

ESCOLA POLITÉCNICA
DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS E
GEOTÉCNICA

BRUNO MENEGUIM PEREIRA
EDUARDO MIORELLI PÉDICO
MARCEL GIORDANO CALEIRO

CONCEPÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL POR
ELEMENTOS FINITOS DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR DE
CINCO PAVIMENTOS

BRUNO MENEGUIM PEREIRA
EDUARDO MIORELLI PÉDICO
MARCEL GIORDANO CALEIRO

**CONCEPÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL POR
ELEMENTOS FINITOS DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR DE
CINCO PAVIMENTOS**

Trabalho de Formatura
apresentado à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo, no âmbito
do Curso de Engenharia Civil

Orientador: Professor Francisco
Paulo Graziano

São Paulo

2015

Catlogação-na-publicação

Pereira, Bruno

CONCEPÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL POR ELEMENTOS FINITOS
DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PAVIMENTOS / B. Pereira, E.
Pédico, M. Caleiro -- São Paulo, 2014.
194 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São
Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Cálculo de estruturas 2.Edifícios {Bragança Paulista (SP)}
I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de
Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t. III.Pédico, Eduardo IV.Caleiro,
Marcel

RESUMO

O projeto do sistema estrutural de um edifício está condicionado a variáveis que tangem restrições construtivas, imposições arquitetônicas e custos totais. O estudo de alternativas para a melhor solução envolve conhecimentos interdisciplinares do engenheiro de estruturas, levando em consideração todas as condições do projeto a ser implantado.

Este trabalho pretende apresentar a concepção e análise estrutural de um edifício multifamiliar de cinco pavimentos, a partir do estabelecimento de alternativas propostas pelo grupo, seguidas por uma avaliação a partir de critérios normativos e de compatibilidade com condições técnicas e econômicas. A análise estrutural envolve a abordagem por elementos finitos tendo em vista a garantia de verificações que permitam o projeto de um sistema estrutural eficiente e adequado aos critérios normativos e construtivos estabelecidos.

A utilização de softwares para análise estrutural e modelagem 3D neste trabalho introduz a aplicação dos conceitos estudados durante o curso, desde a memória de cálculo até a representação da estrutura concebida, o qual permite avaliar o nível da concepção no âmbito de compatibilidade com o projeto de arquitetura recebido bem como as conformidades com as restrições construtivas verificadas ao longo do trabalho.

Palavras-Chave: modelagem, concepção estrutural, análise estrutural, elementos finitos, edifício multifamiliar.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Fachada do prédio (fonte comercial)	28
Figura 2: Planta baixa do pavimento tipo do edifício	30
Figura 3: Planta baixa do pavimento térreo do edifício	31
Figura 4: Planta baixa do pavimento subsolo do edifício	32
Figura 5: Corte AA do projeto legal	33
Figura 6: Corte BB do projeto legal	34
Figura 7: Curvas de nível no terreno da edificação	34
Figura 8: Opção 4 - Planta do pavimento tipo	36
Figura 9: Opção 4 - Planta do térreo	37
Figura 10: Opção 4 - Planta do subsolo	38
Figura 11: Perspectiva da estrutura do edifício - cobertura -	46
Figura 12: Vista em planta dos blocos de fundação e vigas-alavanca	47
Figura 13: Perspectiva dos blocos de fundação, estacas e vigas-alavanca	47
Figura 14: Perspectiva da estrutura do edifício	48
Figura 15: Perspectiva da estrutura do edifício com detalhe para as vigas do primeiro pavimento	49
Figura 16: Perspectiva da estrutura do edifício (apenas pilares e vigas) com destaque para o pavimento térreo	50
Figura 17: Perspectiva da estrutura do edifício com destaque para as vigas do segundo pavimento	51
Figura 18: Perspectiva da estrutura do edifício com destaque para o terceiro pavimento	52
Figura 19: Fluxograma do roteiro de cálculo para o pré-dimensionamento	54
Figura 20: Propriedades das barras	67
Figura 21: Perspectiva com rótulas entre as vigas	68
Figura 22: Detalhe das rótulas entre as vigas	68
Figura 23: Perspectiva da orientação das seções das barras	69
Figura 24: Orientação das seções dos pilares em planta	69
Figura 25: Orientação das seções dos pilares em planta e suas propriedades	70
Figura 26: Perspectiva do edifício com as lajes	71
Figura 27: Geometria do modelo sem as lajes	72
Figura 28: Perspectiva dos pesos próprios dos pilares e das vigas	74
Figura 29: Perspectiva das cargas de alvenaria	76
Figura 30: Sobrecarga na edificação	77
Figura 31: Perspectiva das cargas distribuídas nas vigas pela caixa d'água	78

Figura 32: Carga do revestimento na edificação	79
Figura 33: Áreas colaborantes para vento na direção X1	81
Figura 34: Esquema das áreas colaborantes para vento na direção X2 para a cota z= 14 m (vermelho) e 6.5 m (azul) acima do nível térreo	82
Figura 35: Perspectiva das cargas de vento em X1	83
Figura 36: Perspectiva das cargas de vento em X2	84
Figura 37: Combinações quase permanentes.....	84
Figura 38: Reação de apoio vertical nos pilares do subsolo	86
Figura 39: Localização dos pilares no primeiro pavimento.....	93
Figura 40: Localização dos pilares no térreo.....	93
Figura 41: Localização dos pilares no subsolo.....	94
Figura 42: Pilares grupo 1 - My max, Mx e N concomitantes (subsolo, térreo e primeiro pavimento).....	99
Figura 43: Armação P01	100
Figura 44: Armação do pilar P09.....	101
Figura 45: Localização das lajes	103
Figura 46: Momento fletor na laje nervurada - envoltória de combinação máxima .	105
Figura 47: Momento fletor na laje nervurada - envoltória de combinação máxima (detalhe)	106
Figura 48: Mapa de esforços da força cortante na laje nervurada	107
Figura 49: Deslocamentos verticais dos elementos da laje nervurada.....	110
Figura 50: Deslocamentos verticais dos elementos da laje nervurada (valores numéricos em 10^{-2} cm).....	111
Figura 51: Cortes e armação da laje nervurada	112
Figura 52: Armação longitudinal inferior das lajes nervuradas	113
Figura 53: Armação longitudinal superior das lajes nervuradas	114
Figura 54: Localização das vigas no primeiro pavimento	116
Figura 55: Localização das vigas no térreo	117
Figura 56: Diagrama de momento fletor da VT1	119
Figura 57: VT1 - geometria da viga e apoios	120
Figura 58: VT1 - diagrama de momentos	121
Figura 59: VT1 - diagrama de forças cortantes	121
Figura 60: VT1 - armadura longitudinal	122
Figura 61: VT1 - armadura de estribos.....	123
Figura 62: Armação da VT1	129
Figura 63: Diagrama de momento da VT3	130

Figura 64: VT3 e VT4 - geometria da viga e apoios	131
Figura 65: VT3 e VT4 - diagrama de momentos	131
Figura 66: VT3 e VT4 - diagrama de forças cortantes.....	132
Figura 67: VT3 e VT4 - armadura longitudinal.....	132
Figura 68: VT3 e VT4 - armadura de estribos	133
Figura 69: Armação da VT3 e VT4.....	138
Figura 70: Sondagem SPT1	140
Figura 71: Sondagem SPT2	141
Figura 72: Sondagem SPT3	142
Figura 73: Fluxograma do método de cálculo da fundação.....	145
Figura 74: Valores do coeficiente C	145
Figura 75: Estacas - Mymax com Normal e Mx concomitantes.....	148
Figura 76: Armação da estaca	149
Figura 77: Blocos de fundação - geometria do bloco com duas estacas	152
Figura 78: Blocos de fundação - armadura do bloco com duas estacas (parte 1)...	154
Figura 79: Blocos de fundação - armadura do bloco com duas estacas (parte 2)...	155
Figura 80: Trecho do arquivo SINAPI 2015.....	156
Figura 81: Modelo planilha da aplicação para otimização do corte de barras (6,3 mm)	169
Figura 82: Valores de demanda e comprimento de barras retirados da aplicação em Excel	172
Figura 83: Padrão 1 para corte de barras retirado da aplicação em Excel.....	173
Figura 84: Padrões 1 e 2 para corte de barras retirado da aplicação em Excel	173
Figura 85: Padrões para otimização do corte de barras retirado da aplicação em Excel	174

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Caracterização das soluções estruturais	35
Tabela 2: Ponderação dos critérios	39
Tabela 3: Subgrupos da matriz de decisão	41
Tabela 4: Matriz de decisão para a solução "n"	41
Tabela 5: Matriz de decisão para a solução 1	42
Tabela 6: Matriz de decisão para a solução 2	43
Tabela 7: Matriz de decisão para a solução 3	44
Tabela 8: Matriz de decisão para a solução 4	45
Tabela 9: Tabela de agrupamento prévio dos pilares	62
Tabela 10: Tabela de transferência de carga entre os pilares e coeficientes de segurança.....	64
Tabela 11: Tabela-resumo dos pilares	65
Tabela 12: Tabela-resumo das vigas de transição	65
Tabela 13: Tabela de combinações de ações	85
Tabela 14: Tabela de cálculo dos estribos	92
Tabela 15: Tabela resumo de pilares, agrupados por seção	94
Tabela 16: Grupo 1 - Esforços de primeira ordem	95
Tabela 17: Grupo 1 - Propriedades da seção.....	95
Tabela 18: Grupo 1 - Excentricidades e momentos de segunda ordem.....	96
Tabela 19: Grupo 1 - Resumo dos esforços de segunda ordem	97
Tabela 20: Grupo 1 - Esforços de primeira ordem para os níveis do segundo e terceiro pavimentos	97
Tabela 21: Grupo 1 - Esforços de segunda ordem para os níveis do segundo e terceiro pavimentos	97
Tabela 22: Tabela de flexão para laje nervurada (seção T)	108
Tabela 23: Tabela de cisalhamento para laje nervurada.....	109
Tabela 24: Flexão simples da viga VT1	124
Tabela 25: Tabela de cisalhamento da viga VT1	124
Tabela 26: Tabela de grampos da VT1 (parte 1).....	127
Tabela 27: Tabela de grampos da VT1 (parte 2).....	127
Tabela 28: Tabela de flexão das vigas VT3 e VT4.....	134
Tabela 29: Tabela de cisalhamento da VT3 e VT4	134
Tabela 30: Tabela de grampos da VT3 e VT4 (parte 1)	136
Tabela 31: Tabela de grampos da VT3 e VT4 (parte 2)	136
Tabela 32: Cálculo pelo método Décourt-Quaresma	146

Tabela 33: Fase 3 - Subsolo ao térreo - Etapa 1.....	157
Tabela 34: Volume de concreto da Fase 3 Etapa 1	159
Tabela 35: Fase 3 - Subsolo ao térreo - Etapa 2.....	160
Tabela 36: Volume de concreto da Fase 3 Etapa 2	162
Tabela 37: Resumo do consumo de materiais por fases e etapas da estrutura.....	162
Tabela 38: Resumo das barras de 5 mm	165
Tabela 39: Resumo das barras de 6,3 mm	165
Tabela 40: Resumo das barras de 8 mm	166
Tabela 41: Resumo das barras de 10 mm	166
Tabela 42: Resumo das barras de 12,5 mm	167
Tabela 43: Resumo das barras de 16 mm	167
Tabela 44: Resumo das barras de 20 mm	167
Tabela 45: Otimização do corte para barras de 20 mm	170
Tabela 46: Resumo para barras de 20 mm.....	170
Tabela 47: Otimização do corte das barras de 8 mm.....	171
Tabela 48: Resumo das barras de 8 mm	172
Tabela 49: Otimização do corte das barras de 6,3 mm.....	175
Tabela 50: Resumo para barras de 6,3 mm.....	176
Tabela 51: Otimização do corte para barras de 5 mm	177
Tabela 52: Resumo para barras de 5 mm.....	177
Tabela 53: Otimização do corte para barras de 10 mm	177
Tabela 54: Resumo para barras de 10 mm.....	178
Tabela 55: Otimização do corte das barras de 12,5 mm.....	179
Tabela 56: Resumo das barras de 12,5 mm	179
Tabela 57: Otimização do corte das barras de 16 mm.....	180
Tabela 58: Resumo das barras de 16 mm	180

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	12
OBJETIVO	13
1. METODOLOGIA	14
2. REVISÃO DA LITERATURA	16
2.1.CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	16
2.2.CRITÉRIOS NORMATIVOS NA HISTÓRIA	17
2.3.MODELAGEM ESTRUTURAL	19
2.4.SOFTWARE STRAP	21
2.5.MODELAGEM 3D	23
2.6.FUNDAÇÕES: CONCEITOS E PROJETO	25
3. ESTUDO DE CASO	28
3.1.CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO	28
3.2.SOLUÇÕES ESTRUTURAIS	35
3.3.AVALIAÇÃO DAS SOLUÇÕES	39
3.3.1.PONDERAÇÕES E CRITÉRIOS	39
3.3.2.MATRIZ DE DECISÃO	41
3.4.MODELAGEM 3D DA SOLUÇÃO	46
3.5.PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	53
3.5.1.PRESSUPOSTOS	55
3.5.2.PROCEDIMENTO PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES	55
3.5.3.PROCEDIMENTO PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PILARES	58
3.5.4.PROCEDIMENTO PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS	61
3.6.MODELAGEM ESTRUTURAL NO SOFTWARE STRAP	65
3.6.1.GEOMETRIA DAS BARRAS	66
3.6.2.ELEMENTOS FINITOS	71
3.6.3.CARREGAMENTOS	72
3.6.4.COMBINAÇÕES	84
3.6.5.ESFORÇOS	85

3.7.DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	87
3.8.PILARES	88
3.8.1.GRUPO 1 (25x50).....	95
3.9.LAJES NERVURADAS	102
3.9.1.ESFORÇOS NA FLEXÃO SIMPLES.....	104
3.9.2.ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)	107
3.9.3.ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS).....	109
3.9.4.DESENHOS DE ARMAÇÃO E FORMAS	112
3.10.VIGAS	115
3.10.1.VIGA VT1	118
3.10.2.VIGAS VT3 E VT4.....	130
3.11.FUNDAÇÕES.....	139
3.11.1.ESTACAS	139
3.11.2.SONDAGENS E ANÁLISE DO SOLO.....	140
3.11.3.ESCOLHA DA SOLUÇÃO.....	144
3.11.4.CÁLCULO DO COMPRIMENTO DAS ESTACAS (DÉCOURT- QUARESMA) 145	
3.11.5.ARMAÇÃO DAS ESTACAS NO SOFTWARE OBLIQUA.....	147
3.11.6.DESENHOS DE ARMAÇÃO E FORMAS	149
3.11.7.BLOCOS DE FUNDAÇÃO	150
3.12.CRONOGRAMA FÍSICO-FINANCEIRO.....	156
3.13.OTIMIZAÇÃO DO CORTE DE BARRAS DE AÇO.....	164
3.13.1.ORGANIZAÇÃO DAS BARRAS POR ETAPA DE OBRA	164
4. CONCLUSÃO	181
5. REFERÊNCIAS	184
ANEXO A	186
ANEXO B	189
ANEXO C	190
ANEXO D	191

INTRODUÇÃO

A evolução das tecnologias construtivas aliada ao avanço no desenvolvimento da informática trouxe ao longo do tempo uma diversificação para a concepção estrutural, oferecendo não somente mais opções bem como soluções mais refinadas para os edifícios a serem projetados.

Conceber e projetar demanda do engenheiro de estruturas conhecimento e visão ampla de projeto, tendo em vista todos os aspectos envolvidos, tais como: desempenho, eficiência, economia e estética. A escolha de um sistema estrutural deve também contemplar as características e singularidades do projeto arquitetônico, tendo em vista ser a principal referência para o início da concepção. Considerando edifícios multifamiliares, pode-se notar a priori uma diversificação das alternativas para solução estrutural e o exercício para desenvolver a análise das propostas representa um dos principais desafios do projetista de estruturas nos dias atuais.

A utilização de softwares para modelagem estrutural permite a análise numérica da estrutura, a partir de um conjunto de subprogramas os quais propõem a geração da geometria do modelo, o cálculo das cargas e as verificações dos resultados de acordo com as premissas estabelecidas. A utilização de softwares de modelagem 3D traz a representação gráfica e a visualização do projeto concebido, facilitando a identificação de interferências ou imposições construtivas e arquitetônicas os quais não puderam ser localizadas inicialmente na etapa de concepção.

A consolidação do projeto pode se desdobrar em um conjunto de análises as quais refinam os resultados alcançados, como por exemplo: estudos de representatividade no custo total, indicadores de perdas/ganhos de espaços e análise das interferências com outros projetos. A partir do estudo mais detalhado da solução mais arrojada, o engenheiro projetista desenvolve suas habilidades e sensibilidade não somente com o projeto de estruturas trabalhado, mas com os desafios que o procederão.

Portanto, o engenheiro civil também deve planejar tendo em vista: a organização da obra e como a velocidade de execução, impacta drasticamente nos custos de produção. A visão ampla e sistêmica é fundamental para atingir as metas econômicas e de desempenho do produto.

OBJETIVO

A proposta deste trabalho se inicia com o objetivo de estudar alternativas de soluções estruturais para um projeto de um edifício multifamiliar, fazendo para cada opção adotada, uma breve revisão bibliográfica, descrevendo suas características e enunciando os pontos favoráveis e desfavoráveis.

Dando sequência ao estudo das alternativas, pretende-se propor uma matriz de decisão para avaliação das opções estruturais, estando a segurança estrutural defendida, é possível ponderar e quantificar os outros critérios adotados para avaliação das soluções e ponderá-los qualitativamente dentro das premissas estabelecidas para o projeto selecionado.

A partir da definição da solução estrutural, será executada a modelagem estrutural do edifício no software STRAP, abrangendo os dois métodos de cálculo do programa: elementos de barra e elementos finitos. Paralelamente, o grupo irá estudar as alternativas, selecionar e projetar a fundação do edifício, a partir das sondagens recebidas e dos conceitos estudados nas disciplinas de Geotecnia.

Serão realizados, também, o cronograma da obra, uma análise dos custos de produção e alternativas de padrões de corte de barras de aço, visando reduzir os custos.

No tocante às modelagens, será utilizado o software REVIT para permitir a visualização do edifício no software e consolidar os resultados obtidos através do pré-dimensionamento da solução estrutural selecionada, permitindo a identificação de eventuais interferências ou conflitos com os projetistas de arquitetura ou de sistemas prediais. Em paralelo, o modelo permite auxiliar na construção do cronograma de execução da estrutura ao longo do tempo e construção do cronograma físico-financeiro da obra na etapa da fundação até o término da estrutura.

Consolidar os resultados obtidos através da modelagem permitirá a análise e verificação do projeto alcançado neste trabalho e a edificação dos conhecimentos das disciplinas de engenharia de estruturas estudados.

1. METODOLOGIA

O tema foi definido em função de dois principais fatores: a motivação pessoal dos integrantes do grupo e a oportunidade de se aplicar os conceitos estudados nas disciplinas do departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica em uma empresa de familiares de um dos alunos deste trabalho.

O projeto parte da interação com a construtora Pédico Engenharia Ltda., atuante na região e Bragança Paulista, a qual possui um portfólio de edifícios multifamiliares executados e em projeto. A partir do acesso a três alternativas de estudo de caso para o trabalho, o grupo avaliou preliminarmente qual edifício agregaria maior conhecimento e paralelamente permitiria aglutinar maior conteúdo e aplicação dos conceitos estudados em sala para o trabalho final de conclusão de curso. Vale ressaltar a relevância da verificação preliminar da complexidade de cada projeto, tendo em vista que o nível do estudo de projeto de estruturas durante o curso fornece recursos limitados e o grupo ponderou as dificuldades e os obstáculos a serem encontrados em cada projeto oferecido.

Definido o edifício multifamiliar, a etapa seguinte consiste na elaboração de soluções estruturais, a partir da concepção e análise dos elementos definidos com base nos projetos de arquitetura recebidos. Esta etapa demanda amplitude de visão dos alunos no que tange a elaborar opções estruturais que atendam aos requisitos de segurança e ao mesmo tempo providenciem poucas interferências com a arquitetura e trazendo custos menores para o empreendimento.

A avaliação das soluções a partir de uma matriz de decisão permitiu quantificar o grau das interferências com a arquitetura bem como a influência de cada solução nos custos globais, fornecendo uma visão macro do que cada alternativa traria no conjunto da obra, a partir da análise micro de cada elemento em cada pavimento (laje, viga e pilar).

A solução vencedora então foi modelada em 3D e pré-dimensionada, e em seguida inserida no software STRAP para a construção do modelo estrutural. A partir deste modelo do STRAP, foi possível verificar os esforços na estrutura bem como analisar as criticidades dos elementos projetados. O modelo em 3D no REVIT permitiu a visualização do empreendimento por partes, o que auxilia no escopo da definição do cronograma de obra que será elaborado e permite a representação das

peças dimensionadas, fornecendo também a identificação de interferências com a arquitetura que possam não ter sido levadas em consideração na etapa de concepção estrutural.

2. REVISÃO DA LITERATURA

Neste item será feita uma breve revisão da literatura usada nesse trabalho.

2.1. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural de um edifício engloba tomadas de decisão de grande importância sobre um grande número de variáveis, tais como: conciliar a solução estrutural adotada com as funcionalidades e configurações do edifício; estabelecer a elegibilidade dos materiais e tecnologias construtivas a serem utilizados; esquematizar um arranjo dos elementos estruturais adequado e verificar os pontos de criticidade a serem estudados com maior atenção.

A complexidade dos aspectos enunciados torna maior o desafio, à medida que as soluções estruturais demandam modificações e podem trazer novas possibilidades para a arquitetura pré-definida. Entretanto, os reflexos de alterações muito profundas devem ser estudados e analisados com rigor, ressaltando o fato de que a visão do engenheiro de estruturas deve levar em consideração a harmonização de todos os elementos envolvidos no projeto do edifício como um todo.

No momento em que o profissional de estruturas inicia a concepção que gerará a forma do edifício, são necessárias decisões respectivas a artes da construção às quais estarão presentes independentemente da estrutura selecionada. Desconsiderando a hipótese de a estrutura ser em alvenaria estrutural, as paredes de alvenaria, por exemplo, são tratadas como um agente externo o qual carrega a estrutura. Logo, a capacidade resistente que lhes é respectiva, acaba por contribuir como uma reserva de segurança, retratada no enrijecimento dos subsistemas verticais que transmitem esforços laterais para a fundação do edifício.

O arranjo estrutural está implicitamente associado às cargas presentes no edifício a ser projetado, tendo em vista que o objetivo principal do sistema estrutural é coletar tais cargas e exercer o controle sobre o fluxo que se estabelece. A concepção do arranjo estrutural engloba a idealização das conexões entre os elementos estruturais bem como entre estes e o meio externo que lhes serve de apoio. A grande relevância das ligações está no desafio de garantir que não haja o

distanciamento entre o arranjo ideal e o real, a fim de que a representatividade do modelo adotado não seja comprometida.

O sistema estrutural idealizado funciona como um substituto do sistema real, incluindo aproximações e premissas pré-estabelecidas. A habilidade e os conhecimentos do projetista são importantes que tange ao nível de aproximação dos resultados obtidos, permitindo que o modelo consiga representar de forma satisfatória o sistema físico real esperado. É comum surgirem dificuldades com o projetista na utilização de modelos mais sofisticados, os quais envolvem uma matemática diferenciada ou um volume de operações e dados excessivamente grande. Adicionalmente, o projetista pode se deparar com limitações dos equipamentos eletrônicos ou dos softwares que lhes estão disponíveis, porém estes desafios devem sempre ser sobrepostos à ideia de que há a necessidade constante de melhoria dos modelos existentes, a partir dos próprios recursos e informações ao alcance do engenheiro de estruturas.

No tocante à alvenaria estrutural, decidiu-se por não a utilizar, tendo em vista o nível das informações disponíveis – o projeto de arquitetura ainda estava em fase de revisão quando primeiramente teve-se acesso, e, conforme é sabido, um dos principais pontos a se considerar do projeto de alvenaria estrutural são as limitações do projeto arquitetônico pela concepção estrutural, que restringe o nível de arrojamento das obras a serem executadas.

Como se verá adiante, a arquitetura impôs severas restrições, e o grupo enfrentou desafios no tocante à transição de cargas entre pavimentos, reforçando a decisão inicial de não usar alvenaria estrutural como alternativa.

2.2. CRITÉRIOS NORMATIVOS NA HISTÓRIA

Segundo TIMOSHENKO (1953), já se notou na Antiguidade que era buscado o estabelecimento de regras para a determinação de dimensões seguras e econômicas dos elementos estruturais. Empirismo servia de referência para as normas criadas pelos egípcios, enquanto os gregos foram responsáveis pelo desenvolvimento da Estática e depois, 200 anos antes de Cristo, Arquimedes alcançou a prova das condições de equilíbrio de uma alavanca, propondo ainda formas de se obter a determinação do centro de gravidade dos corpos. Os pequenos

vãos a serem vencidos na época dos romanos mostram que eles ainda não possuíam domínio sob a análise das tensões, apesar do fato de que o Império Romano era caracterizado por imponentes construções, destacadas por grandes arcos principalmente.

No século XV, Leonardo Da Vinci, partindo da exploração dos conceitos da Estática, encontrou forças atuantes nos elementos da estrutura e iniciou uma série de experimentos visando a determinação de parâmetros de resistência de matérias associados à construção e arquitetura. Sem a aplicabilidade no mesmo século, a sociedade pode observar os resultados das pesquisas de Da Vinci no século XVII, com a publicação “Discorsi e dimonstrazioni matematiche: intorno à due nuove scienze”, de Galileo Galilei. Realizando ensaios com vigas de pedra e madeira, ele intitulou o Problema de Galileo – uma viga engastada em uma parede, submetida ao seu peso próprio e com uma força aplicada à sua extremidade. O intuito do experimento era identificar informações relativas à ruptura: desde força até seção. No mesmo século, em 1678, Robert Hooke apresentou os resultados de seus experimentos com diversos materiais, incluindo as molas, e estabeleceu a relação linear entre a força e deformação a partir dos ensaios, intitulando a Lei de Hooke.

O século XVII foi palco do surgimento de Escolas de Engenharia bem como de publicações relativas à Engenharia de Estruturas. As superfícies elásticas começaram a ser estudadas com Euler e Bernoulli propunham uma abordagem através de equações diferenciais. No século seguinte, em 1821, Navier fornece equações de equilíbrio e movimento, encabeçando a teoria moderna dos sólidos elásticos e lançando, em 1826, um livro de Resistência dos Materiais, destacando a importância do conhecimento dos limites das estruturas e de seu comportamento perante a deformações. Contemporaneamente, Cauchy originou os conceitos de tensão e estabeleceu a resultante das três projeções da superfície infinitesimal a partir dos planos que passam por seu centro e as quais são perpendiculares entre si.

No início do século XIX, Emil Morsch propõe uma teoria relativa ao dimensionamento de elementos estruturais em concreto armado, alavancada pelo aparecimento de peças com alto grau de hiperestaticidade e sujeitas principalmente à flexão. Dando seqüências a estes estudos estão os processos por análises matriciais, elevando a produtividade do trabalho dos projetistas, aliados às tecnologias computacionais que iam surgindo ao decorrer do tempo.

2.3. MODELAGEM ESTRUTURAL

O avanço da tecnologia nas últimas décadas, principalmente na área computacional, possibilitou o uso de programas computacionais como ferramenta do engenheiro civil para a modelagem estrutural, assim as análises estruturais ficaram mais sofisticadas e precisas.

A modelagem estrutural é a representação em modelo computacional da estrutura da edificação. O comportamento deste modelo deve ser o mais próximo do comportamento real da estrutura, de modo a garantir uma boa representação.

A modelagem estrutural se baseia na análise matricial das estruturas pela teoria das barras que foi desenvolvida por Maxwell e pelas equações algébricas lineares. Os métodos gerais para este tipo de resolução já haviam sido desenvolvidos, porém, naquela época, antes do advento do computador, não conseguiam estabelecer-se pois exigiam a manipulação de um grande número de dados e de uma grande quantidade incógnitas em suas equações.

As equações fundamentais da análise matricial usada na modelagem estrutural constituem um sistema de equações algébricas lineares. Para as resoluções destas, aplicam-se métodos computacionais.

Este tipo de modelagem propõe-se a determinar os deslocamentos, as reações e os esforços solicitantes dos elementos de barras a partir de carregamentos e combinações definidas, modelando-se como um arranjo de elementos simples (barras) unidos através de suas extremidades, chamados de nós.

Os elementos simples, as barras, apresentam características próprias, como módulo de elasticidade dos seus materiais, resistência, densidade, dimensões das seções transversais, momentos de inércia, características geométricas, etc. Essas características definem a rigidez das barras e as ligações entre elas caracterizam a rigidez total da edificação. A modelagem estrutural leva em consideração estes aspectos para o cálculo da matriz de rigidez da estrutura e para os cálculos das incógnitas do sistema.

Nos dias atuais muitos programas de análise estrutural são utilizados para este fim, como por exemplo o TQS, o SAP2000, o STRAP, entre outros. Estes

softwares são ferramentas que auxiliam o cálculo, porém a responsabilidade do seu bom uso e das análises dos resultados são inteiramente do engenheiro.

O engenheiro deve preparar o modelo computacional da estrutura ligando elementos entre si por meio dos nós. As barras são elementos unidirecionais que representam pilares, colunas e vigas. Elementos finitos representam elementos bidimensionais como placas, chapas, cascas e muros.

Os softwares sempre apresentam resultados precisos quando a estrutura é concebida apenas por barras. Os resultados dos programas serão sempre os mesmos resultados calculados manualmente. Quando modelados elementos finitos, a complexidade dos cálculos aumenta consideravelmente, mesmo assim, o resultado, na maioria dos softwares, são aceitáveis dentro da precisão da engenharia. Uma pequena imprecisão deste método de cálculo se dá, pois os elementos deveriam ser ligados ao longo de seus limites comuns, mas no modelo são apenas ligados por nós comuns, isso não garante a total continuidade entre diferentes seções dos elementos, gerando uma pequena iteração numericamente aceitável) nos elementos. Outro erro matemático vem do fato que no programa a tensão no elemento é considerada linearmente distribuída, mas a realidade essa distribuição é normalmente parabólica.

Quanto mais refinada é a malha de elementos finitos, ou seja, quanto menores são os espaçamentos entre os nós, maior é a precisão dos resultados, entretanto o tempo de processamento aumenta consideravelmente com o aumento desta precisão.

O objetivo da modelagem estrutural é representar em modelo aquilo que realmente ocorre em escala real. Saber como se comporta um elemento à um carregamento específico, como as ligações entre barras devem ser feitas de modo a representar o que ocorre entre as ligações das peças na estrutura, e a ligação entre o solo e a estrutura de concreto são os pontos críticos da modelagem. Garantir que o modelo computacional se comporte (em relação à rigidez, deslocabilidade, reações, etc.) da maneira que o edifício real se comporta é garantir um resultado mais próximo em relação ao real (em situação de serviço). Logo, a qualidade de um resultado obtido por uma modelagem estrutural depende principalmente do operador do sistema. A forma de representar os carregamentos, representa-los da forma mais

fidedigna ao que ocorre em campo, é de suma importância para que os resultados sejam satisfatórios.

Tendo tais pontos assegurados, os softwares trabalham de forma precisa, calculando matematicamente os resultados requeridos, cada um com uma metodologia de cálculo.

2.4. SOFTWARE STRAP

O software STRAP é um dos principais softwares usados no mercado por empresas de projeto de estruturas de engenharia civil. O programa calcula os esforços, as reações e os deslocamentos de estrutura a partir de carregamentos fornecidos e da geometria definida. Com recursos que facilitam a modelagem o uso do software é intuitivo. Ele dispõe do uso dos métodos dos elementos finitos para o cálculo estrutural e é capaz de gerar modelos complexos, compondo as estruturas por elementos simples, como barras, nós e elementos planos.

A cada ano o software é atualizado com uma nova versão, proporcionando facilidades e evoluções na análise gráfica e sendo atualizado conforme as normas são revisadas.

O STRAP dispõe de uma interface gráfica simples para a construção de modelos espaciais e permite a construção de modelos de diversos níveis de complexidade. Para a construção de modelos, o controlador dispõe de comandos de inserção de nós por coordenadas. As barras sempre são definidas com a união entre dois diferentes nós por um elemento simples. A ligação entre diferentes barras é feita pelas extremidades destas, através dos nós, e as ligações podem ser articuladas (em todas as direções) ou fixas, dependendo da análise do projetista.

O programa apresenta recursos como carregamentos estáticos, móveis também dinâmicos, este último muito usado para representar os esforços de terremotos em regiões que apresentam sismos.

