheiro civil deve ter a capacidade de escolher a melhor opção de fundação com base na segurança da estrutura, no tempo de execução e no custo, uma vez que esses fatores são determinantes para viabilidade do empreendimento. Para Brito (1987), fundações bem planejadas alcançam um custo final de 3% a 10% da obra, podendo variar de 5 a 10 vezes o valor da fundação adequada para o projeto, em casos em que obra seja mal elaborada.

Dessa forma, as fundações superficiais do tipo radier e sapata isolada estão sendo cada vez mais utilizadas em edificações no país, acarretando assim, um enfoque maior para o estudo dessa temática.

Diante disso, tendo como estudo de caso uma edificação na cidade de Assú-RN, o presente trabalho visa comparar dois tipos de soluções de fundações superficiais — sapata isolada e radier — no intuito de conhecer a viabilidade econômica dos materiais consumidos para se executar tais elementos estruturais, como também conhecer o comportamento referente a capacidade de carga e recalques provocados pela estrutura em cada uma das configurações.

1.1 Objetivo Geral

Efetuar análise comparativa de projeto de fundações do tipo rasa em edificação de instituição de ensino.

1.2 Objetivos específicos

- Obter a capacidade de carga do solo a partir da interpretação das sondagens SPT;
- Verificar a melhor solução holística estrutural, técnica e econômica aplicada ao projeto.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Fundações rasas

Fundação rasa, também conhecida como fundação superficial ou direta, é definida segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), como elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

2.2 Sapata

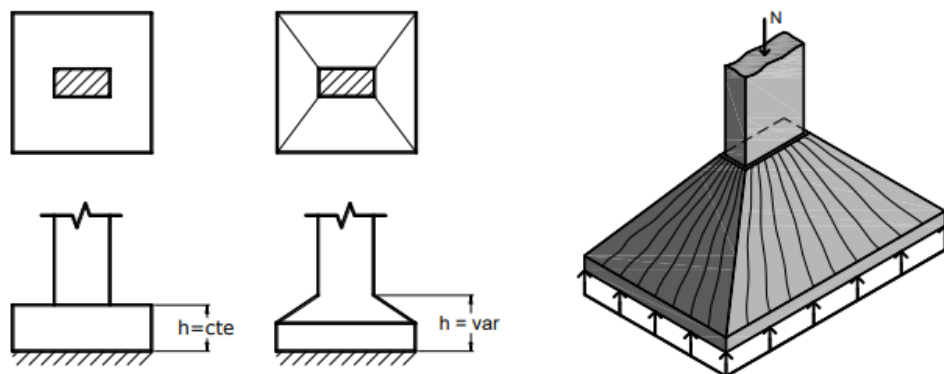
Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) de projeto e execução de fundações, as sapatas são elementos de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele produzidas sejam resistidas pela armadura nela disposta, e não pelo emprego do concreto.

2.2.1. Classificação quanto à forma

2.2.1.1 Sapata isolada

Para Silva (1998), as sapatas isoladas transmitem ao solo a ação de um único pilar e são o tipo de sapata mais utilizados, podendo receber ações centradas ou excêntricas, além de ter os mais variadas formatos, como quadrados, retangulares ou circulares.

Figura 1 - Sapata isolada

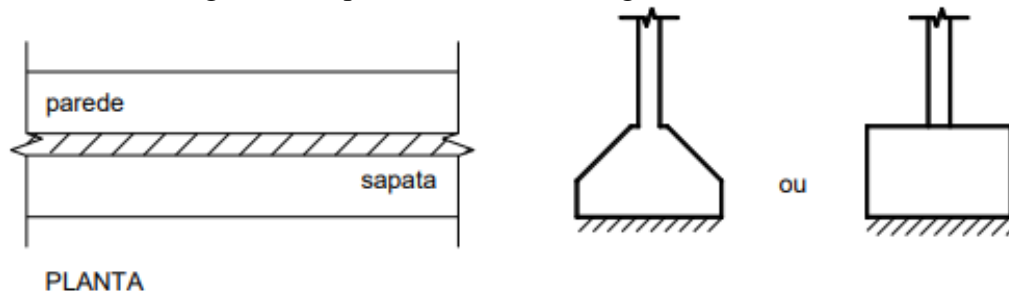


Fonte: Bastos (2019).

2.2.1.2 Sapata corrida

Para NBR 6122 (ABNT, 2019), sapata corrida é aquela sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de três ou mais pilares ao longo de um mesmo alinhamento, desde que representem menos de 70% das cargas da estrutura (Figura 2).

Figura 2 - Sapata corrida sob carregamento contínuo

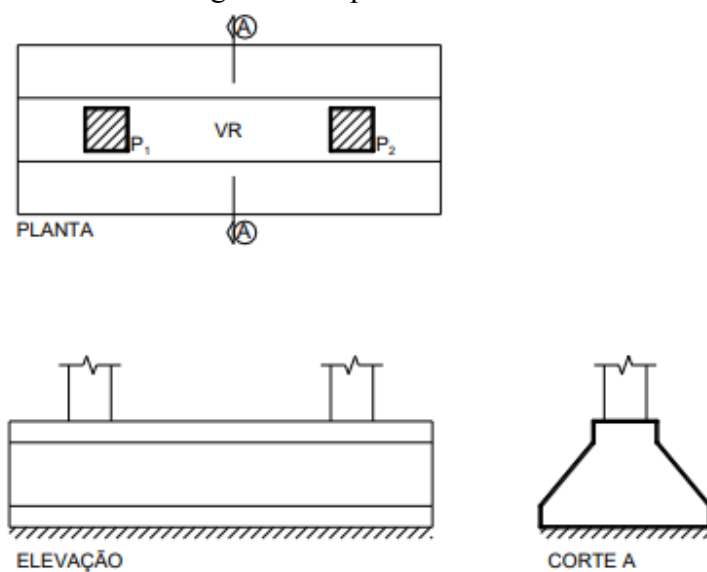


Fonte: Bastos (2019).

2.2.1.3 Sapata associada

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), a sapata associada é aquela comum a dois pilares, a denominação se aplica também a sapata comum a mais do que dois pilares, quando não alinhados e desde que representem menos de 70% das cargas da estrutura.

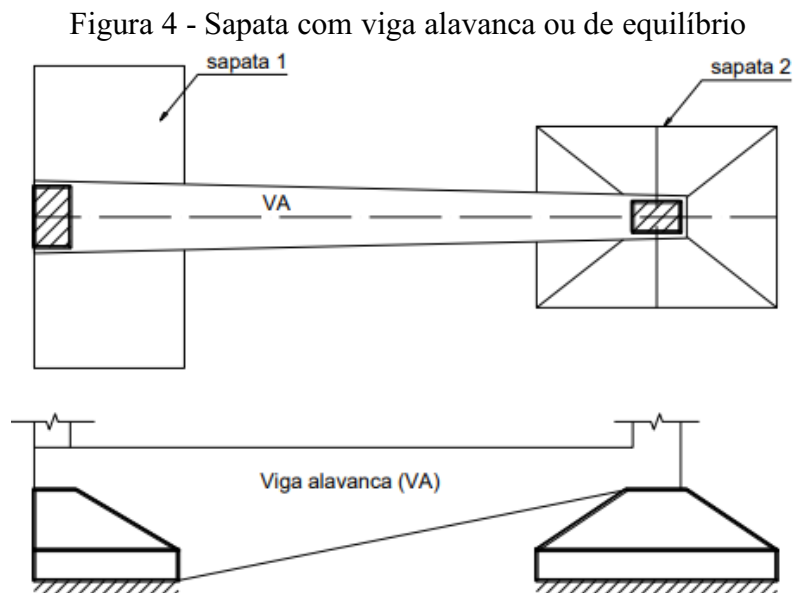
Figura 3 - Sapata associada



Fonte: Bastos (2019).

2.2.1.4 Sapata com Viga Alavanca ou de Equilíbrio

Conforme a NBR 6112 (ABNT, 2019), a viga alavanca ou de equilíbrio é o elemento estrutural que recebe as cargas de um ou dois pilares (ou pontos de carga) e é dimensionado de modo a transmiti-las centradas às fundações.

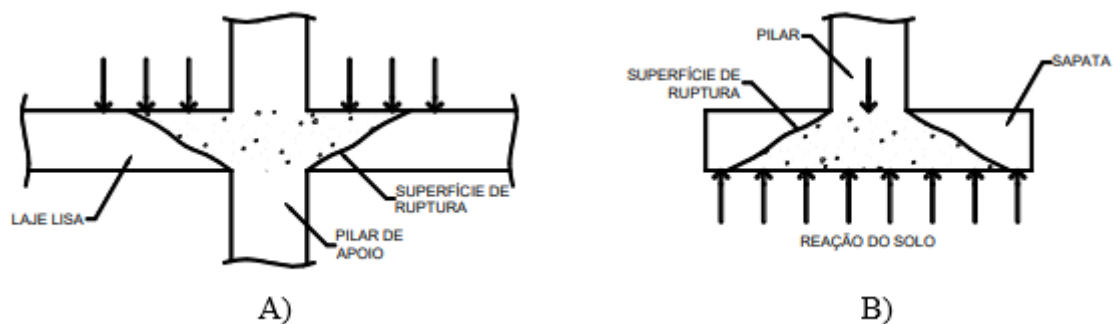


Fonte: Bastos (2019).

2.2.2. Classificação quanto ao comportamento estrutural

Segundo Bastos (2019) a sapata isolada pode ser comparada a uma laje lisa invertida, em balanço ao redor do pilar, na qual está submetida a esforços internos de força cortante e momento fletor (Figura 5).

Figura 5 - Analogia entre laje lisa e sapata. A) Laje lisa; B) Sapata de fundação



Fonte: Bastos (2019).

De acordo com o item 22.6.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) se eliminada a complexidade da interação solo-estrutura, o comportamento estrutural das sapatas pode ser analisado segundo sua rigidez.

Quanto a rigidez, as sapatas podem ser classificadas como flexíveis ou rígidas de acordo com a equação a seguir:

$$h \geq \frac{B - b}{3} \quad (1)$$

Quando essa expressão é verificada nas duas direções a sapata é considerada rígida, caso contrário a sapata é considerada flexível.

Onde:

h = Altura da sapata;

B = Dimensão da sapata em sua determinada direção;

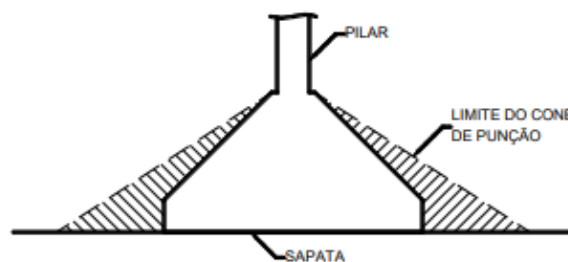
b = Dimensão do pilar na mesma direção.

2.2.2.1 Sapata Rígida

O comportamento estrutural da sapata rígida segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) pode ser caracterizado por:

- “Trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se, que para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Essa hipótese não se aplica à compressão na flexão, que se concentra mais na região do pilar que se apoia na sapata e não se aplica também ao caso de sapatas muito alongadas em relação à forma do pilar.
- Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão diagonal verificada conforme 19.5.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Isso ocorre porque a sapata rígida fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção (Figura 6), não havendo, portanto, possibilidade física de punção”.

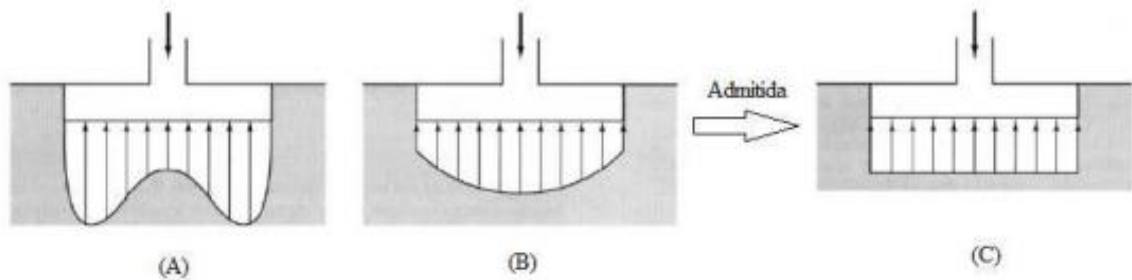
Figura 6 - Sapata rígida dentro do cone hipotético de punção



Fonte: Bastos (2019).

Apesar da distribuição de tensões depender do tipo de solo (argiloso ou arenoso) em que a sapata está submetida, a Figura 7 demonstra a distribuição de tensões admitida nas sapatas rígidas sobre o solo.

Figura 7 - Distribuição de pressão no solo em sapata sob carga centrada: (A) Sapata rígida sobre solo argiloso; (B) sapata rígida sobre solo arenoso; (C) Distribuição simplificada (uniforme)

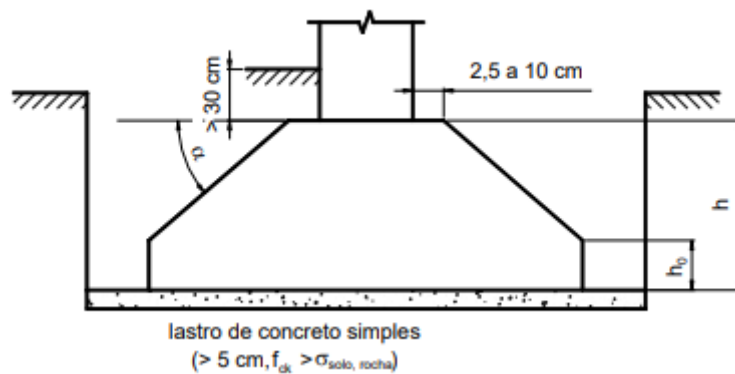


Fonte: Adaptado de Bastos (2019).

A (Figura 8) mostra o ângulo α de inclinação da sapata, que pode ser escrito da seguinte forma:

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{h}{(A - a)/2} \quad (2)$$

Figura 8 - Detalhes construtivos da sapata



Fonte: Bastos (2019).

Manipulando matematicamente a Equação 1 que determina a rigidez da sapata, pode-se dizer que:

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{2}{3} \quad (3)$$

Dessa forma conclui-se que o valor do ângulo $\alpha = 33,69^\circ$, valor limite de α para que a sapata seja admitida como rígida. Para Carvalho e Pinheiro (2009), o valor do cone de punção se forma entre os ângulos de 26° e 30° .

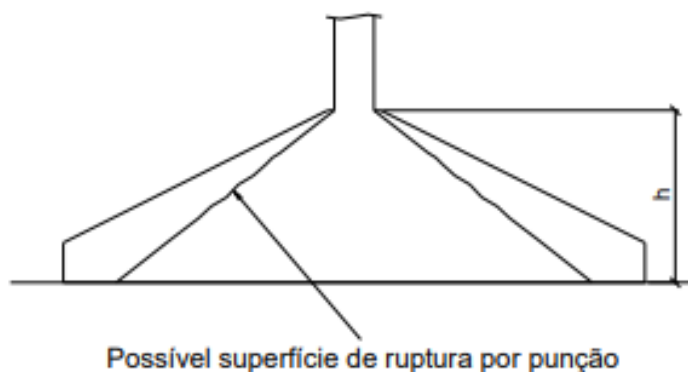
2.2.2.2 Sapata Flexível

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) as sapatas flexíveis são mais raras de serem usadas, e são utilizadas para fundações de cargas pequenas e solos relativamente fracos, tendo seu comportamento estrutural caracterizado da seguinte forma:

- a) “Trabalho à flexão nas duas direções, não sendo possível admitir tração na flexão uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. A concentração de flexão junto ao pilar deve ser, em princípio, avaliada;
- b) Trabalho ao cisalhamento que pode ser descrito pelo fenômeno da punção. A distribuição plana de tensões no contato sapata-solo deve ser verificada.”

Devido as sapatas flexíveis apresentarem relativamente alturas pequenas em comparação as dimensões da sapata, há possibilidade de ruptura por punção (Figura 9).

Figura 9 - Sapata flexível e possível superfície de ruptura por punção



Fonte: Bastos (2019).

2.3 Radier

De acordo com NBR 6122 (ABNT, 2019) são elementos de fundação superficial dotadas de rigidez que recebem e distribuem mais de 70% das cargas da estrutura, que podem ser executadas tanto em concreto armado ou protendido.

Para Velloso e Lopes (2010) a fundação em radier é adotada quando a área das sapatas isoladas se aproxima muito umas das outras, podendo até se interpenetrar, ou quando se deseja uniformizar os recalques, através de uma associação das fundações.

2.4 Capacidade de carga

Para Cintra et. al (2003), a capacidade de um solo em receber as cargas transmitidas pela fundação, dependerá das tensões admissíveis do mesmo, onde as determinações dessas tensões serão dadas em função de um fator de segurança global à ruptura.

2.5 Tensão admissível

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), a determinação da tensão admissível do solo é a principal grandeza de um projeto de fundações diretas, onde a tensão admissível é a tensão adotada em projeto que é aplicada ao terreno pela fundação superficial, provenientes de seu peso próprio e de cargas aplicadas sobre ele.

2.5.1 Método semi-empírico: correlação com SPT

Segundo Cintra et. al (2011), no meio técnico brasileiro uma fórmula bastante usual para calcular as tensões admissíveis do solo em fundações do tipo sapata é a Equação 4, que é dada em função do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) do ensaio SPT (Standard Penetration Test). O ensaio SPT é executado em um trecho de solo, durante uma sondagem a percussão ou sondagem mista, em que objetivo é obter índices de resistência a penetração do solo.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{50} + q \text{ (MPa)} \quad (4)$$

Onde o valor de N em (Mpa) é a média dos valores de N_{spt} medidos na profundidade compreendida pelo bulbo de tensões e q é a parcela correspondente à sobrecargas, que podem ser consideradas ou não. Normalmente essa equação é válida somente para solos naturais com valores de N_{spt} entre 5 e 20.

Outra equação bastante utilizada é Equação 5, que segue os mesmos parâmetros mencionados acima.

$$\sigma_{adm} = 0,02 \text{ N (MPa)} \quad (5)$$

2.5.2 Método teórico

Terzaghi (1943) *apud* Cintra et. al (2003) apresentou uma metodologia para o cálculo da capacidade de carga (σ_r) de fundações superficiais.

$$\sigma_r = cN_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \text{ (MPa)} \quad (6)$$

Onde:

σ_r = Tensão de ruptura do solo;

c = Coesão do solo;

q = Sobrecarga;

γ = Peso específico efetivo do solo;

B = Largura total da fundação;

N_c , N_q e N_γ = Fatores de capacidades de carga referentes à coesão, sobrecarga e ao peso do solo.

Determinada a capacidade de carga, é possível calcular a tensão admissível pela seguinte equação:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS} \text{ (MPa)} \quad (7)$$

Onde:

FS = Fator de segurança, geralmente é adotado igual a 3,0.

2.6 Dimensionamento de Sapatas

Segunda a NBR 6118 (ABNT, 2014) para o cálculo e dimensionamento de sapatas, devem ser utilizados modelos tridimensionais lineares ou modelos biela-tirante tridimensionais, podendo quando for o caso, ser utilizados modelos de flexão.

2.6.1 Método das bielas

O Método das bielas foi proposto por Lebel, sendo elaborado com base nos resultados de uma bateria de ensaios experimentais. Nessa metodologia, a carga é transferida do pilar para a base da sapata a partir de bielas de concreto comprimido, na qual induz tensões de tração na base da sapata, que devem ser resistidas por armaduras, podendo ser aplicado tanto para sapatas isoladas como corridas.

O dimensionamento das sapatas proposto por Alonso (1983) é definido da seguinte maneira:

Primeiramente encontra-se a área da sapata (A_{sap}), calculada pela seguinte expressão:

$$A_{sap} = a \times b = \frac{P + pp}{\sigma_{adm}} \quad (8)$$

Onde:

P = Carga do pilar (KN);

pp = Peso próprio da sapata;

σ_{adm} = Tensão admissível (MPa);

Devido ao peso próprio da sapata não ser conhecido no momento do dimensionamento e necessário arbitra um valor estimado. A NBR 6122 (ABNT, 2019) recomenda utilizar para o cálculo do peso próprio da sapata um valor de no mínimo 5% da carga vertical permanente.

Segundo Alonso (1983) para escolha das dimensões (a e b) da sapata é necessário definir alguns requisitos:

- O centro de gravidade do pilar e da sapata devem ser coincidentes;
- A menor dimensão da sapata não deve ser menor que 60 cm;
- Preferencialmente a relação entre de a e b deve ser de no máximo 2,5;
- Os valores de a e b devem ser escolhidos de forma que os balanços da sapata sejam iguais, nas duas direções.

Para o cálculo dos balanços iguais nas duas direções deve-se satisfazer a seguinte condição:

$$a - b = a_o - b_o \quad (9)$$

a = Maior direção da sapata;

a_o = Maior direção do pilar;

b = Menor direção da sapata;

b_o = Menor direção do pilar;

Dessa forma, adotando que a área da sapata retangular (A_{sap}) é o produto dos seus lados A e B:

$$A_{sap} = A \times B \quad (10)$$

Substituindo A por S_{sap}/B na Equação 9 e multiplicando por B, resultará numa equação de segundo grau, que ao ser resolvida, pode-se determinar o valor da dimensão B.

$$B = \frac{1}{2} \times (b_o - a_o) + \sqrt{\frac{1}{4} \times (b_o - a_o)^2 + A_{sap}} \quad (11)$$

Posteriormente determina-se o valor da altura útil da sapata expressa pela equação a seguir:

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{a - a_o}{4} \\ \frac{b - b_o}{4} \\ 1,44 \sqrt{\frac{P}{\sigma}}; \sigma_c = 0,85 \frac{F_{CK}}{1,96} \end{array} \right. \quad (12)$$

Onde:

F_{CK} = valor característico da resistência à compressão do concreto;

σ_c = Tensão resistente do concreto;

Com os valores da altura útil e do cobrimento adotado é possível encontrar o valor total da altura da sapata:

$$h = d - c' \quad (13)$$

Onde:

h = Altura da sapata;

d = Altura útil da sapata;

c' = Cobrimento.

Para o cálculo da altura da base da sapata (h_o), ou seja, a altura do trecho retangular da sapata, deve ter um valor que permita um plano de concretagem sem armadura. A NBR 6122 (ABNT, 2019) recomenda um cobrimento de 5 cm no contato do solo com a sapata.

Segundo Bastos (2019), para evitar a possível ruptura dos lados da sapata, é adotado um valor mínimo para h_o , expresso de acordo com a Equação 14.

$$h_o \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{3} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (14)$$

Para encontra as forças de tração nas duas direções serão utilizadas as seguintes equações:

$$T_x = \frac{P (a - a_o)}{8d} \quad (15)$$

$$T_y = \frac{P (b - b_o)}{8d} \quad (16)$$

Onde:

T_x = Força de tração na direção X;

T_y = Força de tração na direção Y;

$(a - a_o)$ = Distância do balanço da sapata na direção X;

$(b - b_o)$ = Distância do balanço da sapata na direção Y;

Por fim para determinar os valores da área de aço necessária para combater a tração nas duas direções, utilizam-se as seguintes equações:

$$A_{sx} = \frac{1,61 \cdot T_x}{f_{yk}} \quad (17)$$

$$A_{sy} = \frac{1,61 \cdot T_y}{f_{yk}} \quad (18)$$

Onde:

A_{sx} = Área de armadura paralela ao lado a;

A_{sy} = Área de armadura paralela ao lado b;

F_{yk} = Tensão de escoamento do aço.

2.6.2 Método de flexão

Segundo Arceno (2018) esse método consiste em calcular o momento fletor da sapata, enquanto que na seção adjacente à face do pilar é verificado o esforço cortante, sendo que a armadura calculada para resistir aos esforços de tração, na qual irá absorver os momentos fletores, será distribuída nas duas direções.

Para determinar das dimensões em planta da sapata será utilizada a Equação 8 demonstrada anteriormente.

Como já mencionado no comportamento estrutural das sapatas, o valor da altura (h) para que a sapata seja classificada como rígida será determinado pela Equação 1, na qual a verificação deve ser realizada nas duas direções (X e Y).

Além disso, a altura deve satisfazer os itens 9.4.2.4 e 9.4.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que determinam a ancoragem da armadura de arranque dos pilares ($l_{b,nec}$).

Para o valor de h_0 será adotado o valor indicado por Bastos (2019) na Equação 14.

Já para determinar a altura útil (d) da sapata, primeiramente deve-se determinar o cobrimento da armadura, que por sua vez está atrelado a classe de agressividade do ambiente, determinado a partir da tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) e considerar o centro geométrico da armadura.