O STRAP usa a análise matricial para o cálculo das incógnitas da estrutura, a partir de matriz de rigidez (que é função da geometria do modelo, das características das barras e das ligações entre elas) e dos esforços que são fornecidos pelos carregamentos aplicados, usando a teoria da resistência dos materiais.

Com a aplicação de vínculos de apoios, disponíveis no software, a possibilidade de uso de vínculos entre elementos e o uso de molas, o STRAP apresenta uma grande malha de possibilidades de modelagem de diferentes tipos de estruturas tanto apoiadas quanto enterradas.

O programa também apresenta a função “módulo concreto”, na qual auxilia no cálculo da armação de peças como vigas, e fornece a quantidade de aço assim como sua posição.

O uso do programa passa por algumas etapas que devem ser cumpridos até a saída dos resultados, são estes:

- a)** Definição das características dos materiais e as unidades de medida adotadas;
- b)** Concepção da geometria do modelo, de modo a representar a estrutura da edificação, o posicionamento exato das barras, elementos e nós, e as propriedades de cada elemento. As ligações entre elementos e entre elemento e apoios também fazem parte da definição da geometria;
- c)** Após a conclusão da geometria, a fase de carregamento deve ser executada. Esta fase consiste em representar os carregamentos atuantes na estrutura, representando de maneira mais próxima da realidade possível. Os carregamentos podem ser pontuais (aplicados em nós) ou distribuídos (aplicados em barras ou em elementos), para os carregamentos, precisa-se inserir no programa o valor em módulo, a direção e o sentido deste. Outros tipos de carregamentos como os carregamentos globais também podem ser utilizados. Os carregamentos globais são também utilizados para representar o peso próprio dos elementos. Estes são linearmente distribuídos ao longo do elemento.
- d)** As combinações de cálculo e de serviço são definidas adotando, para cada combinação, o coeficiente de segurança dos diversos carregamentos.
- e)** Com a geometria, o carregamento e as combinações executados, pode-se calcular os resultados. Os resultados são as incógnitas das expressões matemáticas, que podem ser os deslocamentos das barras e dos nós, as reações nos apoios ou os diagramas de esforços solicitantes. Os resultados podem ser filtrados de acordo com o

carregamento escolhido, a combinação escolhida, por envoltórias de carregamentos ou envoltórias de combinações.

- f) A análise dos resultados é de responsabilidade do operador, sendo este responsável também por solicitar corretamente os resultados e as combinações no modelo. Como por exemplo utilizar a combinação de cálculo para dimensionar as peças em E.L.U ou usar as combinações de serviço para verificar as flechas das vigas e lajes.

O software apresenta outras ferramentas que facilitam a busca dos resultados calculados. A definição de vistas para cada pavimento é muito útil tanto para a definição da geometria dos elementos de cada pavimento como também para a definição dos carregamentos. A limitação da vista por coordenada auxilia na visualização de um detalhe. A visualização das propriedades das barras e dos elementos facilita a visualização e correção de possíveis erros de definição de propriedades pelo operador. Verifica-se, com isso, que o programa computacional apresenta competências e facilidades para a execução da análise estrutural.

2.5. MODELAGEM 3D

O planejamento da construção de um edifício multifamiliar envolve profissionais das mais diversas áreas, sempre focados em um mesmo objetivo. Considerando a gestão da qualidade de um empreendimento, para MELHADO (2001), o processo de projeto deve estar voltado ao atendimento das necessidades de informação de todos os clientes internos que atuam no ciclo de produção do empreendimento. Dentro desta ótica, adotar sistemas computacionais que favoreçam a colaboração e a cooperação entre os diversos profissionais urge como uma medida necessária para intermediar estas relações.

Sistemas colaborativos, segundo MOECKEL (2000), são aqueles desenvolvidos para proporcionar ambientes colaborativos categorizados como Sistemas CSCW – Computer Supported Collaborative Work. A demanda por profissionais que trabalhassem em conjunto e em diferentes localizações gerou o desenvolvimento destes ambientes, nos quais todos os participantes envolvidos

focam em um mesmo objetivo de executar o projeto com a maior congruência possível entre as diferentes áreas de cada profissional.

A evolução dos sistemas CAD pode ser vista através dos sistemas baseados na tecnologia BIM, que propõe o gerenciamento das informações do empreendimento, considerando todo o ciclo de execução, através de um banco de dados respectivos aos projetos, sendo este integrado à modelagem 3D.

Os sistemas CAD baseiam sua geometria em coordenadas para o desenvolvimento de entidades gráficas, para então formar os elementos de representação estrutural. Alterar um projeto desenvolvido em um sistema CAD implica uma série de modificações manuais de outros objetos também representados nos outros projetos.

Os sistemas BIM propõem a adoção de modelos parametrizados dos elementos construtivos, e desta forma, permitem alterações mais dinâmicas, desde os elementos modificados até as tabelas de orçamento e especificações. Adicionalmente, englobar o ciclo de vida do empreendimento permite a flexibilização do projeto para os profissionais de diversas áreas, desde instalações técnicas e prediais até os do canteiro de obras, o que traz uma comunicação entre os projetistas e os profissionais de execução mais eficiente do que o cenário que possui somente projetos nos sistemas CAD.

A modelagem 3D proporciona uma visualização das relações espaciais que cada elemento modelado possui na estrutura e no edifício como um todo, bem como o reflexo dos seus componentes no processo construtivo. No atual trabalho, o uso do software REVIT se deu apenas para a visualização do edifício no espaço para melhor visualização de interferências da arquitetura com a estrutura, da quantificação de volume do concreto por etapa e organização das etapas do cronograma. O recurso BIM não foi utilizado a fundo, para a criação, integrada com outros softwares como o MSPProject, de cronograma de obra. O entendimento deste processo permite que o usuário seja conduzido para um aprendizado mais sólido, a partir do processo de construção virtual e do detalhamento da sequência de execução no canteiro de obras.

2.6. FUNDAÇÕES: CONCEITOS E PROJETO

O projeto e execução de fundações – a Engenharia de Fundações – requer conhecimentos de Geotecnia e Cálculo Estrutural (análise estrutural e dimensionamento de estruturas em concreto armado / protendido); a Geotecnia, por outro lado, abrange a Geologia de Engenharia, a Mecânica dos Solos e a Mecânica das Rochas. Considerando, por exemplo, o caso de edifício em um terreno sem vizinhos. Em geral, a estrutura é calculada por um engenheiro estrutural que supõe os apoios indeslocáveis, resultando então em um conjunto de cargas (forças verticais, forças horizontais, momentos) que é passado ao projetista de fundações. Com o auxílio de uma série de elementos e informações, ele projeta as fundações da obra. Acontece que, essas fundações, quaisquer que sejam, quando carregadas, solicitarão o terreno, que se deforma, e dessas deformações resultam deslocamentos verticais (recalques), horizontais e rotações. Com isso, a hipótese usual de apoios indeslocáveis fica prejudicada, e nas estruturas hiperestáticas, que são a grande maioria, as cargas inicialmente calculadas são modificadas. Chega-se, assim, ao conhecido problema da interação solo-estrutura.

Outro aspecto que se deve ser assinalado diz respeito ao conhecimento do solo, que fica restrito, quase sempre, ao que fornecem as sondagens à percussão de simples reconhecimento. Assim, pode-se dizer com segurança que, no Brasil, a técnica das fundações não tem recebido o tratamento científico adequado. Essa afirmação pode ser comprovada se considerar quão pequeno é o número de conceitos gerais, estabelecidos em base científica, utilizados na técnica de fundações. O projeto de fundações, ou mais precisamente seu dimensionamento, está calculado na utilização de correlações que são estabelecidas para determinadas regiões e extrapoladas para outras condições, às vezes, de maneira agressiva.

Uma vez que, os problemas de Geotecnia apresentam um maior grau de incerteza que os de Cálculo Estrutural, há uma dificuldade em conciliar as respectivas precisões (exemplificando: frequentemente, o engenheiro estrutural impõe ao engenheiro de fundações um requisito de recalque diferencial nulo, mas lembrando que toda a fundação, ainda que sobre rocha, recalca. Adicionalmente,

deve-se evitar as generalizações, uma vez que cada obra apresenta suas peculiaridades, que devem ser consideradas adequadamente.

Os elementos necessários para o desenvolvimento de um projeto de fundações são:

1. Topografia da área
 - a) Levantamento topográfico (planialtimétrico)
 - b) Dados sobre taludes e encostas no terreno (ou que possam atingir o terreno)
2. Dados geológico-geotécnicos
 - a) Investigação do subsolo (pode ser que seja em duas etapas – preliminar e complementar)
 - b) Outros dados geológicos e geotécnicos (mapas, fotos aéreas e de satélite, levantamentos aerofotogramétricos, artigos sobre experiências anteriores na área, etc.)
3. Dados sobre construções vizinhas
 - a) Número de pavimentos, carga média por pavimento
 - b) Tipo de estrutura e fundações
 - c) Desempenho das fundações
 - d) Existência de subsolo
 - e) Possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra
4. Dados da estrutura a construir
 - a) Tipo e uso que terá a nova obra
 - b) Sistema estrutural (hiperestaticidade, flexibilidade, etc.)
 - c) Sistema construtivo (convencional, pré-moldado, etc.)
 - d) Cargas (ações nas fundações)

Os conjuntos de dados 1 a 3 devem ser cuidadosamente avaliados pelo projetista em uma visita ao local de construção. O conjunto de dados 4 deve ser discutido com o projetista da obra (arquiteto ou engenheiro) e com o projetista da estrutura. Dessa discussão, vão resultar os deslocamentos admissíveis e os fatores de segurança a serem aplicados às diferentes cargas ou ações da estrutura.

Tradicionalmente, os requisitos básicos a que um projeto de fundações deverá atender são:

1. Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho
2. Segurança adequada ao colapso do solo de fundação ou estabilidade « externa »
3. Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais ou estabilidade « interna »
4. Segurança adequada ao tombamento e deslizamento, a ser verificada nos casos em que forças horizontais elevadas atuam em elementos de fundação superficial
5. Segurança à instabilidade (flambagem)
6. Níveis de vibração compatíveis com o uso da obra, a serem verificados nos casos de ações dinâmicas

3. ESTUDO DE CASO

3.1. CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O empreendimento que será objetivo do estudo de caso é um edifício localizado na cidade de Bragança Paulista, no interior do estado de São Paulo. A empresa responsável pela construção do edifício é a Pédico Engenharia e Empreendimentos S/C Ltda., localizada na mesma cidade. A empresa trabalha com empreendimentos residenciais verticais, obras públicas (SABESP), atuando também em loteamentos residenciais, projetando e executando sistemas de abastecimento de água tratada e de coleta e tratamento de esgoto sanitário.

O edifício possui cinco pavimentos, sendo um subsolo, um pavimento térreo e três pavimentos tipo. A Figura 1 apresenta o empreendimento, que ainda não foi lançado e possui apenas o projeto de arquitetura desenvolvido.



Figura 1: Fachada do prédio (fonte comercial)

O grupo encontrou a oportunidade de elaborar o projeto de estruturas do edifício a partir do contato com a empresa, a partir da interação com o engenheiro José Luís Bartolomei Pédico, um dos seus fundadores.

Os projetos de arquitetura recebidos apresentaram a complexidade e os desafios a serem superados, à medida que se nota a diferenciação entre as configurações de planta do pavimento tipo para o térreo, bem como do térreo para o subsolo, onde há sete vagas de garagem (uma para cada apartamento) e uma rampa de acesso ao subsolo.

Partindo destes projetos, iniciou-se o trabalho de concepção das possíveis soluções estruturais para o projeto, as quais serão enunciadas na sequência deste trabalho.

São apresentados a seguir, da Figura 2 à Figura 4, as plantas baixas do projeto legal, e na Figura 5 e Figura 6, os cortes AA e BB do projeto legal, respectivamente, e na Figura 7 as curvas de nível do terreno.

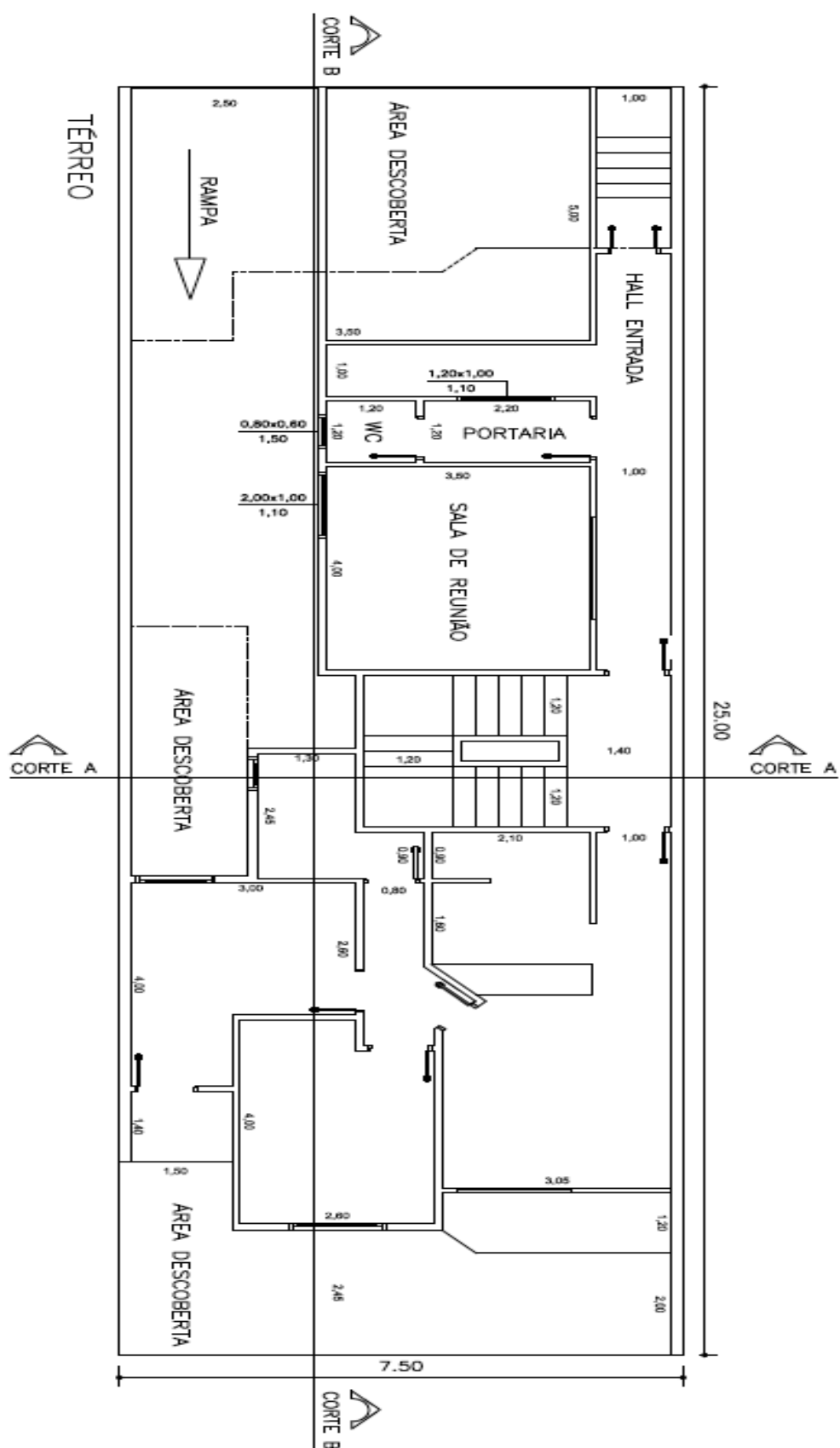


Figura 3: Planta baixa do pavimento térreo do edifício

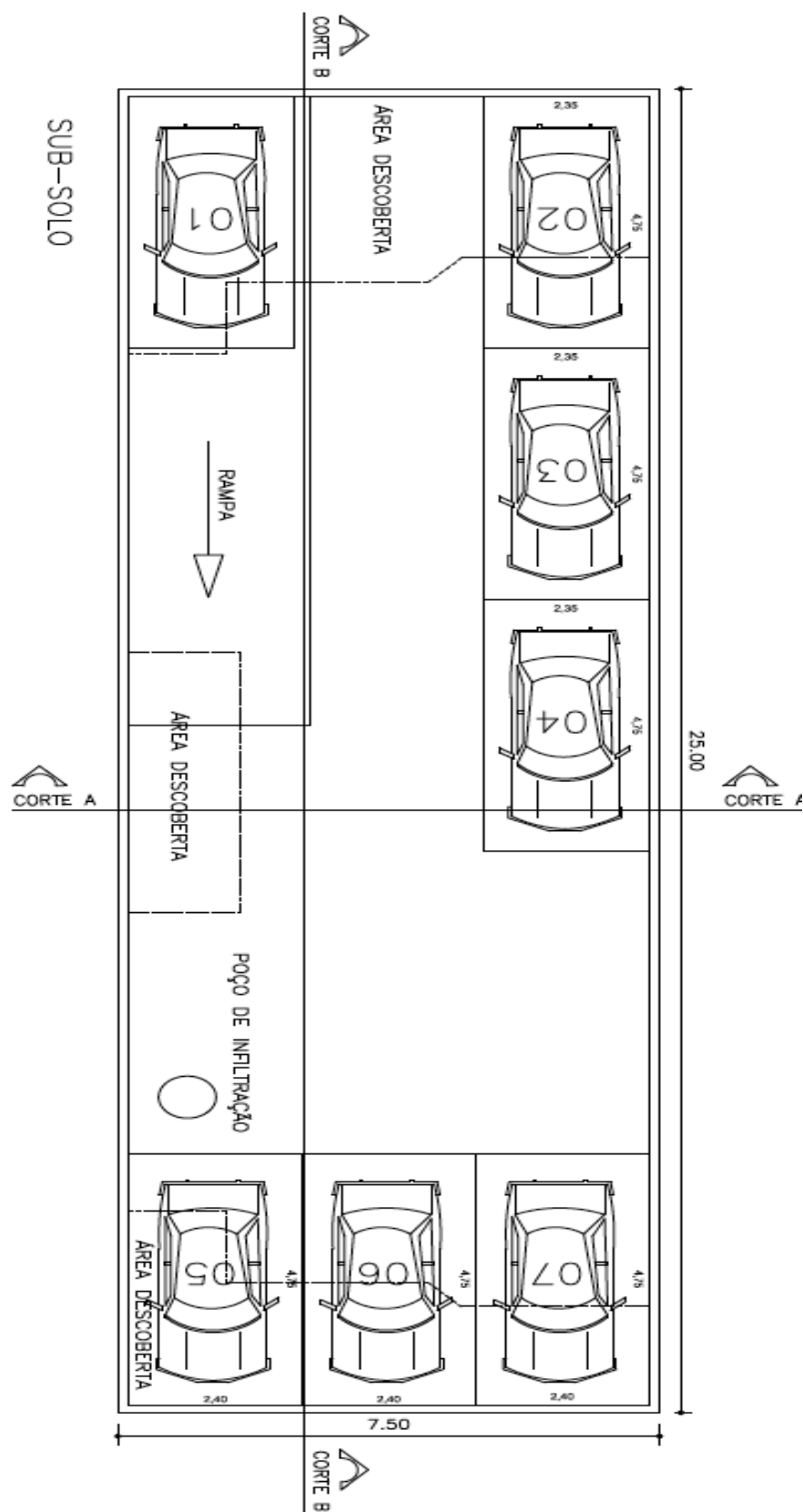
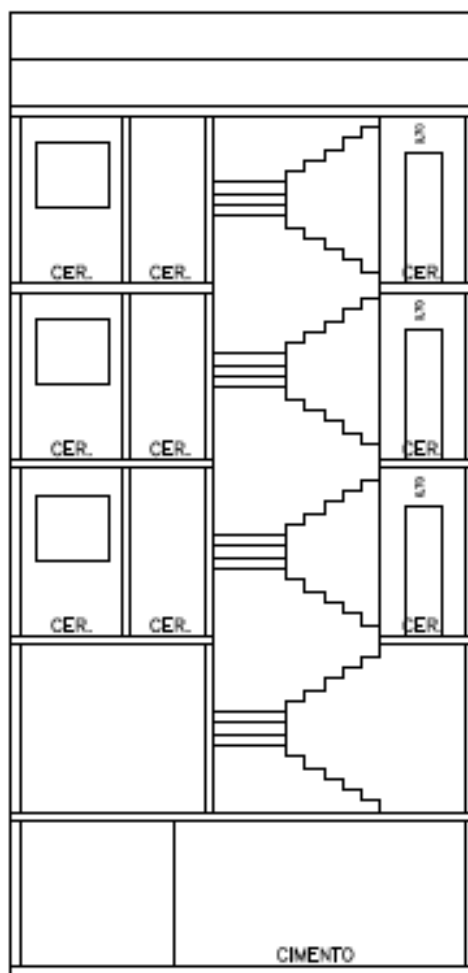


Figura 4: Planta baixa do pavimento subsolo do edifício



CORTE A-A

ESCALA: 1/100

Figura 5: Corte AA do projeto legal

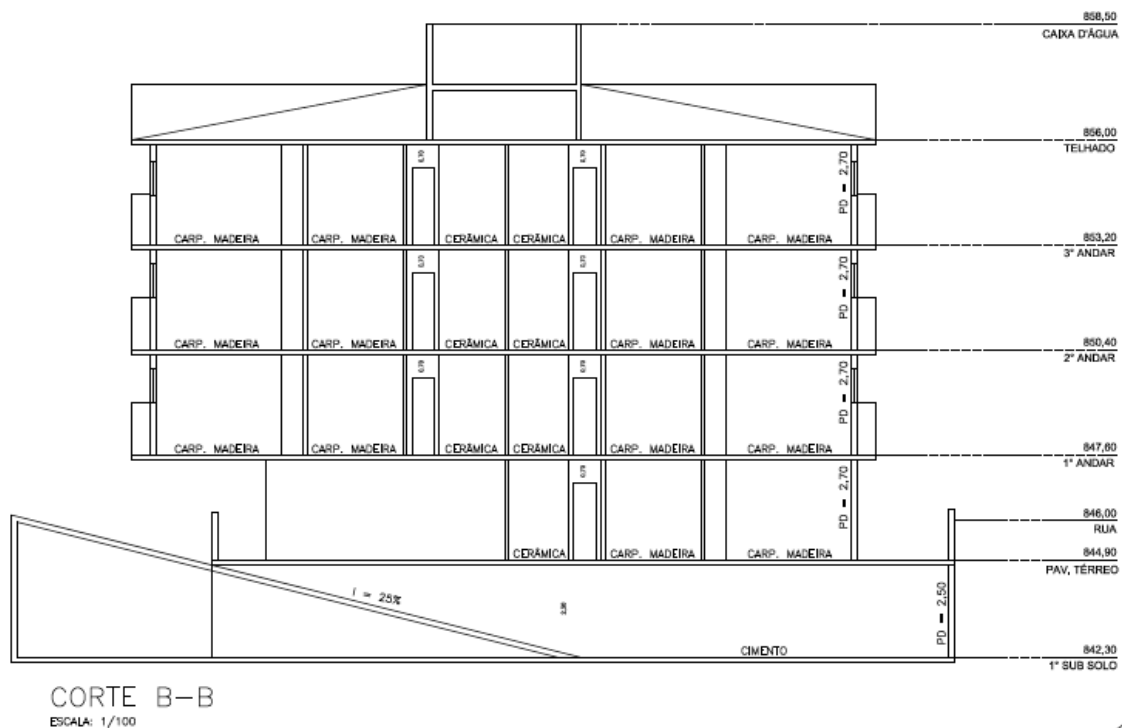


Figura 6: Corte BB do projeto legal

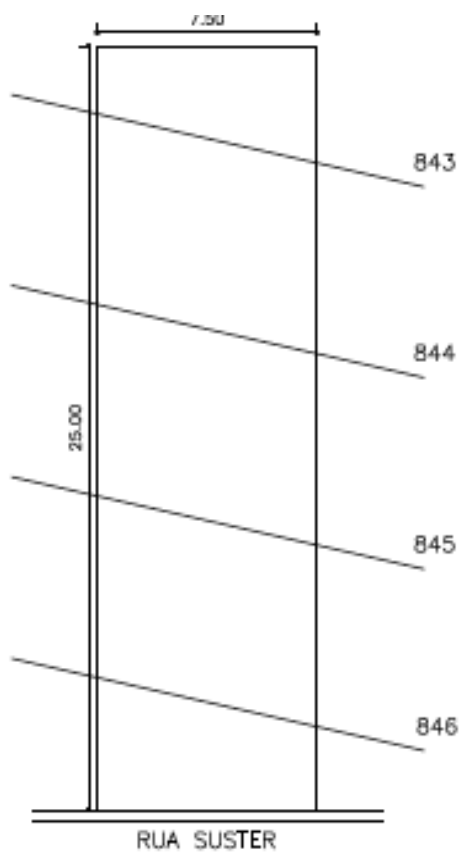


Figura 7: Curvas de nível no terreno da edificação

3.2. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS

Os conceitos estudados nas disciplinas de estruturas e a experiência profissional de um dos integrantes do grupo juntamente com o orientador permitiu o início da concepção estrutural, gerando quatro alternativas para a solução estrutural do estudo de caso.

A primeira solução possui um grande número de pilares e vigas, contendo também pilares no subsolo, desfavorecendo a garagem.

A segunda solução possui lajes convencionais nos pavimentos tipo e uma laje nervurada no térreo, possuindo também menos pilares, favorecendo a garagem no tocante à interferência na manobra dos veículos.

A terceira solução possui poucas vigas e poucos pilares, com lajes convencionais em todos os pavimentos.

A quarta solução possui lajes nervuradas em todos os pavimentos, bem como menos pilares e menos vigas.

A Tabela 1 traz um resumo das soluções estruturais que foram pesquisadas.

Tabela 1: Caracterização das soluções estruturais

SOLUÇÃO	Pilares		Vigas		Lajes		Garagem
	Muitos	Poucos	Muitas	Poucas	Convencional	Nervurada	
	Pouca carga	Muita carga	Baixas	Altas			
1	x		x		x		Com pilares no meio do subsolo
2	x		x		PAV. TIPO	TÉRREO	Com pilares no meio do subsolo
3		x		x	x		Sem pilares no meio do subsolo
4		x		x		x	Sem pilares no meio do subsolo

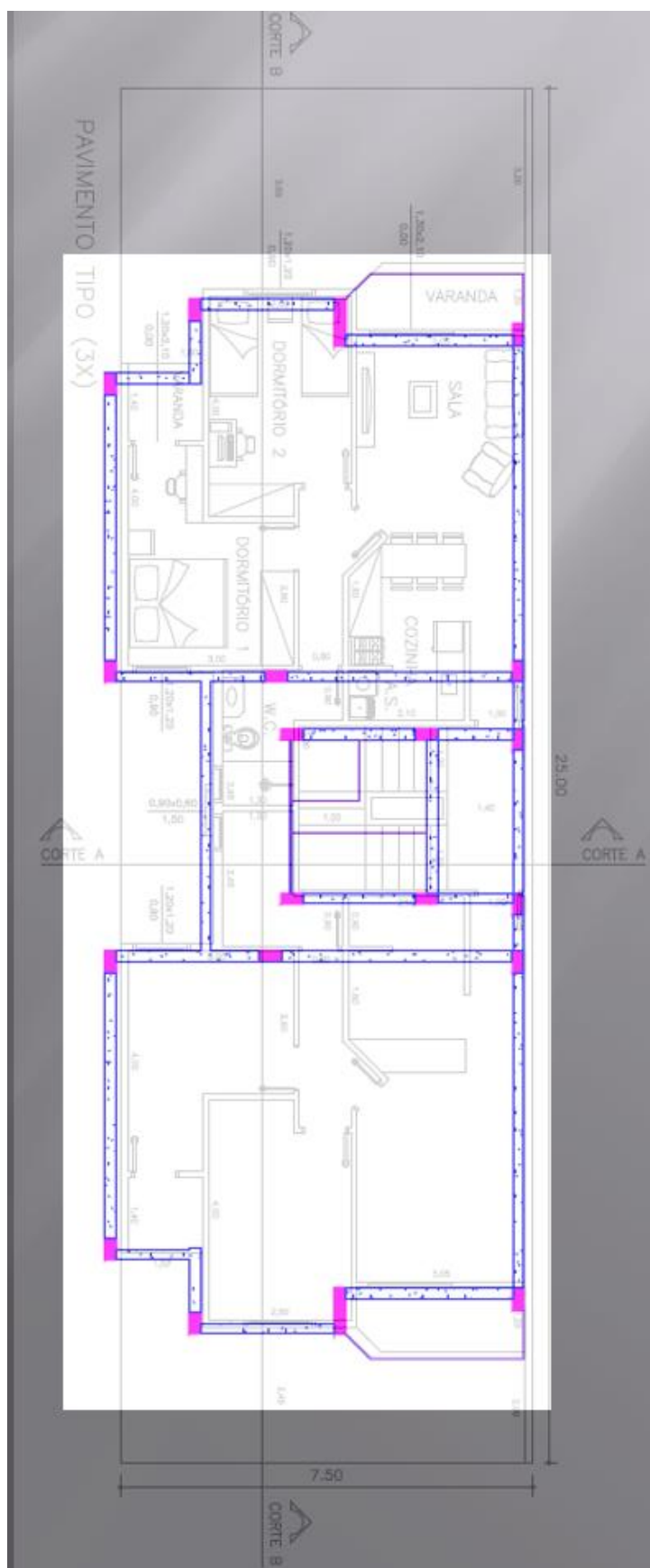


Figura 8: Opção 4 - Planta do pavimento tipo

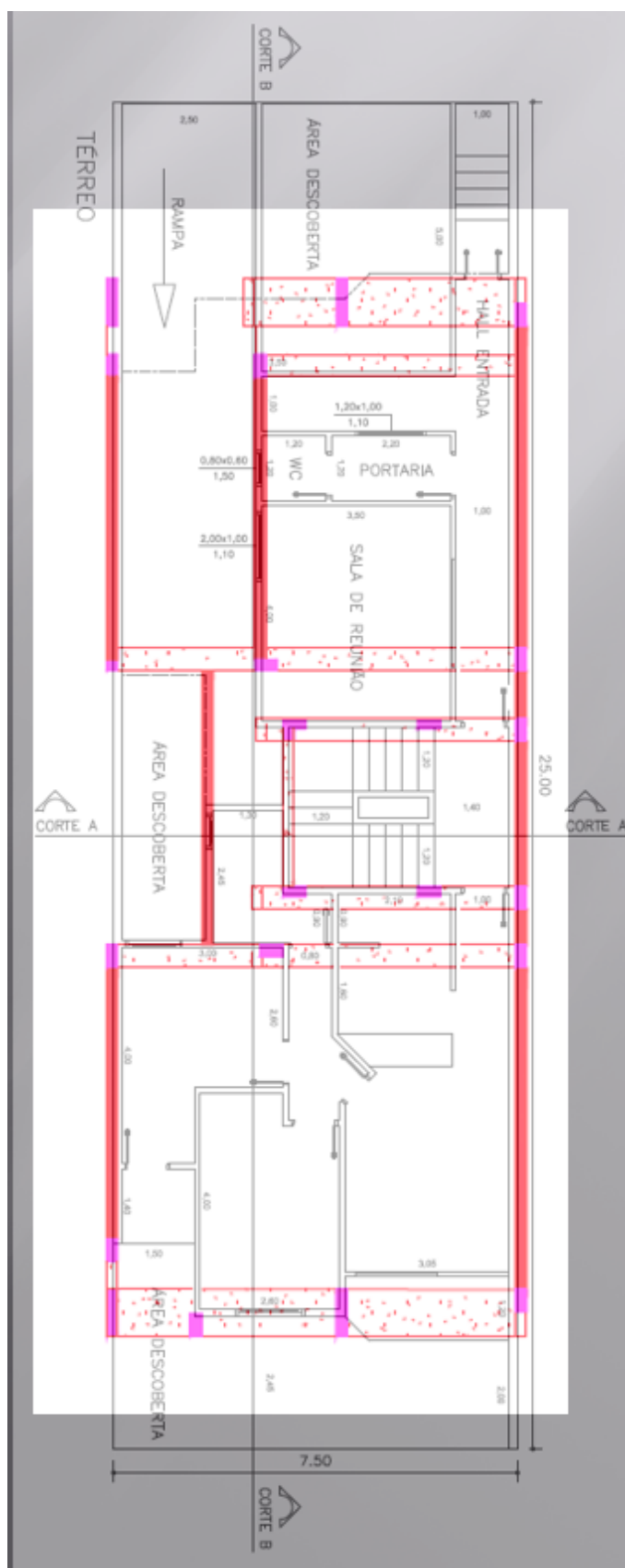


Figura 9: Opção 4 - Planta do térreo

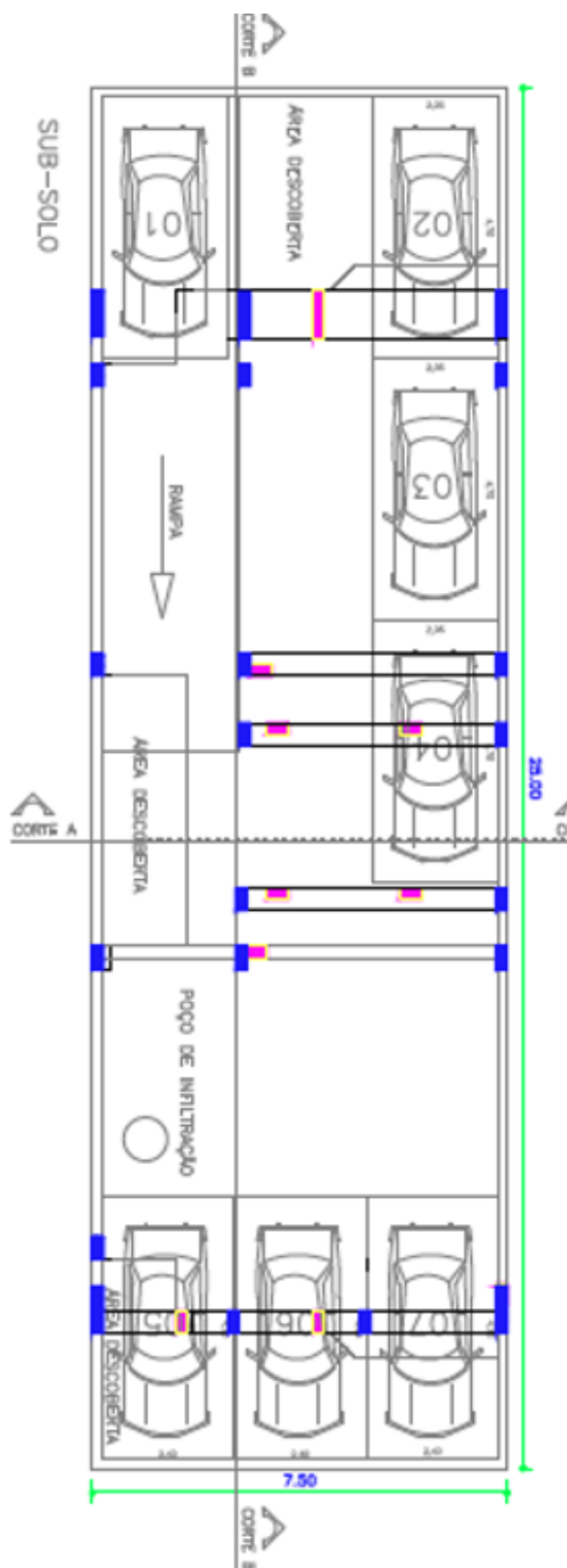


Figura 10: Opção 4 - Planta do subsolo

3.3. AVALIAÇÃO DAS SOLUÇÕES

As soluções foram avaliadas a partir de uma matriz de decisão, cujas premissas serão enunciadas a seguir, considerando uma nota de 0 a 10 para cada critério, lembrando que no tangente à segurança, as opções consideradas já garantem que a segurança estrutural está defendida – parte-se do princípio que se a alternativa está entre as possíveis soluções, ela garante a segurança requisitada para o projeto, caso o contrário, não deveria ser considerada uma solução.

3.3.1. PONDERAÇÕES E CRITÉRIOS

A Tabela 2 apresenta a matriz de ponderação dos critérios.

Tabela 2: Ponderação dos critérios

Elemento/Critério	Arquitetura	Complexidade do modelo estrutural	Custo
Lajes	4	3	3
Vigas	4	4	3
Pilares	3	4	3

Considerando o critério de arquitetura e levando em conta as alternativas que serão apresentadas, os pesos foram calculados da seguinte forma:

- notou-se que as maiores interferências vistas eram geradas pelas vigas (incluindo as de transição, conforme fosse o caso) – peso 4;
- outro ponto notado foi que as restrições impostas pelo projeto arquitetônico para a espessura das lajes, tendo em vista o limite do pé-direito, configuravam uma limitação para a comparação entre as soluções estruturais. – peso 4;
- Os pilares contribuíam também para as interferências, principalmente no subsolo, entretanto, se a análise englobasse apenas as alternativas selecionadas, ver-se-ia que os pilares possuem poucos pontos de

conflito (retoricamente, porque as soluções foram concebidas previamente e com ciência do risco de interferência dos pilares na arquitetura) – peso 3;

- Desta forma, chegou-se à relação de 4:4:3 para lajes, vigas e pilares, respectivamente.

O critério de complexidade do modelo estrutural levou em conta a modelagem no software STRAP, tendo em vista que, no cronograma do trabalho de formatura, a quantidade de tempo demandada para a modelagem, bem como o nível de precisão e detalhamento que o software retornaria, são elementos chave para determinar a qualidade da solução dentro do contexto do trabalho realizado. Considerando as peças, os pesos foram calculados da seguinte forma:

- nota-se durante a modelagem que, as particularidades das vigas e dos pilares dentro da estrutura (localização, espessura, características como vigas de transição, pilares internos ou externos, entre outros) apresentaram maior relevância dentro do critério de complexidade do modelo – pesos maiores para vigas e pilares (4);
- Sendo assim, chegou-se à relação de 3:4:4 para lajes, vigas e pilares, respectivamente.

O critério de custo engloba desde a composição de preço unitário relativa a cada peça até a mão-de-obra necessária, considerando a localização da obra, empresas atuantes na região e tecnologia construtiva selecionada. Sendo assim, acredita-se que as peças se equiparam no tangente a este critério, chegando na relação de peso 3 para lajes, vigas e pilares.

Identificou-se que a partir da segmentação entre elementos do pavimento tipo, térreo e subsolo, poderíamos obter uma maior precisão na avaliação dos elementos, tendo em vista que cada peça estrutural possui relevância, contribuição e interferências diferentes em cada pavimento, porém estas características são comuns entre os subgrupos estabelecidos, não vendo então a necessidade de segmentarmos em cada peça de cada pavimento.

A tabela a seguir apresenta os subgrupos da matriz de decisão.

Tabela 3: Subgrupos da matriz de decisão

Grupos	Lajes	Vigas	Pilres
	Pavimento tipo	Pavimento tipo	Pavimento tipo
Subgrupos	Térreo	Térreo	Térreo
	-	Subsolo	Subsolo

3.3.2. MATRIZ DE DECISÃO

A partir dos critérios e subgrupos enunciados, pode-se elaborar a matriz de decisão apresentada na Tabela 4, para a enésima solução.

As soluções de 1 a 4 estão representadas nas tabelas a seguir..

Tabela 4: Matriz de decisão para a solução "n"

Grupo	Subgrupo/ Critério	Arquitetura	Peso	Complexidade do modelo estrutural	Peso	Custo	Peso	Nota final
Lajes	Pavimento tipo							
Lajes	Térreo							
Vigas	Pavimento tipo							
Vigas	Térreo							
Vigas	Subsolo							
Pilres	Pavimento tipo							
Pilres	Térreo							
Pilres	Subsolo							

Grupo	Subgrupo/Critério	Arquitetura	Peso	Complexidade do modelo estrutural	Peso	Custo	Peso	Nota final
Lajes	Pavimento tipo	5	4	5	3	5	3	50
Lajes	Térreo	5	4	5	3	5	3	50
Vigas	Pavimento tipo	5	4	5	4	0	3	40
Vigas	Térreo	5	4	5	4	0	3	40
Vigas	Subsolo	0	4	5	4	5	3	35
Pilres	Pavimento tipo	5	3	5	4	0	3	35
Pilres	Térreo	5	3	5	4	0	3	35
Pilres	Subsolo	10	3	5	4	8	3	74
Total								359

Tabela 8: Matriz de decisão para a solução 4

Grupo	Subgrupo/Critério	Arquitetura	Peso	Complexidade do modelo estrutural	Peso	Custo	Peso	Nota final
Lajes	Pavimento tipo	10	4	8	3	0	3	64
Lajes	Térreo	10	4	8	3	0	3	64
Vigas	Pavimento tipo	8	4	5	4	5	3	67
Vigas	Térreo	8	4	5	4	5	3	67
Vigas	Subsolo	10	4	5	4	5	3	75
Pilres	Pavimento tipo	10	3	5	4	8	3	74
Pilres	Térreo	10	3	5	4	8	3	74
Pilres	Subsolo	10	3	5	4	10	3	80
Total								565

A solução escolhida foi a opção 4 com 565 pontos, que possui lajes de grande vão em todos os pavimentos, favorecendo a garagem e diminuindo as interferências com o projeto de arquitetura.

3.4. MODELAGEM 3D DA SOLUÇÃO

A partir da utilização do software Revit, foi possível gerar os modelos 3D do edifício, conforme a sequência da Figura 11 à Figura 18.

As imagens da Figura 11 à Figura 18 não contemplam as considerações feitas sobre a excentricidade dos pilares de extremidade em relação ao centro geométrico dos blocos.

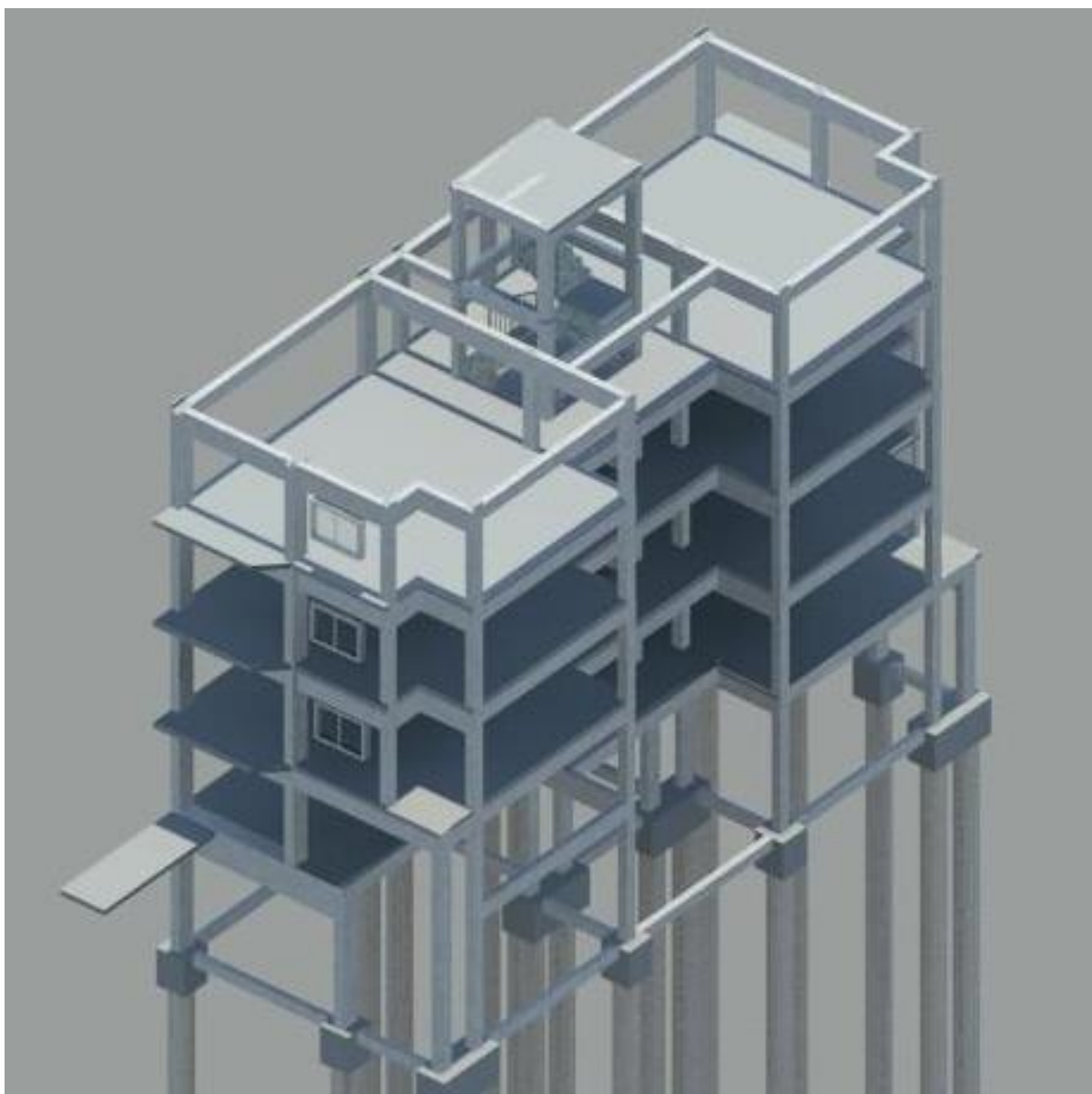


Figura 11: Perspectiva da estrutura do edifício - cobertura -

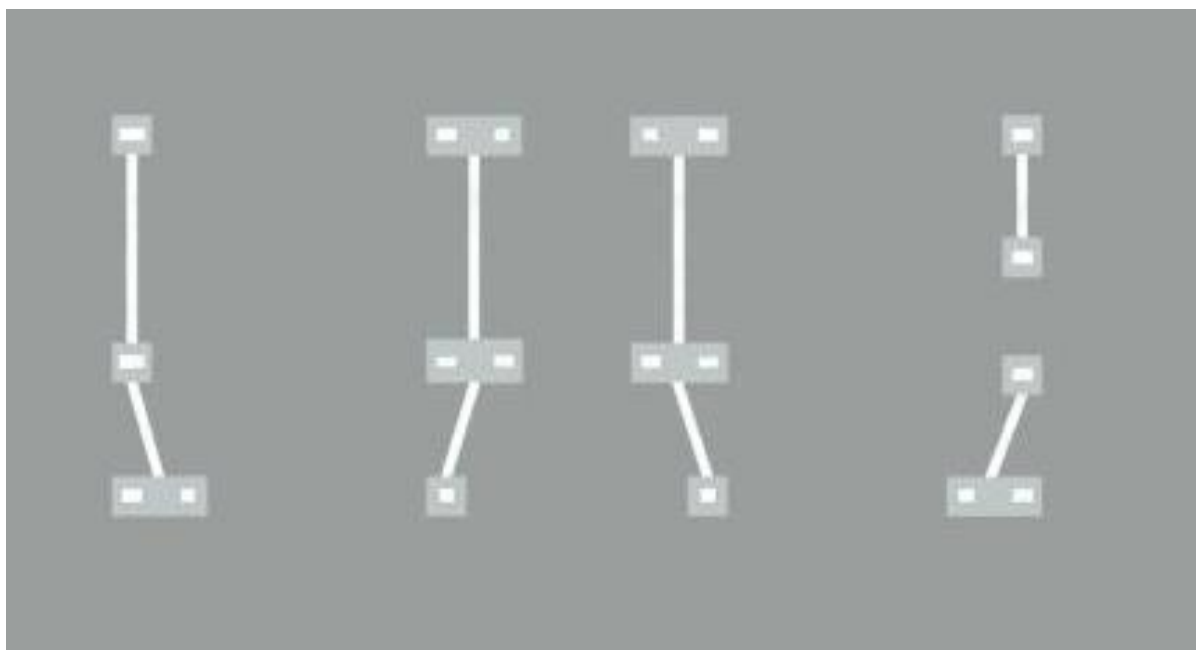


Figura 12: Vista em planta dos blocos de fundação e vigas-alavanca

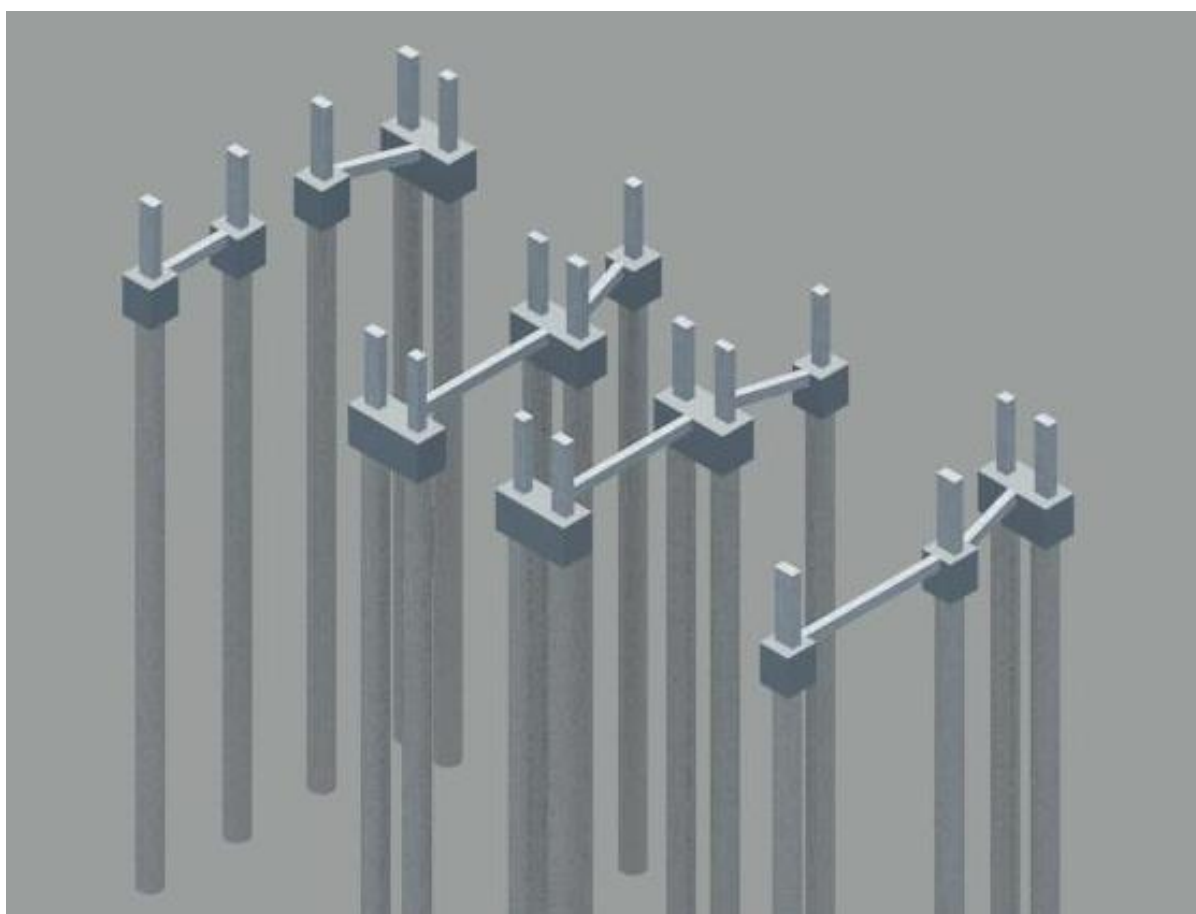


Figura 13: Perspectiva dos blocos de fundação, estacas e vigas-alavanca



Figura 14: Perspectiva da estrutura do edifício

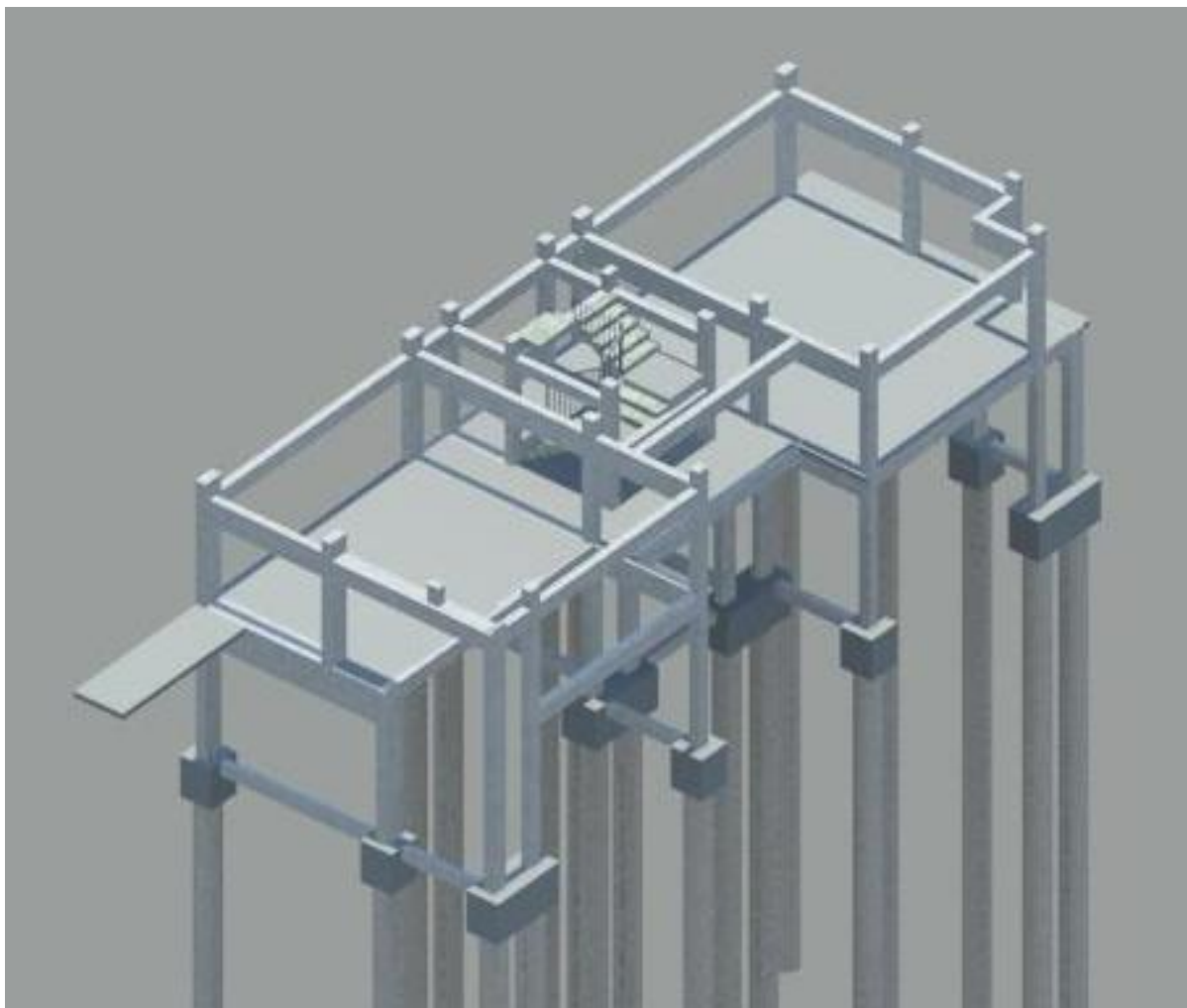


Figura 15: Perspectiva da estrutura do edifício com detalhe para as vigas do primeiro pavimento

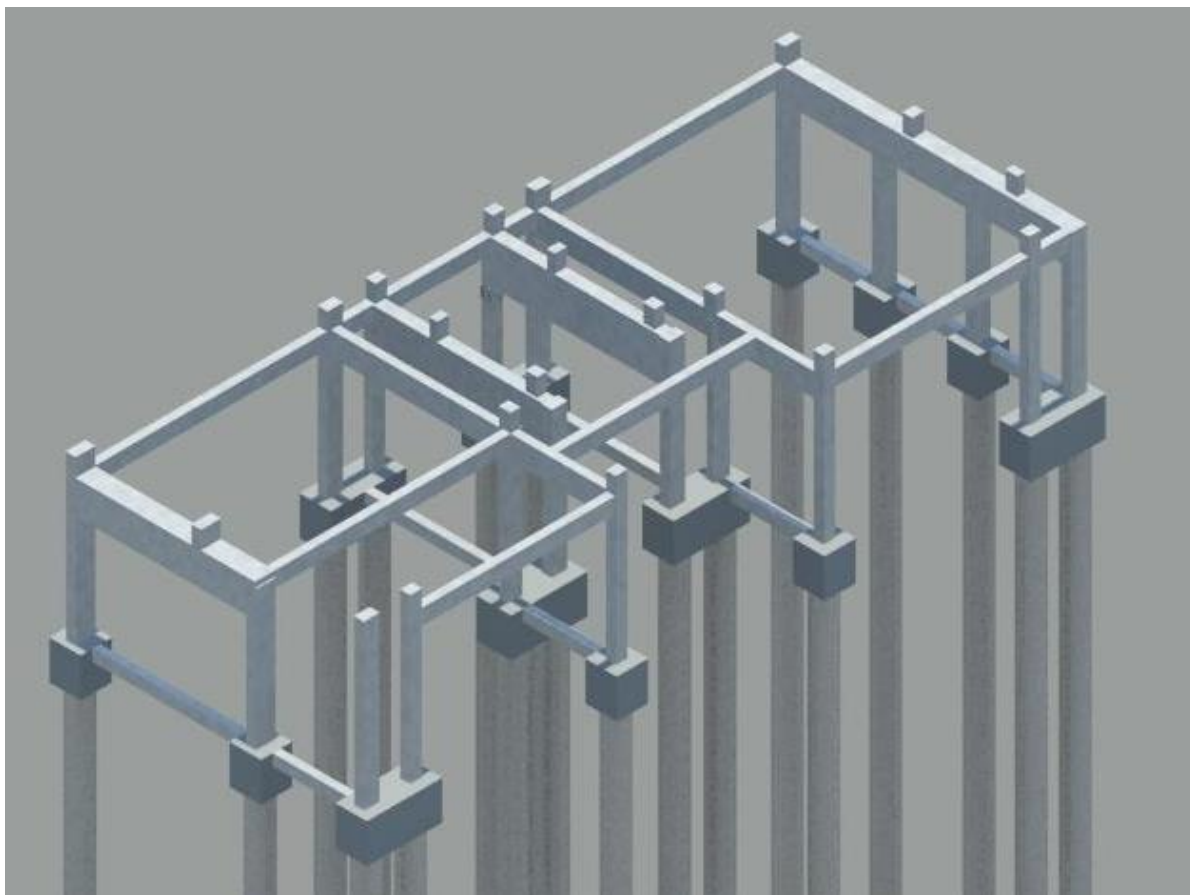


Figura 16: Perspectiva da estrutura do edifício (apenas pilares e vigas) com destaque para o pavimento térreo

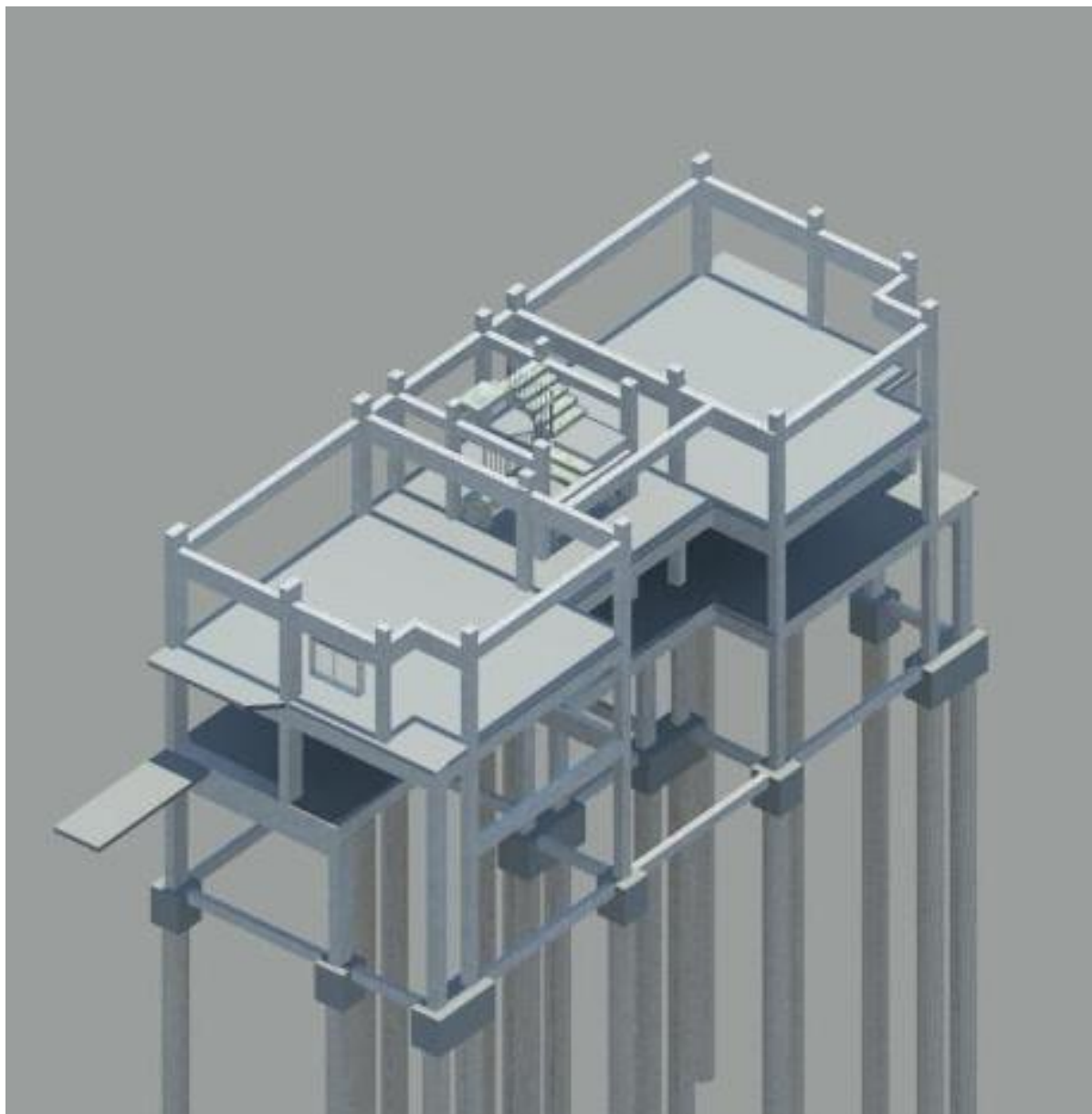


Figura 17: Perspectiva da estrutura do edifício com destaque para as vigas do segundo pavimento

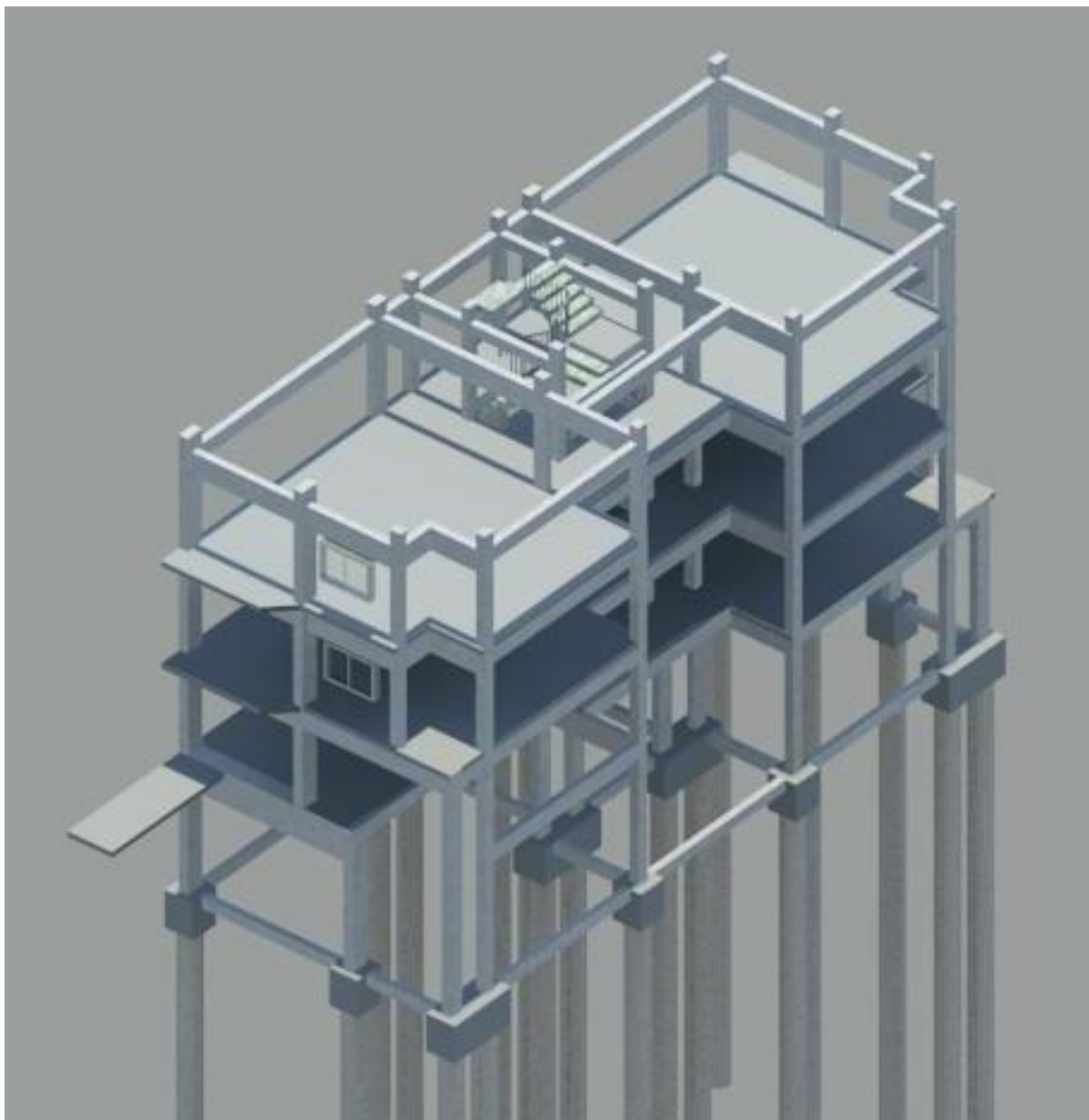


Figura 18: Perspectiva da estrutura do edifício com destaque para o terceiro pavimento

3.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

O edifício em estudo apresenta dificuldades de concepção da estrutura, de forma a se compatibilizar com o projeto arquitetônico. As restrições impostas à locação de alguns pilares no subsolo (garagem) e no térreo obriga o projetista de estruturas a conceber vigas de transição.