Para Arceno (2018), devido a sapata ser armada nas duas direções ortogonais, consequentemente as duas linhas de armadura e as alturas úteis terão valores diferentes em X e Y. Sendo assim, o item 19.5.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), considera que a altura útil pode ser determinada com a média dos dois valores.

$$d_x = h - c - \emptyset/2 \quad (19)$$

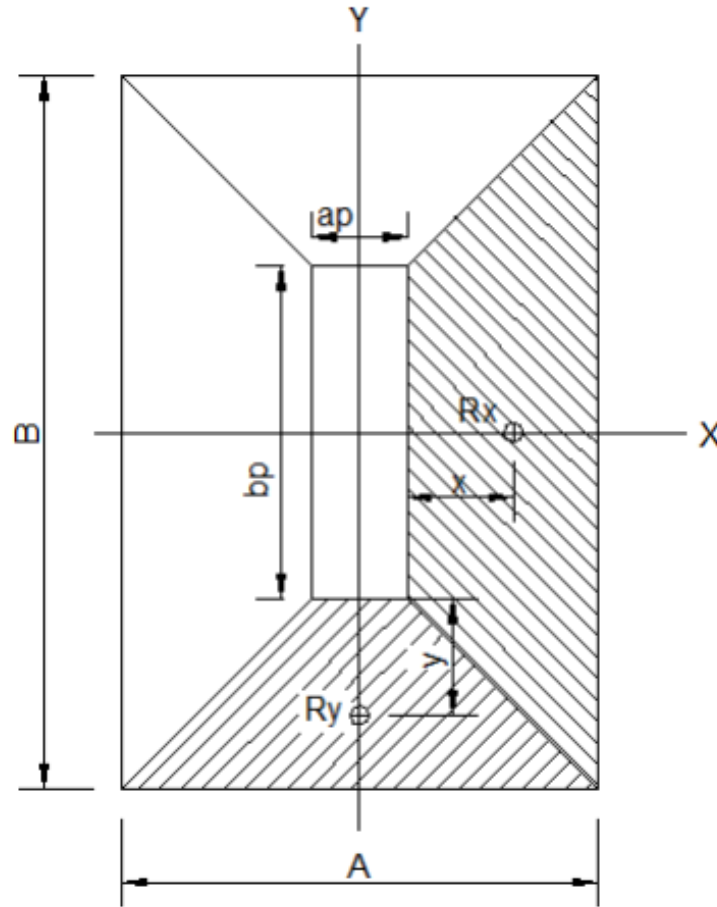
$$d_y = h - c - \emptyset - \emptyset/2 \quad (20)$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad (21)$$

Quando se trata em determinar a os esforços máximos atuantes, Silva (1998) relata que uma das dificuldades desse método está em fixar a proporção de carregamento para direção da sapata, sendo que os critérios empíricos proposto pelo autor são: totalidade da ação nas duas direções, divisão da área da sapata em triângulos (regra dos triângulos) e divisão da área da sapata em trapézios (regra dos trapézios).

Spernau (1998) *apud* Arceno (2018) considera para o modelo de cálculo que a área da base da sapata seja formada por elementos trapezoidais, engastados nas faces do pilar, comportando-se independentemente um do outro, assim como a Figura 10.

Figura 10 - Modelo de cálculo utilizado para dimensionamento de sapatas



Fonte: Arceno (2018).

Remanejando a Equação 8, a tensão atuante no solo (σ_{solo}), pode ser escrita da seguinte maneira:

$$\sigma_{solo} = 1,05 \times \frac{P}{A_{sap}} \quad (22)$$

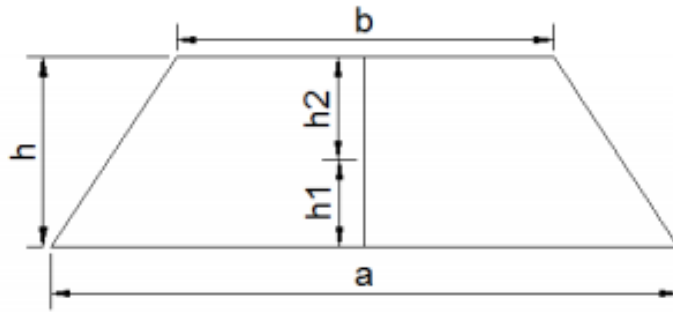
Dessa forma para Arceno (2018), a avaliação dos esforços internos da sapata será considera apenas devido à pressão da carga axial externa P , pois a parcela da pressão causada pelo peso próprio da sapata é equilibrada por este.

Portanto para direção X, os esforços podem ser descritos como:

$$R_x = \frac{B + b_p}{2} \times \frac{A - a_p}{2} \times \sigma_{solo} \quad (23)$$

O centro geométrico do trapézio é demonstrado pela Figura 11.

Figura 11 - Centro geométrico do trapézio



Fonte: Arceno (2018).

Onde os valores de h_1 e h_2 são demonstrados a seguir:

$$h_1 = \frac{h}{3} \times \frac{a + 2 \times b}{(a + b)} \quad (24)$$

$$h_2 = \frac{h}{3} \times \frac{b + 2 \times a}{(a + b)} \quad (25)$$

Arceno (2018), considera que a resultante da tensão axial no trapézio atua no centro geométrico do mesmo, a uma distância h_2 , e o momento de cada elemento trapezoidal é o produto da resultante pela distância à face do pilar.

Dessa forma ao substituir a tensão do solo (σ_{solo}) na Equação 22, pode-se escrever R_x e M_x como sendo:

$$R_x = \frac{B + b_p}{2} \times \frac{A - a_p}{2} \times \frac{P}{A \times B} \quad (26)$$

$$M_x = \frac{P}{24 \times A \times B} \times (A - a_p)^2 \times (2 \times B + b_p) \quad (27)$$

De maneira análoga, para a direção Y, pode-se escrever R_y e M_y como sendo:

$$R_y = \frac{A + a_p}{2} \times \frac{B - b_p}{2} \times \frac{P}{A \times B} \quad (28)$$

$$M_y = \frac{P}{24 \times A \times B} \times (B - b_p)^2 \times (2 \times A + a_p) \quad (29)$$

Segundo Arceno (2018), como a sapata é classificada como rígida, não haverá problemas relacionados à tração diagonal do concreto (punção). Dessa forma, é preciso apenas realizar a verificação das tensões de cisalhamento, que consiste em avaliar a solicitação por compressão diagonal, conforme o item 19.5.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Sendo assim, a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo (τ_{sd}) deve ser inferior a tensão de cisalhamento resistente de cálculo (τ_{Rd2}).

Segundo o item 19.5.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a tensão de cisalhamento resistente de cálculo (τ_{Rd2}) é definida como:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \quad (30)$$

Onde:

$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$, com f_{ck} em Mpa;

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$, é a resistência de cálculo do concreto. Onde f_{ck} a resistência característica do concreto aos 28 dias de idade e γ_c o coeficiente de ponderação das resistências, no caso em questão, $\gamma_c = 1,4$.

De acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014), item 19.5.2.1, a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo (τ_{sd}) pode ser escrita como:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \times d} \quad (31)$$

Onde:

d é a altura útil da sapata;

u é o perímetro ao longo do contorno crítico. Para esse caso, u é contorno (perímetro) do pilar, ou seja, $u = 2 \times (b_x + b_y)$;

F_{sd} é a força ou reação concentrada no pilar, ou seja, é a força cortante no perímetro do pilar.

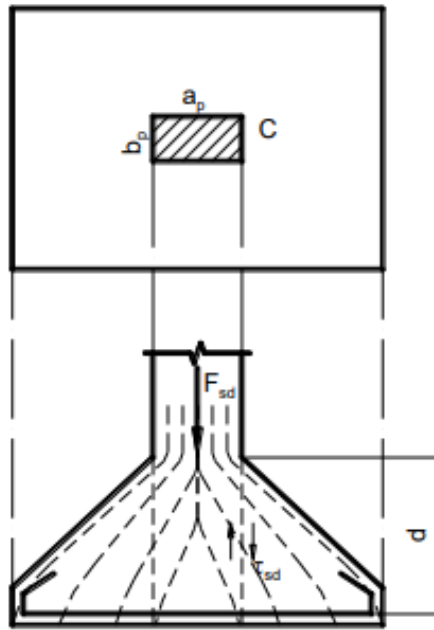
Portanto a tensão de cisalhamento da sapata ser respeitada quando a seguinte verificação for satisfeita:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} \quad (32)$$

Além disso, de acordo o item 19.5.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o valor de τ_{Rd2} pode ser ampliado de 20% por efeito de estado múltiplo de tensões.

As linhas de tensões de cisalhamento na sapata são ilustradas na Figura 12.

Figura 12 - Linhas de tensão de cisalhamento na sapata



Fonte: Bastos (2019).

Tanto o momento como as taxas de armaduras, no dimensionamento à flexão, devem atender aos valores de momento mínimo e de taxa de armadura mínima de flexão, descritos na NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$M_{xd} = \gamma_c \times M_x \quad (33)$$

$$M_{yd} = \gamma_c \times M_y \quad (34)$$

Onde:

M_{xd} e M_{yd} são os momentos solicitantes de cálculo nas direções X e Y;

M_x e M_y são os momentos dados pelas equações 27 e 29, respectivamente.

$$k_{cx} = \frac{b \times d_x^2}{M_{xd}} \quad (35)$$

$$A_{sx} = \frac{k_s \times M_{xd}}{d_x} \quad (36)$$

$$k_{cy} = \frac{a \times d_y^2}{M_{yd}} \quad (37)$$

$$A_{sy} = \frac{k_s \times M_{yd}}{d_y} \quad (38)$$

Onde:

k_c é o valor utilizado na tabela do dimensionamento de seção retangular à flexão simples (Anexo A) para encontrar o valor de k_s .

O momento fletor mínimo é definido pela NBR 6118 (ABNT, 2014), como sendo:

$$M_{d,min} = 0,8 \times W_0 \times f_{ctk,sup} \quad (39)$$

O módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto (W_0), relativo à fibra mais tracionada, para seção retangular é definida como sendo:

$$W_0 = \frac{I}{h/2} \quad (40)$$

Que pode ser escrito como:

$$W_0 = \frac{B \times h^2}{6} \quad (41)$$

Já a resistência característica superior do concreto à tração ($f_{ctk,sup}$), é definido pelo item 8.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \times f_{ct,m} \quad (42)$$

Para concretos de classe até C50, o $f_{ct,m}$ em megapascal (MPa) é definido como:

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (43)$$

Por fim, deve ser calculado a armadura de tração nas duas direções da sapata, onde tanto o valor de M_{xd} e M_{yd} devem ser maiores ou igual à $M_{d,min}$.

$$M_{xd} \geq M_{d,min} \quad (44)$$

$$M_{yd} \geq M_{d,min} \quad (45)$$

Para a área de armadura mínima para a direção X, a NBR 6118 (ABNT, 2014) define como sendo:

$$A_{s,minx} = \rho_{min} \times B \times h \quad (46)$$

E para direção Y, como:

$$A_{s,miny} = \rho_{min} \times A \times h \quad (47)$$

Onde:

ρ_{min} é definido pela tabela 17.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Além disso, o item 22.6.4.1.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a armadura de flexão deve ser uniformemente distribuída ao longo da largura da sapata, estendendo-se integralmente de face a face da sapata e terminando em gancho nas duas direções.

2.7 Recalque Direto

Segundo Velloso e Lopes (2004) o cálculo do recalque direto pode ser feito por meio dos seguintes métodos: solução da Teoria da Elasticidade ou métodos numéricos como Método das Diferenças Finitas, Método dos Elementos Finitos e Métodos dos Elementos de Contorno.

Apesar de ser bastante utilizados os métodos numéricos dificilmente são utilizados para análise apenas das deformações provenientes do recalque. Dessa forma, por meio da Teoria da Elasticidade é possível calcular os recalques (w) para um certo número de casos de acordo com a equação a seguir:

$$w = q B \frac{1 - \nu^2}{E} I_s I_d I_h \quad (48)$$

onde:

q = pressão média aplicada (KN);

B = menor dimensão da sapata (m);

ν = Coeficiente de Poisson;

E = Módulo de Young ou módulo de elasticidade do solo (KPa);

I_s = fator de forma da sapata e de rigidez (no caso de flexível, depende da posição do ponto: centro, borda etc.);

I_d = fator de profundidade/embutimento;

I_h = fator de espessura de camada compressível.

Fatores de forma (I_s) para carregamento na superfície ($I_d = 1,0$) de um meio de espessura infinita ($I_h = 1,0$) são mostrados na Tabela 1:

Tabela 1 - Fatores de forma I_s

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo				
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

O coeficiente de Poisson é apresentado na Tabela 2:

Tabela 2 - Valores de coeficiente de Poisson (ν)

Tipo de Solo	Coeficiente de Poisson (ν)
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

Fonte: Teixeira e Godoy (1996).

De acordo com Hachich et. al., (1998) a partir de inúmeros tentativas de ensaios penetrométricos foi possível encontrar uma correlação do módulo de deformabilidade (E) com a resistência de ponta (q_c), medida a partir do ensaio de penetração de cone holandês:

$$E = \alpha \cdot q_c \quad (49)$$

A Tabela 3 a seguir apresentam os valores do coeficiente α :

Tabela 3 - Valores de coeficiente α

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1996).

Ainda segundo Hachich et. al., (1998) quando não se é disposto dos valores de ensaio de penetração de cone é possível utilizar os ensaios de penetração executados na sondagem à percussão (SPT = N) a partir da seguinte relação:

$$K = \frac{q_c}{N_{SPT}} \quad (50)$$

O coeficiente K é apresentado na Tabela 4:

Tabela 4 -Valores de coeficiente K (MPa)	
Solo	Coeficiente K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: Teixeira e Godoy (1996).

Dessa forma, remanejando as equações 49 e 50 é possível determinar o módulo de deformabilidade do solo a partir da formulação a seguir:

$$E = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (51)$$

Skempton-MacDonald (1956) *apud* Teixeira e Godoy (1996) recomenda os seguintes valores admissíveis de recalques diferenciais e recalques totais limites para areias e argilas.

Para areias:

- Recalque diferencial máximo = 25 mm;
- Recalque total máximo = 40 mm para sapatas isoladas;
- Recalque total máximo = 40 a 65 mm para radies.

Para argilas:

- Recalque diferencial máximo = 40 mm;
- Recalque total máximo = 65 mm para sapatas isoladas;
- Recalque total máximo = 65 a 100 mm para radies.

2.8 Dimensionamento de Radier

2.8.1 Método Estático

Segundo Velloso e Lopes (2010) de forma similar aos casos de vigas de fundação, os raders também podem ser calculados pelos métodos estáticos, no qual são baseados em algumas hipóteses das distribuições de pressão de contato, como:

- Pressões que variam linearmente sob o radier;
- Pressões que são uniformes nas áreas de influência dos pilares.

Para raders rígidos se aplicada mais a primeira hipótese, enquanto para raders mais flexíveis é aplicado a segunda. Assim, o cálculo que segue a primeira hipótese será chamado de cálculo com variação linear de pressões, enquanto o que segue a segunda hipótese, de cálculo pela área de influência dos pilares (VELLOSO; LOPES, 2010).

O cálculo da área de influência dos pilares é aplicado normalmente em raders que apresentam rigidez relativa média, onde seu procedimento é descrito a seguir:

- Determinar a área de influência de cada pilar (A_i);
- Calcular a pressão média nessa área:

$$q_i = \frac{Q_i}{A_i} \quad (52)$$

- Determinar uma pressão média atuando nos painéis;
- Calcular, como numa laje de superestrutura, os esforços nas lajes e vigas e as reações nos apoios.

Figura 13 - Esquema de cálculo de um radier (a) pela área de influência e (b) como um sistema de vigas



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.8.2 Método de placa sobre o solo de Winkler

Dória (2007) fala que hipótese proposta por Winkler admite que as pressões de contato solo-estrutura são proporcionais aos recalques.

Nesse método, o deslocamento de uma placa delgada, considerando uma região distante dos carregamentos e assente sobre um sistema de molas (DÓRIA, 2007), é dada pela Equação 53.

$$D \left(\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) + k_v \cdot \omega = 0 \quad (53)$$

Onde a rigidez (D) é calculada pela Equação 54:

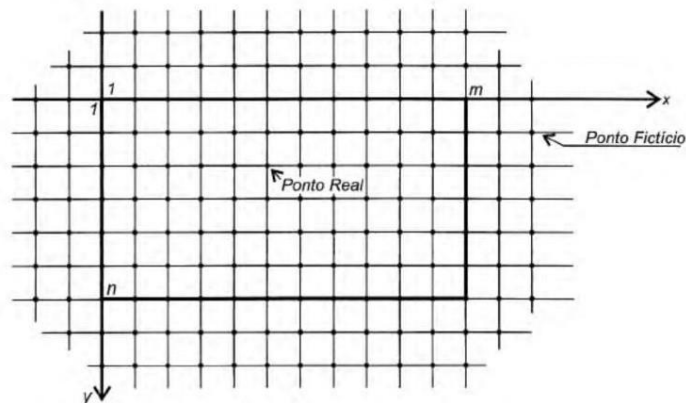
$$D = \frac{E_c t^3}{12 (1 - \nu^2)} \quad (54)$$

Onde E_c é o módulo de elasticidade do material da placa (concreto); t é a espessura da placa e ν é o coeficiente de Poisson do material do material.

2.8.3 Método das Diferenças Finitas

De acordo com Velloso e Lopes (2010) nesse método a equação diferencial da deformada da placa é substituída por um sistema de equações algébricas que relacionam o deslocamento de um ponto aos deslocamentos dos pontos vizinhos. Os pontos de estudo são formados pelos cruzamentos imaginários de uma malha sobre a placa (Figura 14).

Figura 14 - Malha para emprego do Método das diferenças finitas



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Em termos de diferenças finitas a equação diferencial de flexão da placa, é descrita da seguinte maneira:

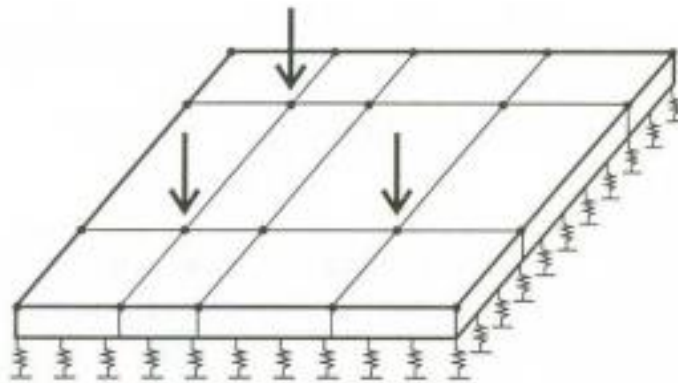
$$\frac{\Delta^4 w_k}{\Delta x^4} + \frac{2\Delta^4 w_k}{\Delta x^2 \Delta y^2} + \frac{\Delta^4 w_k}{\Delta y^4} = \frac{p_k}{D} - \frac{k_v w_k}{D} + \frac{P}{D \Delta x \Delta y} \quad (55)$$

2.8.4 Método de Elementos Finitos (MEF)

Porto (2010), enfatiza que os chamados métodos discretos, são obtidos através de pontos de domínio, que fornecem a solução do problema através de métodos numéricos, ressalta ainda que a exatidão desse método é dada devido a maior quantidade de pontos em uma única solução, ou seja, mais refinada seja a malha.

De forma geral o método dos elementos finitos consiste em aproximar o emprego de cada elemento com a função que é representada em campo. Segundo Dória (2007), neste método o radier é considerado como uma placa sobre apoios elásticos, onde esses apoios representam a rigidez do solo (Figura 15).

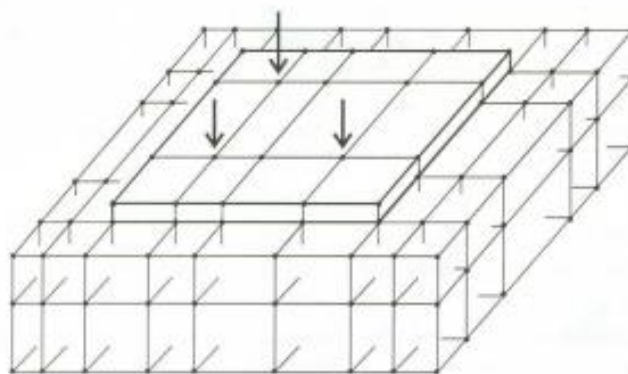
Figura 15 - Elemento de placa sobre apoio elástico



Fonte: Dória (2007).

Para Dória (2007) existe uma outra estratégia para modelagem desse sistema, na qual consiste em representar o radier por elementos de placa e o solo por elementos sólidos, essa modelo permite levar em conta a heterogeneidade no solo, no entanto torna a modelagem do sistema mais complexa (Figura 16).

Figura 16 - Elemento de placa sobre elementos sólidos



Fonte: Dória (2007).

2.9 Módulo de reação vertical do solo

Através do modelo proposto por Winkler para definir o comportamento do solo, é possível determinar o módulo de reação vertical do solo. Nessa hipótese é admitido que o recalque provocado pela fundação é diretamente proporcional às tensões de contato entre a estrutura e o solo, na qual se relacionam por meio de um módulo de reação vertical (k_v).

$$k_v = \frac{\sigma}{\rho} \quad (56)$$

Onde:

k_v = Módulo de reação vertical do solo;

σ = Tensão média aplicada na base da fundação;

ρ = Recalque médio da fundação.

O módulo de reação vertical não é uma constante do solo pois depende de fatores tais como a forma e a dimensão da fundação, o tipo de construção e das mudanças do carregamento (MORAES, 1976). O coeficiente k_v pode ser obtido a partir de ensaios realizados com o solo disponível, ensaio de placa, ou na falta de ensaios é possível determinar seu valor com o auxílio de tabelas de valores típicos ou correlações empíricas.

2.9.1 Correlações

Rausch (1959) *apud* Alexandre Júnior (2017) propôs uma fórmula empírica que possibilita encontrar o valor do coeficiente de reação vertical.

$$k_v = \frac{E_0}{f\sqrt{A}} \quad (57)$$

Onde:

E_0 = Módulo edométrico do solo;

A = Área da fundação;

f = Coeficiente adimensional dependente da superfície da fundação, com valor adotado de 0,4.

Guidi (1991) *apud* Alexandre Júnior (2017) indica na ausência de ensaios apropriados para determinar o coeficiente edométrico e o módulo de elasticidade do solo, e para solos submetidos a tensão inferiores a 10kg/cm², os valores da Tabela 5:

Tabela 5 - Módulo edométrico e módulo de elasticidade em kg/cm ²		
Valores de E e E ₀ (kg/cm ²)		
Tipo de solo	E ₀	E
Turfa	1 a 5	0,66 a 3,50
Argila molhada	15 a 40	9,90 a 22
Argila plástica	40 a 80	26 a 53
Argila endurecida – plástica	80 a 150	53 a 99
Areia solta	100 a 200	66 a 132
Areia compacta	500 a 800	330 a 530

Fonte: Guidi (1991) *apud* Alexandre Júnior (2017).

2.9.2 Tabelas de valores típicos

Com base nos valores típicos fornecidos pela literatura é possível determinar o coeficiente de reação vertical. Terzaghi (1955) *apud* Velloso e Lopes (2004), fornece uma tabela para constante elástica de solos argilosos e arenosos, onde os valores k_v de uma placa quadrada de 1 pé (k_{st}) são apresentados a seguir:

Tabela 6 - Módulo de reação do solo k_{s1} em kgf/cm^3

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
Qu (kgf/cm^2)	2 – 4	2 – 4	> 4
Faixa de valores	1,6 – 3,2	3,2 – 6,4	> 6,4
Valor proposto	2,4	4,8	9,6
Areias	Fofa	Méd. compacta	Compacta
Faixa de valores	0,6 – 1,9	1,9 – 9,6	9,6 – 32
Areia acima N. A.	1,3	4,2	16
Areia submersa	0,8	2,6	9,6

Fonte: Terzaghi (1955) *apud* Velloso e Lopes (2004).

De acordo o American Concrete Institute (1988) *apud* Velloso e Lopes (2004), a transformação do k_{s1} obtido a partir do ensaio de placa para o k_v pode ser feita com:

$$k_v = k_{s1} \left(\frac{b}{B} \right)^n \quad (58)$$

onde n varia de 0,5 e 0,7. Deve-se adotar o menor valor de n , em casos que a espessura da camada compressível abaixo da fundação for menor que $4B$.

3 METODOLOGIA

O presente trabalho busca fazer uma análise comparativa entre fundações rasas do tipo sapata isolada e radier, tendo como embasamento documentos de sondagem reais (estudo de caso).

Os procedimentos utilizados para execução desse trabalho são apresentados no fluxograma a seguir:

Figura 17 - Fluxograma de execução



Fonte: Autoria própria (2022).

No que se refere aos dados da pesquisa, serão analisadas as informações dos perfis geológicos-geotécnicos da região e a planta de carga da edificação estudada para obtenção dos elementos que auxiliará no dimensionamento das sapatas e do radier.

Para o dimensionamento da fundação em sapata foi utilizado o método da flexão, e com auxílio de planilhas do *software Microsoft Office Excel 2019*, foi possível determinar os resultados com maior rapidez e confiabilidade. Além disso, para determinar os valores dos recalques direto da sapata foi aplicado a Teoria da Elasticidade.

Já para o dimensionamento do radier, será empregado para uma melhor análise dos resultados o uso de *software TQS Estudante versão 22*. E a partir de correlações empíricas e tabelas de valores típicos, será determinado o valor do coeficiente de reação vertical do solo em estudo.

Por fim, a análise da viabilidade econômica será determinada como base nos custos de materiais necessários para execução dos elementos estruturais, presentes no banco de dados do SINAPI da Caixa Econômica Federal com a data-base de janeiro de 2022, valores não-desonerados.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Dimensionamento de sapata pelo método de flexão

A partir da planta de locação dos pilares presentes no projeto no Anexo C, será realizado o dimensionamento das sapatas dos pilares P1 à P48 presentes no mesmo, além disso, para o seu dimensionamento será admitido que todas as sapatas serão do tipo isoladas com carga centrada.

Sendo assim, o pilar P1 foi escolhido para demonstração do método estudado, e os demais pilares terão seus valores de sapata apresentados por meio de tabelas. O pilar P1 tem carga de 31,58KN, com dimensões em relação as direções X e Y, de 50cm e 15 cm respectivamente, onde o concreto utilizado será o C25 e o aço CA50.