Para a etapa de pré-dimensionamento da estrutura, portanto, as vigas de transição são calculadas apenas no final, quando já se conhecem os carregamentos da estrutura como um todo.

Serão ao todo 5 vigas de transição, uma delas locada no primeiro pavimento e as outras no nível térreo.

O roteiro dos cálculos se deu de maneira a primeiramente se calcular, através de um processo iterativo, a espessura das lajes e se atribuir uma altura para as vigas do edifício (com exceção das vigas de transição) com base nos vãos a se vencer. Também foi calculado nessa etapa as lajes nervuradas. Com isso, através de outro processo iterativo, foram obtidas as dimensões dos pilares e finalmente, calculadas as alturas das vigas de transição, através de uma expressão simplificada.

Foram utilizadas hipóteses simplificadoras, bem como expressões simplificadas e considerações sobre alguns parâmetros relevantes de projeto, visando simplificar o procedimento e facilitar o entendimento do mesmo.

Um resumo do processo é apresentado no fluxograma da Figura 19:

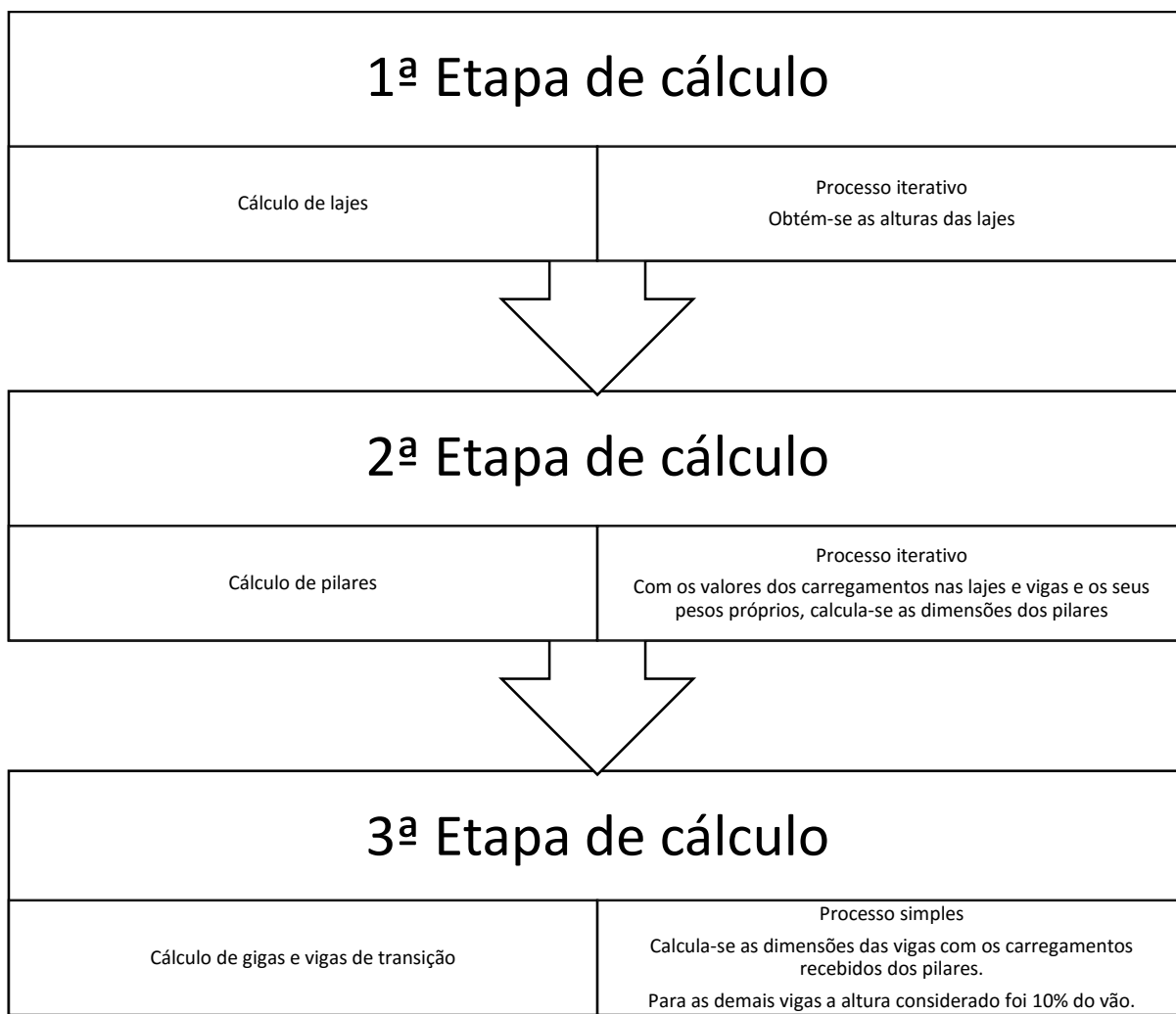


Figura 19: Fluxograma do roteiro de cálculo para o pré-dimensionamento

3.5.1. PRESSUPOSTOS

Para fins de análise visando o dimensionamento estrutural o concreto pode ser considerado isotrópico e homogêneo. Os processos utilizados são próximos ao comportamento da estrutura em regime elástico linear.

A resistência do concreto adotada foi de 25 MPa, exceto para a fundação que se utilizou 20MPa, principalmente por conta da necessidade de se utilizar vigas de transição, que representam dificuldades de compatibilização com a arquitetura do edifício. Reduzindo as alturas das vigas, estas representariam um menor impacto sobre o pé direito no andar térreo, no subsolo, e especialmente na rampa de entrada da garagem, que possui limitações de altura livre para circulação de veículos.

Foram ainda admitidos, segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

- a. Manutenção da seção plana após a deformação, em faixas suficientemente estreitas;
- b. Representação dos elementos por seu plano médio;
- c. Separação virtual entre lajes e vigas, permitindo seu cálculo separadamente;
- d. Consideração das vigas como sendo apoios indeslocáveis;
- e. Consideração das reações das lajes sobre as vigas como sendo uniformemente distribuídas.

3.5.2. PROCEDIMENTO PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES

O primeiro procedimento a ser tratado é o de cálculo da altura das lajes. Este valor deve respeitar as condições de estado limite último e de serviço (ELU e ELS, respectivamente) encontrados na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Foi calculada a altura para uma laje do tipo maciça, engastada em apenas uma direção, o que permite tratá-la como viga (elemento unidimensional).

O procedimento para as lajes maciças consiste em estimar os momentos atuantes, de acordo com os carregamentos recomendados na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) e com um valor inicial

atribuído para a altura de laje, e em sequência, verificar se essa altura atende os critérios de segurança para flecha admissível do vão. Dessa expressão resulta uma nova altura de laje, e o procedimento se repete. Após algumas iterações, verifica-se a convergência desse valor.

A Equação 1 foi recomendada pelo professor Graziano e aproxima o valor da flecha em um elemento estrutural unidimensional solicitado por momento fletor no instante 0:

Equação 1

$$v_0 \sim \frac{M_k * l^2}{10 * I * E_c}$$

Onde:

M_k = Momento fletor característico aplicado ao elemento estrutural[kN.m];

l = Largura do vão[m];

I = Momento de inércia da seção[m⁴];

E_c = Módulo de elasticidade secante do concreto[kN/m²].

O módulo de elasticidade secante é obtido através da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) pela Equação 2:

Equação 2

$$E_c = 0,85 * 5600 * f_{ck}^{0,5}$$

Onde:

f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão[MPa].

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) limita a flecha do vão em 250 avos da sua largura, para deslocamentos visíveis locais.

Limitando-se a flecha em 500 avos da largura do vão, obtém-se a Equação 3:

Equação 3

$$v_0 \leq \frac{l}{500}$$

Onde:

v_0 = Flecha no instante $t=0$.

Considerando-se a Equação 4, da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

Equação 4

$$v_f = v_0 * (1 + \alpha_f)$$

Onde:

α_f = Coeficiente.

Aproximando-se α_f por 1, para $t \geq 70$ meses, obtém-se a Equação 5:

Equação 5

$$v_f \cong 2 * v_0 \leq \frac{l}{250}$$

Onde:

v_f = Flecha no instante $t=\infty$.

Sendo o momento de inércia calculado pela Equação 6:

Equação 6

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Onde:

b = Base da seção retangular;

h = Altura da seção retangular;

I = Momento de inércia da seção retangular.

Isolando-se h na Equação 1 e combinando com a Equação 5, tem-se a Equação 7:

Equação 7

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{480 * M_k * l}{E_c}}$$

Onde:

M_k = Momento solicitante característico[kN.m/m].

A Equação 8 foi utilizada para cálculo de momento fletor atuante na laje, entendendo-se que seu comportamento, por ser engastada apenas em uma direção, se assemelha ao de uma viga:

Equação 8

$$M_k = \frac{p * l^2}{8}$$

Onde:

p = Carga distribuída na laje.

Para o cálculo da carga distribuída, foi utilizada a Equação 9:

Equação 9

$$p = G + Q * \gamma_1$$

Sendo:

G = Cargas de peso próprio;

Q = Cargas acidentais;

γ_1 = Coeficiente de ponderação das ações.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) recomenda o valor de 1,4 para γ_1 .

3.5.3. PROCEDIMENTO PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PILARES

O segundo procedimento é o de cálculo das dimensões dos pilares. Inicialmente foi arbitrada uma seção típica para cada pilar, apenas como solução inicial para a primeira interação do método descrito a seguir.

Foram também calculadas as áreas de influência de cada pilar, assim como as cargas atuantes nestas áreas e conseqüentemente a carga que chega em cada um dos pilares, como descrito anteriormente.

Assim sendo, a interação feita em Microsoft Excel consistiu em somar ponto a ponto de cada pilar, desde o topo do terceiro pavimento até o pé do pilar na fundação, as cargas que se somavam a eles.

Com a seção de cada pilar definida, a contribuição do peso próprio do pilar a cada pavimento é conhecida. As cargas que chegam em cada um dos pilares é função da área de influência de cada pilar, e consequentemente das cargas atuantes na laje e nas vigas de borda, assim como eventualmente a contribuição de uma viga de transição. Este último caso ocorre apenas para os pilares P.1, P.9, P.16, P.22, P.3, P.11, P.4, P.12, P.6, P.14, P.15 e P.21.

O Procedimento foi iniciado com a somatória de cargas a partir do topo do pilar, no terceiro pavimento. O pilar recebe a carga das vigas da cobertura, ou seja, no topo do pilar há apenas as cargas referentes à cobertura. Seguindo em direção ao nível do terceiro pavimento, o pilar é acrescido de seu peso próprio, tendo então na base do pilar, no nível do terceiro pavimento a soma das cargas anteriores, da cobertura, com a carga do peso próprio do pilar.

Logo abaixo, no topo do segundo pavimento, ou seja, abaixo as vigas do terceiro pavimento, o pilar já recebeu as cargas referentes ao terceiro andar. Sendo assim, as cargas solicitantes no topo do segundo andar é a somatória das cargas da cobertura, do peso próprio do pilar referente a um nível, e as cargas do pavimento do terceiro andar, e assim por diante.

Esta sequência ocorre com a maioria dos pilares, porém, nas situações em que o pilar se apoia em uma viga foi considerado que a carga deste pilar é transferida proporcionalmente para os apoios desta viga, de acordo com a distância dos apoios ao ponto de aplicação da carga. Quanto mais próximo o ponto de aplicação da carga está do apoio da viga de transição, maior será a contribuição deste pilar, para este apoio.

Estas forças que são recebidas pelas vigas foram também utilizadas para o pré-dimensionamento das vigas de transição.

Outra exceção foram os pilares das escadas que além de suportá-las também suportam a carga da caixa d'água. Para estes pilares a somatória de carga começa no topo da cobertura, pois é onde estes pilares recebem esta carga somada

a carga do peso próprio dos pilares que estão entre a caixa d'água e o topo do terceiro andar.

Com a somatória das cargas no pé de cada pilar, no subsolo, temos então a força normal solicitante neste ponto, o ponto mais carregado axialmente.

O fator de segurança utilizado para esta etapa foi de 1.4 para todas as cargas. Ou seja, multiplicando-se a normal solicitante pelo fator de segurança temos então, a normal solicitante de cálculo.

A expressão a ser utilizada foi recomendada pelo prof. Graziano se encontra na Equação 10:

Equação 10

$$N_{dr} = \frac{[(0,85 * f_{cd} + \rho_s * 42) * A_c]}{1,4 * (\frac{\lambda}{35})} \geq N_d$$

Sendo:

f_{cd} = Resistência à compressão de cálculo do concreto[MPa];

λ = Esbeltez do pilar;

A_c = Área da seção do pilar[cm²];

ρ_s = Taxa de armadura, estimada em 2%;

N_d = Normal de cálculo solicitante, obtida através da somatória dos carregamentos[kN];

N_{dr} = Normal de cálculo a ser resistida pelo pilar, obtida através de propriedades do mesmo[kN].

Com a menor dimensão inicial de todos os pilares padronizada em 20 cm, calculou-se o índice de esbeltez λ de acordo com a Equação 11:

Equação 11

$$\lambda = \sqrt{12} * \frac{2,8}{0,2} = 203,84$$

A porcentagem de aço foi considerada como 2% inicialmente, assim a partir da equação a seguir, pôde-se igualar a normal solicitante de cálculo com a normal

resistente de cálculo e encontrar, então, uma área de concreto que resista a esta normal solicitante.

Com a área resistente e a dimensão mínima de 20 cm encontra-se a outra dimensão, essa sempre maior que 19 cm.

A nova seção do pilar é utilizada para o novo cálculo da normal solicitante, pois a mudança na seção do pilar altera o peso próprio dele e consequentemente a carga na base do subsolo.

Calculou-se também o coeficiente de excesso (C_s) de cada pilar, pela razão entre a normal resistente de cálculo e a normal solicitante de cálculo, de modo que:

$$1,0 \leq C_s$$

Assim chegou-se a uma área ótima de concreto para cada pilar, com o coeficiente de excesso, C_s , próximo a 1,0. A partir desses valores de base e altura de seção, novos valores foram adotados de maneira a viabilizar a execução da forma na obra, sempre garantindo que o C_s fosse superior a 1,0.

3.5.4. PROCEDIMENTO PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

Com as dimensões dos pilares fixadas, procedeu-se o cálculo das dimensões das vigas de transição.

Foi utilizada a Equação 12:

Equação 12

$$\mu = \frac{M_d}{0,85 * f_{cd} * b * d^2} \leq 0,17$$

Onde:

μ = Momento fletor reduzido (adimensional);

f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto[MPa];

b = Largura da viga[cm];

d = Altura útil[cm];

M_d = Momento de cálculo[kN.cm].

Foi considerado $h = 0,9d$, conforme recomendação do material didático do curso PEF2303.

Foi atribuído o valor de 0,17 para o adimensional μ , considerado conservador, adequado para o processo de pré-dimensionamento, conforme recomendação do orientador.

São 29 pilares no total. Sua distribuição e nomenclatura estão representados em anexo, bem como as vigas de transição.

Geraram-se 4 diferentes grupos de pilares, como resumido na Tabela 9:

Tabela 9: Tabela de agrupamento prévio dos pilares

20x30	25x30	25x40	25x50
P7	Pe.1	P2	P1
P8	Pe.2	P5	P9
P24	P3	P6	
P25	P4	P10	
	P17	P11	
	P18	P12	
	P20	P13	
	P23	P14	
	P26	P15	
	P27	P16	
		P19	
		P21	
		P.22	

Como foi considerado que a viga de transição teria uma largura de pelo menos 10 cm a mais que o comprimento perpendicular do pilar que nasce nela, para garantir que caso houvesse uma imprecisão na execução das peças em obra, o pilar continuaria de apoiando integralmente na viga de transição, optou-se pela inversão do sentido desses pilares, deixando-os com a maior dimensão paralela ao comprimento da viga de transição. Com isso notou-se também a melhora arquitetônica em alguns pontos, como é o caso do P23, P25 e P24.

Assim, todos os pilares foram revistos, um a um, sempre interpretando o resultado numérico da seção com o posicionamento dos pilares nas áreas do apartamento, alterando os valores de suas dimensões de maneira a garantir uma melhor distribuição do pilar na planta, garantindo sempre a área de concreto e o coeficiente de segurança.

Os pilares que recebem as vigas de transição foram dimensionados de modo a garantir que pelo menos uma de suas dimensões fosse maior ou igual a largura da viga de transição que se apoia nele.

A seguir a tabela 10 de transferência de cargas entre os pilares, para a interação final, assim como os dados de cada pilar finalizado e os resumos das seções concluídas dos pilares.

Tabela 10: Tabela de transferência de carga entre os pilares e coeficientes de segurança

Pilar	a	b	Área	Lâmbda	Pé direito	Nsd	Ndr	Cs
P01	0,25	0,5	0,125	38,8	2,8	122,9	472,1	3,84
P02	0,25	0,4	0,1	38,8	2,8	878,3	983,5	1,12
P03	0,25	0,3	0,075	38,8	2,8	742,1	762,2	1,03
P04	0,25	0,3	0,075	38,8	2,8	742,1	762,2	1,03
P05	0,25	0,4	0,1	38,8	2,8	879,5	983,5	1,12
P06	0,25	0,4	0,1	38,8	2,8	628,2	983,5	1,57
P07	0,2	0,3	0,06	48,5	2,8	431,5	472,1	1,09
P08	0,2	0,3	0,06	48,5	2,8	431,5	472,1	1,09
P09	0,25	0,5	0,125	38,8	2,8	523,4	1229,3	2,35
P10	0,25	0,3	0,075	38,8	2,8	690,2	737,6	1,07
P11	0,25	0,4	0,1	38,8	2,8	600,5	983,5	1,64
P12	0,25	0,4	0,1	38,8	2,8	600,5	983,5	1,64
P13	0,25	0,3	0,075	38,8	2,8	688,4	737,6	1,07
P14	0,25	0,4	0,1	38,8	2,8	458,7	983,5	2,14
P15	0,25	0,4	0,1	38,8	2,8	410,2	983,5	2,40
P16	0,2	0,3	0,06	88,5	2,8	110,5	472,1	4,27
P17	0,25	0,3	0,075	38,8	2,8	740,1	737,6	1,00
P18	0,25	0,3	0,075	38,8	2,8	534,1	737,6	1,38
P19	0,25	0,3	0,075	38,8	2,8	577,5	737,6	1,28
P20	0,2	0,3	0,06	48,5	2,8	739,1	737,6	1,00
P21	0,25	0,4	0,1	38,8	2,8	77,1	983,5	12,76
P22	0,25	0,3	0,075	38,8	2,8	703,6	737,6	1,05
P23	0,25	0,3	0,075	38,8	2,8	601,4	737,6	1,23
P24	0,2	0,3	0,06	48,5	2,8	158,2	472,1	2,98
P25	0,2	0,3	0,06	48,5	2,8	210,5	472,1	2,24
Pe1	0,25	0,3	0,075	38,8	2,8	510,8	737,6	1,44
Pe2	0,25	0,3	0,075	38,8	2,8	510,8	737,6	1,44

Tabela 11: Tabela-resumo dos pilares

20x30	25x30	25x40	25x50
P7	Pe.1	P2	P1
P8	Pe.2	P5	P9
24	P3	P6	
25	P4	P10	
	P17	P11	
	P18	P12	
	P20	P13	
	P23	P14	
	P26	P15	
	P27	P16	
		P19	
		P21	
		P.22	

As vigas de transição foram nomeadas de acordo com a Figura 54. Na Tabela 12 se encontra um resumo dos cálculos para as vigas de transição.

Tabela 12: Tabela-resumo das vigas de transição

Viga	B (cm)	H (m)	Carga de cálculo Pontual 1 (kN)	Carga de cálculo Pontual 2 (kN)
VT1	50	0,86	703,6	0
VT2	40	0,45	158,2	0
VT3	30	1,08	431,5	510,8
VT4	30	1,08	431,5	510,8
VT5	40	0,77	601,4	210,5

3.6. MODELAGEM ESTRUTURAL NO SOFTWARE STRAP

A estrutura do edifício foi modelada em software STRAP2013. Os pilares e as vigas foram representados por barras e as lajes foram representadas por malhas de elementos.

Inicialmente, no programa STRAP, foram definidos os nós. Neste caso os nós representam os encontros entre membros, como por exemplo o encontro entre um pilar e uma viga, ou o encontro entre duas vigas ou até mesmo o encontro entre o pilar e o apoio.

As coordenadas dos nós foram definidas por sistema de coordenada global, em que a origem do sistema de coordenadas se deu no limite sudoeste do terreno, no nível do subsolo. As coordenadas foram geradas através do programa AUTO-CAD 2013.

As coordenadas dos nós coincidem com as coordenadas do centro geométrico da seção do pilar e do centro geométrico da seção da viga.

Após a definição da posição dos nós, as barras que representam os pilares e as vigas puderam ser definidas e os elementos de malha foram gerados representando as lajes. A malha de elementos que representa as lajes foi desenhada por quadrados de lado 15 cm.

Apoios engastados foram inseridos nas bases dos pilares do subsolo para representar a fundação, mesmo que essa ainda não tenha sido definida. Assim será possível verificar a força axial e os momentos nas duas principais direções dos pilares para posteriormente definir o tipo de fundação.

Os eixos do programa são ortogonais entre si, sendo o eixo X1 na direção longitudinal ao edifício, a direção X2 transversal e a direção X3 ao longo da altura da edificação.

3.6.1. GEOMETRIA DAS BARRAS

A geometria das barras foi definida a partir do pré-dimensionamento dentro dos critérios normativos, e inserida no programa de acordo com a Figura 20:

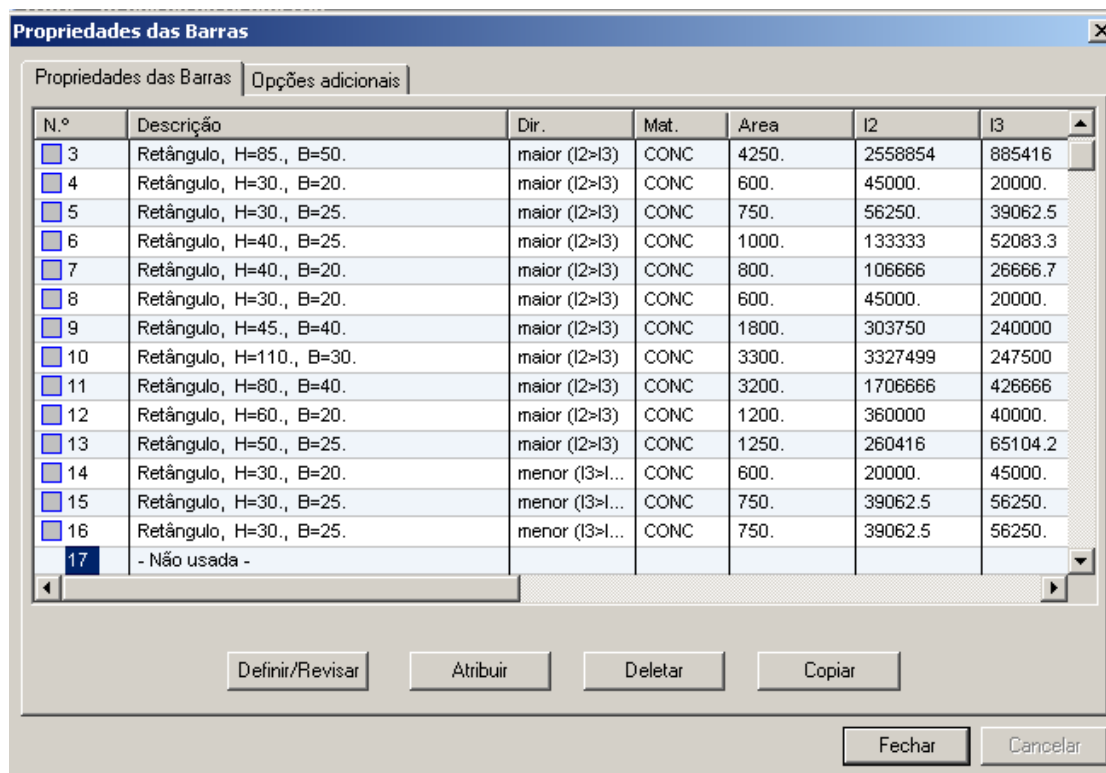


Figura 20: Propriedades das barras

A primeira coluna representa numericamente a propriedade da barra. A segunda coluna apresenta a descrição e as dimensões das barras. As outras colunas representam os materiais, a área da seção transversal e os momentos de inércia de cada uma das barras.

As ligações entre vigas e pilares foram modeladas como engastamento, porém para as ligações entre vigas decidiu-se por liberar os momentos M2 e M3 para não gerar torção na viga que recebe os esforços. Para isso foi usada uma rótula na extremidade da viga que se apoia, como é possível verificar na Figura 21 e Figura 22:

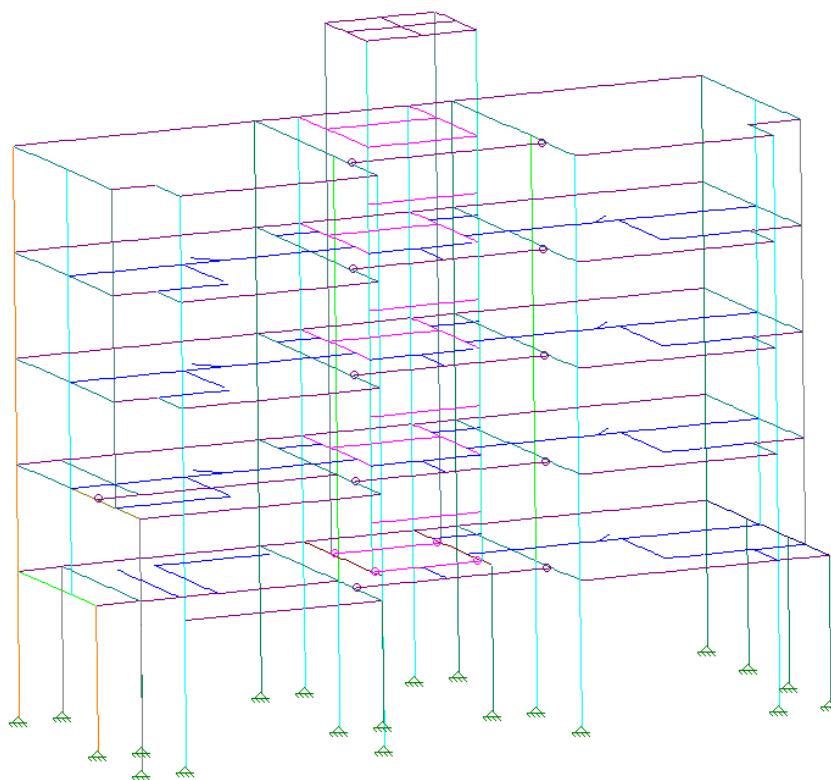


Figura 21: Perspectiva com rótulas entre as vigas

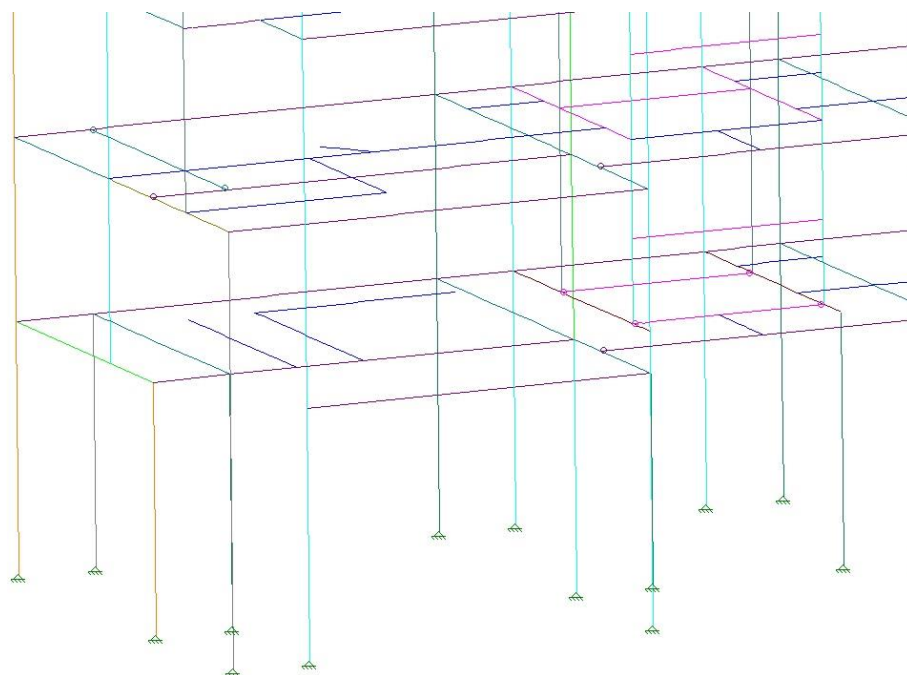


Figura 22: Detalhe das rótulas entre as vigas

Algumas barras sem dimensões (barras fictícias) foram definidas para que pudessem ser carregadas com a carga de alvenaria, uma vez que o programa só permite o carregamento em nó, em barra ou em elemento. Essas barras definidas com a propriedade "D" seguiram o "layout" das paredes internas dos pavimentos.

As seções das barras definidas anteriormente estão detalhadas na Figura 23:

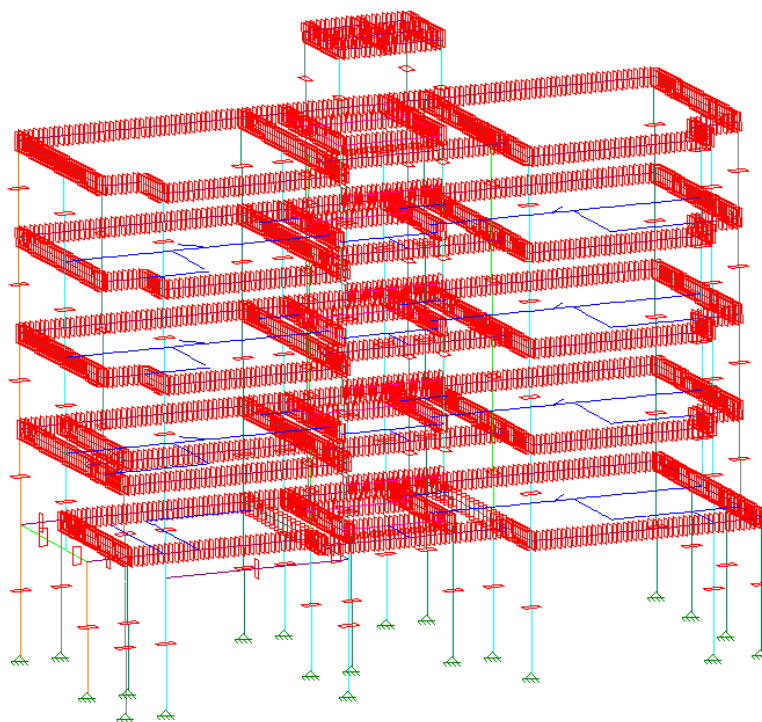


Figura 23: Perspectiva da orientação das seções das barras

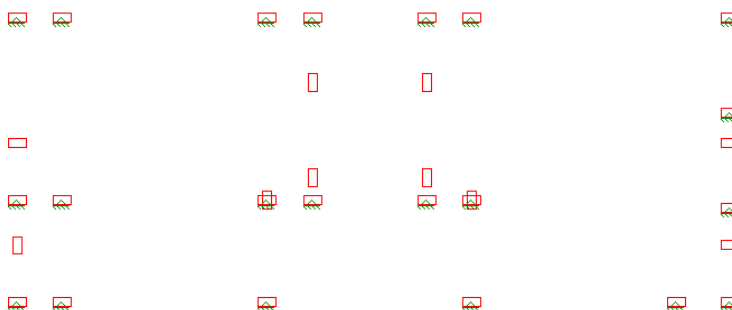


Figura 24: Orientação das seções dos pilares em planta

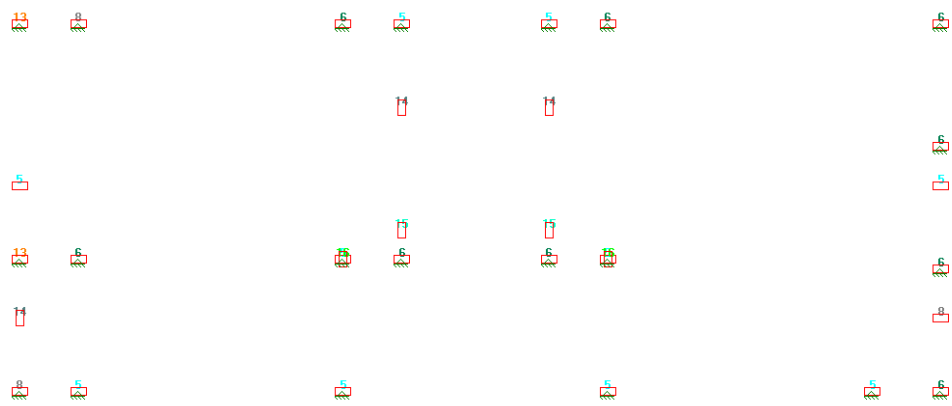


Figura 25: Orientação das seções dos pilares em planta e suas propriedades

3.6.2. ELEMENTOS FINITOS

Os elementos foram definidos com duas propriedades diferentes. As lajes moldadas em loco foram definidas com a propriedade 1 (azul) e apresenta espessura de 12 cm.