Como recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2019), pode-se estimar para o peso próprio da fundação um valor de 5% da carga vertical P . Inicialmente será adotado para a armadura da sapata e para a armadura vertical do pilar uma barra com diâmetro de $\varnothing=8,00\text{mm}$.

Para determinar a tensão no solo será utilizado o método semiempírico de correlação com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) do ensaio SPT, realizado na RN 16 (Estrada de Carnaubais), Distrito de Baviera Zona de Expansão Urbana próximo ao Conjunto Aloísio Alves, Assú – RN (Figura 18), onde os valores de SPT do solo analisado para a camada de 1,00m de profundidade serão apresentados na Tabela 7, extraídos a partir do Anexo B.

Figura 18 - Localização dos furos da sondagem



Fonte: Autoria própria (2022).

Tabela 7 - Valores do índice de resistência à penetração (NSPT) a 1,00m de profundidade

Furo	N _{SPT}
SPT 01	12
SPT 02	17
SPT 03	19

Fonte: Autoria própria (2022).

Segundo o item 7.7.2 da NBR 6122 (ABNT, 2019), a profundidade mínima da sapata não deve ser inferior a 1,50m, entretanto em casos em que as dimensões inferiores forem menores que 1,00m a profundidade mínima pode ser reduzida. Dessa forma foi escolhido o valor do índice de resistência à penetração mais desfavorável de $N_{SPT} = 12$, a uma profundidade de 0,80m.

A Equação 5 será usada para determinar o valor da tensão admissível que o solo suporta.

$$\sigma_{adm} = 0,02 \times N = 0,02 \times 12 = 0,24 \text{ MPa} \quad (59)$$

Remanejando a Equação 22 e com os valores da tensão do pilar e da tensão admissível do solo é possível estimar a área da sapata (A_{sap}).

$$A_{sap} = 1,05 \times \frac{P}{\sigma_{adm}} = 1,05 \times \frac{31,56}{0,24 \times 10^3} = 0,138 \text{ m}^2 \quad (60)$$

Admitindo que a sapata seja de abas iguais e utilizando a Equação 11 é possível estimar a dimensão A da sapata e posteriormente a dimensão B .

$$A = \frac{1}{2} \times (a_o - b_o) + \sqrt{\frac{1}{4} \times (a_o - b_o)^2 + A_{sap}} \quad (61)$$

$$A = \frac{1}{2} \times (50 - 15) + \sqrt{\frac{1}{4} \times (50 - 15)^2 + (0,138 \times 10^4)}$$

$$= 58,58 \text{ cm}$$

$$B = \frac{A_{sap}}{A} = \frac{0,138 \times 10^4}{58,58} = 23,57 \text{ cm} \quad (62)$$

De acordo com a especificação do item 7.7.1 da NBR 6122 (ABNT, 2019), as sapatas isoladas não devem ter dimensões mínimas em planta inferiores a 60cm. Dessa maneira, os valores encontrados de $A=58,58\text{cm}$ e $B=23,57\text{cm}$ estão descartados, portanto é preciso encontrar as novas dimensões para a base da sapata.

Para encontrar as dimensões da sapata será adotado o valor mínimo estabelecido pela norma. Além disso, será adotado também que as sapatas terão as abas iguais.

Portanto, para a direção do pilar que tem a menor dimensão, a sapata terá um comprimento de 60cm.

Utilizando a Equação 9, para determinar a outra dimensão da sapata, temos:

$$A = (a - b) + B = (50 - 15) + 60 = 95 \text{ cm} \quad (63)$$

Para a altura da sapata (h) será adotado inicialmente o valor de 30cm.

Dessa forma será realizado a verificação da altura para que a sapata seja considerada rígida, e como a sapata tem as abas iguais é necessário apenas fazer a variação para uma das direções.

$$30\text{cm} \geq \frac{A - a}{3} = \frac{95 - 50}{3} = 15\text{cm} \quad (64)$$

Para determinar a altura da base da sapata (h_o) será utilizada a Equação 14:

$$h_o \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{3} = \frac{30}{3} = 10\text{cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (65)$$

Portanto o valor de $h_o=15\text{cm}$.

No intuito de dispensar a verificação do cálculo da punção, será realizado a verificação do ângulo de inclinação α da sapata pela Equação 2.

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left[\frac{(30 - 15)}{(95 - 50)/2} \right] = 33,69^\circ \quad (66)$$

Como o valor de $\alpha=33,69^\circ$, a sapata estará dentro do cone hipotético de punção.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) especifica que para fundações superficiais em contato com solo, a camada do lastro não estrutural (cobrimento) deve ter espessura mínima de 5 cm.

Determinando então os valores da altura e do cobrimento, é possível calcular o valor da altura útil d :

$$d = h - c - \emptyset - \frac{\emptyset}{2} = 30 - 5 - 0,8 - \frac{0,8}{2} = 23,80\text{cm} \quad (67)$$

Deve-se, portanto, calcular o comprimento de ancoragem da armadura do pilar (l_b) para verificar se a altura útil adotada é suficiente. Dessa forma, para o cálculo de l_b será

considerando uma região de boa aderência, concreto C25, bitola com diâmetro de $\varnothing=8,00\text{mm}$ e ancoragem com gancho.

Os valores de f_{ctd} , f_{bd} , η_1 , η_2 e η_3 foram retirados do item 9.3.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \times 0,3 \times 25^{2/3}}{1,4} = 1,28\text{MPa} \quad (68)$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,28 = 2,89\text{MPa} \quad (69)$$

Já o valor de l_b se encontra no item 9.4.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{0,8}{4} \times \frac{500/1,15}{2,89} = 30,13\text{cm} \quad (70)$$

Para o cálculo do comprimento de ancoragem necessário ($l_{b,nec}$) será utiliza a equação do item 9.4.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Dessa maneira, será considerado para relação da área de aço calculada e a área de aço efetiva ($A_{s,calc}/A_{s,ef}$), valor igual a 1,00, visto que ainda não é possível determinar tais valores. Além disso, a maior relação entre essas duas áreas será 1,00, pois a da área de aço efetiva tem valor maior ou igual a área de aço calculada.

$$l_{b,nec} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7 \times 30,13 \times 1,0 = 21,00\text{cm} \quad (71)$$

Como d é maior do que $l_{b,nec}$ o dimensionamento está correto.

Devido a sapata ser rígida a mesma não corre o risco de se romper por punção, mas por segurança é preciso realizar verificação das bielas comprimidas do concreto. Portanto para essa verificação basta calcular a tensão de cisalhamento solicitante (τ_{Rd2}) e comparar com a tensão de cisalhamento resistente de cálculo (τ_{sd}).

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} = 0,27 \times \left[1 - \frac{25}{250}\right] \times \frac{25}{1,4} = 4,34\text{MPa} \quad (72)$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \times d} = \frac{1,4 \times 31,56 \times 10^{-3}}{((2 \times 0,5) + (2 \times 0,15)) \times 0,238} = 0,14\text{MPa} \quad (73)$$

Como a verificação $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$ foi satisfeita continua-se o dimensionamento.

Por fim, calcula-se a armadura resistente à tração nas direções de X e Y.

O momento fletor calculado tem que ser maior que o momento mínimo, caso esta afirmativa não seja verdadeira adotar a momento mínimo.

Para direção de X, tem-se:

$$M_x = \frac{P}{24 \times A \times B} \times (A - a_p)^2 \times (2 \times B + b_p) =$$

$$M_x = \frac{1,4 \times 31,56}{24 \times 0,95 \times 0,60} \times (0,95 - 0,50)^2 \times (2 \times 0,60 + 0,15) = \quad (74)$$

$$M_x = 0,88 \text{KNm}$$

Para o cálculo do momento fletor mínimo será utilizado a Equação 39.

$$M_{d,minx} = 0,8 \times W_0 \times f_{ctk,sup} =$$

$$M_{d,minx} = 0,8 \times \frac{0,60 \times 0,30^2}{6} \times (1,3 \times 0,3 \times 25^{2/3}) = 24,01 \text{KNm} \quad (75)$$

Como $M_x < M_{d,min}$, estão o momento adotado será o mínimo, e para o cálculo da armadura será utilizado as Equações 35 e 36 .

$$k_{cx} = \frac{b \times d_x^2}{M_{xd}} = \frac{15 \times 23,80^2}{24,01 \times 10^2} = 3,539 \quad (76)$$

$$k_{sx} = 0,026 \quad (77)$$

$$A_{sx} = \frac{k_s \times M_{xd}}{d_x} = \frac{0,026 \times 24,01 \times 10^2}{23,80} = 2,623 \text{cm}^2 \quad (78)$$

Será então verificado se a armadura calculada atende o valor da armadura mínima. Para isso, devesse primeiramente calcular a área de concreto na direção analisada.

$$A_{cx} = B \times h_0 + \frac{(B + b_p) \times (h - h_0)}{2} = \quad (79)$$

$$A_{cx} = 60 \times 15 + \frac{(60 + 15) \times (30 - 15)}{2} = 1463 \text{cm}^2$$

$$A_{s,minx} = \rho_{min} \times A_{cx} = \frac{0,15}{100} \times 1463 = 2,194 \text{cm}^2 \quad (80)$$

Como a $A_{s,minx} < A_{sx}$, será adotada para direção de X a área de aço calculada de $A_{s,x}=2,623\text{cm}^2$.

Adotando-se uma bitola de $\varnothing=8,00\text{mm}$, é necessário encontrar o número de barras para a armadura adotada.

$$N_{bar}^o = \frac{A_{adotada}}{A_{bit}} = \frac{A_{adotada}}{\pi \times r^2} = \frac{2,623}{\pi \times (0,8/2)^2} \cong 6 \text{ barras} \quad (81)$$

Com o número de barras determinado encontra-se a armadura efetiva.

$$A_{efex} = A_{bit} \times N_{bar}^o = \pi \times r^2 \times 6 = \pi \times (0,8/2)^2 \times 6 = 3,02\text{cm}^2 \quad (82)$$

Por fim, calcula-se o espaçamento entre barras.

$$S_x = \frac{B - 2 \times c}{N_{bar}^o - 1} = \frac{60 - 2 \times 5}{6 - 1} = 10,00\text{cm} \quad (83)$$

Será adotado 6 barras de 8,00mm espaçadas a cada 10,00cm, distribuídas ao longo da dimensão $B=0,60\text{m}$.

De forma análoga, para a direção Y, tem-se:

$$M_y = \frac{P}{24 \times A \times B} \times (B - b_p)^2 \times (2 \times A + a_p) =$$

$$M_y = \frac{1,4 \times 31,56}{24 \times 0,95 \times 0,60} \times (0,60 - 0,15)^2 \times (2 \times 0,95 + 0,50) = \quad (84)$$

$$M_y = 1,57\text{KNm}$$

$$M_{d,miny} = 0,8 \times W_0 \times f_{ctk,sup} =$$

$$M_{d,miny} = 0,8 \times \frac{0,95 \times 0,30^2}{6} \times \left(1,3 \times 0,3 \times 25^{2/3}\right) = 38,01\text{KNm} \quad (85)$$

Como $M_y < M_{d,min}$, estão o momento adotado será o mínimo, e para o cálculo da armadura será utilizado as Equações 37 e 38 .

$$k_{cy} = \frac{a \times d_y^2}{M_{yd}} = \frac{50 \times 23,80^2}{38,01 \times 10^2} = 7,451 \quad (86)$$

$$k_{sy} = 0,024 \quad (87)$$

$$A_{sy} = \frac{k_s \times M_{yd}}{d_y} = \frac{0,024 \times 38,01 \times 10^2}{23,80} = 3,833 \text{ cm}^2 \quad (88)$$

Será então verificado se a armadura calculada atende o valor da armadura mínima. Para isso, devesse primeiramente calcular a área de concreto na direção analisada.

$$A_{cy} = A \times h_0 + \frac{(A + a_p) \times (h - h_0)}{2} = \quad (89)$$

$$A_{cy} = 95 \times 15 + \frac{(95 + 50) \times (30 - 15)}{2} = 2513 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,mín} = \rho_{mín} \times A_{cy} = \frac{0,15}{100} \times 2513 = 3,769 \text{ cm}^2 \quad (90)$$

Como a $A_{s,mín} < A_{sy}$, será adotada para direção de Y a área de aço calculada de $A_{s,x}=3,833 \text{ cm}^2$.

Adotando-se uma bitola de $\varnothing=8,00 \text{ mm}$, é necessário encontrar o número de barras para a armadura adotada.

$$N_{bar}^o = \frac{A_{adotada}}{A_{bit}} = \frac{A_{adotada}}{\pi \times r^2} = \frac{3,833}{\pi \times (0,8/2)^2} \cong 8 \text{ barras} \quad (91)$$

Com o número de barras determinado encontra-se a armadura efetiva.

$$A_{efey} = A_{bit} \times N_{bar}^o = \pi \times r^2 \times 8 = \pi \times (0,8/2)^2 \times 8 = 4,02 \text{ cm}^2 \quad (92)$$

Por fim, calcula-se o espaçamento entre barras.

$$S_y = \frac{B - 2 \times c}{N_{bar}^o - 1} = \frac{95 - 2 \times 5}{8 - 1} \cong 13,00 \text{ cm} \quad (93)$$

Será adotado 8 barras de 8,00mm espaçadas a cada 13,00cm, distribuídas ao longo da dimensão $A=0,95 \text{ m}$.

A partir do software Excel, foi construído a planilha de cálculo utilizada para o dimensionamento das sapatas isoladas da edificação analisada no trabalho.

Tabela 8 - Dimensões das sapatas

Sapata	Carga (KN)	Dimensões do pilar (cm)		Dados da sapata (cm)							
		a (X)	b (Y)	A (X)	B (Y)	H	h ₀	α	d	l _{b,nec}	d $\geq$ l _{b,nec}
S1, S8, S48	31,58	50	15	95	60	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK
S2,S3,S6,S7,S42, S43, S46, S47	41,78	50	15	95	60	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK
S4, S5, S44	31,87	50	15	95	60	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK
S9, S16, S40	63,45	15	50	60	95	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK
S10	70,51	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S11	70,90	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S12, S13	75,22	15	40	60	85	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK
S14	71,88	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S15	71,49	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S17, S25	85,81	15	50	60	95	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK
S18	90,03	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S19	72,57	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S20	86,59	13	40	60	87	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S21	86,49	13	40	60	87	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S22	74,53	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S23	91,59	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S24	82,38	15	50	60	95	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK
S26	97,09	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S27	89,44	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S28	77,96	13	40	60	87	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S29	78,16	13	40	60	87	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S30	73,16	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S31	87,18	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S32	85,61	15	50	60	95	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK
S33	64,63	15	40	60	85	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK
S34	72,67	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S35	72,18	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S36	80,41	15	40	60	85	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK
S37	80,32	15	40	60	85	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK
S38	69,14	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S39	68,55	40	13	87	60	30	15	32,55°	23,8	21,0	OK
S41	32,26	50	15	95	60	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK
S45	31,97	50	15	95	60	30	15	33,69°	23,8	21,0	OK

Fonte: Autoria própria (2022).

Em seguida foi verificado a tensão de compressão diagonal do concreto e a verificação do recalque, na qual, o valor limite para areias deve ser inferior a 40 mm.

Tabela 9 - Verificação da tensão de compressão diagonal do concreto

Sapata rígida	Carga (KN)	Dimensões do pilar (cm)		u (cm)	d (cm)	σ_{sd} (Mpa)	σ_{Rd2} (Mpa)	$\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd2}$	W (mm)	W $\leq$ 40mm
		a (X)	b (Y)							
S1, S8, S48	31,58	50	15	130	23,8	0,14	4,34	OK	1,34	OK
S2, S3, S6, S7, S42, S43, S46, S47	41,78	50	15	130	23,8	0,19	4,34	OK	1,77	OK
S4, S5, S44	31,87	50	15	130	23,8	0,14	4,34	OK	1,35	OK
S9, S16, S40	63,45	15	50	130	23,8	0,29	4,34	OK	2,69	OK
S10	70,51	40	13	106	23,8	0,39	4,34	OK	3,27	OK
S11	70,90	40	13	106	23,8	0,39	4,34	OK	3,28	OK
S12, S13	75,22	15	40	110	23,8	0,40	4,34	OK	3,57	OK
S14	71,88	40	13	106	23,8	0,40	4,34	OK	3,33	OK
S15	71,49	40	13	106	23,8	0,40	4,34	OK	3,31	OK
S17, S25	85,81	15	50	130	23,8	0,39	4,34	OK	3,64	OK
S18	90,03	40	13	106	23,8	0,50	4,34	OK	4,17	OK
S19	72,57	40	13	106	23,8	0,40	4,34	OK	3,36	OK
S20	86,59	13	40	106	23,8	0,48	4,34	OK	4,01	OK
S21	86,49	13	40	106	23,8	0,48	4,34	OK	4,01	OK
S22	74,53	40	13	106	23,8	0,41	4,34	OK	3,45	OK
S23	91,59	40	13	106	23,8	0,51	4,34	OK	4,24	OK
S24	82,38	15	50	130	23,8	0,37	4,34	OK	3,49	OK
S26	97,09	40	13	106	23,8	0,54	4,34	OK	4,50	OK
S27	89,44	40	13	106	23,8	0,50	4,34	OK	4,14	OK
S28	77,96	13	40	106	23,8	0,43	4,34	OK	3,61	OK
S29	78,16	13	40	106	23,8	0,43	4,34	OK	3,62	OK
S30	73,16	40	13	106	23,8	0,41	4,34	OK	3,39	OK
S31	87,18	40	13	106	23,8	0,48	4,34	OK	4,04	OK
S32	85,61	15	50	130	23,8	0,39	4,34	OK	3,63	OK
S33	64,63	15	40	110	23,8	0,35	4,34	OK	3,06	OK
S34	72,67	40	13	106	23,8	0,40	4,34	OK	3,37	OK
S35	72,18	40	13	106	23,8	0,40	4,34	OK	3,34	OK
S36	80,41	15	40	110	23,8	0,43	4,34	OK	3,81	OK
S37	80,32	15	40	110	23,8	0,43	4,34	OK	3,81	OK
S38	69,14	40	13	106	23,8	0,38	4,34	OK	3,20	OK
S39	68,55	40	13	106	23,8	0,38	4,34	OK	3,18	OK
S41	32,26	50	15	130	23,8	0,15	4,34	OK	1,37	OK
S45	31,97	50	15	130	23,8	0,14	4,34	OK	1,36	OK

Fonte: Autoria própria (2022).

Logo a seguir, foram calculados os momentos e a área de aço de cada sapata, verificando também se a área encontrada satisfaz o valor mínimo.

Tabela 10 - Área de aço calculada

Sapata	Direção	M (KNm)	M _{d,min} (KNm)	M _{adot.} (KNm)	Kc	Ks	As (cm²)	Ac (cm²)	As,min (cm²)	As>As,min
S1, S8, S48	a (X)	0,88	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
	b (Y)	1,57	38,01	38,01	7,451	0,024	3,833	2513	3,769	OK
S2, S3, S6, S7, S42, S43, S46, S47	a (X)	1,17	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
	b (Y)	2,08	38,01	38,01	7,451	0,024	3,833	2513	3,769	OK
S4, S5, S44	a (X)	0,89	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
	b (Y)	1,59	38,01	38,01	7,451	0,024	3,833	2513	3,769	OK
S9, S16, S40	a (X)	3,16	38,01	38,01	7,451	0,024	3,833	2513	3,769	OK
	b (Y)	1,78	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
S10	a (X)	2,31	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	3,72	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S11	a (X)	2,33	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	3,75	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S12, S13	a (X)	3,66	34,01	34,01	6,662	0,024	3,430	2213	3,319	OK
	b (Y)	2,35	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
S14	a (X)	2,36	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	3,80	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S15	a (X)	2,35	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	3,78	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S17, S25	a (X)	4,27	38,01	38,01	7,451	0,024	3,833	2513	3,769	OK
	b (Y)	2,40	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
S18	a (X)	2,96	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	4,76	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S19	a (X)	2,38	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	3,83	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S20	a (X)	4,57	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
	b (Y)	2,84	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
S21	a (X)	4,57	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
	b (Y)	2,84	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
S22	a (X)	2,45	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	3,94	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S23	a (X)	3,01	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	4,84	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S24	a (X)	4,10	38,01	38,01	7,451	0,024	3,833	2513	3,769	OK
	b (Y)	2,30	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
S26	a (X)	3,19	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	5,13	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S27	a (X)	2,94	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	4,72	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S28	a (X)	4,12	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
	b (Y)	2,56	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
S29	a (X)	4,13	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
	b (Y)	2,57	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
S30	a (X)	2,40	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	3,86	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S31	a (X)	2,86	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	4,61	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S32	a (X)	4,26	38,01	38,01	7,451	0,024	3,833	2513	3,769	OK

	b (Y)	2,40	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
S33	a (X)	3,14	34,01	34,01	6,662	0,024	3,430	2213	3,319	OK
	b (Y)	2,02	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
S34	a (X)	2,39	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	3,84	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S35	a (X)	2,37	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	3,81	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S36	a (X)	3,91	34,01	34,01	6,662	0,024	3,430	2213	3,319	OK
	b (Y)	2,51	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
S37	a (X)	3,91	34,01	34,01	6,662	0,024	3,430	2213	3,319	OK
	b (Y)	2,51	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
S38	a (X)	2,27	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	3,65	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S39	a (X)	2,25	24,01	24,01	3,067	0,026	2,623	1448	2,171	OK
	b (Y)	3,62	34,81	34,81	6,509	0,024	3,510	2258	3,386	OK
S41	a (X)	0,90	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
	b (Y)	1,60	38,01	38,01	7,451	0,024	3,833	2513	3,769	OK
S45	a (X)	0,89	24,01	24,01	3,539	0,026	2,623	1463	2,194	OK
	b (Y)	1,59	38,01	38,01	7,451	0,024	3,833	2513	3,769	OK

Fonte: Autoria própria (2022).

Por fim, foi determinado as armaduras adotadas para as sapatas, com suas respectivas quantidades, diâmetros e espaçamento entre barras. O Apêndice A apresenta o detalhamento das armaduras de cada sapata.

Tabela 11 - Armadura adotadas nas sapatas

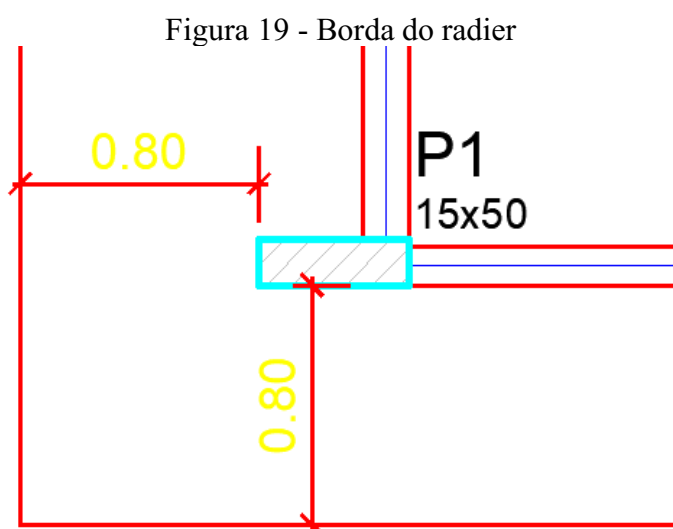
Sapata	Área de aço na direção X		Área de aço na direção Y	
	As,efet. (cm ²)	Armadura	As,efet. (cm ²)	Armadura
S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8, S41, S42, S43, S44, S45, S46, S47, S48	3,02	6 Ø 8 C/ 10	4,02	8 Ø 8 C/ 13
S9, S16, S17, S24, S25, S32, S40	4,02	8 Ø 8 C/ 13	3,02	6 Ø 8 C/ 10
S10, S11, S14, S15, S18, S19, S22, S23, S26, S27, S30, S31, S34, S35, S38, S39	3,02	6 Ø 8 C/ 10	3,52	7 Ø 8 C/ 13
S12, S13, S33, S36, S37	3,52	7 Ø 8 C/ 13	3,02	6 Ø 8 C/ 10
S20, S21, S28, S29	3,52	7 Ø 8 C/ 13	3,02	6 Ø 8 C/ 10

Fonte: Autoria própria (2022).

4.2 Dimensionamento de radier em concreto armado

Para o dimensionamento do radier será analisado a região correspondente aos pilares P1 a P48 da planta de fôrma do Anexo C, além disso, os dados de solo utilizados serão os mesmos analisados nas sapatas isoladas.

Devido os valores das cargas concentradas provocar um elevado concentração de momento fletor ao redor das bordas do radier, foi adotado um acréscimo de 80 cm em sua extremidade, uma vez que, o valor da borda escolhida apresentou uma melhoria na distribuição de tensão sobre o radier, conforme visto na Figura 19.



Fonte: Autoria própria (2022).

De acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014) foi definido a altura de 16 cm para o radier de concreto armado, ainda segundo a norma adotou-se também para a resistência do concreto a compressão o valor de 25 Mpa e para o aço CA-50. Já para as cargas distribuídas aplicadas sobre o radier provenientes das ações permanentes foi considerado $0,5 \text{ tf/m}^2$ (valor definido a partir do peso próprio do concreto armado, contrapiso e revestimento), e para as ações acidentais $0,3 \text{ tf/m}^2$ (carga definida com base na NBR 6120 (ABNT, 2019), para salas de escolas ou instituições de ensino).

Figura 20 - Dados da laje

Fonte: Autoria própria (2022).

A partir dos dados da sondagem SPT e da Tabela 5, foi admitido para o solo uma areia mediamente compacta com módulo endométrico de 500 Kg/cm², apesar do tipo de solo adotado não está presente na tabela, sabe-se que a areia mediamente compacta apresenta valores de módulo endométrico limitados entre a areia solta e a areia compacta, portanto, definiu-se para areia mediamente compacta o menor valor do módulo endométrico da areia compacta.

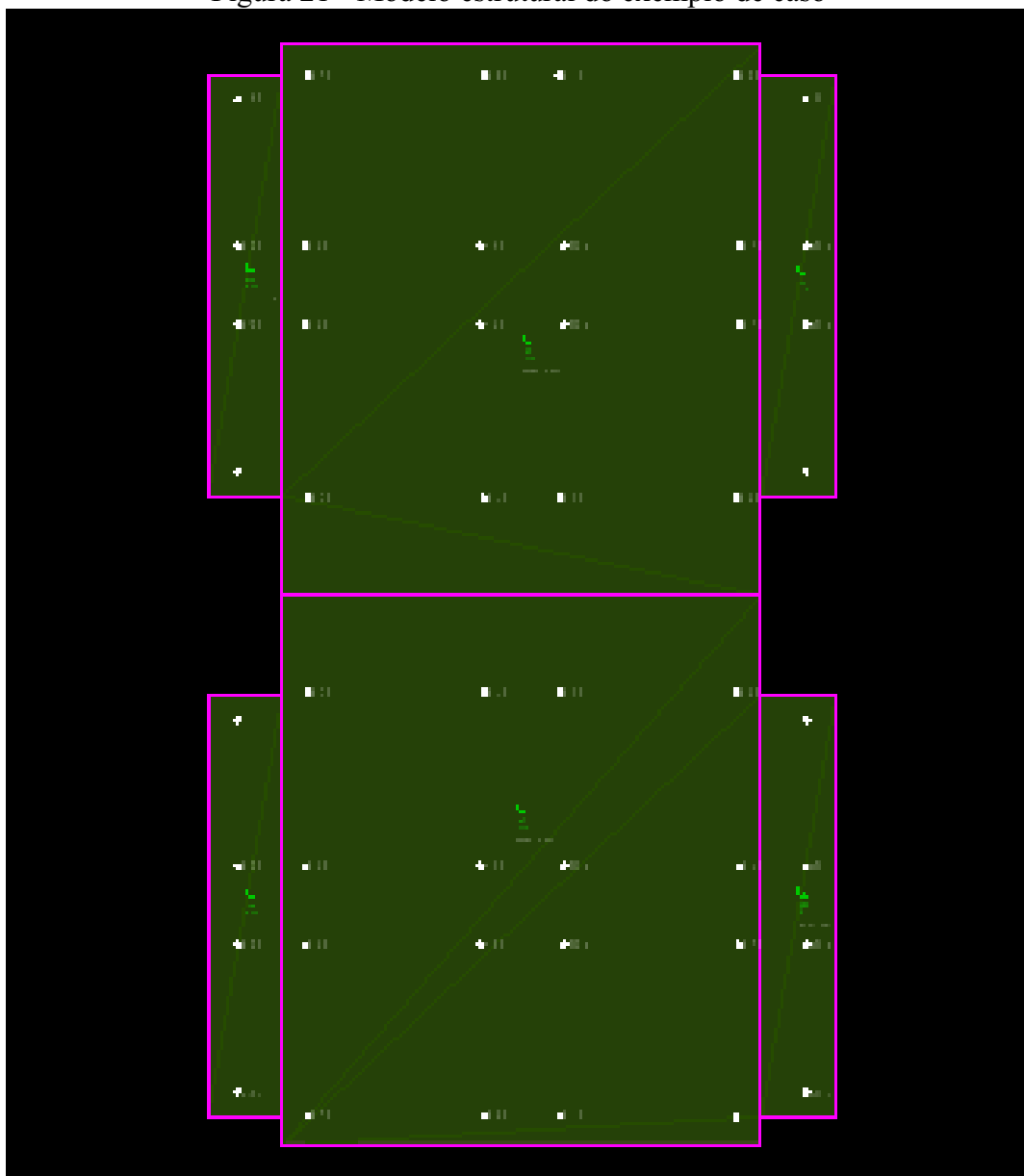
Em seguida, foi determinado o valor do módulo de reação vertical a partir da Equação 53, considerando uma área de 797,28 m².

$$k_v = \frac{50.000}{0,4\sqrt{797,28}} = 4.426,90 \text{ KN/m}^3 \text{ ou } 442,69 \text{ tf/m}^3 \quad (94)$$

Definido o valor do módulo de reação vertical, adotou-se então o valor de 0,40 m para a malha de barras que corresponde ao espaçamento da grelha, obtendo assim uma constante elástica de 70,83 tf/m.

Ao dimensionar o radier pelo TQS alguns critérios devem ser analisados para que o modelo estrutural estudado apresente resultados coerentes com realidade. Dessa forma, para geração das grelhas foi definido o modelo de laje plana.

Figura 21 - Modelo estrutural do exemplo de caso

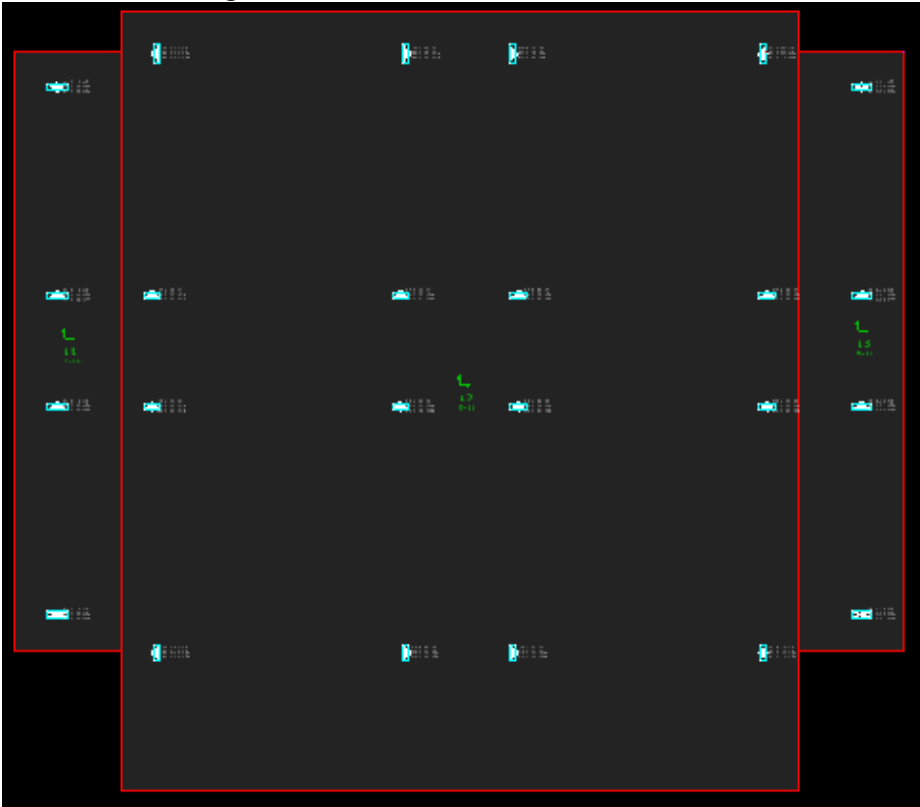


Fonte: Autoria própria (2022).

Por se tratar de uma versão estudante o software TQS apresenta algumas limitações ao modelar as estruturas de concreto armado, no pacote dessa versão é definido o limite máximo de 600,00 m² para área em planta do pavimento.

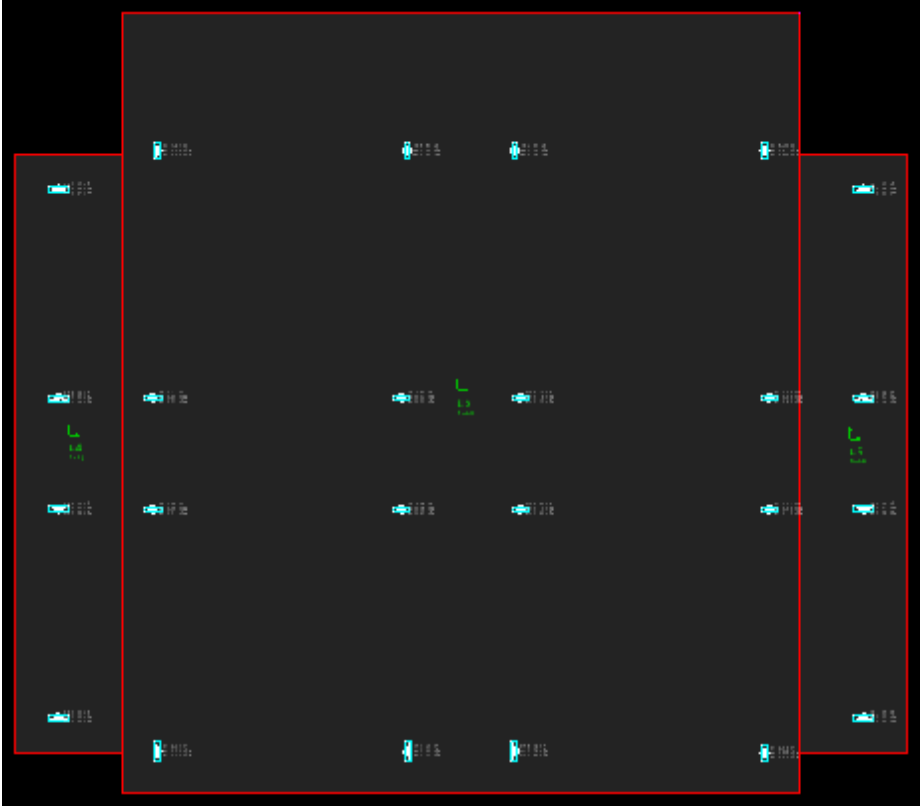
No estudo de caso em questão, devido a estrutura se tratar de uma creche a área estimada para o radier resultou em um valor de 797,28 m², para contornar esse problema o radier foi analisado em duas estruturas distintas, nomeados de radier 1 e 2, cada uma com área igual a 398,64 m². Dessa forma, a constante elástica de 70,83 tf/m obtida a partir da área total do radier, será a mesma aplicada nos dois modelos estruturais (Figura 22 e 23).

Figura 22 - Modelo estrutural do radier 1



Fonte: Autoria própria (2022).

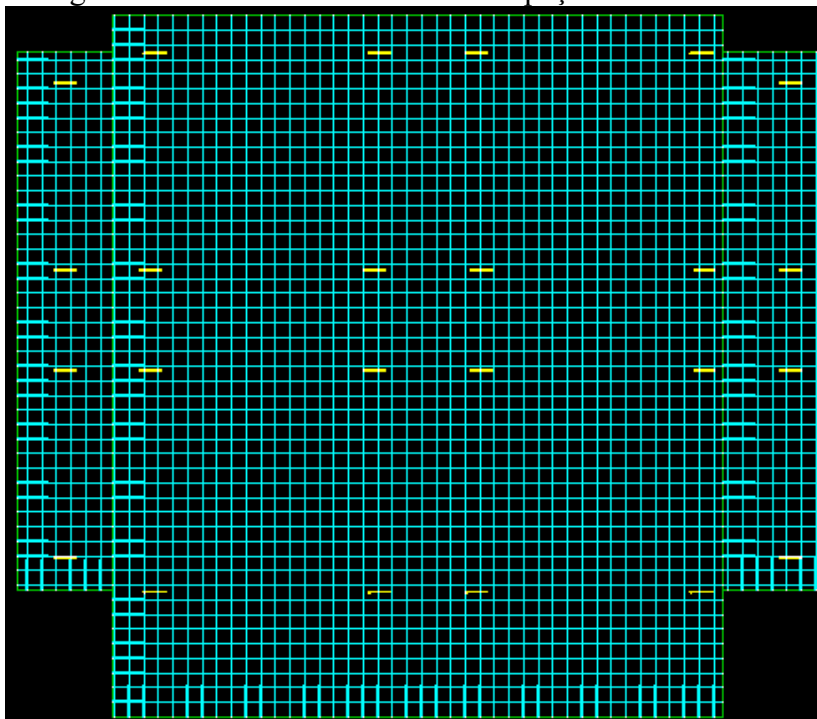
Figura 23 - Modelo estrutural do radier 2



Fonte: Autoria própria (2022).

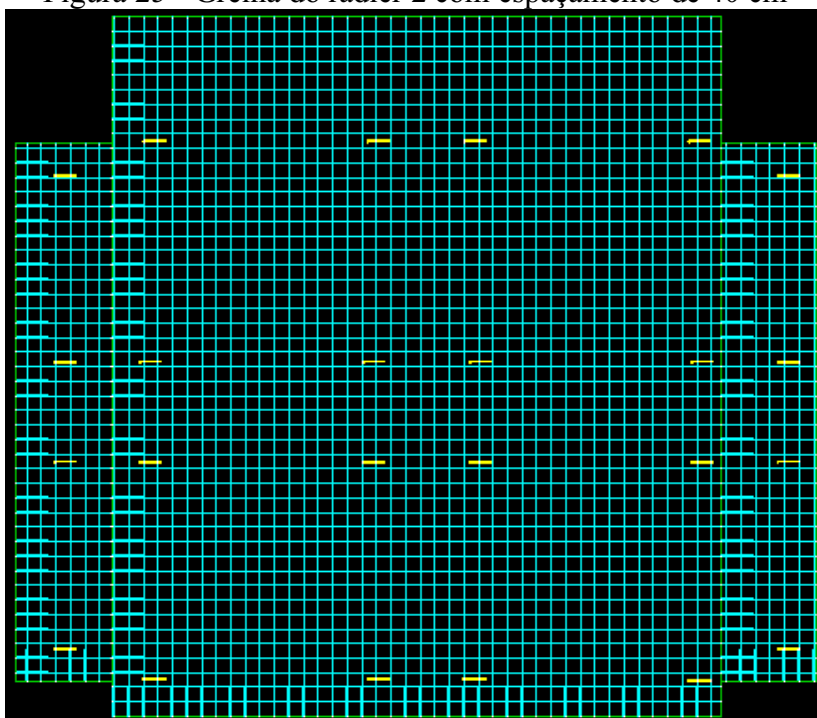
Com o processamento dos modelos estruturais do radier 1 e 2, Figuras 24 e 25 respectivamente, foi gerado uma malha com espaçamento de 40 cm nas direções X e Y, formando uma base elástica composta por molas em cada nó da grelha.

Figura 24 - Grelha do radier 1 com espaçamento de 40 cm



Fonte: Autoria própria (2022).

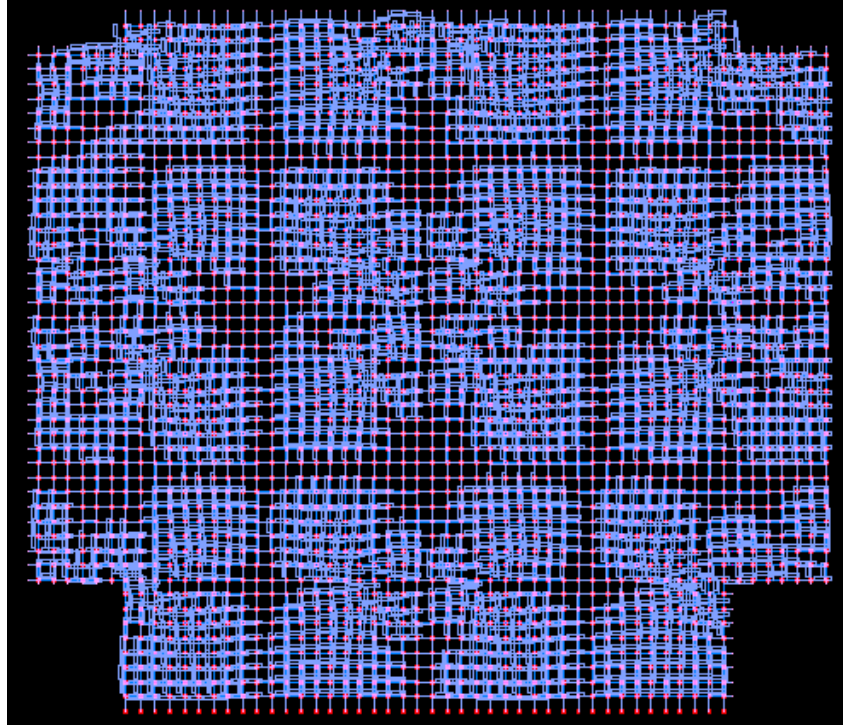
Figura 25 - Grelha do radier 2 com espaçamento de 40 cm



Fonte: Autoria própria (2022).

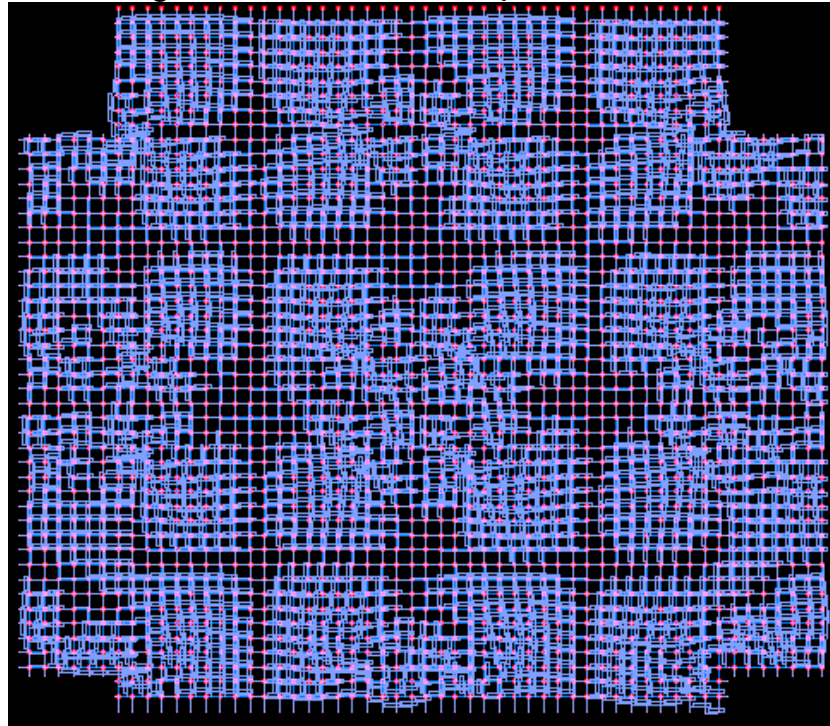
Após o processamento da grelha foi gerado a distribuição dos momentos na direção de X (Figuras 26 e 27), e na direção de Y (Figuras 28 e 29).

Figura 26 - Momento na direção X do radier 1



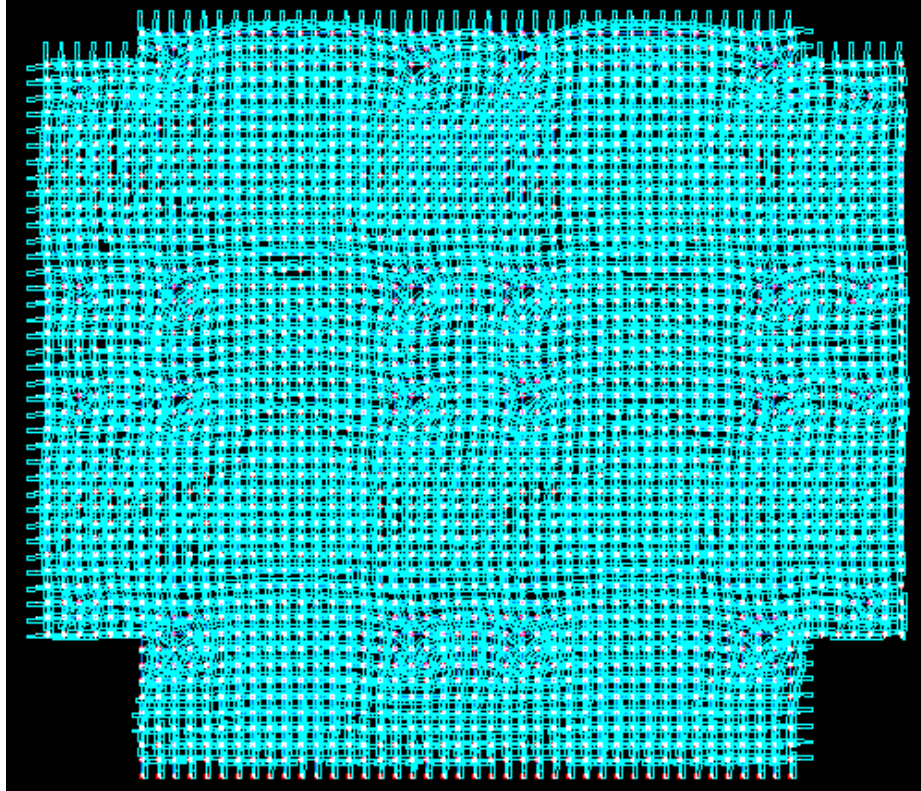
Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 27 - Momento na direção X do radier 2



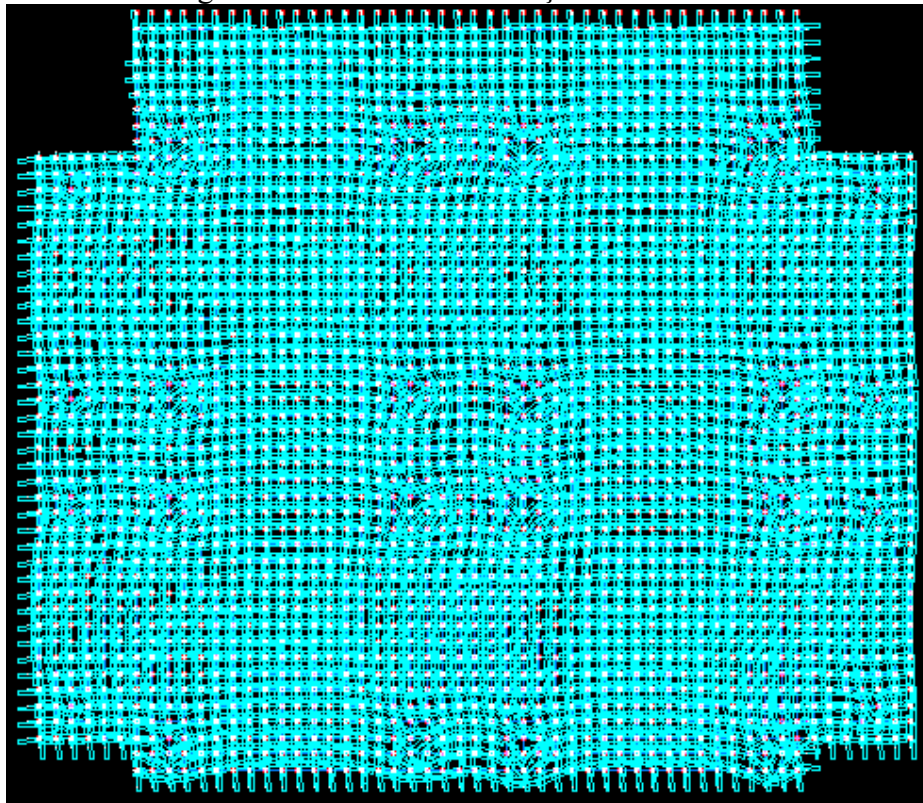
Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 28 - Momento na direção Y do radier 1



Fonte: Autoria própria (2022).

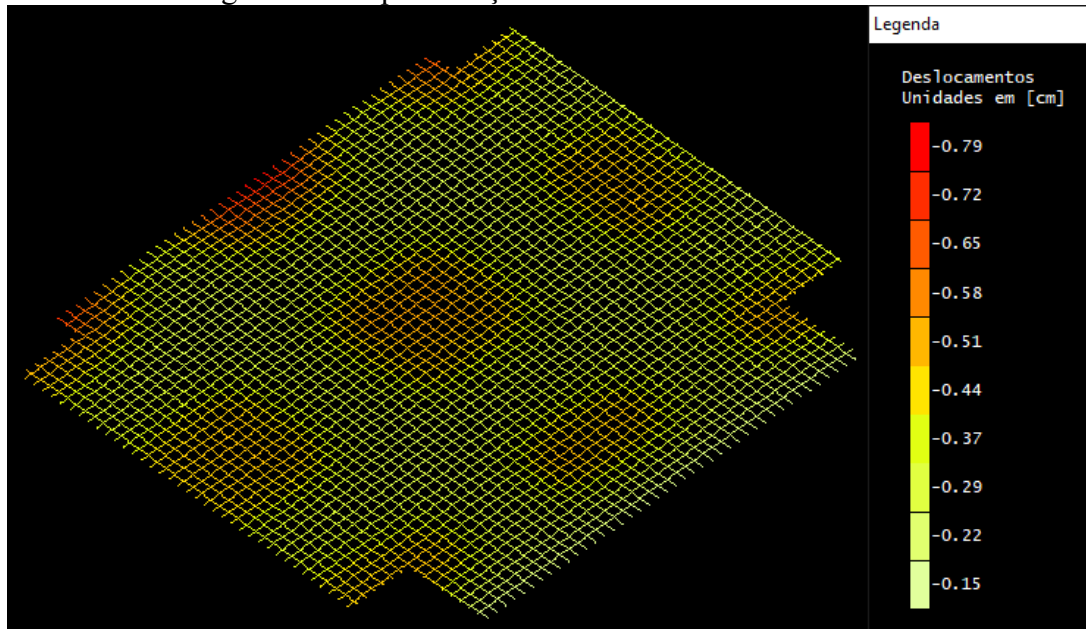
Figura 29 - Momento na direção Y do radier 2



Fonte: Autoria própria (2022).