As lajes nervuradas (com propriedade 2, vermelha) apresentam espessura de 20 cm, porém com peso equivalente ao de lajes maciças com alturas equivalentes de 15 cm.

Na Figura 26, a perspectiva do edifício.

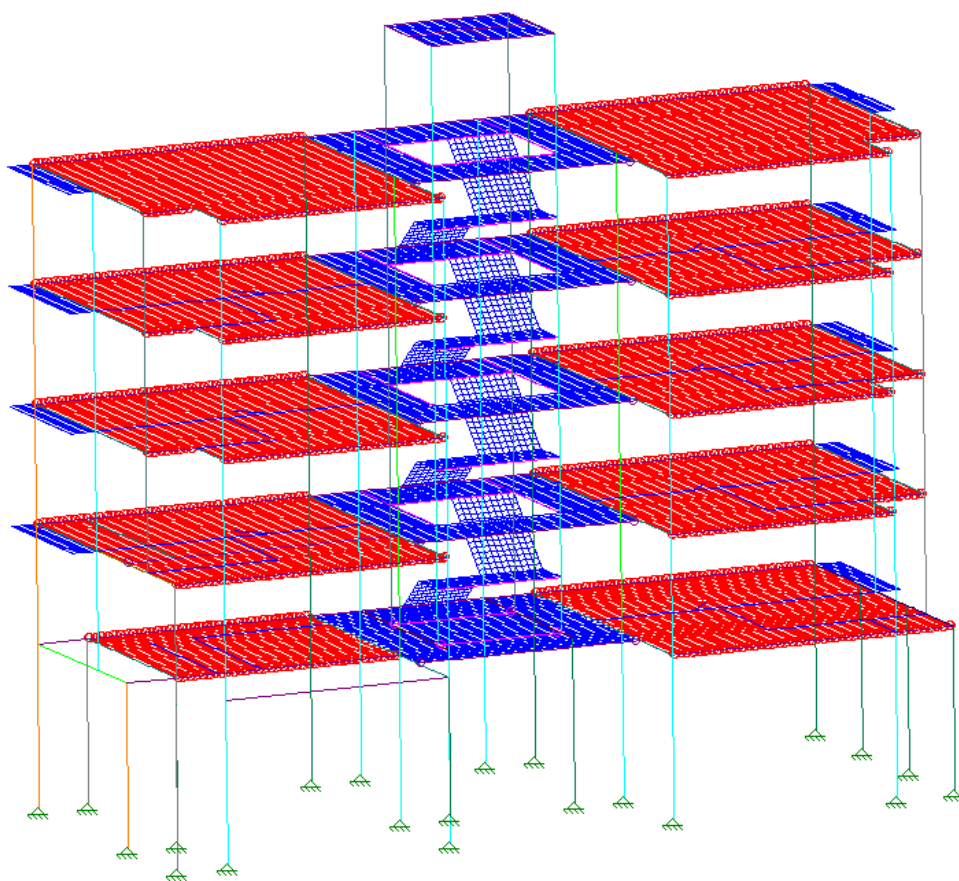


Figura 26: Perspectiva do edifício com as lajes

Com isso, a geometria do modelo foi finalizada.

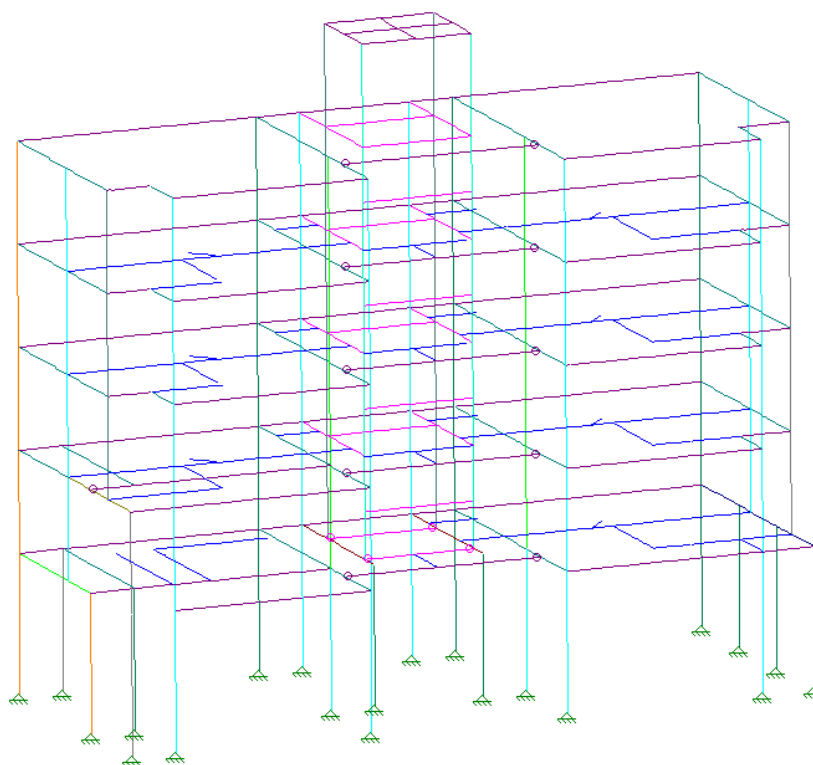


Figura 27: Geometria do modelo sem as lajes

3.6.3. CARREGAMENTOS

Os carregamentos considerados para o pré-dimensionamento das peças seguiram a NORMA NBR 6120. A seguir estão detalhados os carregamentos considerados:

A. Peso próprio

•Pilares

G_{1p} :

Equação 13

$G_1 = A \cdot h \cdot \gamma_c$, [kN] onde

A é a área da seção do pilar[m²];

h é a altura do pilar[m]

γ_c é o peso específico do concreto (25 kN/m³).

- Vigas

G1v:

Equação 14

$G1v = A \cdot L \cdot \gamma_c$,[kN] onde

A é a área da seção da viga[m²];

L é o comprimento da viga[m]

γ_c é o peso específico do concreto (25 kN/m³).

- Lajes

G1l:

Equação 15

$G1l = h \cdot \gamma_c$,[kN/m²] onde

h é a espessura equivalente da laje[m];

γ_c é o peso específico do concreto (25 kN/m³).

O peso próprio é definido pelo próprio programa, uma vez que as dimensões e o material das barras já estão definidos em propriedades. Assim como carregamento global o peso de cada peça é distribuído ao longo da barra, uniformemente, na direção contrária a X3.

Na Figura 28 se encontra a saída do programa para os pesos próprios.

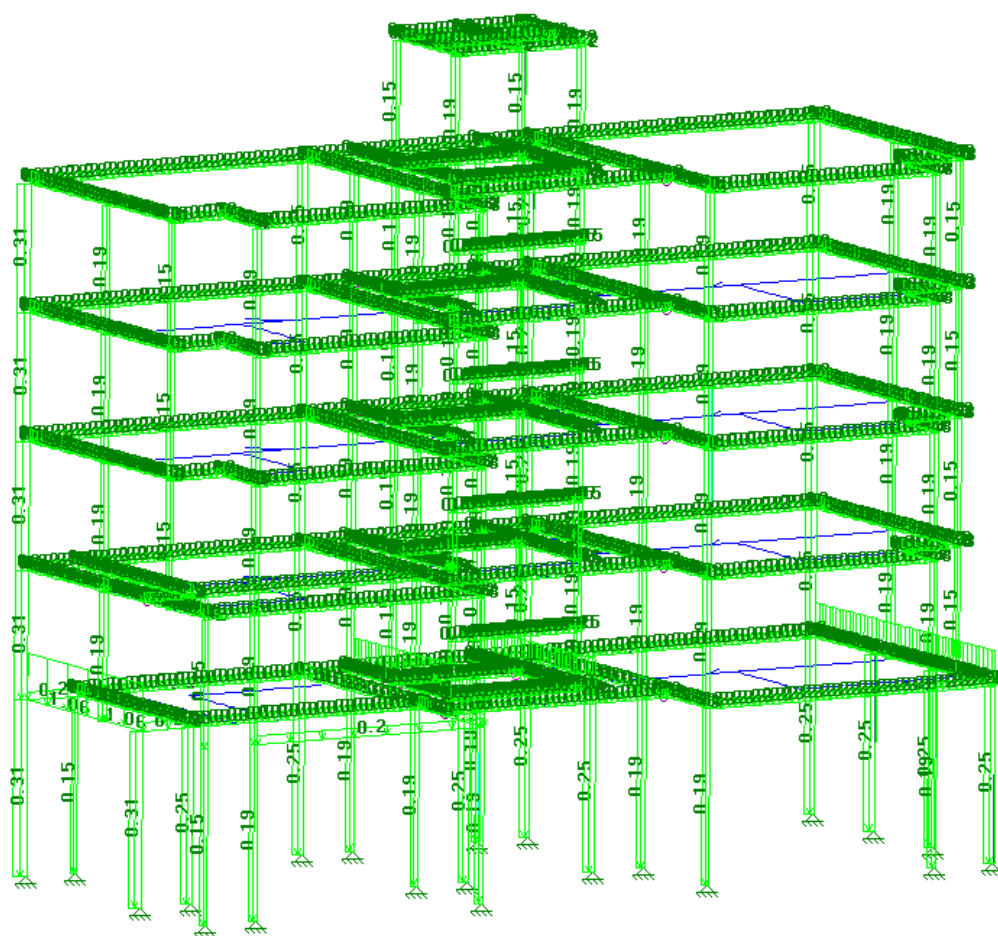


Figura 28: Perspectiva dos pesos próprios dos pilares e das vigas

B. Alvenaria

A carga de alvenaria foi introduzida apenas onde, de fato, havia parede em planta. O pé direito considerado foi de 2.8m e a espessura do bloco considerada foi de 20 cm para as paredes externas, mais 4 cm de revestimento, resultando em 24cm de espessura da parede.

Equação 16

$G_{2parext} = t.h.\gamma_b$, onde

t é a espessura da parede [0.24 m];

h é a altura do pé direito [2.8 m];

γ_b é o peso específico do bloco (12 kN/m³);

Equação 17

$$G_{2parext} = 8,0 \text{ kN/m}$$

Para as paredes internas, a espessura considerada das paredes foi de 14 cm com revestimento de 3 cm, resultando numa espessura final de 17 cm. Assim temos:

Equação 18

$$G_{2par \text{ int}} = t \cdot h \cdot \gamma_b, \text{ onde}$$

t é a espessura da parede [0.17 m];

h é a altura do pé direito [2.8 m];

γ_b é o peso específico do bloco (12 kN/m³);

Equação 19

$$G_{2par \text{ int}} = 5,88 \text{ kN/m}$$

Na Figura 29 se encontram representadas as cargas de alvenaria, da saída do programa STRAP.

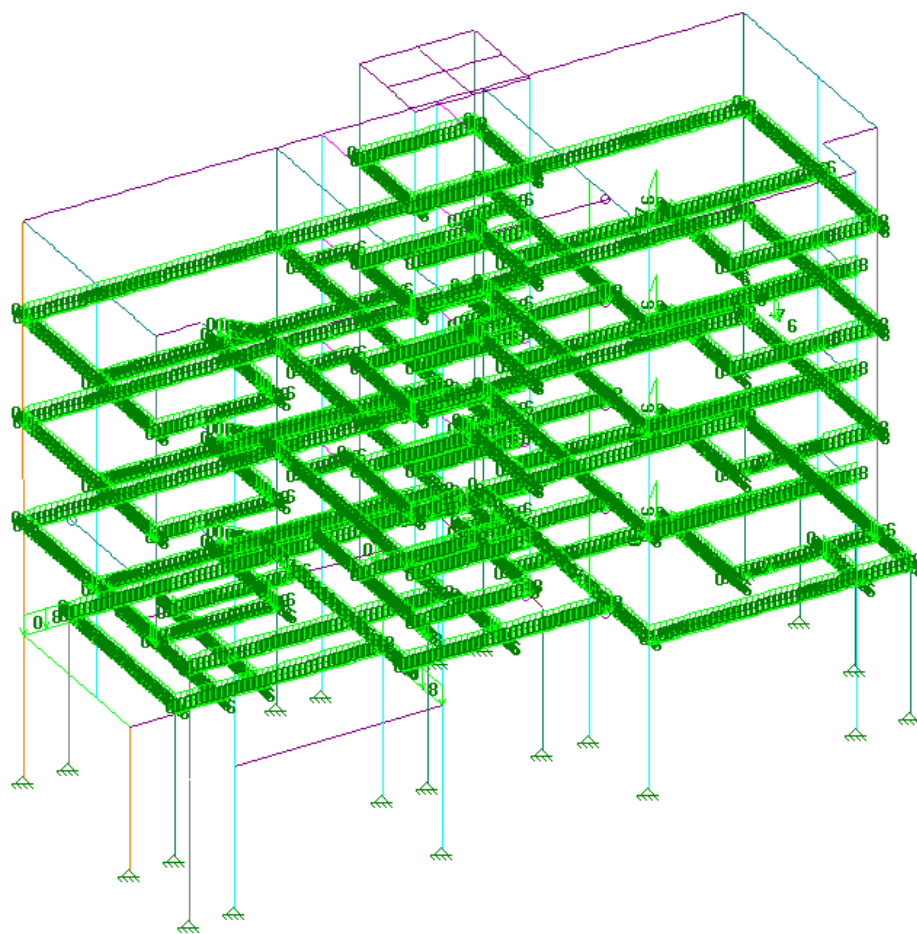


Figura 29: Perspectiva das cargas de alvenaria

C. Sobrecarga

A sobrecarga foi considerada como carga distribuída uniformemente sobre as lajes (carga sobre elementos), estando a saída do programa representada na Figura 30.

Equação 20

$$Q1 = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

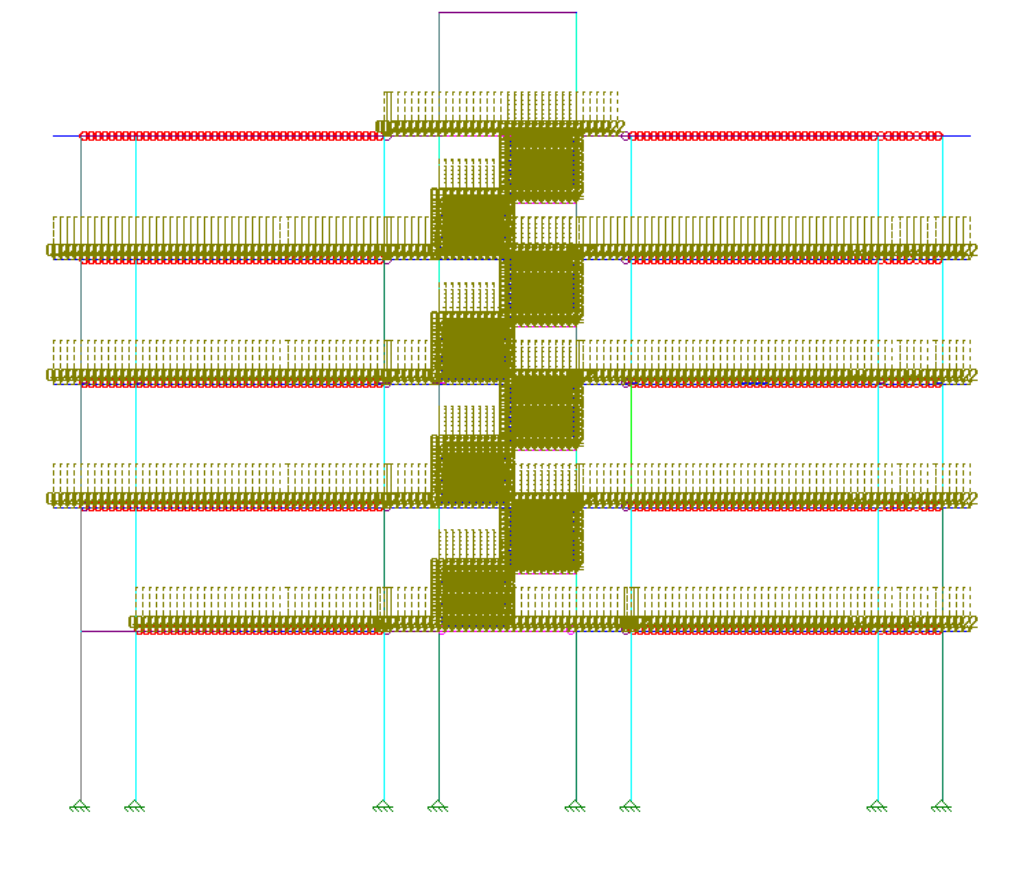


Figura 30: Sobrecarga na edificação

D. Caixa d'água

A caixa d'água terá capacidade de 5,25 m³, desta forma a resultante desta carga será de 52,5 kN. Esta carga foi distribuída ao longo das vigas que sustentam a caixa d'água, por um comprimento equivalente de 3,75 m, uma vez que a caixa d'água apresenta um diâmetro de 1,85m. Assim, a carga linearmente distribuída G3, representada na Figura 31, tem o valor de 14 kN/m.

Equação 21

$$G3 = \frac{52,5}{3,75} = 14 \text{ kN/m}$$

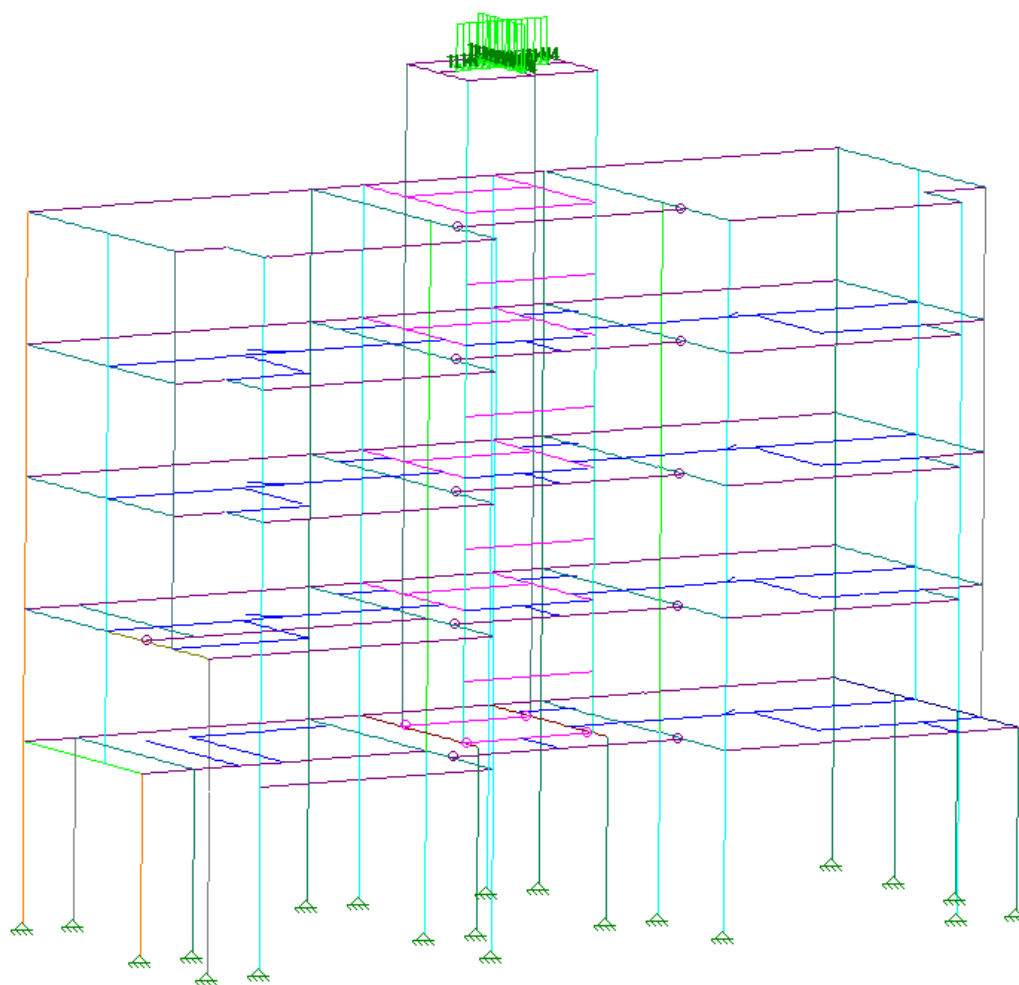


Figura 31: Perspectiva das cargas distribuídas nas vigas pela caixa d'água

E. Revestimento

O revestimento foi considerado uniformemente distribuído sobre os elementos, representado na Figura 32.

Equação 22:

$$G4 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

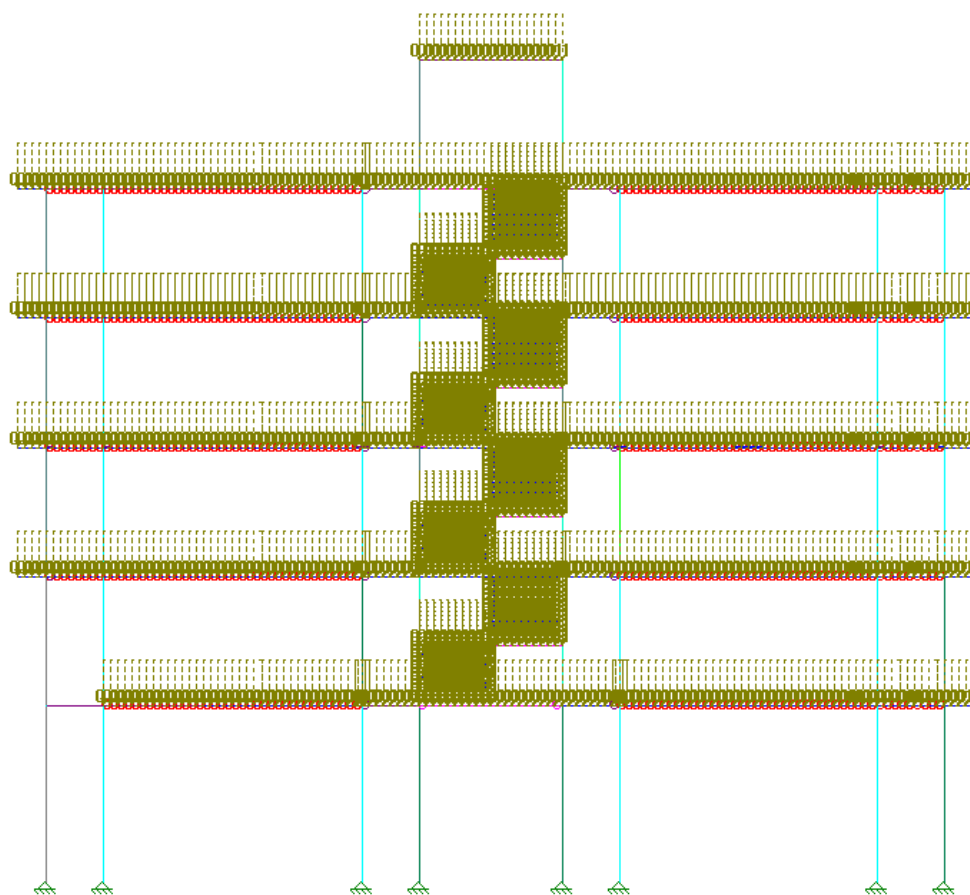


Figura 32: Carga do revestimento na edificação

F. Vento

A carga de vento foi considerada segundo a norma NBR-6123, a qual pressupõe que todas as estruturas devem ser verificadas ao vento, da seguinte forma:

Equação 23

$$Q_v = C_a \cdot q \cdot A \quad \text{onde,}$$

Q_v é a força do vento (kN);

C_a é o coeficiente de arrasto;

q é a pressão dinâmica (kN/m²);

A é a área (m²);

Equação 24

$$q = 0,61 \cdot V_k^2 \text{ onde,}$$

V_k é a velocidade característica do vento (m/s), dada por:

Equação 25

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \text{ onde,}$$

V_o é a velocidade básica do vento no local (42 m/s);

S_1 é o fator topográfico ;

S_2 é o fator de forma e de rugosidade da edificação;

S_3 é o fator estatístico;

O empreendimento fica localizado no interior do estado de São Paulo, na cidade de Bragança Paulista, desta forma, pôde-se considerar o V_k da região;

Assim o V_o adotado foi de 42m/s.

O fator S_1 , é o fator topográfico da região, consideramos o fator $S_1 = 1,0$. O fator de forma, S_2 , depende da forma do edifício e da rugosidade deste. O edifício em questão está classificado, segundo a norma NBR6123 como Classe A, referente a edificações que a maior dimensão não exceda 20m e categoria IV, referente a pequenas cidades e seus arredores.

Assim sendo, adotou-se o valor de $S = 0,9$.

O fator S_3 , o fator estatístico, foi adotado $S_3 = 1,0$.

Logo a velocidade V_k pôde ser calculada.

Equação 26

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Equação 27

$$V_k = 42 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1$$

$$V_k = 37,8 \text{ m/s, então}$$

Equação 28

$$q = 0,61 \cdot 37,8^2$$

$$q = 872 \text{ kN/m}^2, \text{ ou seja } q = 0,0872 \text{ tF/m}^2$$

O coeficiente de arrasto C_a depende da forma e da direção que o vento está atuando.

Os coeficientes de arrasto foram obtidos a partir do Ábaco - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência da ABNT NBR6123(1988), resultando em $C_a = 1,09$ para vento na direção X1 e $C_a = 1,28$ para vento na direção X2. A maior dimensão do edifício é de 20m e a menor dimensão é 7.5m e com a altura colaborante do edifício de 14m.

Já as áreas efetivas (A_e) foram consideradas para cada nível z , como esquematizado na Figura 33 e na Figura 34. Ou seja, para os níveis ($z=0m$) e ($z=14,0m$), a área efetiva, em vermelho, foi considerada metade do pé direito pela largura do edifício na dada direção e para os demais níveis, em azul, a multiplicação do pé direito total pela largura do edifício.

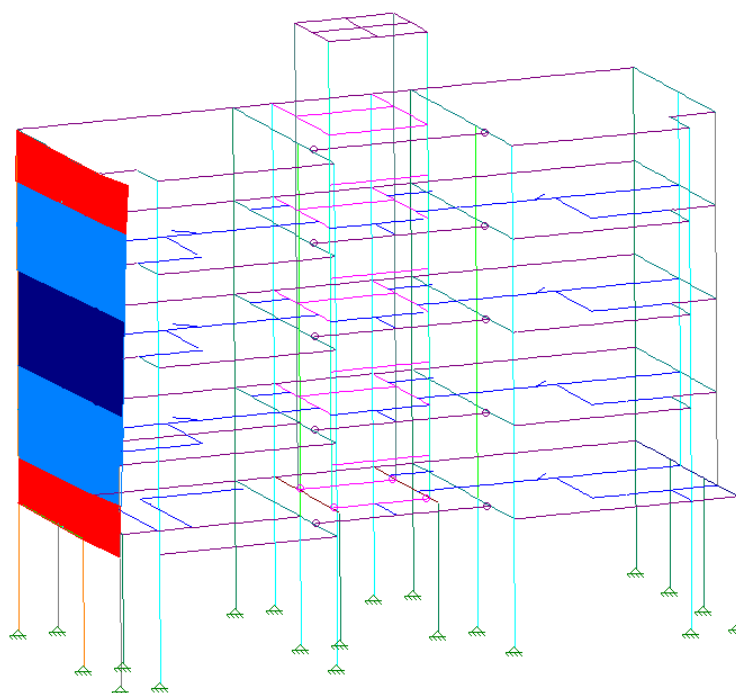


Figura 33: Áreas colaborantes para vento na direção X1

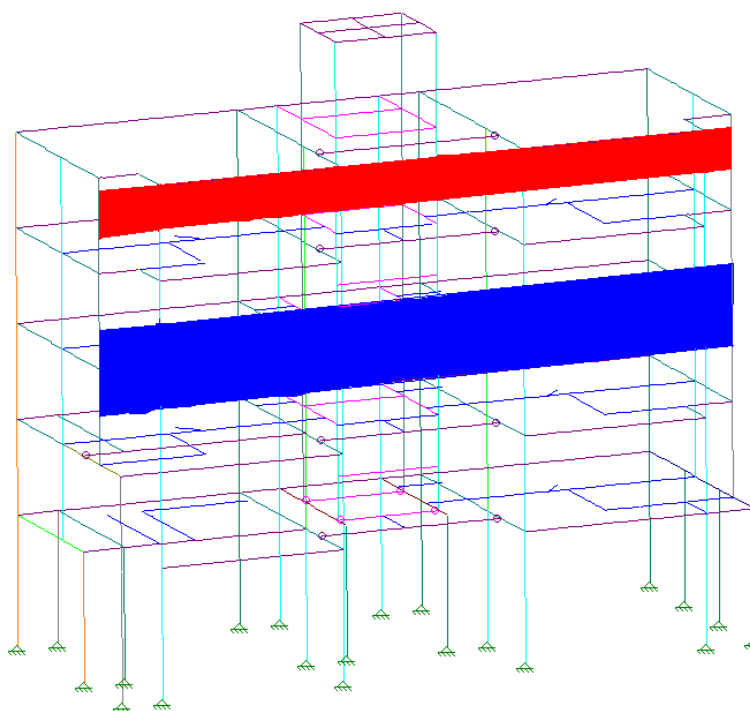


Figura 34: Esquema das áreas colaborantes para vento na direção X2 para a cota $z = 14$ m (vermelho) e 6.5 m (azul) acima do nível térreo

Apesar das áreas destacadas na figura acima serem apenas o trecho superior do terceiro pavimento, e o trecho entre o primeiro e o segundo, toda a fachada longitudinal foi considerada. A representação acima ilustra apenas uma das áreas consideradas para o trecho que apresenta meio pé direito colaborante, e um pé direito colaborante.

A força do vento encontrada ainda foi dividida pela quantidade de pórticos resistentes àquela ação. O vento que atua no sentido longitudinal do prédio é resistido por dois pórticos resistentes, já a força do vento que atua no sentido transversal ao edifício é resistida por quatro pórticos resistentes. As cargas de vento foram aplicadas concentradas no topo de cada pilar.

Tendo assim,

- Q_v Longitudinal 1= $0,44$ tF;
- Q_v Longitudinal 2= $0,88$ tF;
- Q_v Transversal 1= $0,96$ tF;
- Q_v Transversal 2= $1,9$ tF.

É necessário também considerar que o vento atue nos dois sentidos (sentido positivo e sentido negativo a cada uma das direções X1 e X2). Portanto, modelou-se os esforços dos ventos em todas as fachadas da edificação, simulando as quatro possíveis situações referentes a esse esforço.

Como mostram as imagens da Figura 35 à Figura 36.

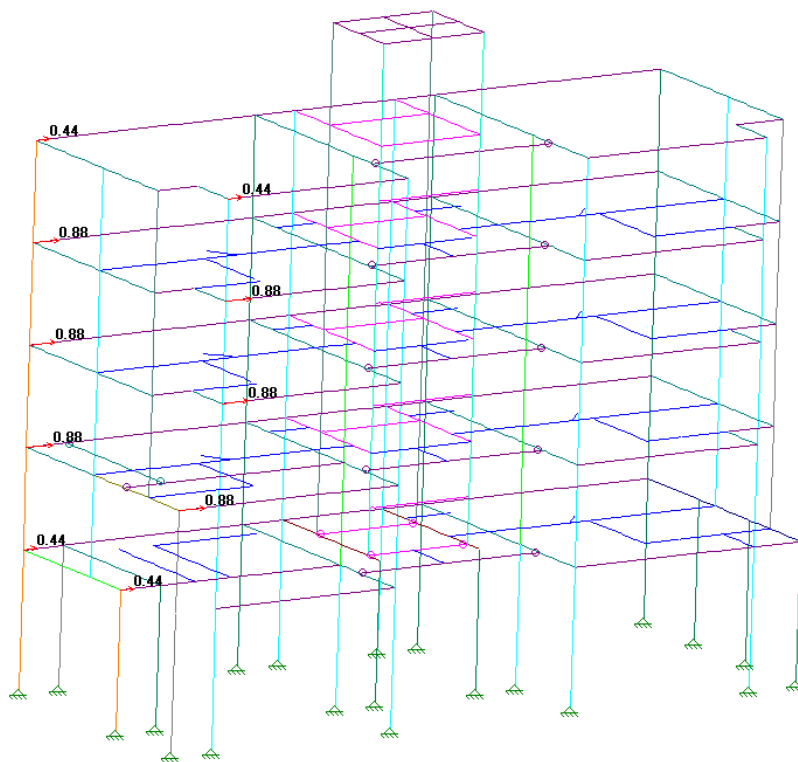


Figura 35: Perspectiva das cargas de vento em X1

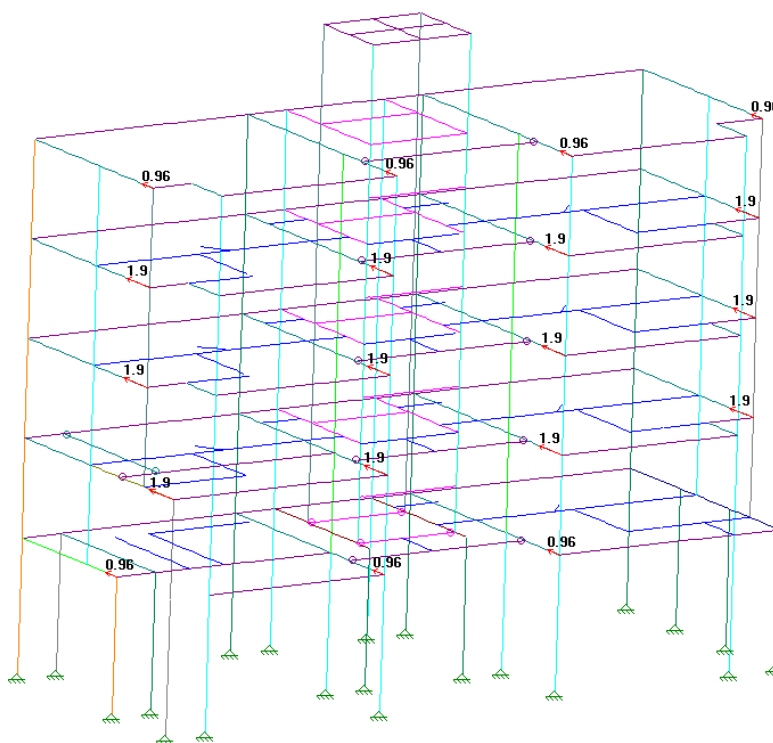


Figura 36: Perspectiva das cargas de vento em X2

3.6.4. COMBINAÇÕES

A partir da norma ABNT NBR 8681/2003 definimos três combinações para este estudo. A primeira delas é a combinação referente ao estado limite último, de ruptura, E.L.U, no qual considera os esforços de cálculo. As outras duas combinações consideradas referem-se ao estado limite de serviço, E.L.S, para a verificação dos deslocamentos, a primeira delas (combinação E.L.S A) considera a sobrecarga como esforço variável principal ($\psi_1 = 0,4$) e o vento como esforço secundário ($\psi_2 = 0,0$), e a segunda (E.L.S B) considera o vento como esforço variável principal ($\psi_1 = 0,3$) e a sobrecarga como esforço secundário ($\psi_2 = 0,3$), como explicado no quadro da Figura 37.

Nas combinações quase permanentes, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k})$$

Figura 37: Combinações quase permanentes

Para os carregamentos de vento foi formado um grupo de carregamentos, pois o vento atua em apenas uma direção e sentido por vez. Esse grupo então foi combinado com as demais cargas. O programa permite este tipo de facilidade, gerando assim para cada combinação (E.L.U, E.L.S A ou E.L.S B) quatro combinações de vento (VLongitudinal positivo, VLongitudinal negativo, VTransversal positivo e VTransversal negativo). Foram geradas, então, 12 situações a partir do arranjo entre o grupo “vento” e as três combinações.

Assim sendo, os valores dos coeficientes usados nas combinações são apresentado na Tabela 13:

Tabela 13: Tabela de combinações de ações

	Alvenaria Linear	Sobrecarga	Peso Próprio	Caixa d'água	Revestimento	Gupo Vento
ELU	1,35	$1,35 \cdot 0,5 = 0,75$	1,35	1,35	1,35	$1,4 \cdot 0,6 = 0,84$
ELS A	1	0,4	1	1	1	0
ELS B	1	0,3	1	1	1	0,3

3.6.5. ESFORÇOS

Com a geometria, as cargas e as combinações definidas, o modelo foi calculado e os esforços puderam ser gerados.

A partir de uma envoltória de combinações, as reações, os diagramas dos pilares e das vigas estão representados na Figura 38:

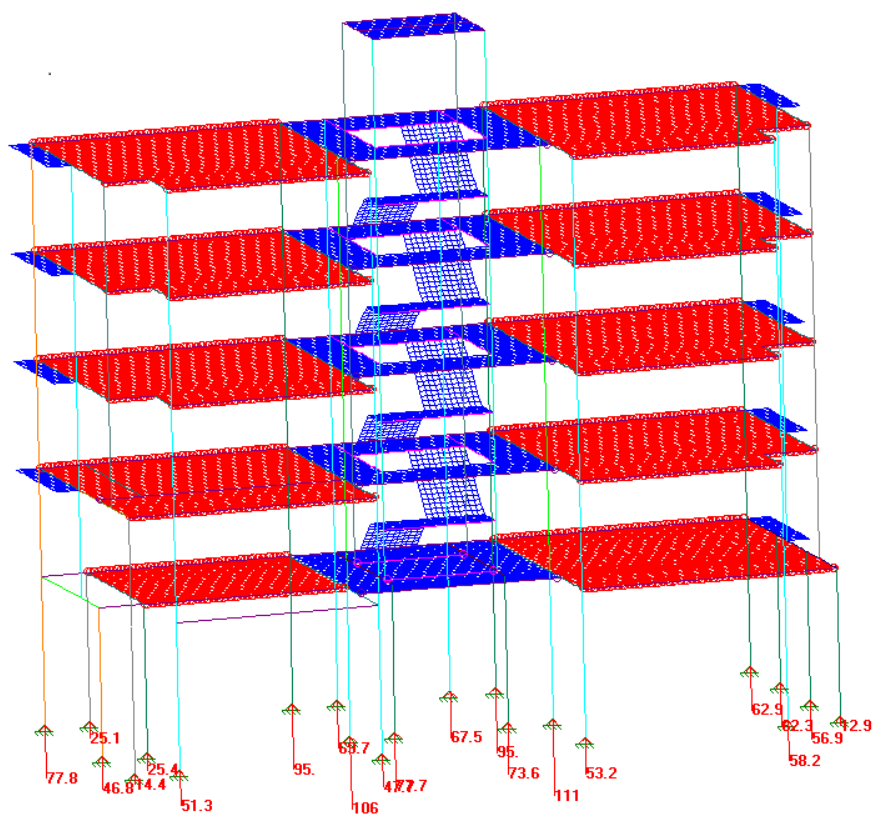


Figura 38: Reação de apoio vertical nos pilares do subsolo

3.7. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

A partir dos esforços gerados em cada um dos componentes da estrutura do edifício, calculou-se a armadura longitudinal e transversal necessária para cada um dos grupos de pilares, cada uma das vigas do pavimento tipo e cada uma das lajes do pavimento tipo.

É sabido que para a execução de um projeto estrutural real cada viga, pilar e laje devem ser estudadas, armadas e detalhadas separadamente. Contudo, para tal trabalho algumas simplificações foram feitas, de modo a viabilizar o trabalho, são elas:

- Os pilares foram separados em grupos de mesma seção transversal e armados a partir dos piores casos. Para um mesmo grupo, todos os pilares foram dimensionados com a mesma taxa de armadura.
- As vigas de transição foram armadas e detalhadas individualmente, porém para as demais vigas, que são comuns em diversos pavimentos e se repetem nestes pavimentos, foram armadas pelo pior caso de momento fletor, ou seja, agrupou-se as vigas de diferentes pavimentos que se encontravam na mesma posição. Esta viga foi armada e esta armadura repetida para as vigas, semelhantes a esta, nos demais pavimentos.
- Para as lajes, a simplificação se deu da mesma maneira, foi calculada a laje mais solicitada e para as demais lajes de mesmo grupo foi repetida as armaduras.
- Os blocos de fundação foram calculados pelo maior esforço e replicados para a mesma família de blocos, assim como as estacas.

Nos itens seguintes são apresentados o processo, os cálculos e os desenhos de armação dos pilares, das vigas, das lajes, dos blocos de fundação e das estacas.

3.8. PILARES

A partir do pré-dimensionamento chegou-se às seções dos pilares, como já descrito no presente documento. Foram então agrupados os pilares em grupos de mesma seção transversal de modo a analisar os esforços solicitantes de um mesmo grupo e calcular as armaduras destes grupos.

Este tipo de simplificação é comum em projetos estruturais por conta da facilidade da execução do processo no canteiro de obra, reduzindo os riscos de que ocorra algum equívoco no momento da armação dos pilares na obra.

Para cada grupo de pilares (20x30, 25x30, 25x40 e 25x50) o processo de pesquisa dos esforços dos pilares se repetiu.

O programa utilizado para a modelagem e posterior análise de esforços, o STRAP 2013, apresenta algumas opções de visualização dos resultados, como por exemplo, desenhos de diagramas de esforços exibidos na tela do computador e também há a opção por exibição em forma de tabela.

No atual estudo, a segunda opção descrita acima foi a escolhida (tabela). Esta opção de visualização de esforços facilita a pesquisa por número das barras da modelagem e valores nos nós destas barras.

Após habilitar apenas as combinações de ELU, foi pedida a exibição dos esforços de máxima normal de cada uma das barras, juntamente com os momentos concomitantes, ou seja, os momentos que atuam na mesma combinação de cálculo da normal máxima. Esses dados são exibidos separadamente por barra e por nós, ou seja, para cada barra, o programa exibe na tabela dois valores de normal máxima, uma para cada um dos nós, e seus valores de momento M_x e M_y concomitantes.

Essa tabela foi inserida no programa Microsoft Excel, para melhor manipulação dos resultados. O mesmo foi feito para todas as barras que representam os pilares nos seguintes casos:

- Normal máxima e momentos concomitantes;
- Normal mínima e momentos concomitantes;
- Momento M_x máximo, normal e momento M_y concomitantes;
- Momento M_y máximo, normal e momento M_x concomitantes;

Estes quatro casos são os casos mais críticos para a verificação de ELU dos pilares.

Após a retirada dos esforços do programa STRAP, e a inserção dos quatro casos descritos acima no Excel, uma pesquisa teve de ser feita, de modo a filtrar para cada grupo de pilares apenas os quatro casos de carregamentos descritos acima.

Foram modeladas para cada pilar diversas barras no modelo computacional, de maneira que uma barra representasse um nível diferente do edifício, como pôde ser visto das figuras retratadas anteriormente no capítulo de modelagem estrutural.

Assim sendo, a pesquisa se baseou em filtrar as barras que representavam os pilares de mesmo grupo (mesma seção) e selecionar para este grupo de pilares os quatro casos críticos.

Esta pesquisa foi feita duas vezes para cada grupo de pilares, pois notou-se que os esforços no nível do segundo pavimento e no terceiro pavimento era muito inferior aos esforços encontrados nos andares restantes, podendo ser assim reduzidas as armaduras nos níveis mais superiores, gerando economia nos gastos com armação.

Após as definições dos esforços de cada grupo foram calculados as excentricidades de segunda ordem e os acréscimos de esforços gerados por estas excentricidades, resultando desta soma os esforços finais de cálculo para cada um dos grupos de pilares.

O roteiro de cálculo dos efeitos de segunda ordem se encontram a seguir:

Equação 29

$$l_e \leq \begin{cases} l \\ l_0 + h \end{cases}$$

Equação 30

$$\lambda_x = \sqrt{12} * \frac{l_{e,x}}{h_x}$$

Equação 31

$$\lambda_y = \sqrt{12} * \frac{l_{e,y}}{h_y}$$

$$v_{cada\ caso} \begin{cases} N_{max} \\ N_{min} \\ M_{x,max} \\ M_{y,max} \end{cases}$$

Equação 32

$$v = \frac{N_{sd}}{A * f_{cd}}$$

Equação 33

$$\frac{1}{r_{x,y}} = \frac{0,005}{h_{x,y} * (v + 0,5)} \leq \frac{0,05}{h_{x,y}}$$

Equação 34

$$e_{2\ x,y} = \frac{l_{e\ x,y}^2}{10} * \frac{1}{r_{x,y}}$$

Equação 35

$$M_{sd\ total\ x,y} = \alpha * b_{x,y} * M_{1d\ x,y} + N_{sd} * e_{2\ x,y}$$

Os esforços de cálculo foram adicionados no programa OBLÍQUA, programa que verifica a flexo-compressão e flexo-tração, para uma determinada seção e configuração de armaduras.

Após a verificação da flexo-compressão dos pilares, foi calculada a armadura transversal destes e por fim o desenho da armação de cada um dos pilares e o detalhamento das barras.

Os momentos M2 representam os momentos fletores em torno do eixo transversal ao edifício, o momento M3 representa os momentos fletores em torno do eixo longitudinal ao edifício.

Foi considerado na definição de geometria de cada pilar o valor de menor dimensão como "x" e o valor de maior dimensão do pilar como "y".

Por conta de alguns pilares estarem posicionados com suas maiores faces na direção paralela ao eixo longitudinal, e outros com a maior face paralela ao eixo transversal do edifício, foi adotada a nomenclatura com relação aos eixos globais, sendo M2 o momento fletor em torno do eixo transversal ao edifício e o M3 momento fletor em torno do eixo longitudinal do prédio.

O cálculo dos estribos dos pilares seguiu o seguinte roteiro:

Equação 36

$$V_{sd} \leftarrow STRAP$$

Equação 37

$$V_{Rd,2} = 0,27 * 0,8 * f_{cd} * b * d$$

Equação 38

$$V_{c,1} = 0,6 * f_{ctd} * b * d$$

Se:

Equação 39

$$V_{sd} \leq V_c$$

Adotou-se a armadura mínima construtiva. Senão, temos:

Equação 40

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_{c,1}}{0,9 * f_{yd} * d}$$

Logo:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12\phi \end{cases} \leq 20 \text{ cm}$$

A Tabela 14 representa o cálculo da armadura transversal de cada grupo dos pilares:

Tabela 14: Tabela de cálculo dos estribos

Pilar	a (m)	b (m)	Vsd (kN)	Vrd2 (kN)	0,67* Vrd2	Vsd/ Vrd2	Vc1 (kN)	As/s	Armadura adotada	As/s
20x30	0,3	0,2	28,3	231,43	155,10	0,122	99,47	Asmin	2R1/2 C/15	2,67
25x30	0,3	0,25	68,0	289,29	193,80	0,235	124,34	Asmin	2R1/2 C/15	2,67
25x40	0,4	0,25	48,6	385,71	258,40	0,126	175,78	Asmin	4R1/2 C/20	4,00
25x50	0,5	0,25	61,3	482,14	323,00	0,127	207,23	Asmin	4R1/2 C/20	4,00

Observa-se que para todos os casos a cortante solicitante de cálculo foi inferior à cortante resistente do concreto. Nota-se também que apenas a seção 25x30 apresenta relação entre cortante solicitante e resistente acima de 20%, para esses casos, não se pode utilizar armadura transversal que não englobe toda a seção do pilar com um único estribo. Para esses casos foi usado apenas 2 ramos, portanto a continuidade da barra de aço para este estribo foi atendida.

O processo de cálculo das barras longitudinais será melhor detalhado no decorrer do atual trabalho.

As imagens da Figura 39 à Figura 41 representam as locações dos pilares nas plantas do edifício.

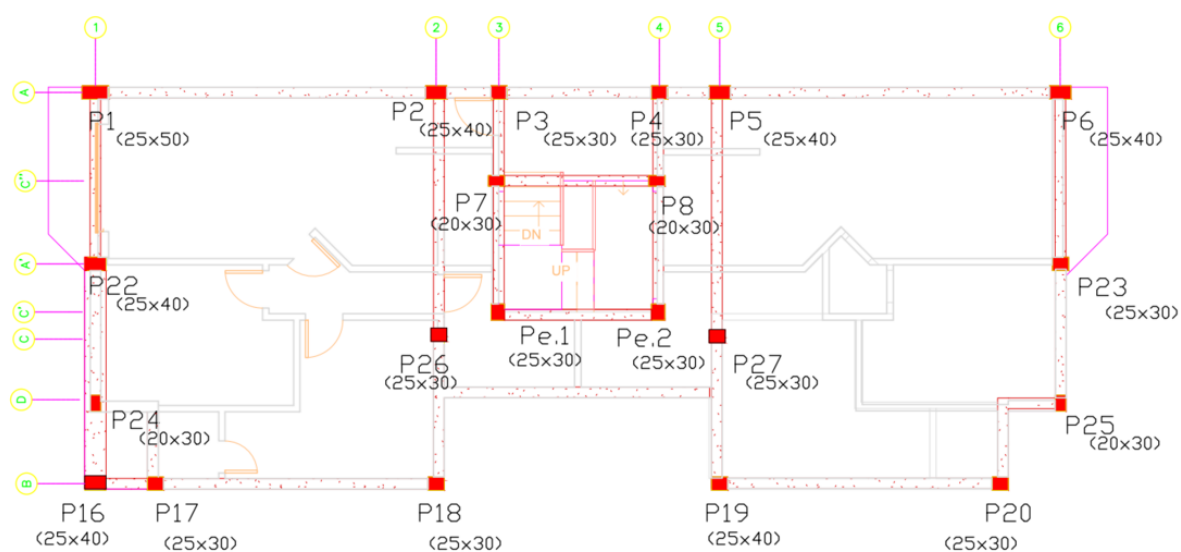


Figura 39: Localização dos pilares no primeiro pavimento

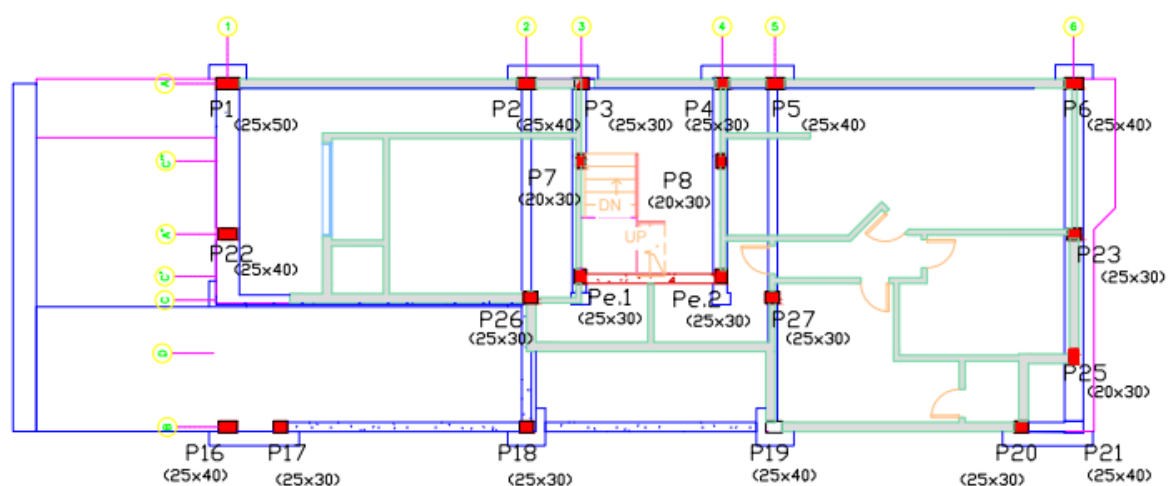


Figura 40: Localização dos pilares no térreo

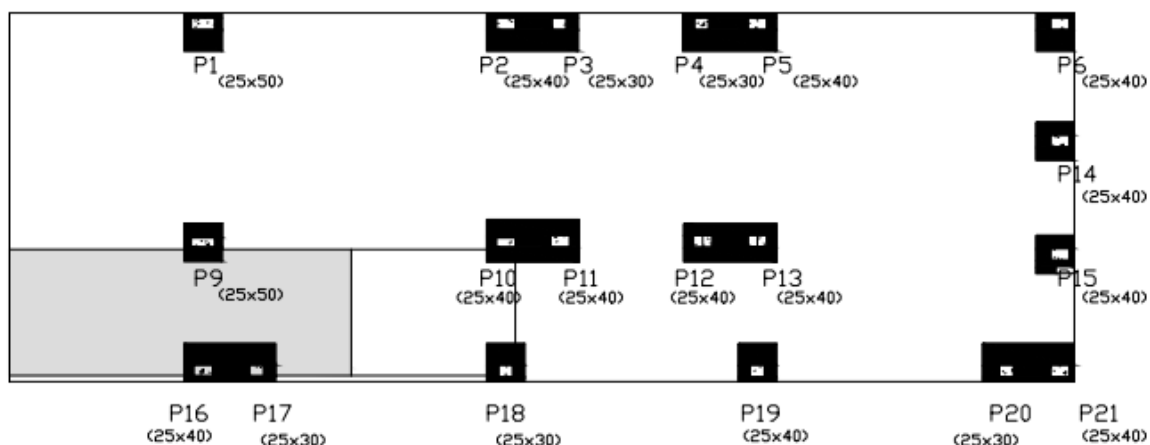


Figura 41: Localização dos pilares no subsolo

A Tabela 15 contém o resumo dos pilares agrupados por seção.

Tabela 15: Tabela resumo de pilares, agrupados por seção

20x30	25x30	25x40	25x50
P7	Pe.1	P2	P1
P8	Pe.2	P5	P9
24	P3	P6	
25	P4	P10	
	P17	P11	
	P18	P12	
	P20	P13	
	P23	P14	
	P26	P15	
	P27	P16	
		P19	
		P21	
		P.22	

3.8.1. GRUPO 1 (25x50)

O primeiro grupo a ser estudado foi o grupo formado pelos pilares de dimensão 25cm x 50cm. Este grupo é formado pelos pilares P.1 e P.9. Apesar dos esforços não serem tão elevados, as seções dos pilares foram determinadas por conta da seção da viga de transição VT.1 que se apoia nestes pilares. A VT.1, como será mostrada adiante, apresenta largura de 50cm. Decidiu-se então que os pilares que recebiam os esforços das vigas de transição teriam pelo menos a mesma dimensão que a dimensão da largura da viga de transição. Desta forma, a viga de transição seria inteiramente ligada ao pilar, melhorando o caminhamento das cargas, na interseção entre pilar e viga.

No presente relatório apresenta-se os cálculos apenas o grupo de pilares de 25x50, porém todos os pilares foram calculados e detalhados, de modo a determinar o comprimento e o diâmetro das barras utilizadas.

3.8.1.1. ESFORÇOS DE 1ª ORDEM

A partir da pesquisa já ilustrada acima, os esforços de primeira ordem foram retirados do STRAP e estão representados na Tabela 16, e as propriedades da seção estão na Tabela 17:

Tabela 16: Grupo 1 - Esforços de primeira ordem

Ação	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Pilar
NMAX	981,7	20,1	57,8	P1
Nmin	78,1	58,5	28	P1
Mxmax	608,1	104,5	25,4	P9
Mymx	635,3	95,2	71	P9

Tabela 17: Grupo 1 - Propriedades da seção

Pilar	hx	hy	L0x	L0y	Lex	Ley	Lambda x	Lambda y
25x50	0,50	0,25	2,7	2,5	3,10	2,75	21,48	38,11

3.8.1.2. CÁLCULO DE EXCENTRICIDADES DE 2ª ORDEM

Na Tabela 18, encontra-se o cálculo do efeito de segunda ordem dos pilares 25x50, conforme o roteiro descrito anteriormente:

Tabela 18: Grupo 1 - Excentricidades e momentos de segunda ordem

Caso	Nmax	Nmin	M2max	M3max
Normal	981,7	78,1	608,1	635,3
Mi	0,44	0,035	0,272	0,285
1/rx	0,011	0,019	0,013	0,013
1/rx max	0,01	0,01	0,01	0,01
1/rx adot	0,01	0,01	0,01	0,01
e2x	0,00961	0,00961	0,00961	0,00961
M2	20,1	58,5	104,5	95,2
alfa	1	1	1	1
Msd2 total	29,5	59,3	110,3	101,3
1/ry	0,0213	0,0374	0,0259	0,0255
1/ry max	0,52	0,52	0,52	0,52
1/ry adot	0,021	0,037	0,026	0,026
e2y	0,0161	0,0283	0,0196	0,0193
M3	57,8	28	25,4	71
alfa	1	1	1	1
Msd3 total	73,6	30,21	37,31	83,25

3.8.1.3. CÁLCULO DE ESFORÇOS DE 2ª ORDEM

Portanto, como visto no item anterior, os esforços de segunda ordem para o grupo 25x50 está representado na Tabela 19:

Tabela 19: Grupo 1 - Resumo dos esforços de segunda ordem

	N	M2	M3
Nmax	981,70	29,53	73,60
Nmin	78,10	59,25	30,20
M2mx	608,10	110,34	37,31
M3max	635,30	101,31	83,25

Para os níveis do segundo e do terceiro pavimento, o processo foi semelhante.

Na Tabela 20 e Tabela 21 os esforços de primeira e segunda ordem para os níveis do segundo e do terceiro pavimento:

Tabela 20: Grupo 1 - Esforços de primeira ordem para os níveis do segundo e terceiro pavimentos

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Barra	Pilar
NMAX	256,8	60	34,4	67	P1
Nmin	78,1	58,5	28	286	P1
Mxmax	241,8	62,2	29	69	P1
Mymx	245,4	60,5	35,4	69	P1

Tabela 21: Grupo 1 - Esforços de segunda ordem para os níveis do segundo e terceiro pavimentos

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Barra	Pilar
NMAX	256,8	60	40,72	67	P1
Nmin	78,1	58,5	30,21	286	P1
Mxmax	241,8	62,2	35,01	69	P1
Mymx	245,4	60,5	41,49	69	P1

3.8.1.4. CÁLCULO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS PELO SOFTWARE OBLIQUA

A partir dos esforços de segunda ordem, pôde-se utilizar o programa OBLIQUA e verificar diversas configurações de armaduras para esta seção. A configuração escolhida foi aquela que apresentava menor taxa de armação, desde que o ponto do diagrama de interação se encontrasse no interior do ábaco

A solução escolhida para os níveis subsolo, térreo e primeiro pavimento foi de 8 $\varnothing 20\text{mm}$ e os diagramas de interação para cada um dos quatro casos verificados e a seguir apresenta-se o pior dos casos verificados (M_y máximo e normal e m_x concomitantes) na Figura 42:

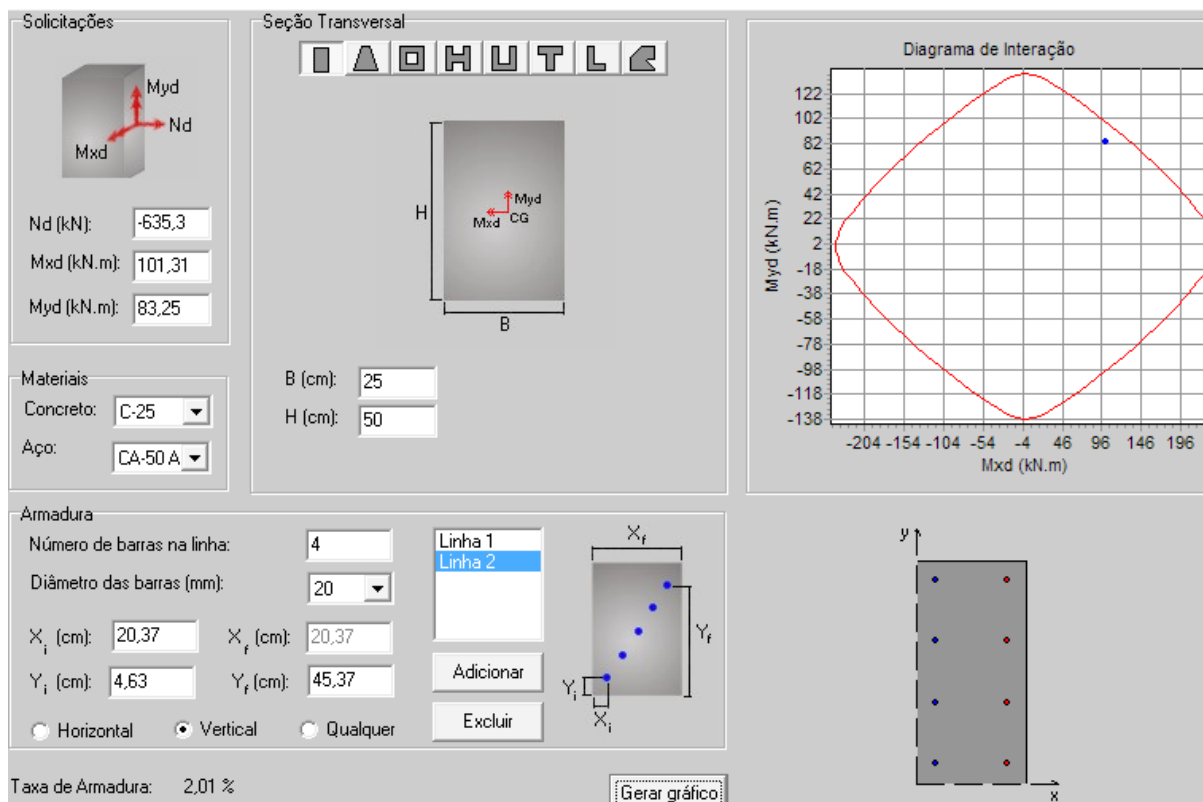


Figura 42: Pilares grupo 1 - M_y max, M_x e N concomitantes (subsolo, térreo e primeiro pavimento)

Para os níveis do segundo e do terceiro pavimento, o processo foi semelhante. Assim foi determinada a armação de todo o pilar P.1 e P.9.