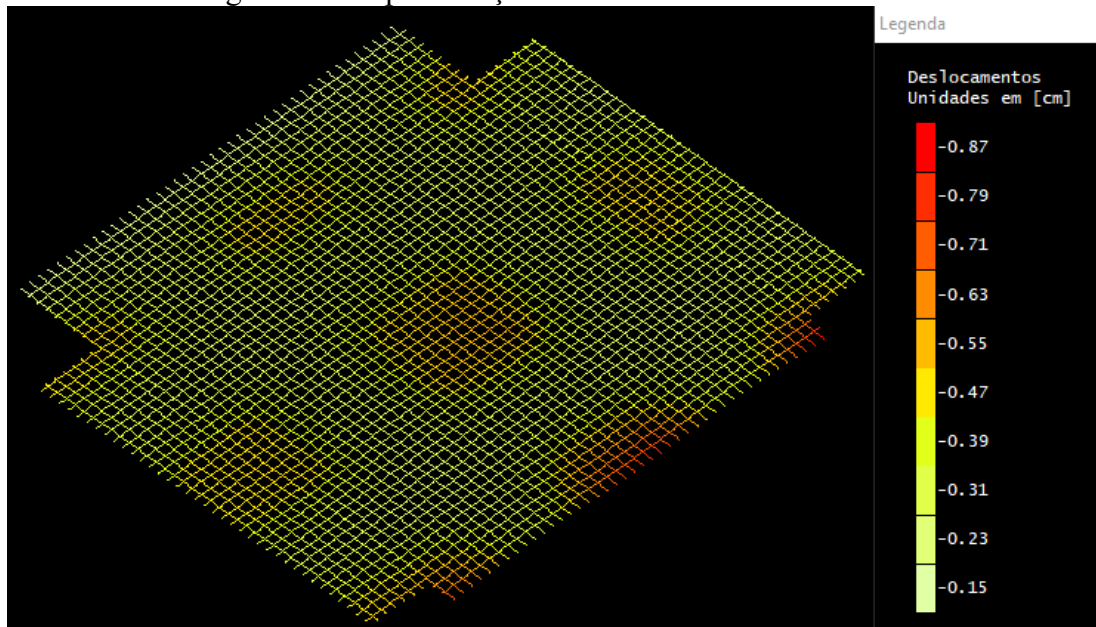
Também foi possível determinar os deslocamentos dos radier 1 e 2, Figuras 30 e 31 respectivamente.

Figura 30 - Representação do deslocamento do radier 1



Fonte: Autoria própria (2022).

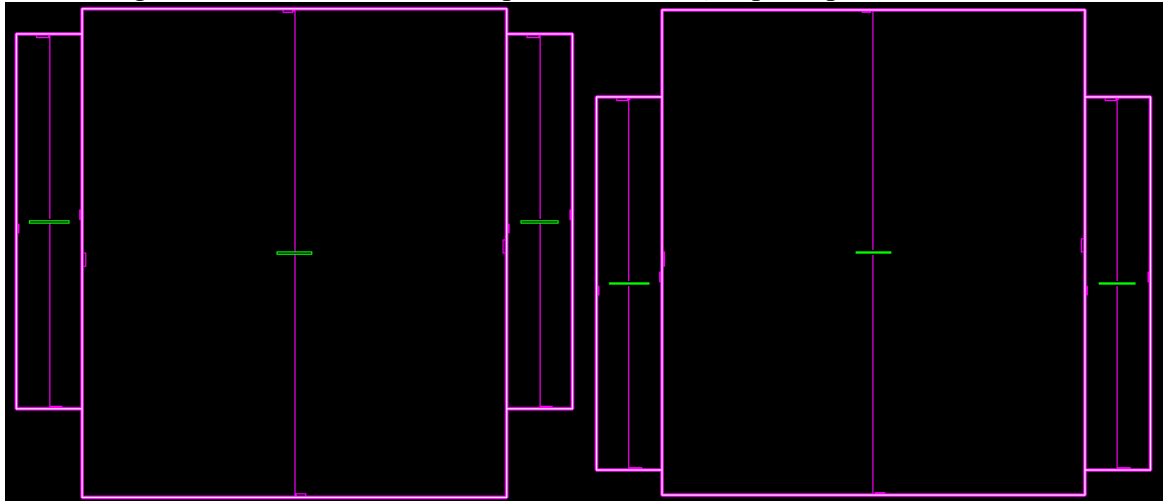
Figura 31 - Representação do deslocamento do radier 2



Fonte: Autoria própria (2022).

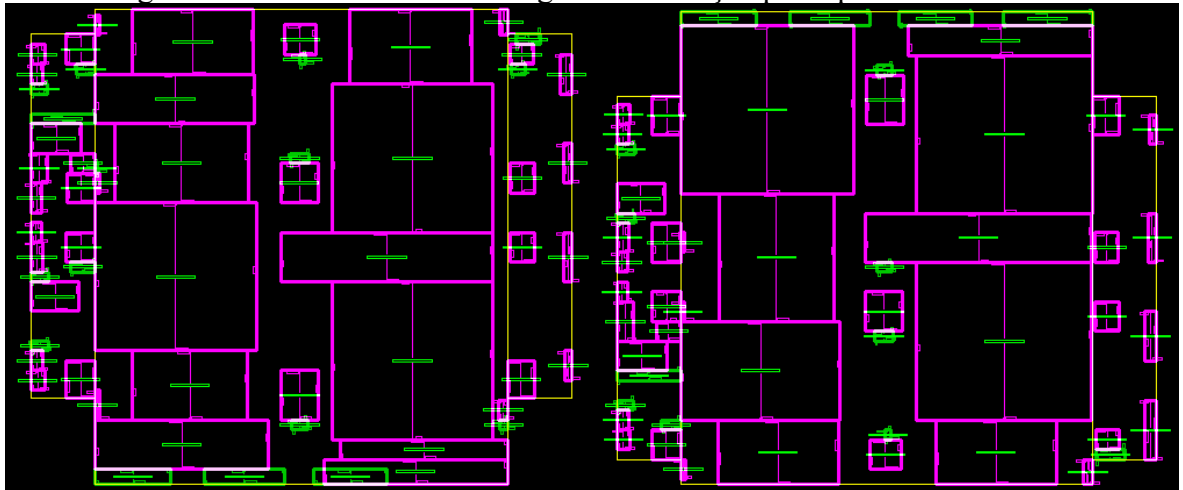
Em seguida foram definidas as faixas de armadura homogênea positiva e negativa da direção principal e secundária das grelhas do radier 1 e 2, conforme apresentado nas Figuras 32 a 35.

Figura 32 - Faixa de armadura positiva na direção principal do radier 1 e 2



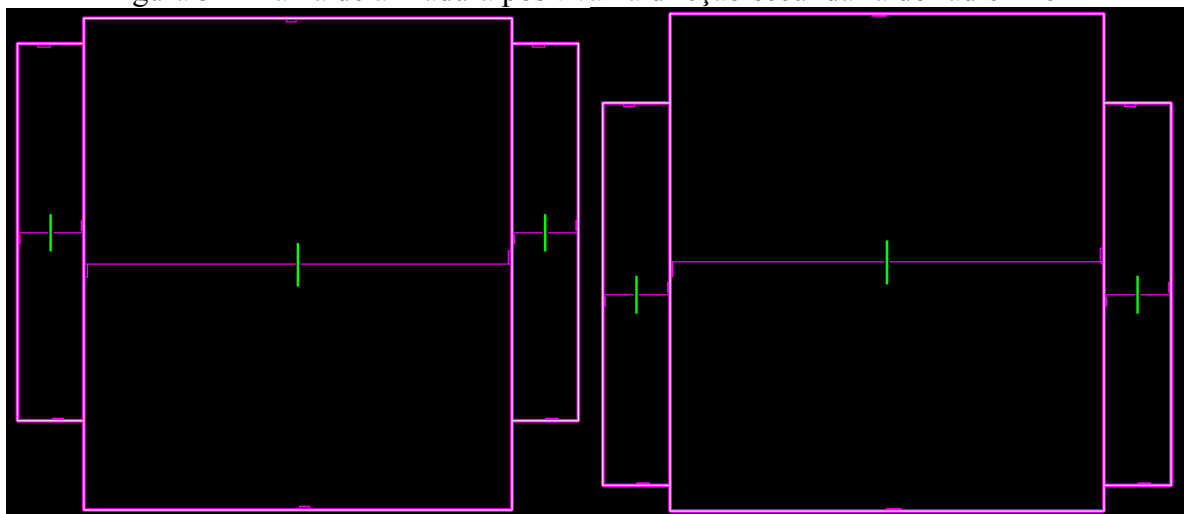
Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 33 - Faixa de armadura negativa na direção principal do radier 1 e 2



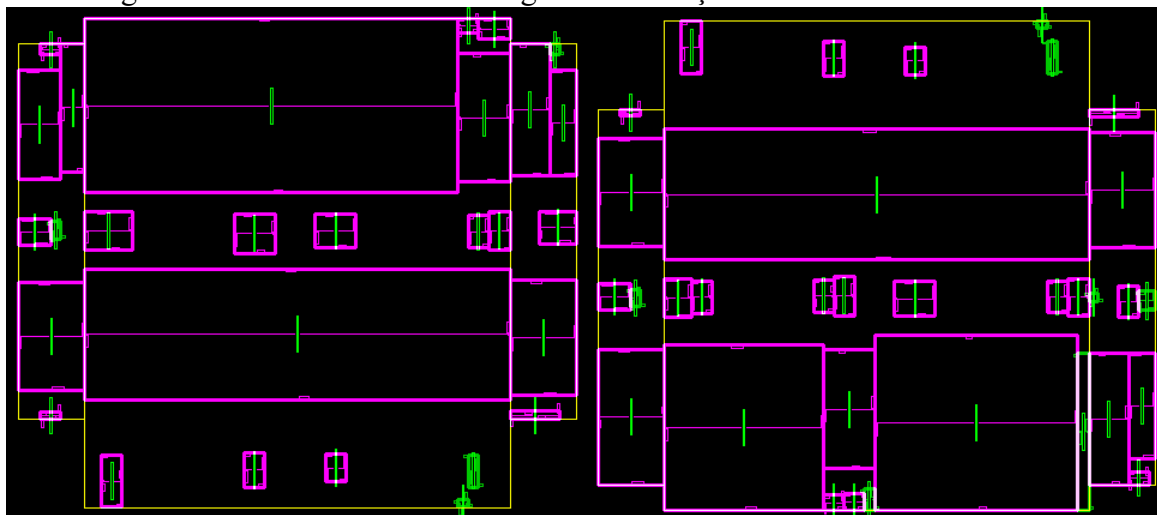
Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 34 - Faixa de armadura positiva na direção secundária do radier 1 e 2



Fonte: Autoria própria (2022).

Figura 35 - Faixa de armadura negativa na direção secundária do radier 1 e 2



Fonte: Autoria própria (2022).

Por fim, com as faixas definidas foi dimensionado o conjunto de armadura positiva e negativa das estruturas na direção principal e secundária (Apêndice B). Com o detalhamento das armaduras, foi possível também quantificar o peso de aço necessário para construção do radier.

Tabela 12 - Quantitativo de aço do radier em concreto armado

RESUMO DE AÇO CA-50

Ø	Comprimento (m)	Peso (kg)
6.3	14.469,00	3.545,00
8.0	694,00	275,00
10.0	6.960,00	4.294,00
12.5	5.890,00	5.672,00

Fonte: Autoria própria (2022).

4.3 Análise de custo-benefício

Para a análise de custo dos materiais necessários para construção da sapata, será considerado também os quantitativos relacionados aos elementos dos arranques dos pilares e das vigas baldrame. Essa consideração foi feita para tornar mais justa a comparação dos orçamentos das fundações, visto que o radier já engloba todo elemento da infraestrutura, enquanto que para a sapata é essencial o auxílio de outros elementos para compor a estrutura da fundação. Além disso, como não foi possível o acesso aos dados de terraplenagem da obra, será considerado para os orçamentos a hipótese de terreno plano, no entanto, é importante

ressaltar que caso esses dados sejam considerados, implicará em custos de execução mais elevados para as fundações.

Os quantitativos dos materiais referente ao arranque do pilar e da viga baldrame, foram obtidos a partir dos projetos estruturais do modelo padrão de creche Proinfância (Tipo 1) do Fundo Nacional de Desenvolvimento da Educação (FNDE).

As composições de cada serviço foram retiradas do banco de dados do SINAPI (Rio Grande do Norte) com a data-base de janeiro de 2022, valores não-desonerados. A Tabela 13 a seguir apresenta os custos dos materiais da fundação em sapata.

Tabela 13 - Orçamento da fundação em sapata

Código	Banco	Descrição	Und.	Quant.	Valor Unit. (R\$)	Total (R\$)
SAPATAS						19.297,26
96523	SINAPI	ESCAVAÇÃO MANUAL PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M³	36,11	81,49	2.942,60
101616	SINAPI	PREPARO DE FUNDO DE VALA COM LARGURA MENOR QUE 1,5 M (ACERTO DO SOLO NATURAL). AF_08/2020	M²	42,48	5,18	220,04
96616	SINAPI	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM BLOCOS DE COROAMENTO OU SAPATAS. AF_08/2017	M³	1,31	535,86	701,97
96541	SINAPI	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA SAPATA, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E=17 MM, 4 UTILIZAÇÕES. AF_06/2017	M²	43,38	195,07	8.462,13
96545	SINAPI	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	206,07	14,79	3.047,77
96556	SINAPI	CONCRETAGEM DE SAPATAS, FCK 30 MPA, COM USO DE JERICA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M³	4,29	639,26	2.742,42
96995	SINAPI	REATERRO MANUAL APILOADO COM SOQUETE. AF_10/2017	M³	26,59	44,39	1.180,33
ARRANQUE DO PILAR						8.358,25
92419	SINAPI	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA DE PILARES RETANGULARES E ESTRUTURAS SIMILARES, PÉ-DIREITO SIMPLES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, 4 UTILIZAÇÕES. AF_09/2020	KG	28,30	82,76	2.342,10
92778	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UMA EDIFICAÇÃO TÉRREA OU SOBRADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	248,63	13,13	3.264,51

92779	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UMA EDIFICAÇÃO TÉRREA OU SOBRADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	56,62	11,01	623,38
92775	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UMA EDIFICAÇÃO TÉRREA OU SOBRADO UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	69,10	17,25	1.191,97
92718	SINAPI	CONCRETAGEM DE PILARES, FCK = 25 MPA, COM USO DE BALDES EM EDIFICAÇÃO COM SEÇÃO MÉDIA DE PILARES MENOR OU IGUAL A 0,25 M² - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_12/2015	M³	1,53	611,96	936,29
VIGA BALDRAME						55.9229,20
96527	SINAPI	ESCAVAÇÃO MANUAL DE VALA PARA VIGA BALDRAME (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS). AF_06/2017	M³	47,63	107,24	5.107,84
96536	SINAPI	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA VIGA BALDRAME, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM, 4 UTILIZAÇÕES. AF_06/2017	M²	252,72	64,55	16.313,07
96620	SINAPI	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM PISOS, LAJES SOBRE SOLO OU RADIER. AF_08/2017	M³	2,13	515,68	1.098,39
96547	SINAPI	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	25,29	11,14	281,73
96546	SINAPI	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	66,22	13,20	874,10
96545	SINAPI	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	478,85	14,79	7.082,19
96543	SINAPI	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME E SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	262,25	17,21	4.513,32
96555	SINAPI	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAME, FCK 30 MPA, COM USO DE JERICA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	M³	17,06	570,35	9.730,17
98557	SINAPI	IMPERMEABILIZAÇÃO DE SUPERFÍCIE COM EMULSÃO ASFÁLTICA, 2 DEMÃOS AF_06/2018	M²	295,37	32,96	9.735,39
96995	SINAPI	REATERRO MANUAL APILOADO COM SOQUETE. AF_10/2017	M³	28,43	44,39	1.262,00
TOTAL=						83.653,71

Fonte: Autoria própria (2022).

De forma análoga as sapatas isoladas, foi orçado também os custos dos serviços para execução do radier, conforme a Tabela 14:

Tabela 14 - Orçamento da fundação em radier

Código	Banco	Descrição	Und.	Quant.	Valor Unit. (R\$)	Total (R\$)
97086	SINAPI	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FORMA PARA RADIER, PISO DE CONCRETO OU LAJE SOBRE SOLO, EM MADEIRA SERRADA, 4 UTILIZAÇÕES. AF_09/2021	M²	21,00	101,65	2.134,65
97096	SINAPI	CONCRETAGEM DE RADIER, PISO DE CONCRETO OU LAJE SOBRE SOLO, FCK 30 MPA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_09/2021	M³	127,57	478,77	61.076,68
92885	SINAPI	ARMAÇÃO UTILIZANDO AÇO CA-25 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	5.672,00	12,23	69.368,56
92884	SINAPI	ARMAÇÃO UTILIZANDO AÇO CA-25 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	4.294,00	12,75	54.748,50
92883	SINAPI	ARMAÇÃO UTILIZANDO AÇO CA-25 DE 8,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	275,00	12,39	3.407,25
92882	SINAPI	ARMAÇÃO UTILIZANDO AÇO CA-25 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	3.545,00	13,21	46.829,45
TOTAL=						237.565,09

Fonte: Autoria própria (2022).

Analisando os resultados dos dimensionamentos é notório observar que o custo com a execução da fundação em sapata é mais vantajoso comparado ao radier, uma vez que o valor para construção das sapatas isoladas é de R\$ 83.653,71, e para o radier é de R\$ 237.565,09, em termos de porcentagem a relação do preço de execução do radier é de 183,99% maior em relação a sapata.

Ao examinar o consumo de materiais da fundação em radier, vemos que o item de maior consumo corresponde a armação, que engloba o total de 73,39% da execução, seguidos da concretagem com 25,71%, e das fôrmas que representa 0,90%. Por se tratar de uma área construída de 797,28 m², percebe-se que a proporção do consumo de fôrmas torna-se bastante irrisório se comparada as demais composições do orçamento, devido ao fato que as fôrmas serão utilizadas apenas no contorno da fundação. Como o radier se trata de uma laje maciça apoiada sobre o solo, o consumo de aço aumentará na proporção da área construída, sendo que a armadura nesse tipo de elemento estrutural tem a função de combater os momentos fletores positivos e negativos (nas direções X e Y), além de suportar os esforços de punção na região de cada pilar.

Fazendo a mesma análise do consumo dos serviços para a fundação em sapata isolada, vemos que as fôrmas representando cerca de 32,42% do orçamento, seguidos pela armação com 24,96%, e da concretagem com 16,03%, as demais composições, são elas: escavação, reaterro, preparo de fundo de vala, lastro e impermeabilização, representa 26,59%. Devido as sapatas serem elementos bastante compactos, ou seja, não ocupam grandes áreas para sua execução, consomem menos concreto e armadura comparado ao radier, no entanto, por causa grande área lateral em contato com o solo, reflete diretamente na alta quantidade de fôrma utilizada para sua construção.

Ao analisar as deformabilidades das fundações apresentadas na Tabela 15, nota-se que os deslocamentos máximos provenientes dos recalques provocados pelas sapatas é de 4,50mm, bem abaixo do limite de 40mm para os casos de solos arenosos. Já para do radier, esse recalque é de 8,70mm também abaixo do limite de 40 a 60mm para o mesmo tipo de solo, no entanto, apesar dos dois tipos de fundação estarem abaixo do valor limite de recalque admissível.

Tabela 15 - Recalques máximos e mínimos gerados pelo dimensionamento das sapatas e do radier.

Fundação	Recalque máximo (mm)	Recalque mínimo (mm)
Sapata	4,50	1,34
Radier	8,70	1,50

Fonte: Autoria própria (2022).

Ao comparar os recalques gerados entre as fundações, percebe-se que o radier apresentou valores de recalque mais acentuados em relação as sapatas, isso se deu devido ao fato que as cargas aplicadas sobre o radier são provenientes tanto dos pilares, como do peso próprio da estrutura e da carga de distribuída aplicada sobre ela (cargas permanentes e variadas), enquanto que para as sapatas as deformações geradas são resultantes das cargas oriundo apenas dos pilares.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve o objetivo de comparar o custo-benefício entre dois tipos de fundações rasas, sendo elas do tipo sapata isolada e radier, para a análise dos dados foram utilizados parâmetros de solos provenientes de sondagens SPT, e a partir dos dados das cargas provenientes da estrutura foi realizado o dimensionamento desses elementos, além disso, foi feita a verificação dos recalques gerados pela deformação das estruturas e o orçamento para sua execução.

O dimensionamento do radier foi realizado por meio do Software TQS Estudante versão 22, sendo de suma importância para análise da estrutura um bom espaçamento entre as grelhas, levando em conta também a geometria da placa, formando dessa forma uma base elástica composta por molas em cada nó da grelha, gerando assim, resultados que expressassem a realidade com maior precisão.

Enquanto isso, para o cálculo das sapatas isoladas foi utilizado o método da flexão com auxílio do *software Microsoft Office Excel 2019*, permitindo uma maior rapidez na análise dos resultados do seu dimensionamento.

A comparação dos custos das fundações apresentou valores bastante significativos, sendo que o orçamento do radier resultou em um valor de execução de R\$ 237.565,09, enquanto que o custo da sapata foi de R\$ 83.653,71, economia de R\$ 153.911,38.

Para a verificação dos resultados gerados pelos recalques, o radier e a sapata apresentaram respectivamente valores máximo de deformação de 8,70mm e 4,50mm, resultados esses abaixo do recalque limite admissível para sua utilização.

Diante do que foi exposto, os valores gerados pelos dimensionamentos e pelas deformabilidades provenientes dos recalques nas duas fundações apresentaram resultados bastante satisfatórios, no entanto, ao comparar a viabilidade do custo-benefício as vantagens apresentadas pela sapata foram superiores às do radier, recomendando assim, sua execução para o estudo de caso em análise.

REFERÊNCIAS

- ALEXANDRE JÚNIOR, M. C. **Inserindo as funções: coeficientes de recalque horizontal e vertical do solo**. 2017. Disponível em: <https://faq.altoqi.com.br/pdf.php?cat=174&id=1045&artlang=pt-br>. Acesso em: 23 jan. 2022.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 1983. 202 p.
- ARCENO, M. F. **Dimensionamento de sapatas e blocos de coroamento**. 2018. 182 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 238p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 – **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. 60p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 – **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. 108p.
- BASTOS, P. S. dos S. **Sapatas de fundação**. Universidade Estadual Paulista- UNESP. São Paulo, 2019. 116p.
- BRITO, J. L. W. **Fundações de edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987. 98 p.
- CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. volume 2. São Paulo: Pini, 2009. 618 p.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. São Carlos: RiMa, 2003. 142 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: Projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 136 p.

DÓRIA, L. E. S. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. 2007. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) – Centro de Tecnologia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

FUNDO NACIONAL DE DESENVOLVIMENTO DA EDUCAÇÃO. **Proinfância: Projeto Tipo 1**. Brasília, 2017. Disponível em: <https://www.fnde.gov.br/index.php/programas/proinfancia/eixos-de-atuacao/projetos-arquiteticos-para-construcao/item/6412-proinfancia-tipo-1>. Acesso em: 04 jan. 2022.

HACHICH, W. et. al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 755 p.

MORAES, M. da C. **Estruturas de Fundações**. 3. Ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1976. 264 p.

PORTO, T. B. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação**. 2010. 243 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2010.

SILVA, E. L. **Análise dos modelos estruturais para determinação dos esforços resistentes em sapatas isoladas**. 1998. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) – Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

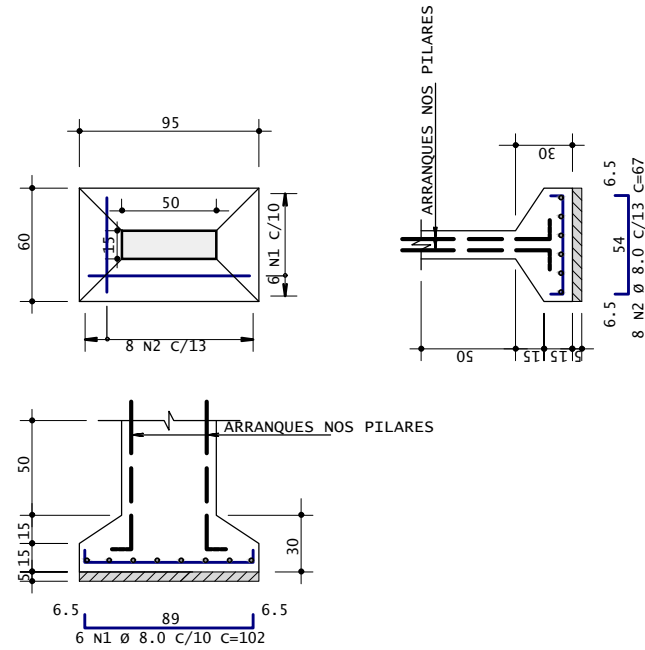
TEIXEIRA, A. T.; GODOY, N. S. **Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. Fundação: Teoria e Prática**. Hachich et al. (eds), 1. ed., São Paulo: Pini, 1996. 264 p.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações, Vol. 1**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 226 p.

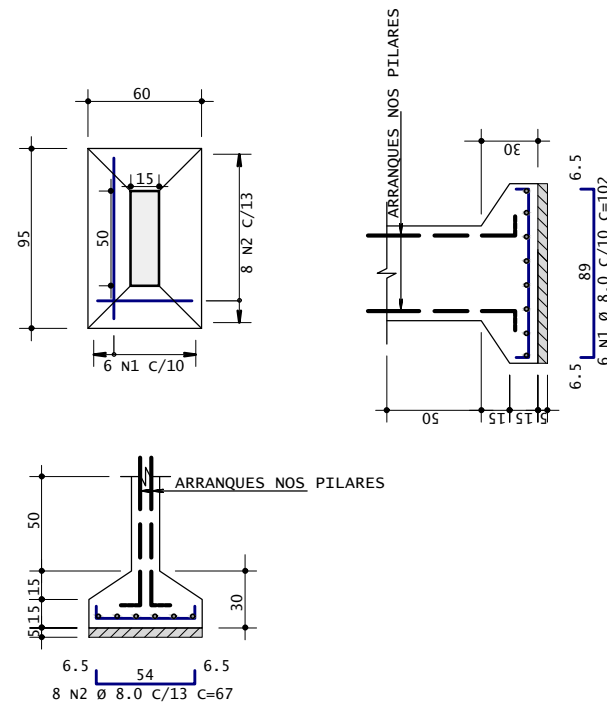
VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações Superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

APÊNDICE A – Detalhamento das sapatas isoladas

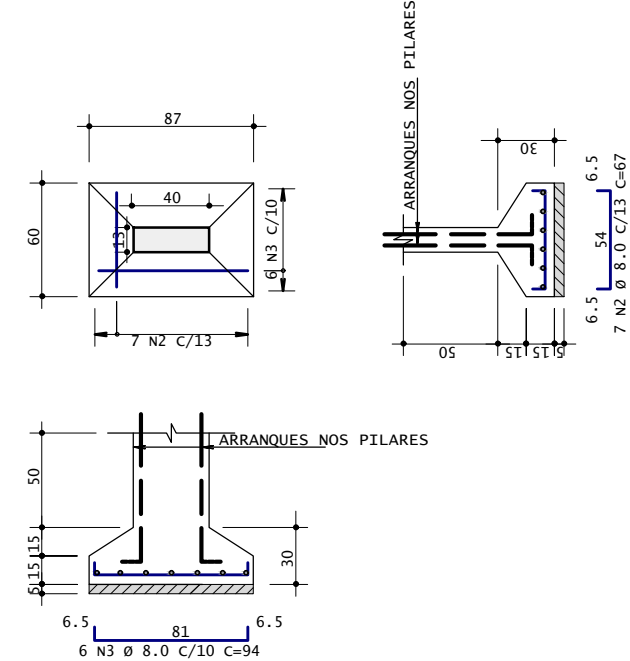
S1=S2=S3=S4=S5=S6=S7=S8=S41
=S42=S43=S44=S45=S46=S47=S48



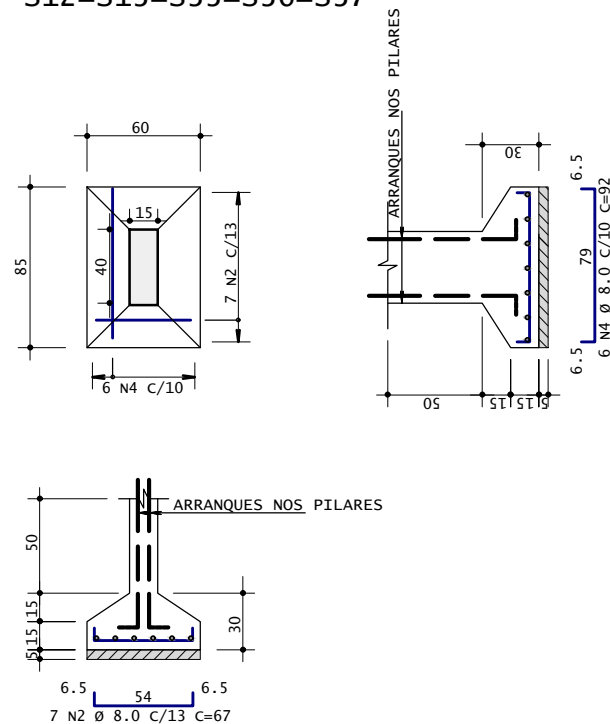
S9=S16=S17=S24=S25=S32=S40



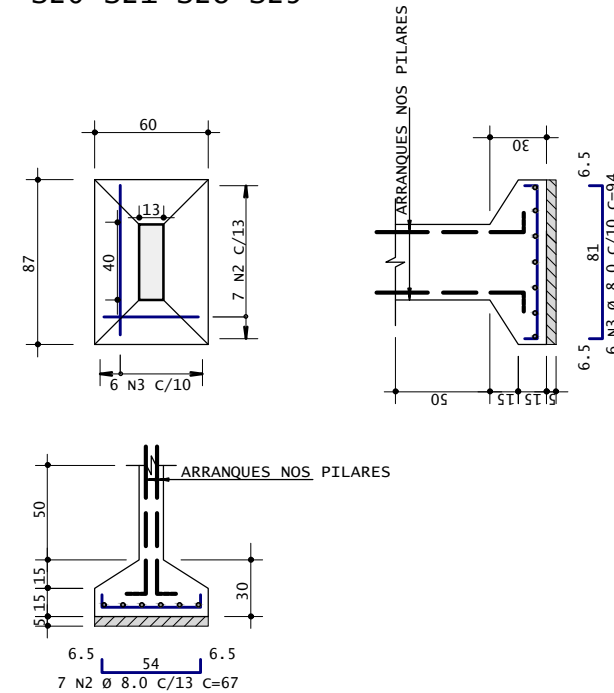
S10=S11=S14=S15=S18=S19=S22=S23
=S26=S27=S30=S31=S34=S35=S38=S39



S12=S13=S33=S36=S37



S20=S21=S28=S29



AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPIMENTO	UNIT	TOTAL
		mm		cm	cm	
S1=S2=S3=S4=S5=S6=S7=S8=S41=S42=S43=S44=S45=S46=S47=S48 (X16)						
50A	1	8.0	96	102	9792	
50A	2	8.0	128	67	8576	
S9=S16=S17=S24=S25=S32=S40 (X7)						
50A	1	8.0	42	102	4284	
50A	2	8.0	56	67	3752	
S10=S11=S14=S15=S18=S19=S22=S23=S26=S27=S30=S31=S34=S35=S38=S39 (X16)						
50A	2	8.0	112	67	7504	
50A	3	8.0	96	94	9024	
S12=S13=S33=S36=S37 (X5)						
50A	2	8.0	35	67	2345	
50A	4	8.0	30	92	2760	
S20=S21=S28=S29 (X4)						
50A	2	8.0	28	67	1876	
50A	3	8.0	24	94	2256	

RESUMO DE AÇO DAS SAPATAS			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	Kg
50A	8.0	521,69	206,06
Peso Total	50A =		206,06 Kg

TÍTULO: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

DATA:

ASSUNTO: DETALHAMENTO DAS SAPATAS ISOLADAS

PRANCHA:

ENDEREÇO: CRECHE PROINFÂNCIA - ASSÚ/RN

DESENHO: MESSIAS LOPES

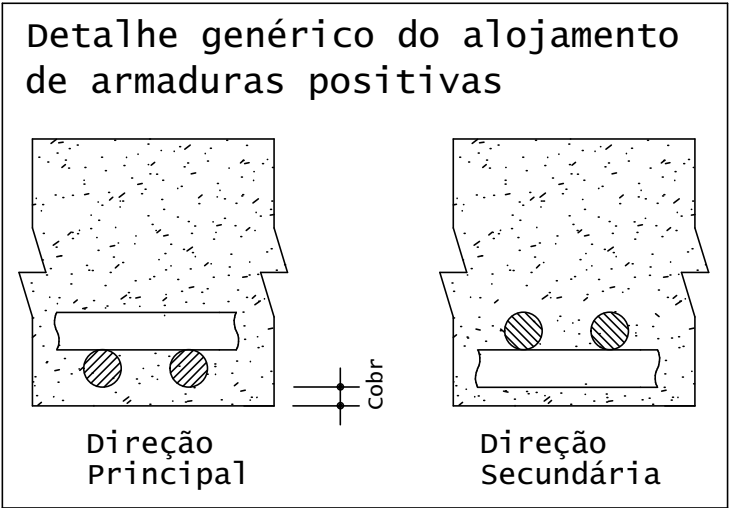
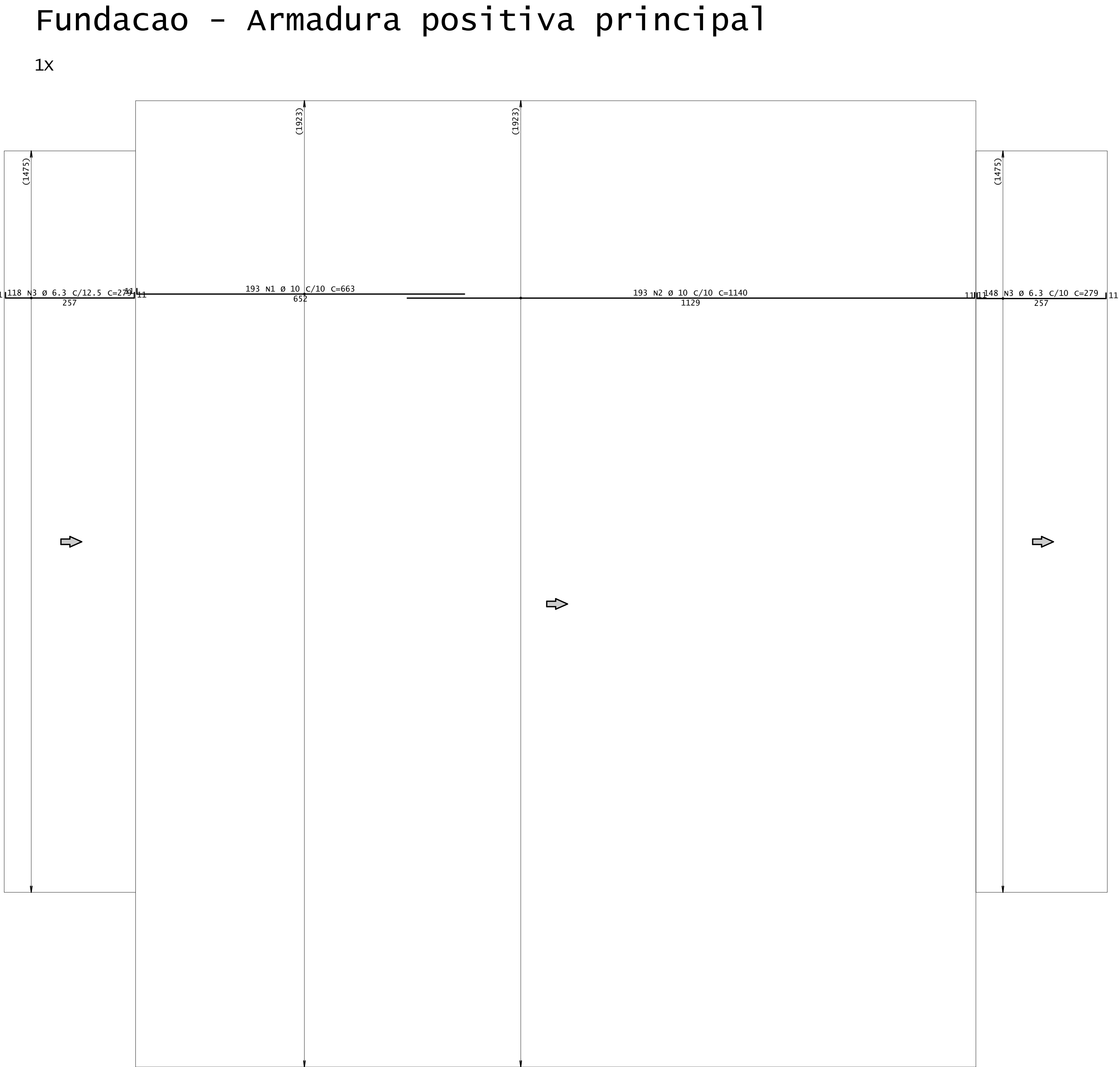
ESCALA: 1:40

/01
01

APÊNDICE B – Detalhamento da fundação em radier

ESTUDO – NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
mm				cm	cm
Fundacao - Armadura positiva principal					
50A	1	10	193	663	127959
50A	2	10	193	1140	220020
50A	3	6.3	266	279	74214

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
50A	mm	m	kgf
50A	6.3	742	182
50A	10	3480	2147
Peso Total		50A =	2329 kgf

CONCRETO

fck = 25 MPa

ECS = 24150 MPa

CLIENTE

OBRA

TITULO

OBRA N.º

DES. N.º

REV. N.º

ENG.º

0001

001

00

Radier - 01

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Fundacao - Armadura positiva principal

DATA

01/11/2021

ESCALA

1:50

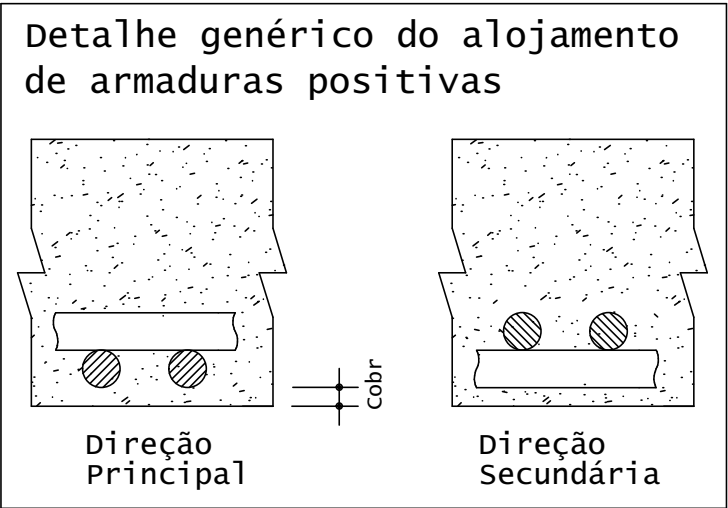
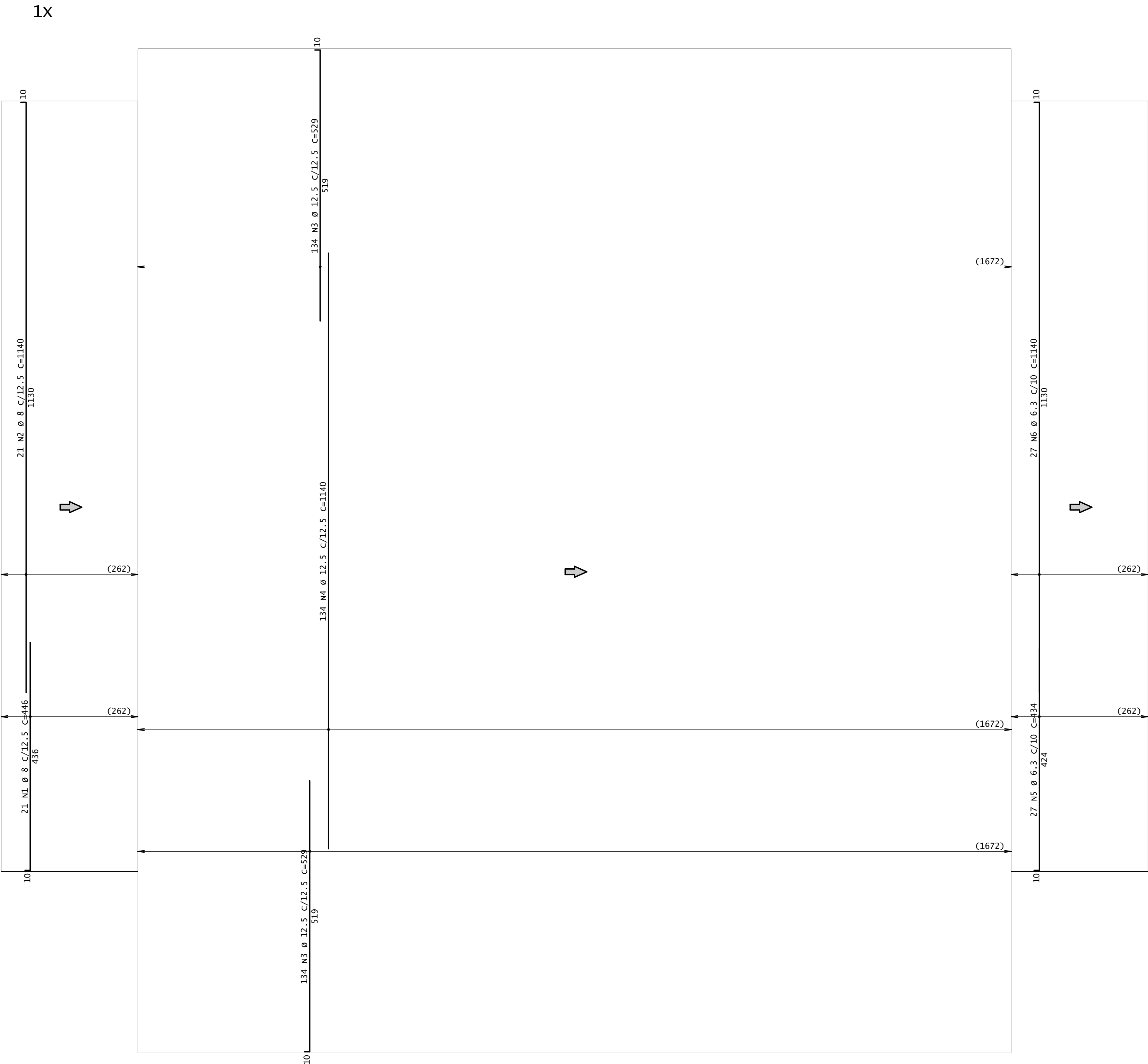
DESENHO

RAD-FUN-LAJ-001-R00

COORD.

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
				mm	cm
Fundacao - Armadura positiva secundaria					
50A	1	8	21	446	9366
50A	2	8	21	1140	23940
50A	3	12.5	268	529	141772
50A	4	12.5	134	1140	152760
50A	5	6.3	27	434	11718
50A	6	6.3	27	1140	30780

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	
50A	6.3	425	104
50A	8	333	132
50A	12.5	2945	2836
Peso Total	50A =		3072 kgf

CONCRETO

fck = 25 MPa

ECS = 24150 MPa

CLIENTE

OBRA

TITULO

Radier - 01

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Fundacao - Armadura positiva secundaria

DATA

01/11/2021

ESCALA

1:50

DESENHO

RAD-FUN-LAJ-002-R00

COORD.

OBRA N.º

0001

DES. N.º

002

REV. N.º

00

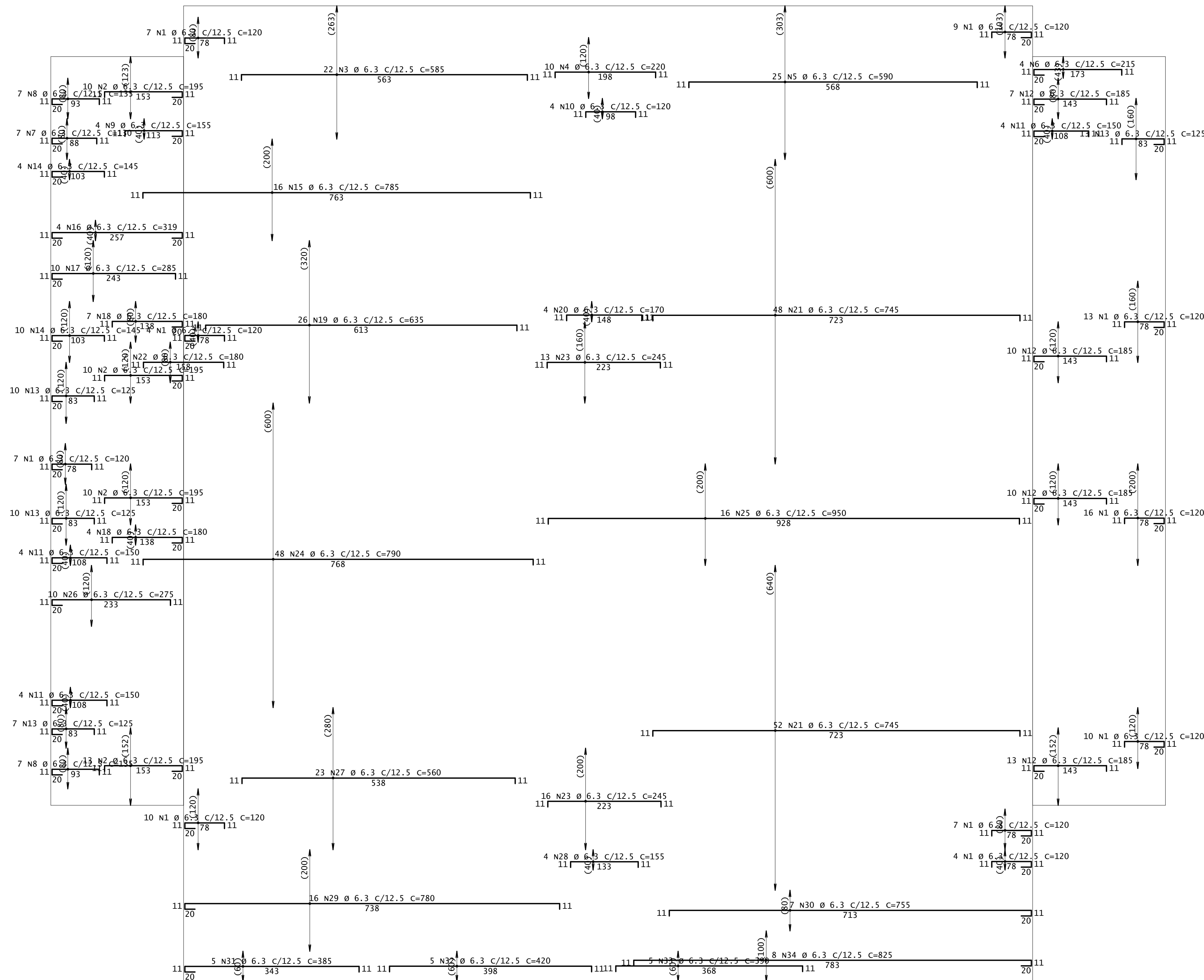
ENG.º

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

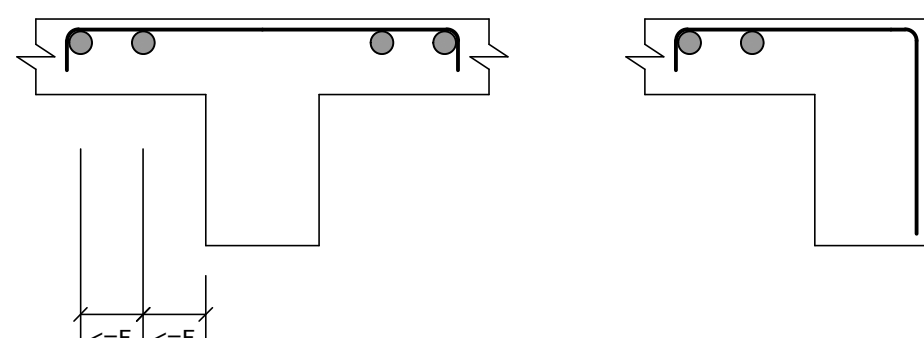
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

Fundacao - Armadura negativa principal

1x



DETALHE TÍPICO DE FERROS
DE DISTRIBUIÇÃO DE
ARMADURA NEGATIVA



AÇO	POS	BIT	QUANT	CMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
		mm	cm	cm	
Fundação - Armadura negativa principal					
50A	1	6,3	87	120	10440
50A	2	6,3	43	195	8385
50A	3	6,3	23	585	12870
50A	4	6,3	10	220	2200
50A	5	6,3	25	590	14750
50A	6	6,3	4	215	860
50A	7	6,3	7	130	910
50A	8	6,3	14	135	1890
50A	9	6,3	4	155	620
50A	10	6,3	4	120	480
50A	11	6,3	12	180	1800
50A	12	6,3	40	185	7400
50A	13	6,3	40	125	5000
50A	14	6,3	14	145	2030
50A	15	6,3	16	785	12560
50A	16	6,3	4	319	1276
50A	17	6,3	10	285	2850
50A	18	6,3	11	180	1980
50A	19	6,3	26	635	16510
50A	20	6,3	4	170	680
50A	21	6,3	100	745	74500
50A	22	6,3	7	180	1260
50A	23	6,3	29	245	7105
50A	24	6,3	48	790	37920
50A	25	6,3	16	950	15200
50A	26	6,3	10	275	2750
50A	27	6,3	23	560	12880
50A	28	6,3	4	155	620
50A	29	6,3	16	780	12480
50A	30	6,3	7	755	5285
50A	31	6,3	5	385	1925
50A	32	6,3	5	420	2100
50A	33	6,3	5	390	1950
50A	34	6,3	8	825	6600