3.8.1.5. DESENHO DE ARMAÇÃO E FORMAS

Da Figura 43 à Figura 44 o detalhamento da armação dos pilares P.1 e P.9:

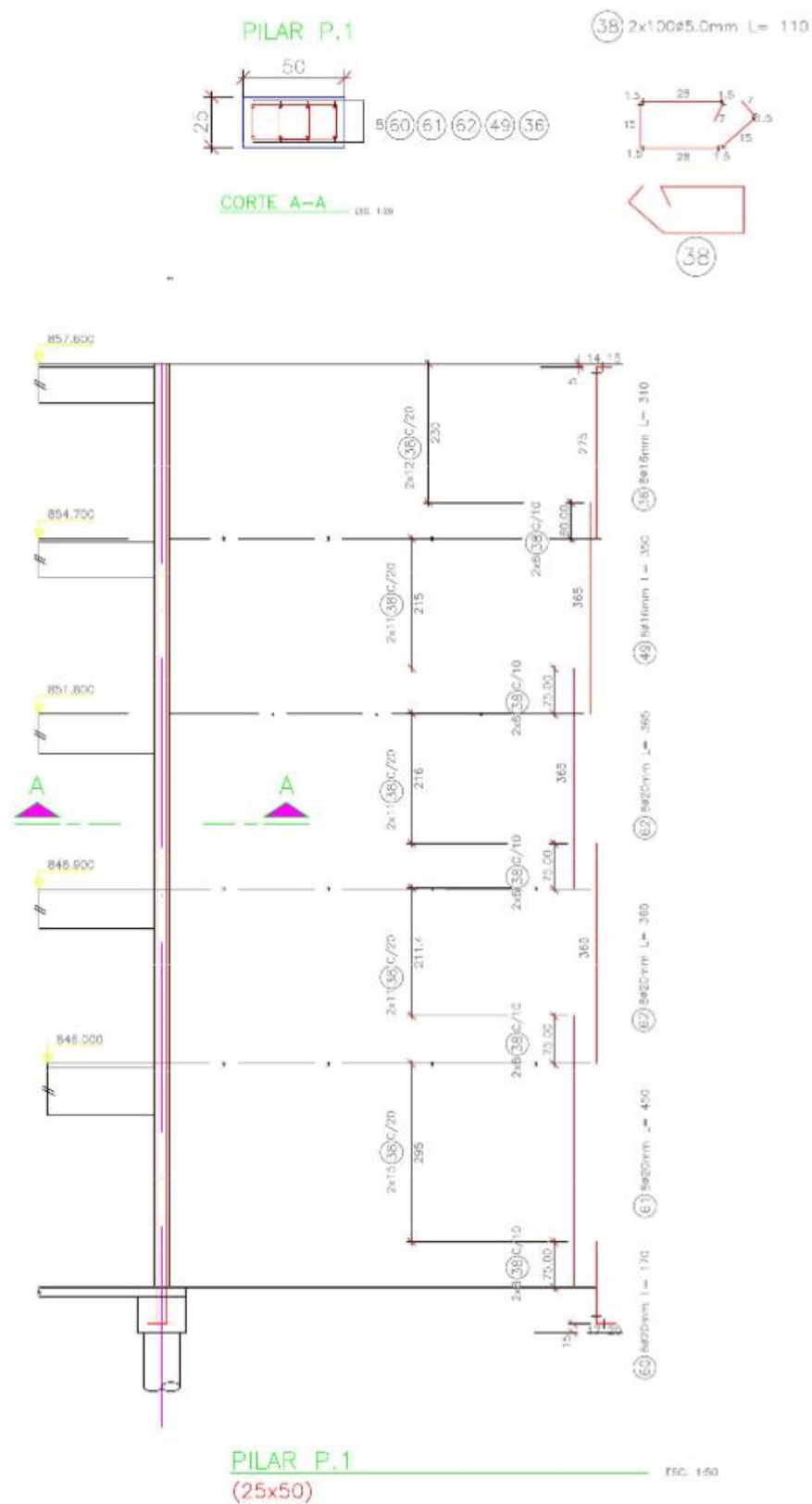


Figura 43: Armação P01

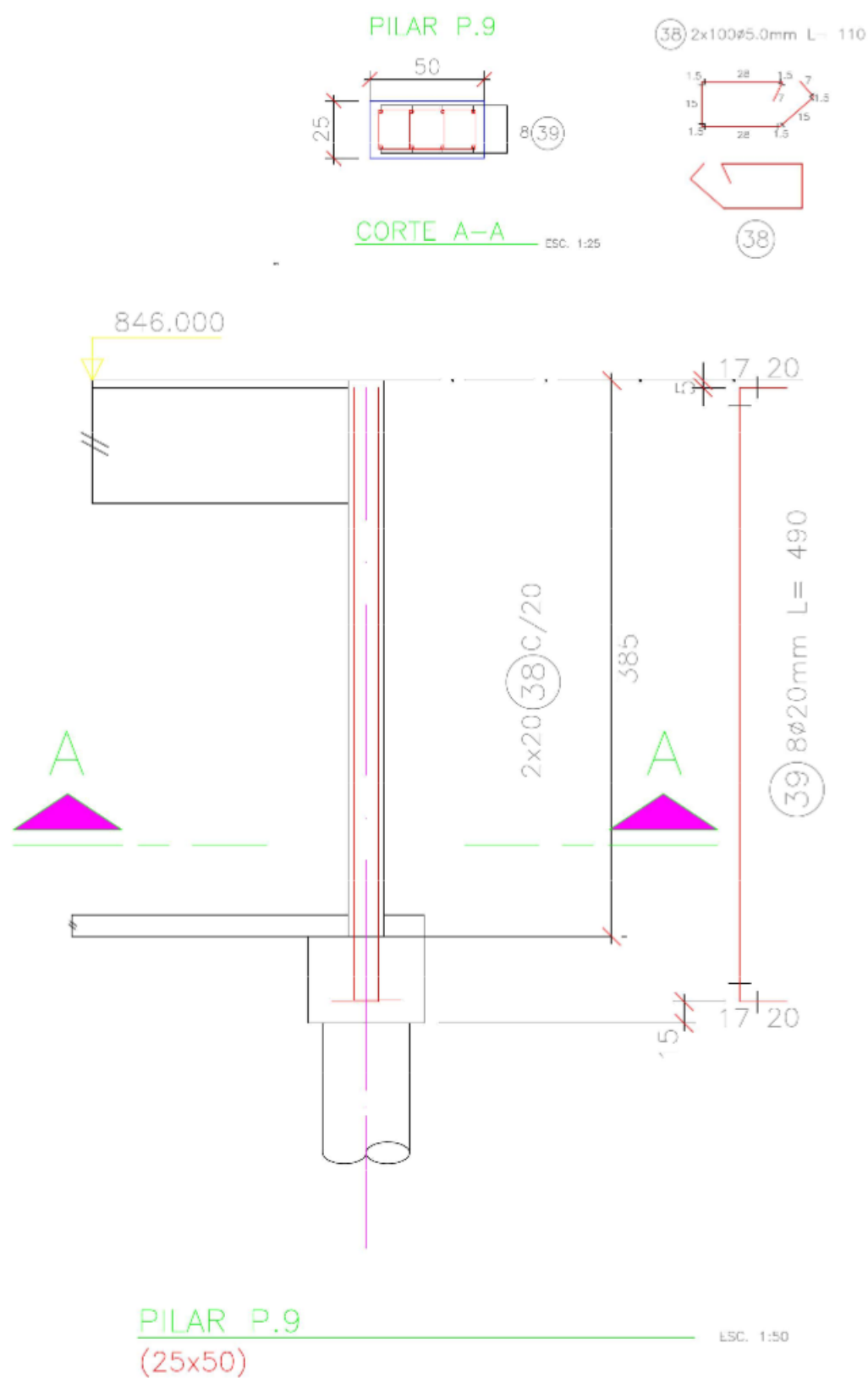


Figura 44: Armação do pilar P09

3.9. LAJES NERVURADAS

A partir do pré-dimensionamento feito na primeira etapa do trabalho, chegou-se a uma seção típica de laje. As características dessa seção foram inseridas no modelo do STRAP, o modelo foi recalculado e os esforços foram retirados.

A laje foi modelada em elementos finitos, discretizados por quadrados de 15cm de lado.

Para a seção da laje nervurada também foi levada em conta o histórico de obras feitas pela empresa Pédico Engenharia Ltda., os fornecedores de material da região e a experiência dos funcionários neste tipo de laje.

A localização das lajes maciças e nervuradas pode ser vista na Figura 45:

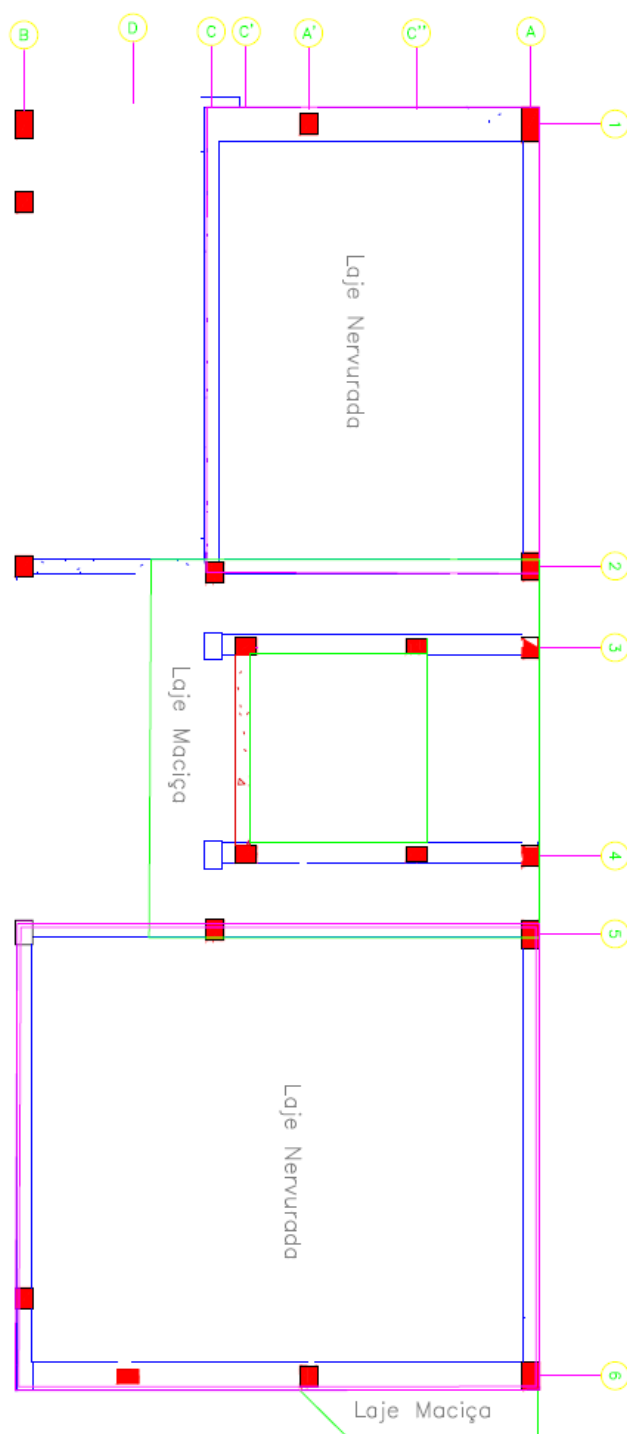


Figura 45: Localização das lajes

3.9.1. ESFORÇOS NA FLEXÃO SIMPLES

O programa utilizado apresenta diversas maneiras de exibição dos esforços em elementos. Dentre elas, as opções escolhidas para este trabalho foram duas:

- Mapa de contorno por cores
- Esforços a partir de uma linha, com colaboração por faixa.

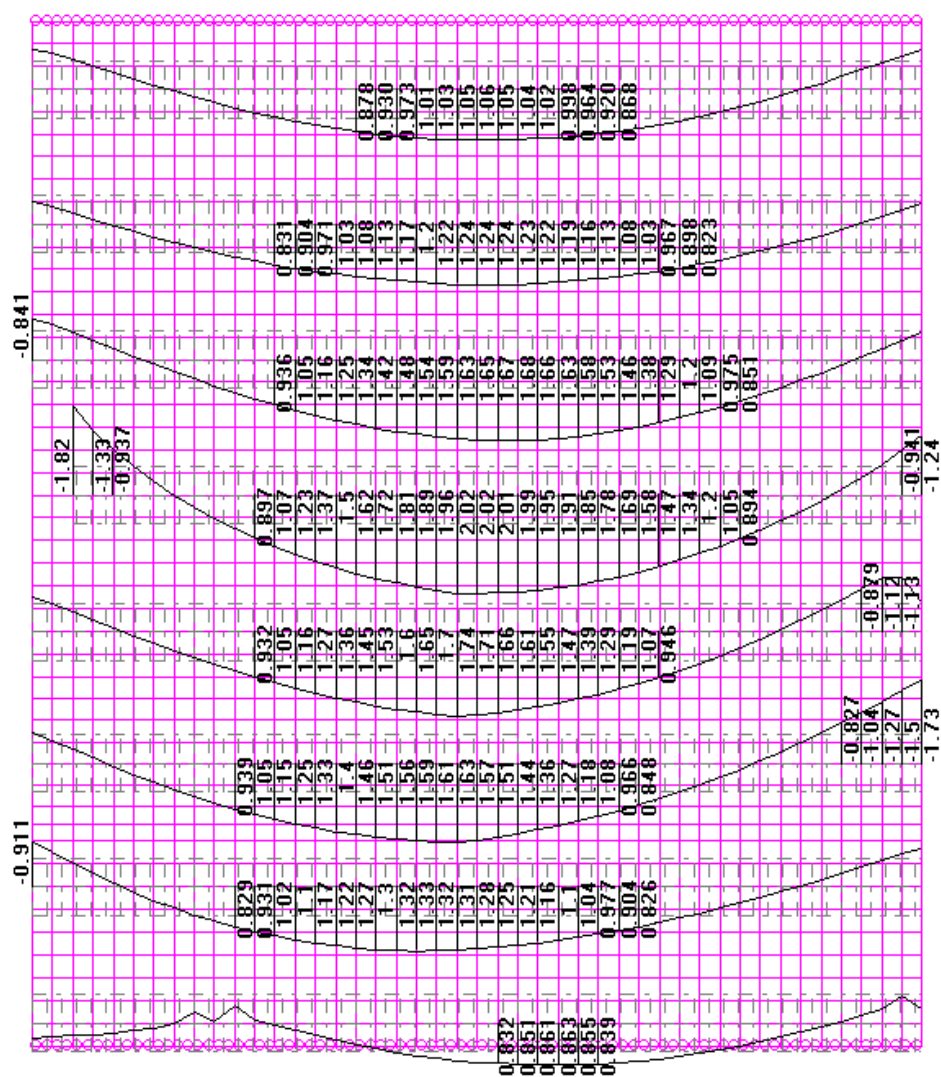
A opção de mapa de contorno, exibe em diagrama de cores os esforços. Esta opção é usual para identificar o comportamento dos esforços nas lajes. Picos de tensões também podem ser identificados por este método.

A opção por retirar os esforços a partir de uma faixa de largura em torno de uma linha definida é usual para o detalhamento dos esforços ao longo desta. Esta opção fornece a média dos esforços da redondeza da linha que foi definida pelo operador.

É sabida a importância da armação específica de cada laje, a partir de seus esforços, porém, por motivo de simplificação, optou-se por armar a laje que apresentava os maiores esforços de flexão, replicando a armação para todos os níveis restantes.

A laje nervurada será armada apenas no sentido longitudinal do edifício.

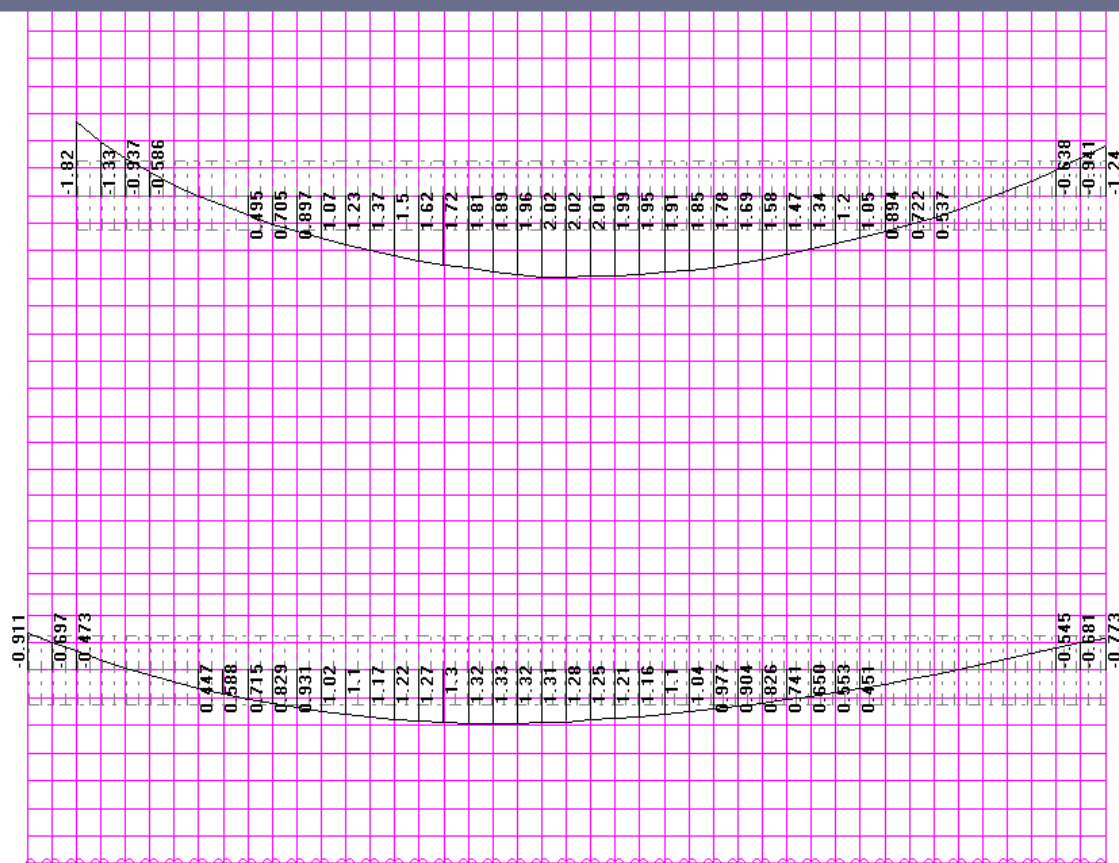
A geometria da laje nervurada mostra a modulação a cada 42 cm. Portanto, os esforços retirados do modelo foram retirados a partir de uma linha com largura de 21 cm para cada um dos lados, como mostrado da Figura 46 à Figura 48:

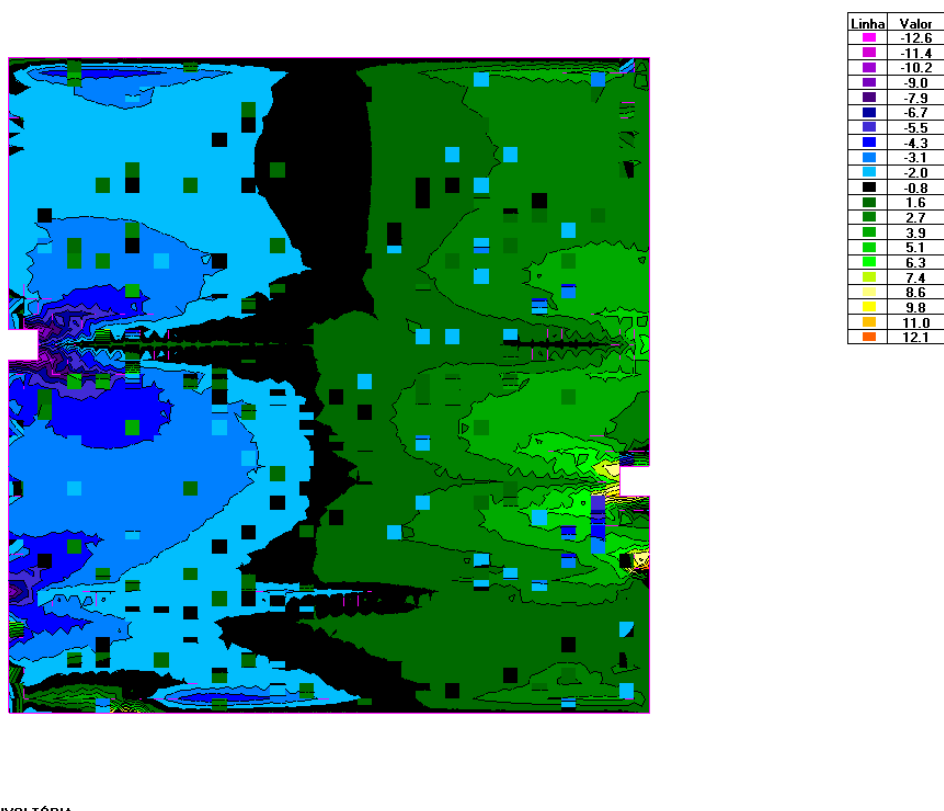


IGURA= 0.42 (tf*m) COMB. MÁXIMA ENVOLTÓRIA

Figura 46: Momento fletor na laje nervurada - envoltória de combinação máxima

Analisando os esforços acima, optou-se por setorizar a laje nervurada em uma faixa central e duas faixas laterais, como será visto mais adiante.





MA ENVOLTÓRIA

Figura 48: Mapa de esforços da força cortante na laje nervurada

3.9.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

A verificação do ELU se deu por tabelas de flexão. A seção da laje nervurada foi analisada como seção T, conforme a Tabela 22.

Tabela 22: Tabela de flexão para laje nervurada (seção T)

seção	bw (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	Msd (kN.m)	km	kz	x (m)	Ascalc (cm ²)	Asmin (cm ²)	f adotada (mm)	esp. (m)	Asadotado (cm ²)
Laje nervurada Mx+faixa central	0,42	0,2	0,02	0,18	20,2	0,083	0,948	0,0232	2,72	1,26	10	0,03	3,20
Laje nervurada Mx+faixa lateral	0,42	0,2	0,02	0,18	13,2	0,054	0,967	0,0149	1,74	1,26	10	0,03	2,40
Laje nervurada Mx - faixa 1central	0,12	0,2	0,03	0,17	19,2	0,224	0,844	0,0781	2,62	0,41	8	0,15	3,33
Laje nervMx - faixa lateral	0,12	0,2	0,03	0,17	9,58	0,112	0,929	0,0354	1,18	0,41	8	0,20	2,50

Analisando a faixa central, o momento positivo (20,20 kN.m) gera o posicionamento da linha neutra a uma distância de 2,3 cm. Portanto, a seção comprimida está inteiramente na mesa da laje ($2,3 < 5,0\text{cm}$). Na faixa lateral a linha neutra se encontra a 1,5 cm.

Para o momento negativo, a linha neutra se encontra a 9,7 cm no fundo da viga, permanecendo assim inteiramente na alma ($9,7 < 12\text{cm}$).

Com os valores encontrados de cortante, observou-se que não será necessário a armação da laje ao cisalhamento, como mostra a Tabela 23:

Tabela 23: Tabela de cisalhamento para laje nervurada

seção	Vsd (kN)	$\rho I_{Asadot}/$ (bwd)	k	VRd1 (kN)	Necessidade de armar
Laje nervurada faixa central	31,08	0,0042	1,42	47	não!
Laje nervurada faixa lateral	31,08	0,0032	1,42	46	não!

Para as armaduras positivas, optou-se por utilizar pré lajes de altura 3cm, com largura de 42 cm. O enchimento utilizado foi EPS (poliestireno expandido) de dimensão 30 cm de largura e 12cm de altura, como pode ser visto na Figura 51.

Este procedimento já é recorrente na empresa, os funcionários estão acostumados a trabalhar com faixas diferentes de armadura. Segundo os engenheiros as diferentes pré lajes (ou placas) são separadas no canteiro de obra e são marcadas com cores diferentes para melhor identificação no ato da instalação.

A armadura negativa será feita de forma convencional.

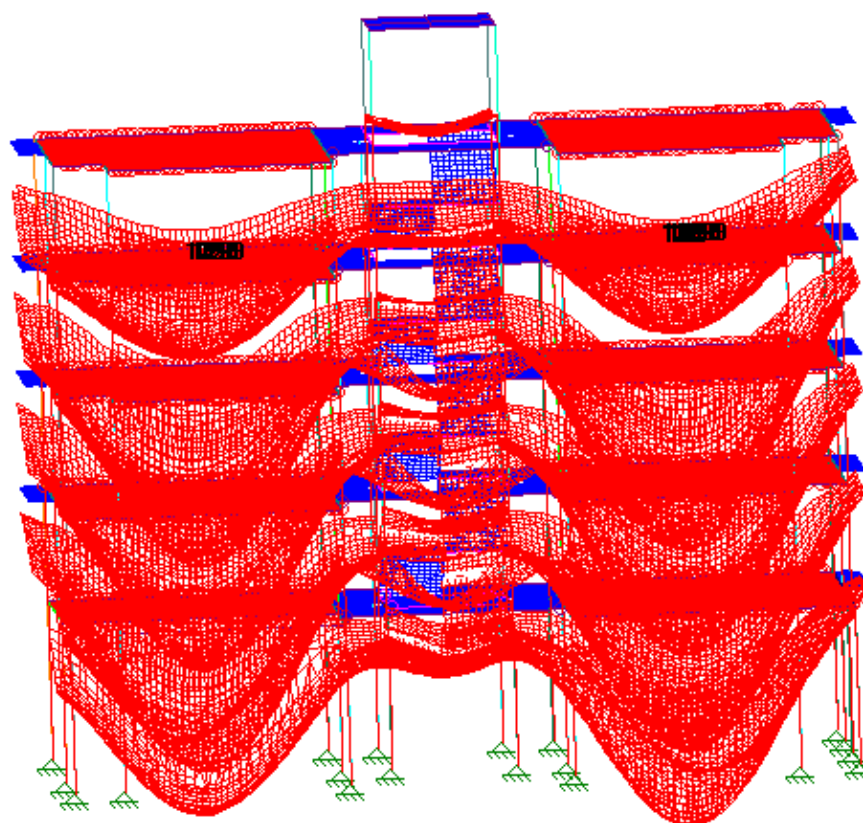
3.9.3. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

Para o ELS, foram desativadas as combinações de cálculo e ativadas as combinações de serviço, como descritas na Tabela 13

Verificou-se por meio do software STRAP o deslocamento máximo de todos os elementos do modelo.

Segundo a NBR6118, o máximo deslocamento vertical deve ser menor que $\frac{lx}{500}$. Para o caso das lajes nervuradas, o vão é de 700 cm. Sendo assim, a flecha máxima $\frac{700}{500} = 1,4 \text{ cm}$.

O deslocamento máximo dos elementos foi pesquisado por meio do programa computacional e a Figura 49 mostra os locais onde a flecha é máxima:



◀IMA ENVOLTÓRIA

Figura 49: Deslocamentos verticais dos elementos da laje nervurada

É possível ver, portanto, o posicionamento dos elementos que mais se deslocam verticalmente. Estes se encontram no terceiro pavimento.

Com uma aproximação, pode-se ver na Figura 50, o valor numérico deste deslocamento.

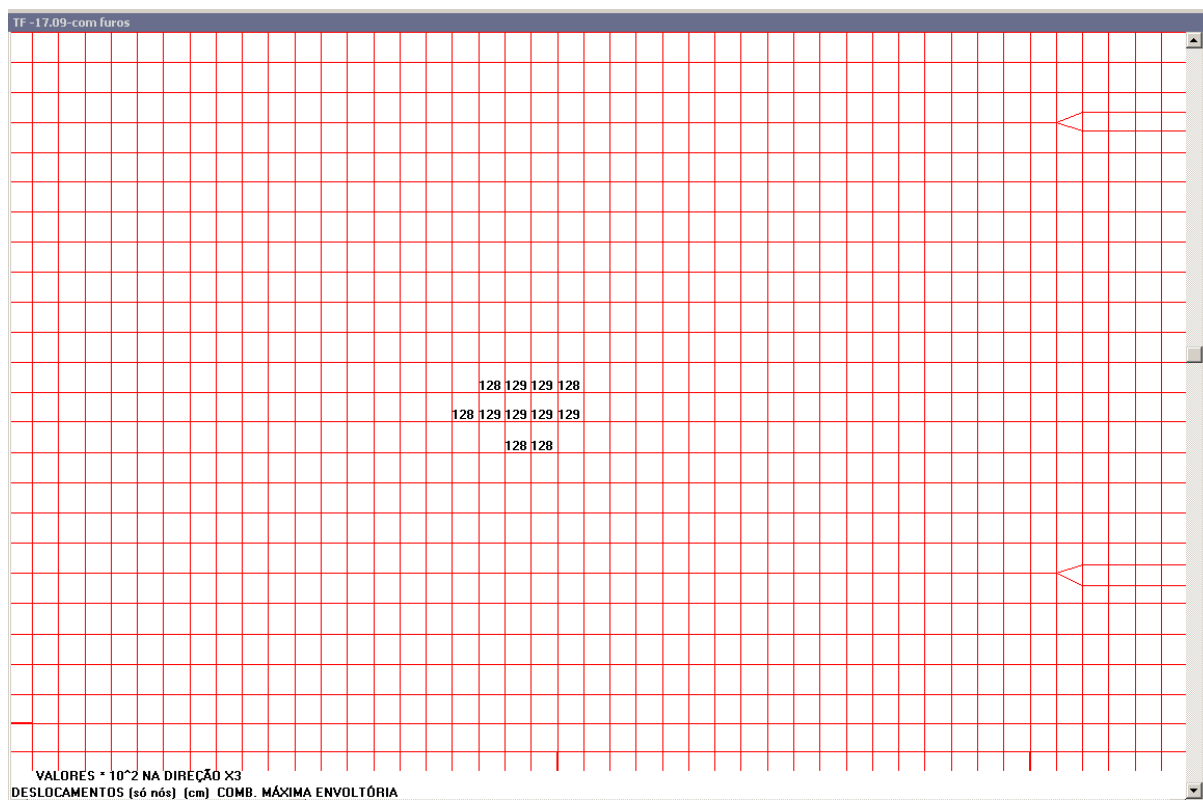


Figura 50: Deslocamentos verticais dos elementos da laje nervurada (valores numéricos em 10^{-2} cm)

Comparou-se então o máximo deslocamento ocorrido no modelo com o máximo deslocamento admitido. Portanto o deslocamento de $1,29\text{ cm} < \frac{700}{500} = 1,4\text{ cm}$.

3.9.4. DESENHOS DE ARMAÇÃO E FORMAS

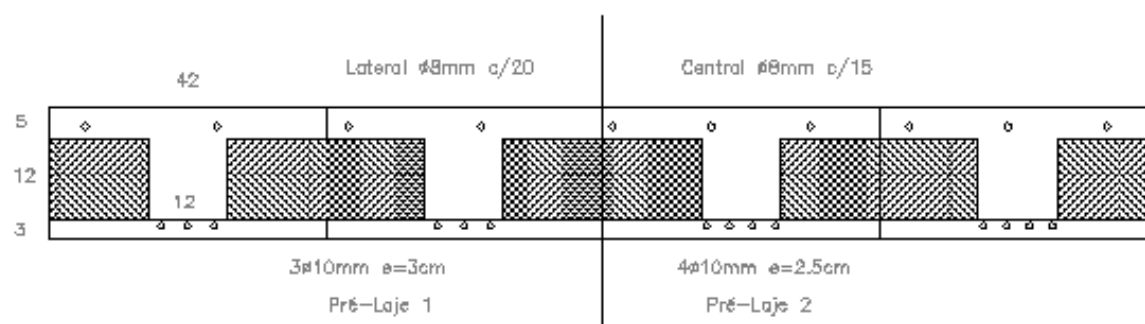
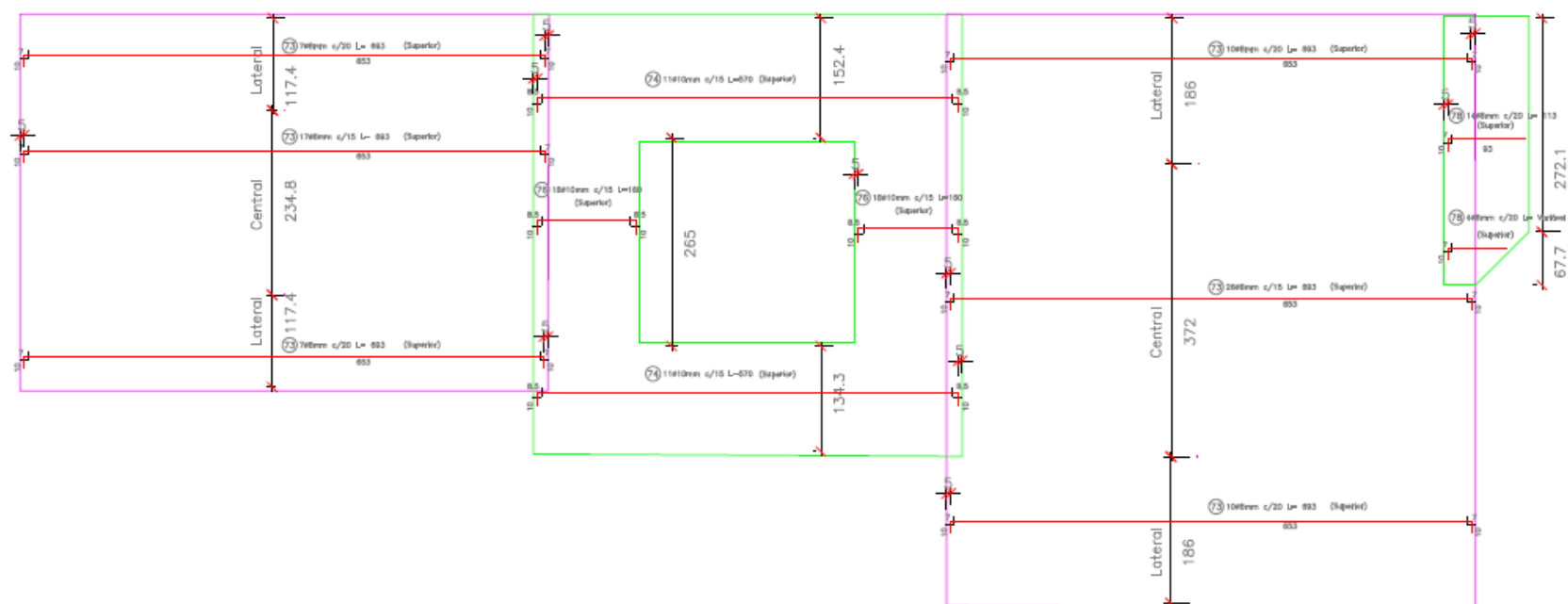


Figura 51: Cortes e armação da laje nervurada



ARMADURA SUPERIOR

Figura 53: Armadura longitudinal superior das lajes nervuradas

3.10. VIGAS

O cálculo de armação das vigas baseou-se em de dois métodos diferentes. O primeiro método é constituído por uma ferramenta do software STRAP, no qual a partir de uma norma escolhida, é possível definir a quantidade de aço para cada uma das vigas. Após a definição da viga, é necessário configurar os apoios, pois é preciso dizer ao programa qual viga se apoia em qual, para que o STRAP responda bem aos resultados. Define-se então as bitolas disponíveis para a armadura longitudinal e transversal, assim como as características do aço.