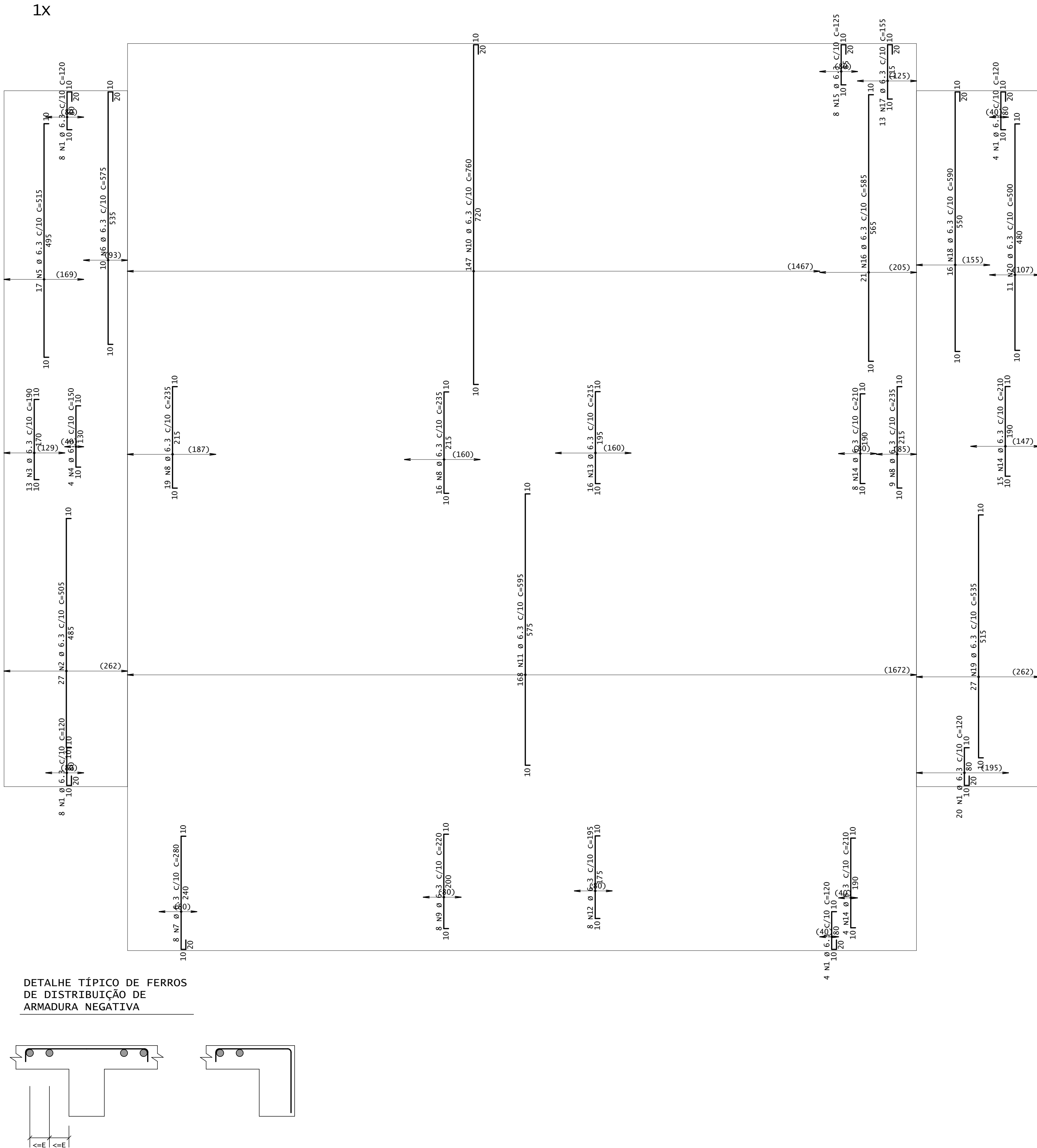
RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
50A	6.3	2881	706
Peso Total	50A =		706 kgf

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

CONCRETO $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ CLIENTE			OBRA N.º 0001
OBRA <i>Radier - 01</i>			003
TÍTULO <i>TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO</i>			
Fundacao - Armadura negativa principal			REV. N.º 00
DATA 01/11/2021	ESCALA 1:50	DESENHO RAD-FUN-LAJ-003-R00	COORD.
			ENG. Nº

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



	AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPROMIMENTO	
					UNIT	TOTAL
					cm	cm
por versão acadêmica, proibido uso comercial	Fundacao - Armadura negativa secundaria					
	50A	1	6,3	44	120	5280
	50A	2	6,3	27	505	13635
	50A	3	6,3	13	190	2470
	50A	4	6,3	4	150	600
	50A	5	6,3	17	515	8755
	50A	6	6,3	10	575	5750
	50A	7	6,3	8	280	2240
	50A	8	6,3	43	1340	10340
	50A	9	6,3	8	220	1760
	50A	10	6,3	147	760	11720
	50A	11	6,3	168	595	99960
	50A	12	6,3	8	195	1560
	50A	13	6,3	16	215	3440
	50A	14	6,3	27	210	5670
	50A	15	6,3	8	125	1000
	50A	16	6,3	21	585	12285
	50A	17	6,3	13	155	2015
	50A	18	6,3	16	500	9440
	50A	19	6,3	27	535	14445
50A	20	6,3	11	500	5500	

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
50A	6.3	3179	779
Peso Total	50A =		779 kgf

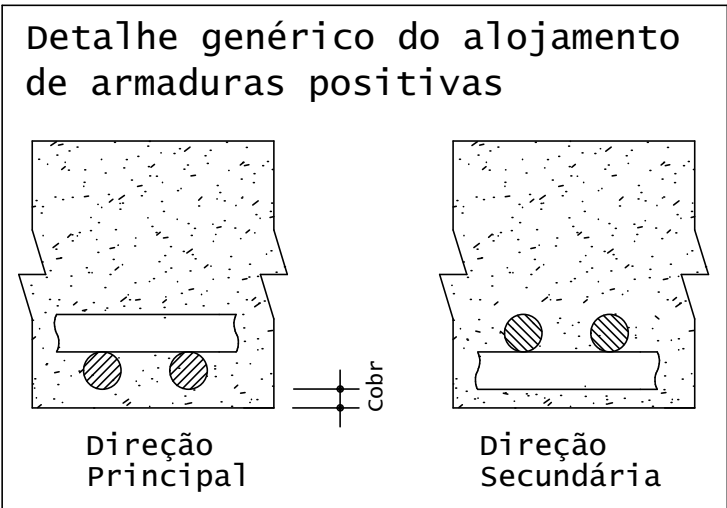
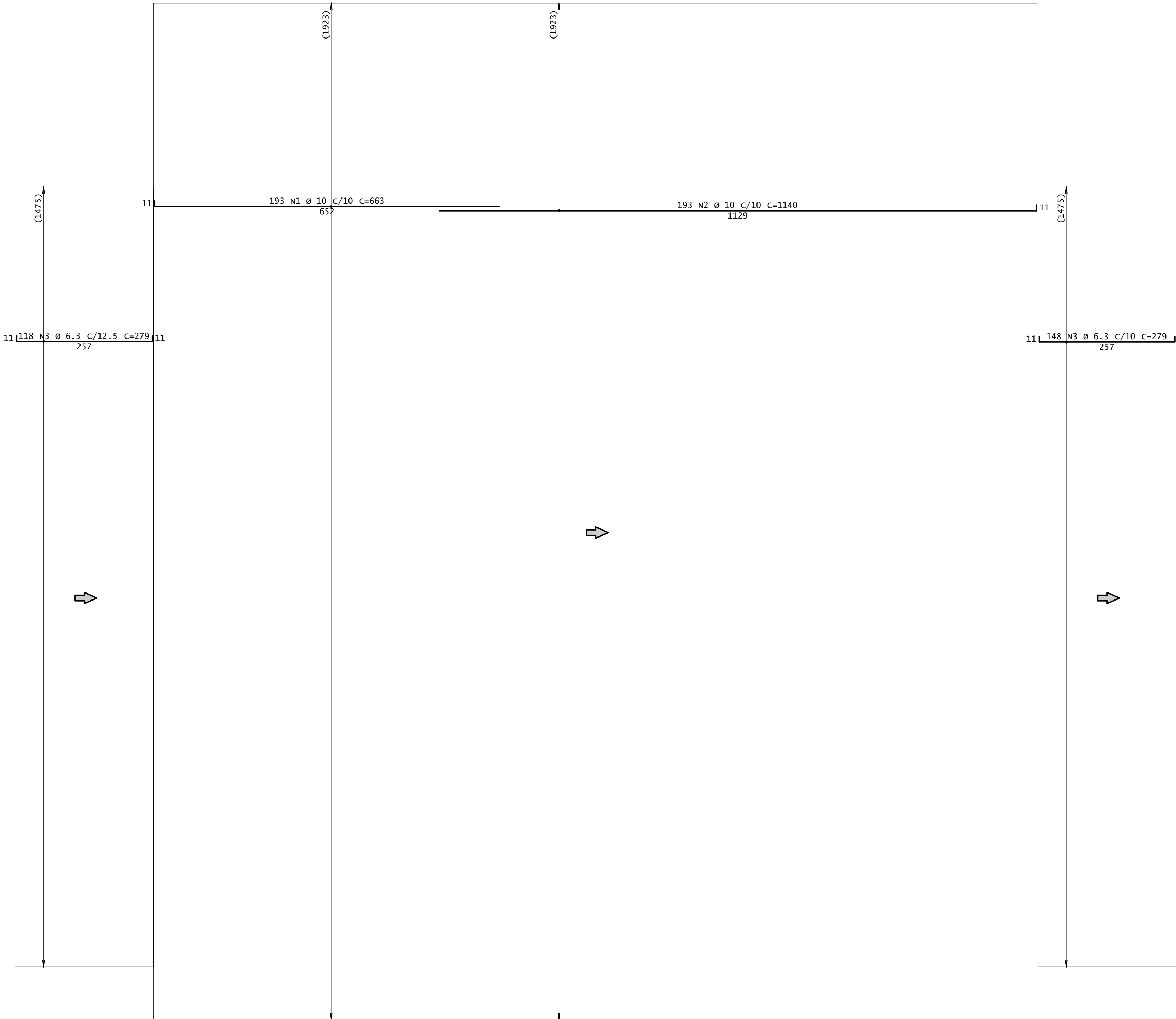
CONCRETO $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $ECS = 24150 \text{ MPa}$ CLIENTE			OBRA: N.º 0001
OBRA <i>Radier - 01</i>			DES. N.º 004
TÍTULO <i>TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO</i> Fundacao - Armadura negativa secundaria			REV. N.º 00
DATA 01/11/2021	ESCALA 1:50	DESENHO RAD-FUN-LA3-004-R00	COORD. ENG.º

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

Fundacao - Armadura positiva principal

1X



AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
				cm	cm
Fundacao - Armadura positiva principal					
50A	1	10	193	663	127959
50A	2	10	193	1140	220020
50A	3	6.3	266	279	74214

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
50A	mm	m	kgf
50A	6.3	742	182
50A	10	3480	2147
Peso Total	50A	=	2329 kgf

CONCRETO

fck = 25 MPa

ECS = 24150 MPa

CLIENTE

OBRA

TITULO

Fundacao - Armadura positiva principal

DATA

01/11/2021

ESCALA

1:50

DESENHO

RAD-FUN-LAJ-001-R00

COORD.

OBRA N.º

0001

DES. N.º

001

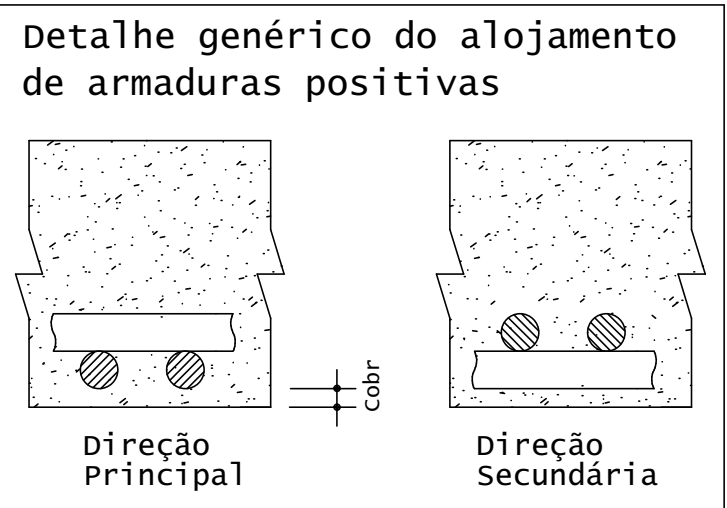
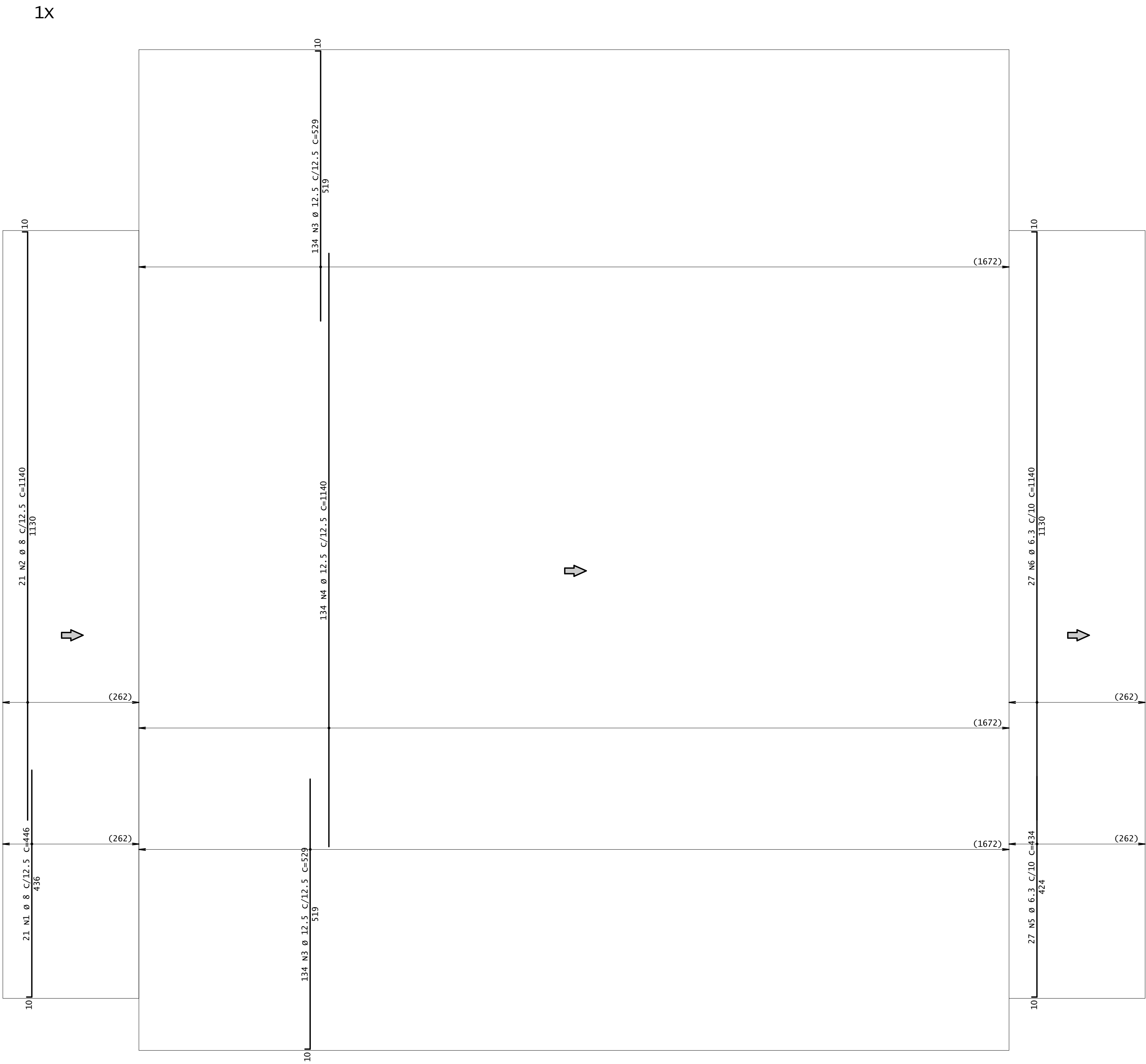
REV. N.º

00

ENG.º

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
			UNIT	TOTAL	
mm			cm	cm	
Fundacao - Armadura positiva secundaria					
50A	1	8	21	446	9366
50A	2	8	21	1140	23940
50A	3	12.5	268	529	141772
50A	4	12.5	134	1140	152760
50A	5	6.3	27	434	11718
50A	6	6.3	27	1140	30780

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
			kgf
50A	6.3	425	104
50A	8	333	132
50A	12.5	2945	2836
Peso Total	50A =		3072 kgf

CONCRETO
fck = 25 MPa
ECS = 24150 MPa
CLIENTE

OBRA
Radier - 02

TITULO
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Fundacao - Armadura positiva secundaria

DATA
01/11/2021

ESCALA
1:50

DESENHO
RAD-FUN-LAJ-002-R00

COORD.

OBRA N.º
0001

DES. N.º
002

REV. N.º
00

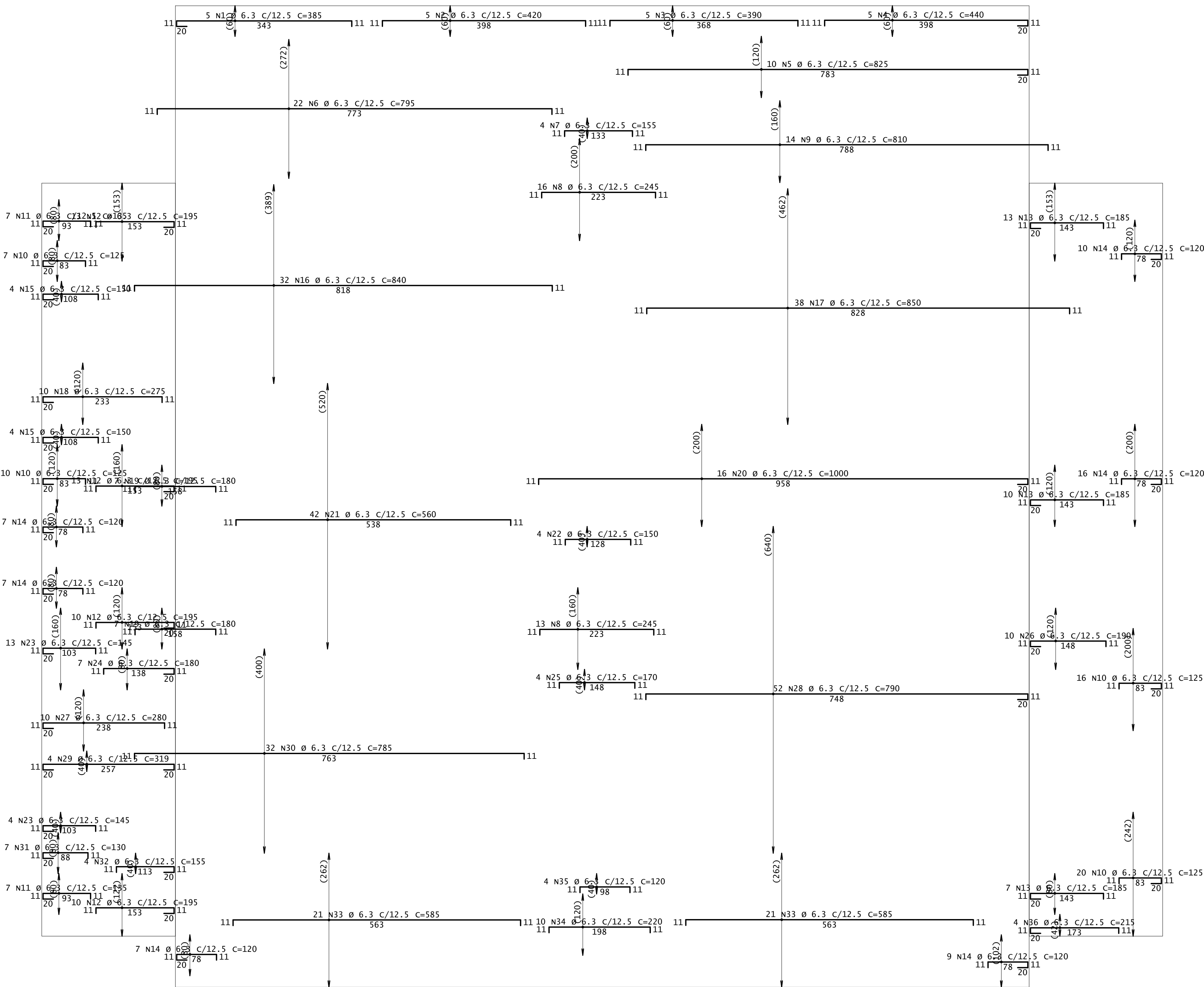
ENG.º

ESTUDO – NÃO EXECUTAR

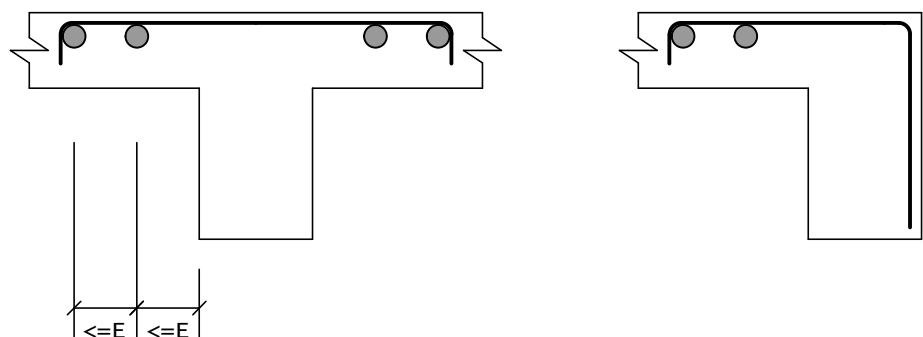
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

Fundacao - Armadura negativa principal

1x



DETALHE TÍPICO DE FERROS DE DISTRIBUIÇÃO DE ARMADURA NEGATIVA



AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
		mm		cm	cm
Fundacao - Armadura negativa principal					
50A	1	6.3	5	385	1925
50A	2	6.3	5	420	2100
50A	3	6.3	5	390	1950
50A	4	6.3	5	440	2200
50A	5	6.3	10	825	8250
50A	6	6.3	22	795	17490
50A	7	6.3	4	155	620
50A	8	6.3	29	245	7105
50A	9	6.3	14	810	11340
50A	10	6.3	53	125	6625
50A	11	6.3	14	135	1890
50A	12	6.3	46	195	8970
50A	13	6.3	30	185	5550
50A	14	6.3	56	120	6720
50A	15	6.3	8	150	1200
50A	16	6.3	32	840	26880
50A	17	6.3	38	850	32300
50A	18	6.3	10	275	2750
50A	19	6.3	14	180	2520
50A	20	6.3	16	1000	16000
50A	21	6.3	42	560	23520
50A	22	6.3	4	150	600
50A	23	6.3	17	145	2465
50A	24	6.3	7	180	1260
50A	25	6.3	4	170	680
50A	26	6.3	10	190	1900
50A	27	6.3	10	280	2800
50A	28	6.3	52	790	41080
50A	29	6.3	4	319	1276
50A	30	6.3	32	785	25120
50A	31	6.3	7	130	910
50A	32	6.3	4	155	620
50A	33	6.3	42	585	24570
50A	34	6.3	10	220	2200
50A	35	6.3	4	120	480
50A	36	6.3	4	215	860

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
50A	6.3	2947	722
Peso Total		50A =	722 kgf

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

CONCRETO
fck = 25 MPa
ECS = 24150 MPa
CLIENTE

OBRA
Radier - 02

TITULO
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Fundacao - Armadura negativa principal

DATA
01/11/2021

ESCALA
1:50

DESENHO
RAD-FUN-LAJ-003-R00

COORD.

OBRA N.º
0001

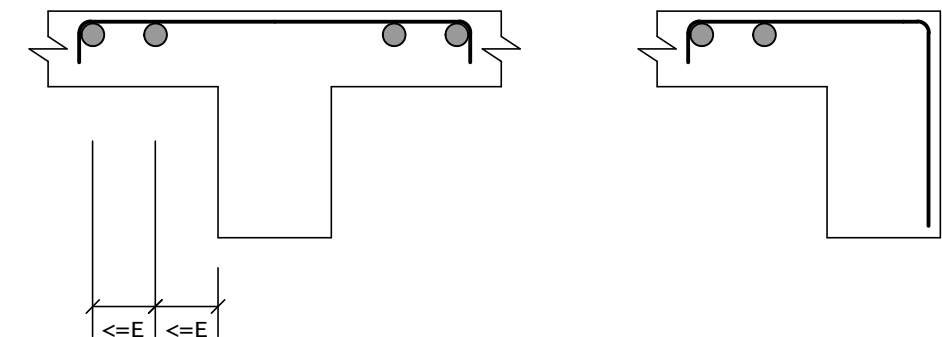
DES. N.º
003

REV. N.º
00

ENG.º

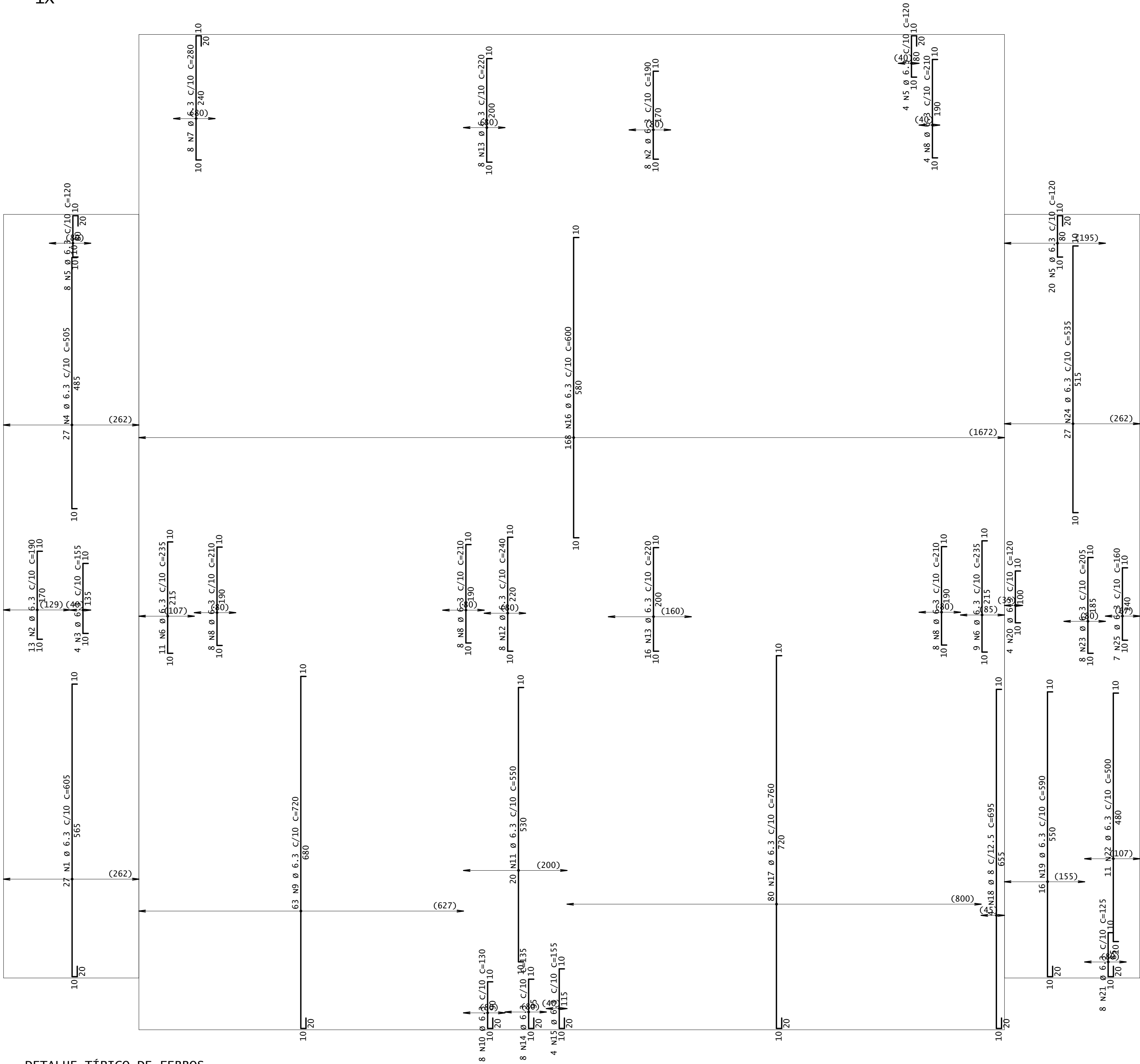
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



DETALHE TÍPICO DE FERROS DE DISTRIBUIÇÃO DE ARMADURA NEGATIVA

1x



Fundacao - Armadura negativa secundaria

	AÇO	POS	BIT	COMPRIMENTO		
				UNIT	TOTAL	
				mm	cm	
Fundacao - Armadura negativa secundaria	50A	1	6.3	27	605	16335
	50A	2	6.3	21	190	3990
	50A	3	6.3	4	155	620
	50A	4	6.3	27	505	13635
	50A	5	6.3	32	120	3840
	50A	6	6.3	20	235	4700
	50A	7	6.3	8	280	2240
	50A	8	6.3	28	210	5880
	50A	9	6.3	63	720	45360
	50A	10	6.3	8	130	1040
	50A	11	6.3	20	550	11000
	50A	12	6.3	8	240	1920
	50A	13	6.3	24	220	5280
	50A	14	6.3	8	135	1080
	50A	15	6.3	4	155	620
	50A	16	6.3	168	600	100800
	50A	17	6.3	80	760	60800
	50A	18	8	4	695	2780
	50A	19	6.3	16	590	9440
	50A	20	6.3	4	120	480
	50A	21	6.3	8	125	1000
	50A	22	6.3	11	500	5500
	50A	23	6.3	8	205	1640
	50A	24	6.3	27	535	14445
	50A	25	6.3	7	160	1120

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kgf
50A	6.3	3128	766
50A	8	28	11
Peso Total 50A =			777 kgf

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

CONCRETO
fck = 25 MPa
ECS = 24150 MPa
CLIENTE

OBRA
Radier - 02

TITULO
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Fundacao - Armadura negativa secundaria

OBRA N.º
0001

DES. N.º
004

REV. N.º
00

ENG.º

DATA
01/11/2021

ESCALA
1:50

DESENHO
RAD-FUN-LAJ-004-R00

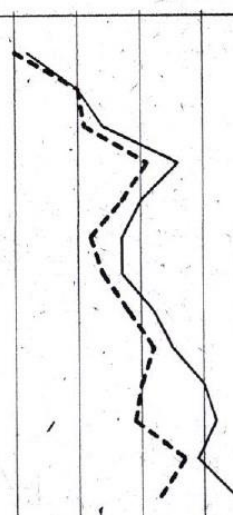
COORD.

ANEXO A – Tabela auxiliar para dimensionamento à flexão simples

FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR – ARMADURA SIMPLES										
	Kc (cm²/kN)								Ks (cm²/kN)	Domínio
x/d	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-50	2
0,01	137,8	103,4	82,7	68,9	59,1	51,7	45,9	41,3	0,023	
0,02	69,2	51,9	41,5	34,6	29,6	25,9	23,1	20,8	0,023	
0,03	46,3	34,7	27,8	23,2	19,8	17,4	15,4	13,9	0,023	
0,04	34,9	26,2	20,9	17,4	14,9	13,1	11,6	10,5	0,023	
0,05	28,0	21,0	16,8	14,0	12,0	10,5	9,3	8,4	0,023	
0,06	23,4	17,6	14,1	11,7	10,0	8,8	7,8	7,0	0,024	
0,07	20,2	15,1	12,1	10,1	8,6	7,6	6,7	6,1	0,024	
0,08	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,6	5,9	5,3	0,024	
0,09	15,8	11,9	9,5	7,9	6,8	5,9	5,3	4,7	0,024	
0,10	14,3	10,7	8,6	7,1	6,1	5,4	4,8	4,3	0,024	
0,11	13,1	9,8	7,8	6,5	5,6	4,9	4,4	3,9	0,024	
0,12	12,0	9,0	7,2	6,0	5,1	4,5	4,0	3,6	0,024	
0,13	11,1	8,4	6,7	5,6	4,8	4,2	3,7	3,3	0,024	
0,14	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,024	
0,15	9,7	7,3	5,8	4,9	4,2	3,7	3,2	2,9	0,024	
0,16	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,7	0,025	
0,17	8,7	6,5	5,2	4,3	3,7	3,2	2,9	2,6	0,025	
0,18	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,025	
0,19	7,8	5,9	4,7	3,9	3,4	2,9	2,6	2,3	0,025	
0,20	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,025	
0,21	7,1	5,4	4,3	3,6	3,1	2,7	2,4	2,1	0,025	
0,22	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,025	
0,23	6,6	4,9	3,9	3,3	2,8	2,5	2,2	2,0	0,025	
0,24	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,025	
0,25	6,1	4,6	3,7	3,1	2,6	2,3	2,0	1,8	0,026	
0,26	5,9	4,4	3,5	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	0,026	
0,27	5,7	4,3	3,4	2,8	2,4	2,1	1,9	1,7	0,026	
0,28	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,026	
0,29	5,4	4,0	3,2	2,7	2,3	2,0	1,8	1,6	0,026	
0,30	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	1,9	1,7	1,6	0,026	
0,31	5,1	3,8	3,0	2,5	2,2	1,9	1,7	1,5	0,026	
0,32	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,026	
0,33	4,8	3,6	2,9	2,4	2,1	1,8	1,6	1,4	0,026	
0,34	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,027	
0,35	4,6	3,4	2,7	2,3	2,0	1,7	1,5	1,4	0,027	
0,36	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,027	
0,37	4,4	3,3	2,6	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3	0,027	
0,38	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,027	
0,40	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,027	
0,42	3,9	2,9	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,028	
0,44	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,028	
0,45	3,7	2,8	2,2	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	0,028	
0,46	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,028	
0,48	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,028	
0,50	3,4	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,029	
0,52	3,3	2,5	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,029	
0,54	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,029	
0,56	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	0,9	0,030	
0,58	3,1	2,3	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,030	
0,60	3,0	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,030	
0,62	2,9	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,031	
0,63	2,9	2,2	1,7	1,5	1,2	1,1	1,0	0,9	0,031	

Fonte: Bastos (2019).

ANEXO B – Perfis das sondagens (SPT) dos furos 01, 02 e 03.

		Qualital Consultoria, Eng. e Treinamento Ltda CREA: 210117360-3 (84) 3611-9451 - qualital@qualital.com.br		Cliente: H B CONSTRUÇÕES E SERVIÇOS LTDA Obra: Construção Civil Local: Rua das Violetas, 663, Capim Macio. Natal/RN.	
Relatório de Sondagem		Nº QT15.0450.B-HBC			
Furo SPT 01		Cota 0,00		30 cm finais 30 cm iniciais	
SPT - Standard Penetration Test Camadas - Classificação dos solos		10 20 30 40			
Prof. Camadas (m)		1,00 2,00 6,00 13,00		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50	
Revestimento		Método cravação		Cota relação R.N.	
Cota do N.A.		Amostras		Índice de SPT Iniciais/30cm	
Índice SPT finais/30cm		Não foi encontrado N.A.		10 12 20 20 21 24 31 36 27 30 22 27 24 27 28 32 32 35 30 40 29 42 37 39 33 45	
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50	
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50	
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50	
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50	
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50	
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50	
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50		1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23	



Qualital Consultoria, Eng. e Treinamento Ltda

CREA: 210117360-3

(84) 3611-9451 - qualital@qualital.com.br

Cliente: H B CONSTRUÇÕES E SERVIÇOS LTDA

Obra: Construção Civil

Local: Rua das Violetas, 663, Capim Macio. Natal/RN.

Relatório de Sondagem		Nº QT15.0450.B-HBC	
Furo SPT 02	Cota 0,00		
SPT - Standard Penetration Test		30 cm finais	
Camadas - Classificação dos solos		30 cm iniciais	
		10	20 30 40
Revestimento	Método cravação		
	Cota relação R.N.		
	Cota do N.A.		
	Amostras		
	Índice de SPT Iniciais/30cm		
	Índice SPT finais/30cm		
	Prof. Camadas (m)		
	1 18 17		
	2 18 16		
	3 24 27		
	4 27 30		
	5 28 33		
	6 24 27		
	7 26 31		
	8 34 36		
	9 33 45		
	10 30		
	11		
	12		
	13		
	14		
	15		
	16		
	17		
	18		
	19		
	20		
	21		
	22		
	23		
	24		
	25		
	26		
	27		
	28		
	29		
	30		
	31		
	32		
	33		
	34		
	35		
	36		
	37		
	38		
	39		
	40		
	41		
	42		
	43		
	44		
	45		
	46		
	47		
	48		
	49		
	50		
	51		
	52		
	53		
	54		
	55		
	56		
	57		
	58		
	59		
	60		
	61		
	62		
	63		
	64		
	65		
	66		
	67		
	68		
	69		
	70		
	71		
	72		
	73		
	74		
	75		
	76		
	77		
	78		
	79		
	80		
	81		
	82		
	83		
	84		
	85		
	86		
	87		
	88		
	89		
	90		
	91		
	92		
	93		
	94		
	95		
	96		
	97		
	98		
	99		
	100		
	101		
	102		
	103		
	104		
	105		
	106		
	107		
	108		
	109		
	110		
	111		
	112		
	113		
	114		
	115		
	116		
	117		
	118		
	119		
	120		
	121		
	122		
	123		
	124		
	125		
	126		
	127		
	128		
	129		
	130		
	131		
	132		
	133		
	134		
	135		
	136		
	137		
	138		
	139		
	140		
	141		
	142		
	143		
	144		
	145		
	146		
	147		
	148		
	149		
	150		
	151		
	152		
	153		
	154		
	155		
	156		
	157		
	158		
	159		
	160		
	161		
	162		
	163		
	164		
	165		
	166		
	167		
	168		
	169		
	170		
	171		
	172		
	173		
	174		
	175		
	176		
	177		
	178		
	179		
	180		
	181		
	182		
	183		
	184		
	185		
	186		
	187		
	188		
	189		
	190		
	191		
	192		
	193		
	194		
	195		
	196		
	197		
	198		
	199		
	200		
	201		
	202		
	203		
	204		
	205		
	206		
	207		
	208		
	209		
	210		
	211		
	212		
	213		
	214		
	215		
	216		
	217		
	218		
	219		
	220		
	221		
	222		
	223		
	224		
	225		
	226		
	227		
	228		
	229		
	230		
	231		
	232		
	233		
	234		
	235		
	236		
	237		
	238		
	239		
	240		
	241		
	242		
	243		
	244		
	245		
	246		
	247		
	248		
	249		
	250		
	251		
	252		
	253		
	254		
	255		
	256		
	257		
	258		
	259		
	260		
	261		
	262		
	263		
	264		
	265		
	266		
	267		
	268		
	269		
	270		
	271		
	272		
	273		
	274		
	275		
	276		
	277		
	278		
	279		
	280		
	281		
	282		
	283		
	284		
	285		
	286		
	287		
	288		
	289		
	290		
	291		
	292		
	293		
	294		
	295		
	296		
	297		
	298		
	299		
	300		
	301		
	302		
	303		
	304		
	305		
	306		
	307		
	308		
	309		
	310		
	311		
	312		
	313		
	314		
	315		
	316		
	317		
	318		
	319		
	320		
	321		
	322		
	323		
	324		
	325		
	326		
	327		
	328		
	329		
	330		
	331		
	332		
	333		
	334		
	335		
	336		
	337		
	338		
	339		
	340		
	341		
	342		
	343		
	344		
	345		
	346		
	347		
	348		
	349		
	350		
	351		
	352		
	353		
	354		
	355		
	356		
	357		
	358		
	359		
	360		
	361		
	362		
	363		
	364		
	365		
	366		
	367		
	368		
	369		
	370		
	371		
	372		
	373		
	374		
	375		
	376		
	377		
	378		
	379		
	380		
	381		
	382		
	383		
	384		
	385		
	386		
	387		
	388		
	389		
	390		
	391		
	392		
	393		
	394		
	395		
	396		
	397		
	398		
	399		
	400		
	401		



Qualital Consultoria, Eng. e Treinamento Ltda

CREA: 210117360-3

(84) 3611-9451 - qualital@qualital.com.br

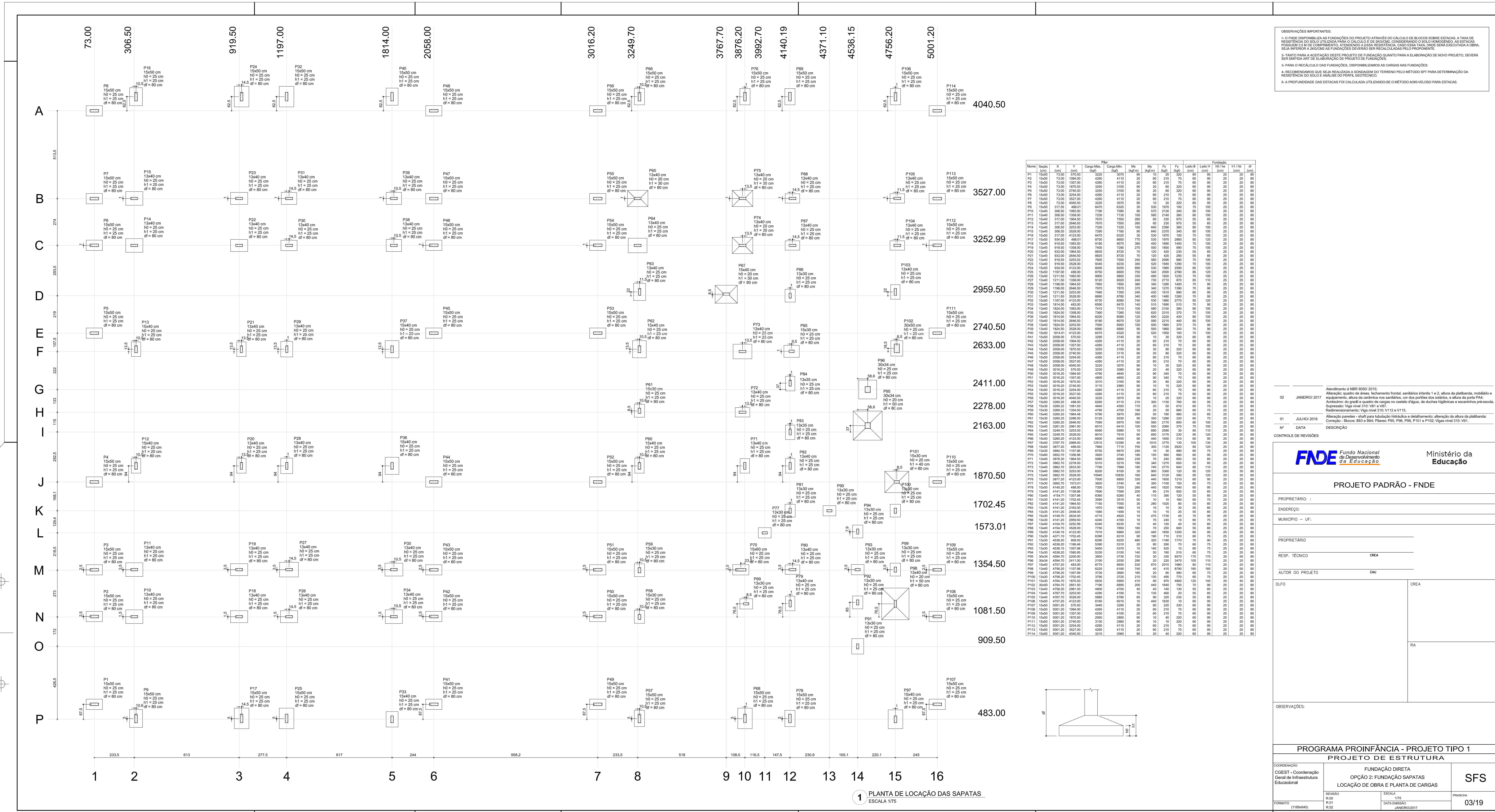
Cliente: H B CONSTRUÇÕES E SERVIÇOS LTDA

Obra: Construção Civil

Local: Rua das Violetas, 663, Capim Macio. Natal/RN.

Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº QT15.0450.B-HBC
								Furo SPT 03	Cota 0,00	
	Trado Helicoidal	-5		1	17	19	1,00	Areia, fina, vermelha, medianamente compacta		
				2	22	26	2,00	Areia, fina, vermelha, compacta		
				3	18	19	3,00	Areia, fina, pouco argilosa, vermelha, medianamente compacta		
				4	28	30	4,00	Areia, fina, pouco argilosa, vermelha, compacta		
				5	36	41				
				6	33	38				
				7	33	44				
				8	39	46	8,00	Areia, pouco argilosa, marrom-avermelhada e amarelada, compacta		
	CA	-10		9				↑ Furo terminado e Impenetrável		
				10						
				11						
				12						
				13						
				14						
				15						
				16						
				17						
				18						
				19						
				20						
				21						
				22						
				23						
				24						
				25						
				26						
				27						
				28						
				29						
				30						
				31						
				32						
				33						
				34						
				35						
				36						
				37						
				38						
				39						
				40						
				41						
				42						
				43						
				44						
				45						
				46						
				47						
				48						
				49						
				50						
				51						
				52						
				53						
				54						
				55						
				56						
				57						
				58						
				59						
				60						
				61						
				62						
				63						
				64						
				65						
				66						
				67						
				68						
				69						
				70						
				71						
				72						
				73						
				74						
				75						
				76						
				77						
				78						
				79						
				80						
				81						
				82						
				83						
				84						
				85						
				86						
				87						
				88						
				89						
				90						
				91						
				92						
				93						
				94						
				95						
				96						
				97						
				98						
				99						
				100						
				101						
				102						
				103						
				104						
				105						
				106						
				107						
				108						
				109						
				110						
				111						
				112						
				113						
				114						
				115						
				116						
				117						
				118						
				119						
				120						
				121						
				122						
				123						
				124						
				125						
				126						
				127						
				128						
				129						
				130						
				131						
				132						
				133						
				134						
				135						
				136						
				137						
				138						
				139						
				140						
				141						
				142						
				143						
				144						
				145						
				146						
				147						
				148						
				149						
				150						
				151						
				152						
				153						
				154						
				155						
				156						
				157						
				158						
				159						
				160						
				161						
				162						
				163						
				164						
				165						
				166						
				167						
				168						
				169						
				170						
				171						
				172						
				173						
				174						
				175						
				176						
				177						
				178						
				179						
				180						
				181						
				182						
				183						

ANEXO C – Planta de cargas e locação de pilares



OBSERVAÇÕES IMPORTANTES:

1- O FUNDAMENTO DAS FUNDAÇÕES DO PROJETO ATRAVÉS DO CÁLCULO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS, A TAXA DE RESISTÊNCIA DO SOLO UTILIZADA PARA O CÁLCULO É DE 200KG/CM², CONSIDERANDO O SOLO HOMOGÊNEO, AS ESTACAS POSSUÍM 10 M DE COMPRIMENTO, ATENDENDO A ESSA RESISTÊNCIA, CASO ESSA TAXA NÃO SEJA EXECUTADA A OBRA, SEJA INFERIOR A 200KG/CM² AS FUNDAÇÕES DEVERÃO SER RECALCULADAS PELO PROPONENTE.

2- TANTO PARA A ADEQUAÇÃO DESTE PROJETO DE FUNDAÇÃO QUANTO PARA A ELABORAÇÃO DE NOVO PROJETO, DEVERÁ SER ENTÃO FEITA A ELABORAÇÃO DE PROJETO DE FUNDAÇÕES.

3- PARA O RECALCULO DAS FUNDAÇÕES, DISPONIBILIZAMOS AS CARGAS NAS FUNDAÇÕES.

4- RECOMENDAMOS QUE SEJA REALIZADA A SONDAGEM DO TERRENO PELO MÉTODO SPT PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO SOLO E ANÁLISE GEOTÉCNICA.

5- A PROFUNDIDADE DAS ESTACAS FOI CALCULADA UTILIZANDO-SE O MÉTODO ACROVELOSO PARA ESTACAS.

Pilar										Fundação									
Nome	Seção	X	Y	Carga Max	Carga Min	Mx	My	Fx	Fy	Lado B	Lado L	Lado R	Lado T	h1/h2	h1/h3	h1/h4	h1/h5	h1/h6	h1/h7
P1	15x50	73.00	219.50	3302	3070	0	0	0	0	30	30	30	30	60	95	25	25	25	25
P2	15x50	73.00	1084.00	4200	4110	20	60	210	70	60	95	25	25	25	25	25	25	25	25
P3	15x50	73.00	1357.00	4200	4110	20	60	210	70	60	95	25	25	25	25	25	25	25	25
P4	15x50	73.00	1870.50	3200	3100	90	20	60	320	60	95	25	25	25	25	25	25	25	25
P5	15x50	73.00	2740.50	3200	3100	90	20	60	320	60	95	25	25	25	25	25	25	25	25
P6	15x50	73.00	3254.00	4200	4110	20	60	210	70	60	95	25	25	25	25	25	25	25	25
P7	15x50	73.00	3527.00	4200	4110	20	60	210	70	60	95	25	25	25	25	25	25	25	25
P8	15x50	73.00	4040.50	3220	3070	90	10	320	60	95	25	25	25	25	25	25	25	25	25
P9	15x50	317.05	484.01	4470	4330	30	530	1970	100	75	100	25	25	25	25	25	25	25	25
P10	13x40	306.50	1083.00	7190	7090	90	570	2130	340	80	100	25	25	25	25	25	25	25	25
P11	13x40	306.50	1356.00	7230	7130	100	580	2140	340	80	100	25	25	25	25	25	25	25	25
P12	15x40	317.00	1954.50	7070	7000	260	60	230	970	55	85	25	25	25	25	25	25	25	25
P13	15x40	317.00	2044.50	7070	7000	260	60	230	970	55	85	25	25	25	25	25	25	25	25
P14	13x40	306.50	2325.00	7330	7230	100	640	2330	360	80	100	25	25	25	25	25	25	25	25
P15	13x40	306.50	2325.00	7290	7190	100	640	2330	360	80	100	25	25	25	25	25	25	25	25
P16	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P17	13x40	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P18	13x40	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P19	13x40	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P20	13x40	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P21	13x40	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P22	13x40	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P23	13x40	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P24	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P25	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P26	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P27	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P28	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P29	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P30	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P31	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P32	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P33	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P34	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P35	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P36	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P37	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P38	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P39	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P40	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P41	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P42	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P43	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P44	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P45	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P46	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P47	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P48	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P49	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P50	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P51	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P52	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P53	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P54	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P55	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P56	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P57	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P58	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P59	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P60	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P61	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P62	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P63	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P64	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P65	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P66	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P67	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P68	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P69	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P70	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P71	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P72	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P73	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P74	15x50	317.00	2423.00	6470	6320	30	530	1970	100	75	105	25	25	25	25	25	25	25	25
P75	15x50	317.00	2423.00	6470	63														