Conhecida o valor da distância do centro geométrico da barra à face, o programa calcula a armadura necessária (positiva e negativa) para cada trecho da viga. Com isso, o operador deve alterar a armadura longitudinal necessária, para a armadura longitudinal adotada, de modo que a armadura adotada seja maior ou igual a armadura calculada.

O programa calcula então a armadura transversal (diâmetro e espaçamento).

Para o detalhamento da armadura não foi utilizado o programa STRAP.

Calculou-se também, a partir de tabelas de flexão, as armaduras das vigas e comparou-se os resultados.

O cálculo de grampos também foi feito a partir de planilhas no EXCEL.

Na Figura 54 e na Figura 55 apresenta-se o posicionamento das vigas em planta:

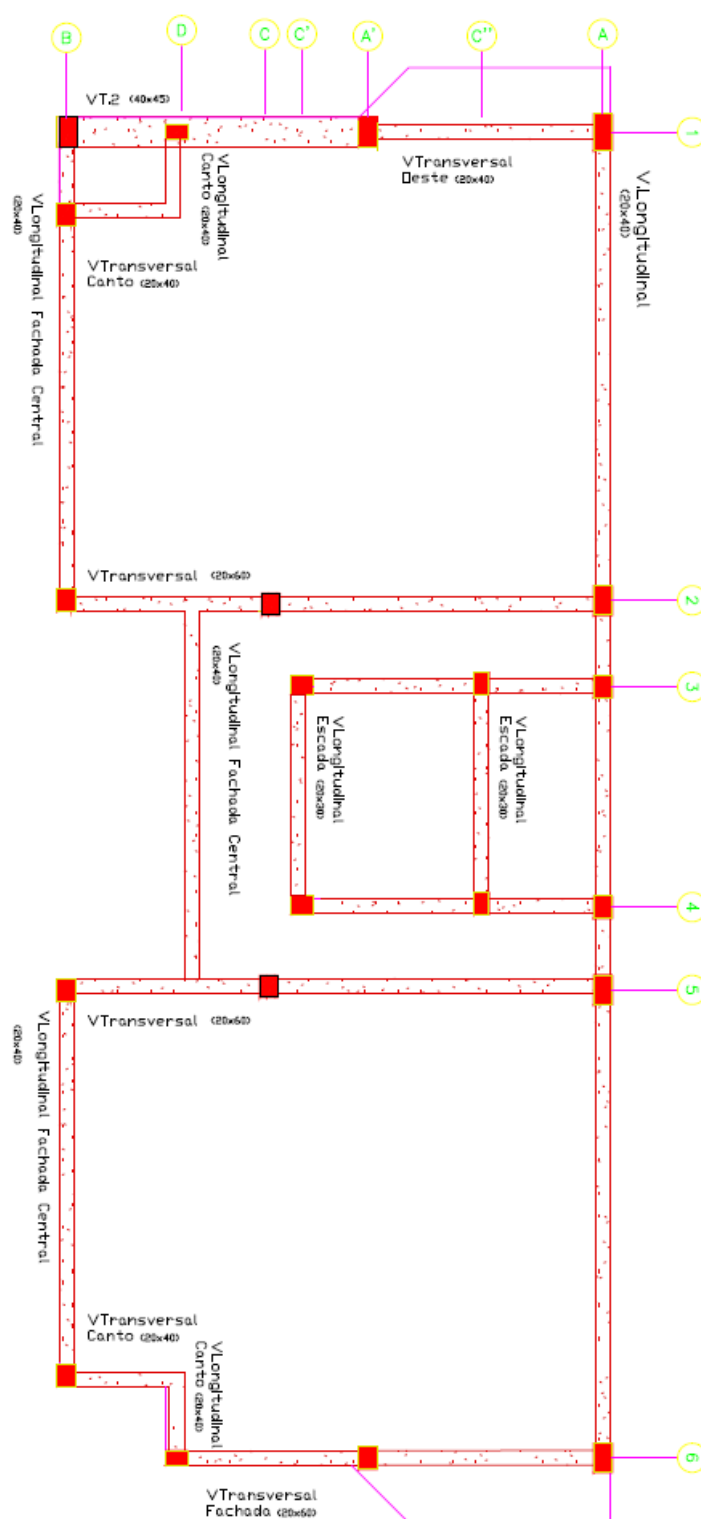


Figura 54: Localização das vigas no primeiro pavimento

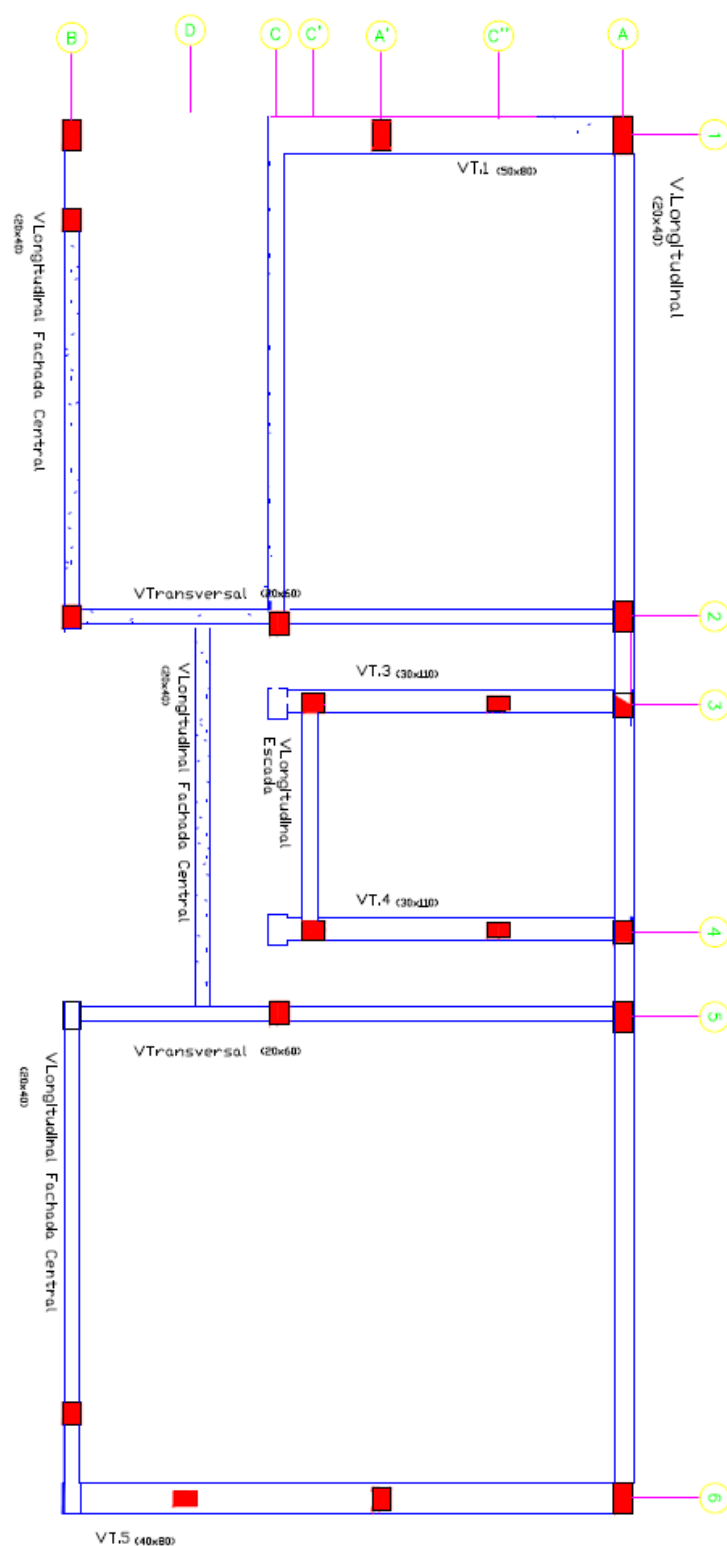


Figura 55: Localização das vigas no térreo

A seguir, está detalhado para a viga transversal 3 e 4 (VT.3 e VT.4) o processo de cálculo. Este processo foi repetido para as demais vigas.

Apesar de todas as vigas serem calculadas, detalhadas e desenhadas, será apresentado apenas as vigas de transição VT1 ,VT.3 e VT.4.

3.10.1. VIGA VT1

3.10.1.1. DIAGRAMA DE MOMENTOS

O diagrama de momento fletor da VT.1, retirado do STRAP, foi utilizado para a decalagem das armaduras.

O processo consistiu em verificar a região do diagrama de momento fletor que era resistido por cada uma das barras de armadura. A partir de então, as regiões do diagrama que apresentavam esforços superiores aos esforços resistidos pela armadura já adotada foram reforçados com mais uma taxa de armadura, suficiente para que cada região do diagrama, ou seja, cada seção da viga apresentasse o ELU verificado.

Na Figura 56 o diagrama de momento fletor da VT.1:

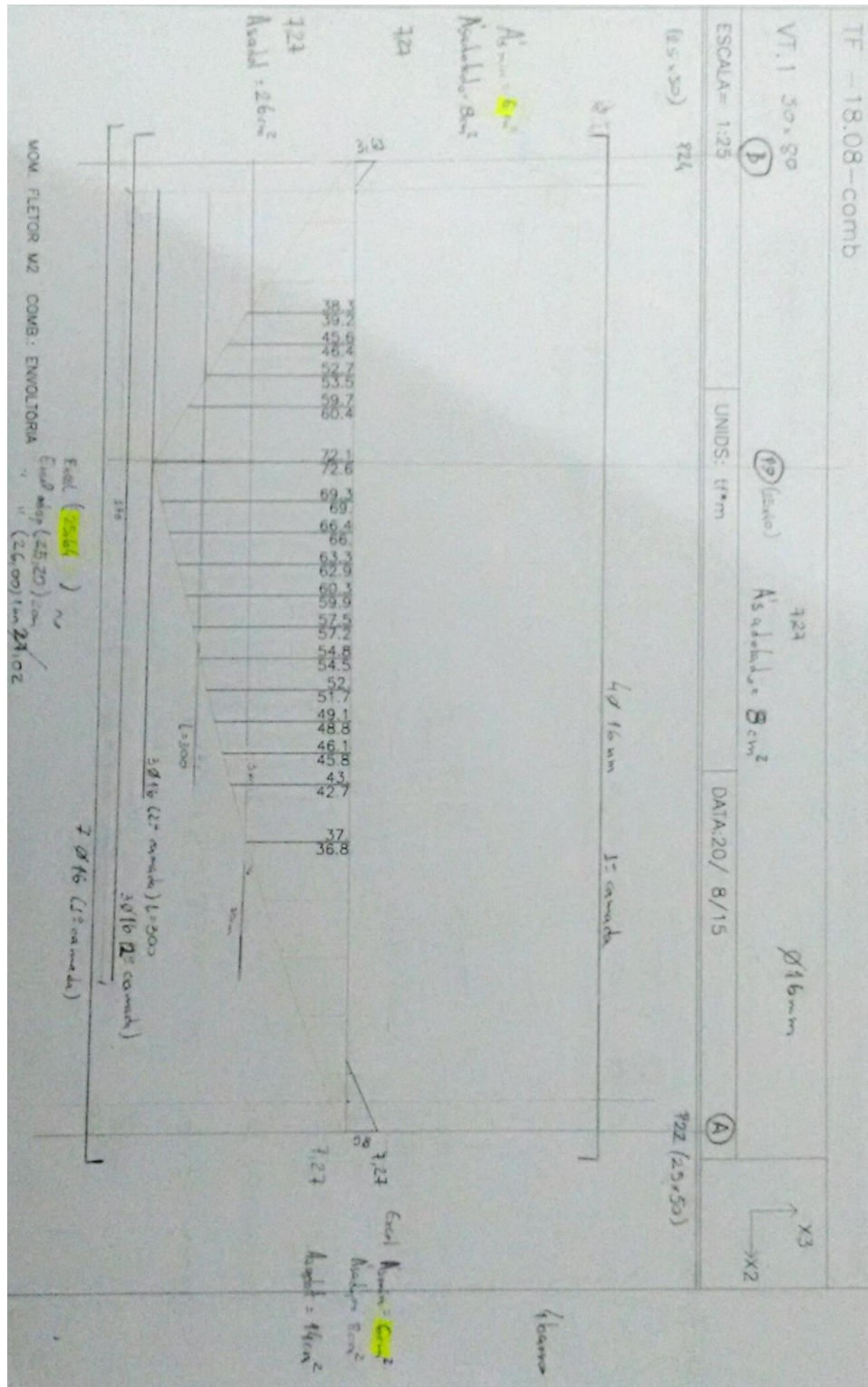


Figura 56: Diagrama de momento fletor da VT1

3.10.1.2. ARMAÇÃO PELO SOFTWARE STRAP (MÓDULO CONCRETO)

Como já descrito anteriormente, a partir de uma geometria definida, dos esforços solicitantes e dos apoios da viga, o software STRAP calcula a área de armadura necessária para resistir aos esforços, por trecho de viga.

O documento gerado pelo programa apresenta alguns trechos que serão explicados detalhadamente a seguir:

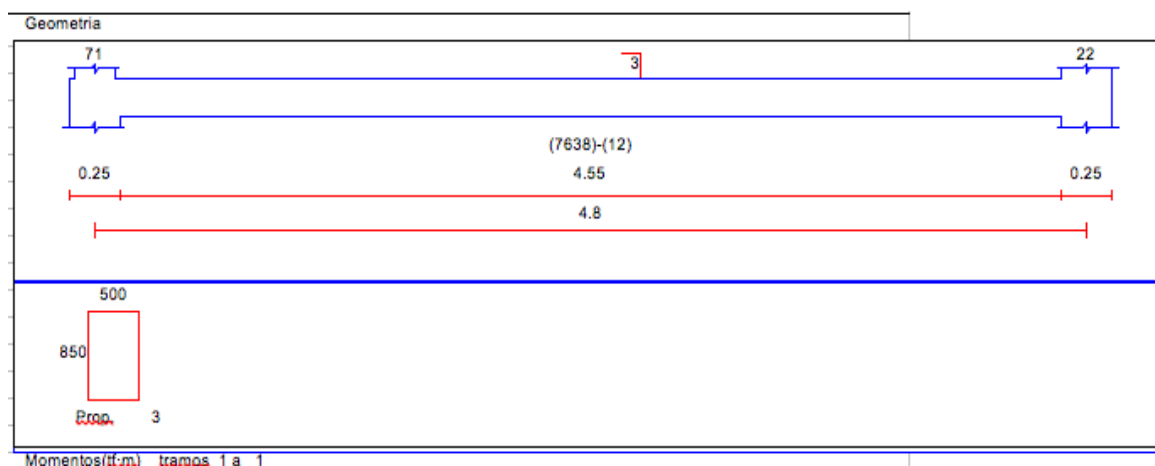


Figura 57: VT1 - geometria da viga e apoios

Na Figura 57, o software ilustra os dois apoios, P1 a direita e P.9 a esquerda. Nota-se a largura dos pilares (25cm) e o comprimento do vão (4,55m) e também a distância entre eixos (4,8m). É possível também conferir a seção transversal da viga (500x850mm).

Na Figura 58, o diagrama de momento liberado pelo módulo concreto:

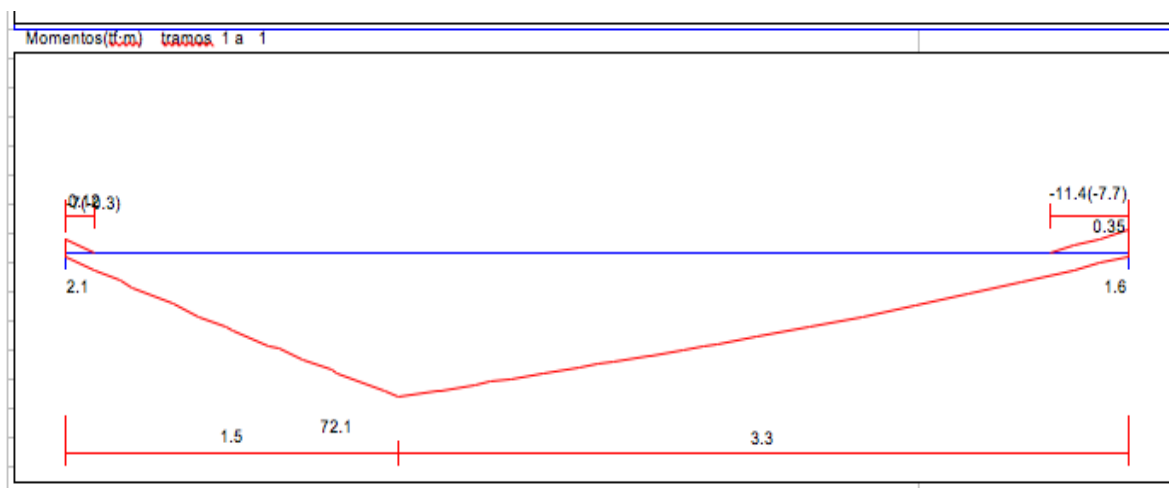


Figura 58: VT1 - diagrama de momentos

Os valores de momento fletor estão em tf.m e as distâncias em metros.

Na Figura 59, o diagrama de cortante:

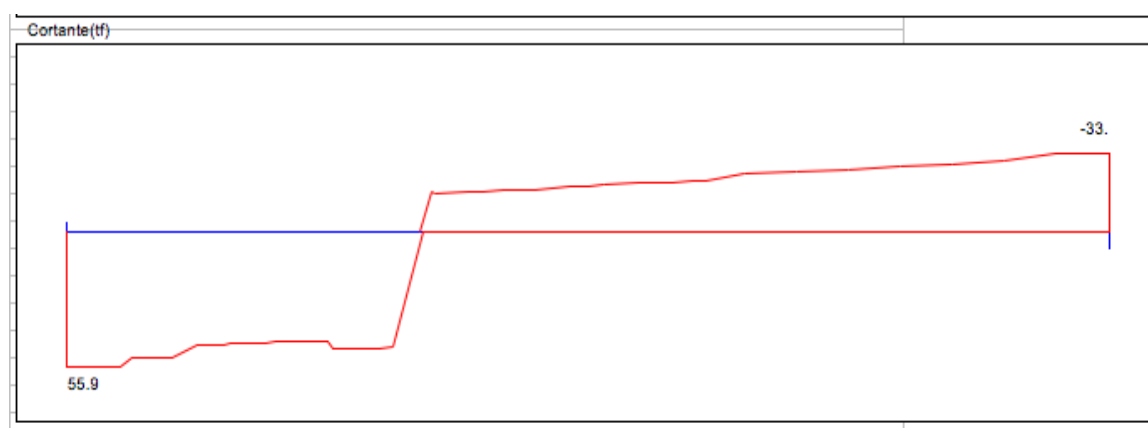


Figura 59: VT1 - diagrama de forças cortantes

Os valores de cortante estão representados em tf.

Com isso o programa calcula as áreas de armaduras necessária, e o operador define a área de armadura adotada.

Na Figura 60 a armadura gerada pelo programa STRAP:

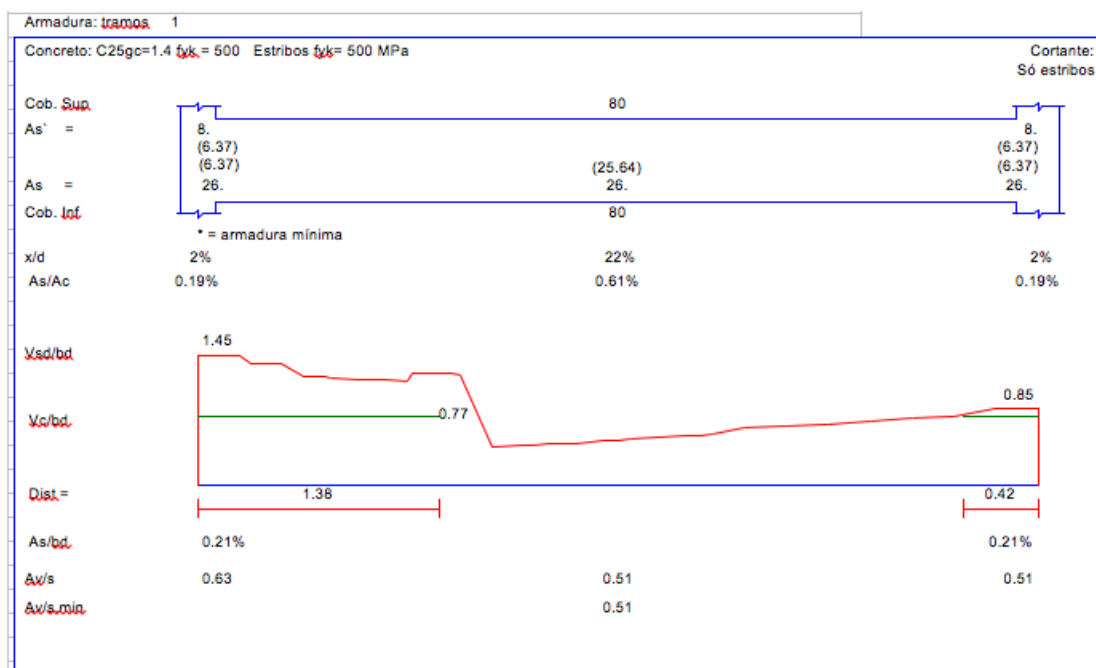


Figura 60: VT1 - armadura longitudinal

Na parte superior da imagem, no canto esquerdo, pode-se observar o posicionamento da armadura negativa ($A's$), localizados na parte superior da viga, nos apoios. O valor 6.37 cm^2 que se encontra entre parênteses representa a área de aço calculada pelo módulo concreto. O valor 8 cm^2 que está fora dos parênteses indica a armadura adotada.

Os valores de armadura positiva (A_s) estão representados na parte inferior da viga. Os valores calculados estão entre parênteses e os valores adotados estão fora dos parênteses.

Na parte inferior da imagem acima, é possível observar o módulo do diagrama de força cortante, já exibido anteriormente. Nesta imagem é também possível encontrar o valor de força cortante que a seção de concreto resiste (linha em verde).

Por fim, o programa exibe o valor de armadura por espaçamento, em cada trecho. Na Figura 61 esse detalhamento:

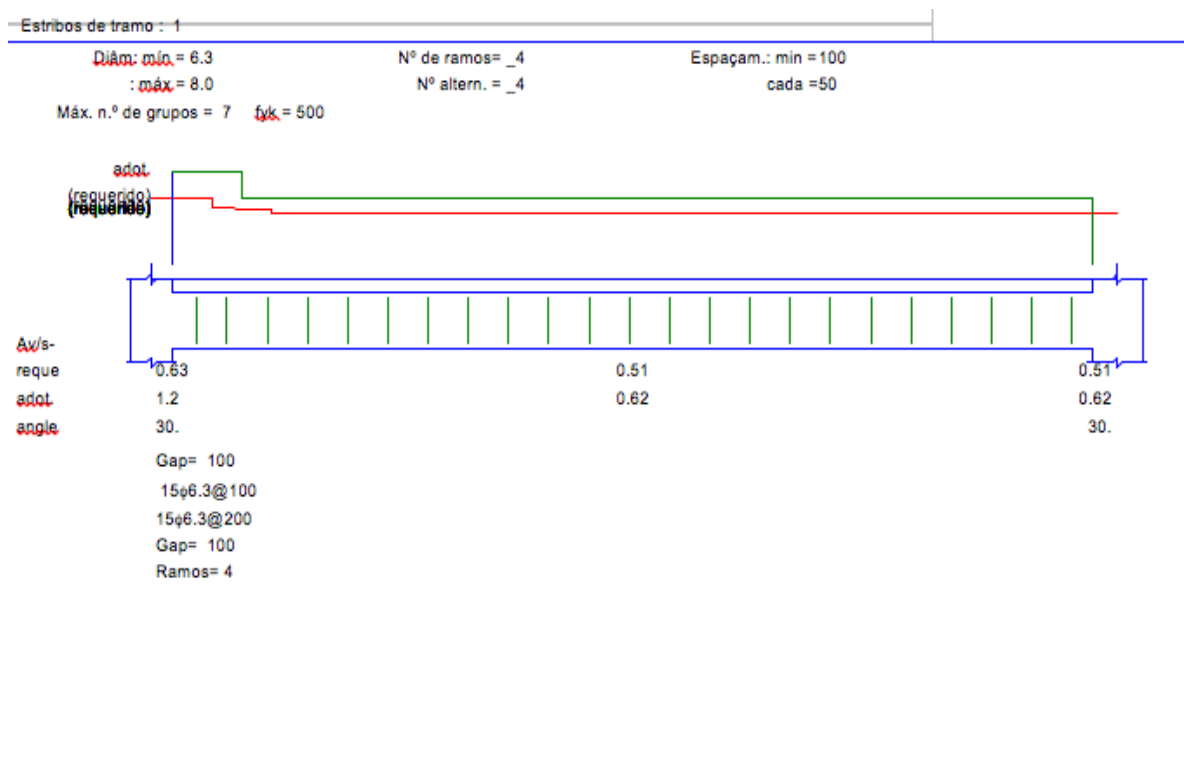


Figura 61: VT1 - armadura de estribos

A imagem acima mostra a quantidade de armadura dos estribos requerida, e a quantidade de armadura adotada em cada um dos trechos.

No trecho a esquerda é possível perceber que a quantidade de armadura requerida foi de 6,3 cm²/m e o valor adotado foi de 12 cm²/m. A quantidade de estribos e os espaçamentos entre eles também é resultado do programa. A armadura adotada de estribo foi então dividida assim:

São 15 estribos de 4 ramos de diâmetro 6.3mm a cada 10cm, a partir de 10 cm da face do pilar P.9. A partir de então, serão mais 15 estribos de 4 ramos de 6.3mm a cada 20cm até a 10cm do pilar P.1.

3.10.1.3. ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

Com os cálculos feitos pelo programa STRAP, sentiu-se a necessidade de calcular as armaduras a partir de tabelas de flexão, com o intuito de comparar os resultados.

A tabela de flexão da VT.1 encontra-se na Tabela 24:

seção	bw (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	Msd (kN.m)	km	kz	x (m)	A scalc (cm ²)	A smin (cm ²)	f adotada (mm)	As adotado (cm ²)
Eixo C	0,5	0,8	0,08	0,72	58,0	0,013	0,99	0,013	1,866	6	16	8
Eixo A	0,5	0,8	0,08	0,72	36,3	0,008	1,00	0,008	1,164	6	16	8
Meio do vão	0,5	0,8	0,08	0,72	726,0	0,157	0,90	0,185	25,837	6	16	26

Tabela 24: Flexão simples da viga VT1

Na Tabela 25 o cálculo de armadura transversal da VT.1:

seção	Vsd (kN)	rl Asadot/(bwd)	k	VRd1 (kN)	Necessidade de armar	VRd2 (kN)	Vsd<VRd2	Vco (kN)	Vsw (kN)	Asw/s (cm ² /m)	Asw/s mín (cm ² /m)	Asw/s adot (cm ² /m)
Eixo C	560	0,0022	1	150,692	sim!	1583,839	verifica!	280,864	279,136	9,77	5,13	12,4
Eixo A	330	0,0022	1	150,692	sim!	1583,839	verifica!	280,864	49,136	1,72	5,13	6,2
Meio do vão	500	0,0071	1	173,776	sim!	1583,839	verifica!	280,864	219,136	7,67	5,13	12,4

Tabela 25: Tabela de cisalhamento da viga VT1

Pôde-se então comparar os resultados entre o módulo concreto com software STRAP e as tabelas desenvolvidas em EXCEL. O que se constatou foi uma grande coerência entre ambos. Os valores de armação se encontram muito próximos.

3.10.1.4. CÁLCULO DOS GRAMPOS

Nas vigas de transição, por conta de um alto momento fletor gerado pela carga pontual dos pilares que se apoiam nelas, é preciso se atentar a ligação entre a viga e os pilares. A garantia da ancoragem da viga ao pilar é fundamental para o bom comportamento do sistema. Muitas vezes a alta força cortante não consegue ser bem transmitida da viga para o pilar. Os grampos têm a função de costurar esta ligação para melhor transmissão da força cortante para o pilar.

O roteiro de cálculo para a verificação da necessidade de grampos nas vigas de transição se encontra a seguir:

Equação 42

$$\frac{M_{sd}}{d_{ist}} = V_{sd}$$

Equação 43

$$R_{sd,apoio} = 0,75 * V_{sd}$$

Equação 44

$$F_{res,barra} = A_s * 4,75$$

Equação 45

$$40 * \phi_{barra} * \frac{R_{sd,apoio}}{F_{res,barra}} * 0,7 = L$$

Equação 46

$$\alpha_{1\ camada} = \frac{a}{L}$$

Equação 47

$$\alpha_{2\ camada} = \frac{b}{L}$$

Equação 48

$$A_{s,efetiva} = \alpha_{1\ camada} * A_{s,1} + \alpha_{2\ camada} * A_{s,2}$$

Equação 49

$$A_{s,grampo} = \frac{R_{sd,apoio}}{4,35} - A_{s,efetiva}$$

Equação 50

$$2 * L + m = d_{face}$$

Equação 51

$$\frac{A_{s,grampo}}{\text{numero de ramos}} = A_s(\text{por ramo})$$

A partir do momento máximo da viga, e a distância deste pico até a face do pilar, calculou-se a força cortante.

Considerou-se o ângulo de incidência da força cortante, através da biela de compressão de 53°. Ou seja, 0.75*Vd é a força que atua na barra longitudinal, no apoio.

Calculou-se a partir da armadura adotada no apoio, a força resistente das barras longitudinais. Esta força foi comparada com a força atuante. Com isso, calculou-se o comprimento de ancoragem necessário. Este comprimento necessário foi comparado com os valores de "a" e "b" (Tabela 27), quando o comprimento necessário é menor que o comprimento existente, garante-se a boa transmissão de esforços. Caso o comprimento necessário seja maior que o comprimento existente é então calculada a armadura do grampo.

Este roteiro foi utilizado para o cálculo dos grampos em todas as vigas. A seguir, as tabelas de grampo da VT.1, na Tabela 26 e Tabela 27.

Tabela 26: Tabela de grampos da VT1 (parte 1)

	Momento (tF.m)	Distância	Vd (tF)	Força na Barra	As Adotado	Fres. Na Barra	F barra/ Fres. barra	ø	L nec
esquerda	72,1	1,5	48,07	36,05	20	87	0,414	2	18,56
direita	72,1	3,3	5,52	4,14	14	60,9	0,068	2	3,04

Tabela 27: Tabela de grampos da VT1 (parte 2)

	a	b	alfa1 camada	alfa2 camada	As1 camada	As2 camada	As efetiva	Asnec	Agranpo
esquerda	20,37	15,37	1,10	0,83	14	6	18,97	0	0
direita	20,37	0	6,69	0,00	14	0	14,00	0	0

Como pode-se perceber, na VT.1 não é necessário a colocação de grampos.

3.10.1.5. DESENHOS DE ARMAÇÃO E FORMAS

Com o cálculo da armação finalizado, foi necessário detalhar a armadura em cada uma das vigas. O desenho de armação foi executado em AutoCAD, e o padrão de dobras seguiu a cartilha da empresa Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projetos. O manual usado para as dobras de aço encontra-se no ANEXO B.

No detalhamento da armação, os valores escritos são referentes ao comprimento reto de cada um dos trechos. Nas dobras, os valores escritos são referentes ao raio externo de dobramento. O comprimento do trecho curvo não se encontra escrito no desenho, porém este comprimento foi levado em consideração para o cálculo do comprimento total da barra. Estes valores podem ser encontrados na tabela do ANEXO C.

A armadura de pele foi considerada como 0,1% da área da seção. Na Figura 62 apresenta-se o detalhamento da armadura da VT.1.

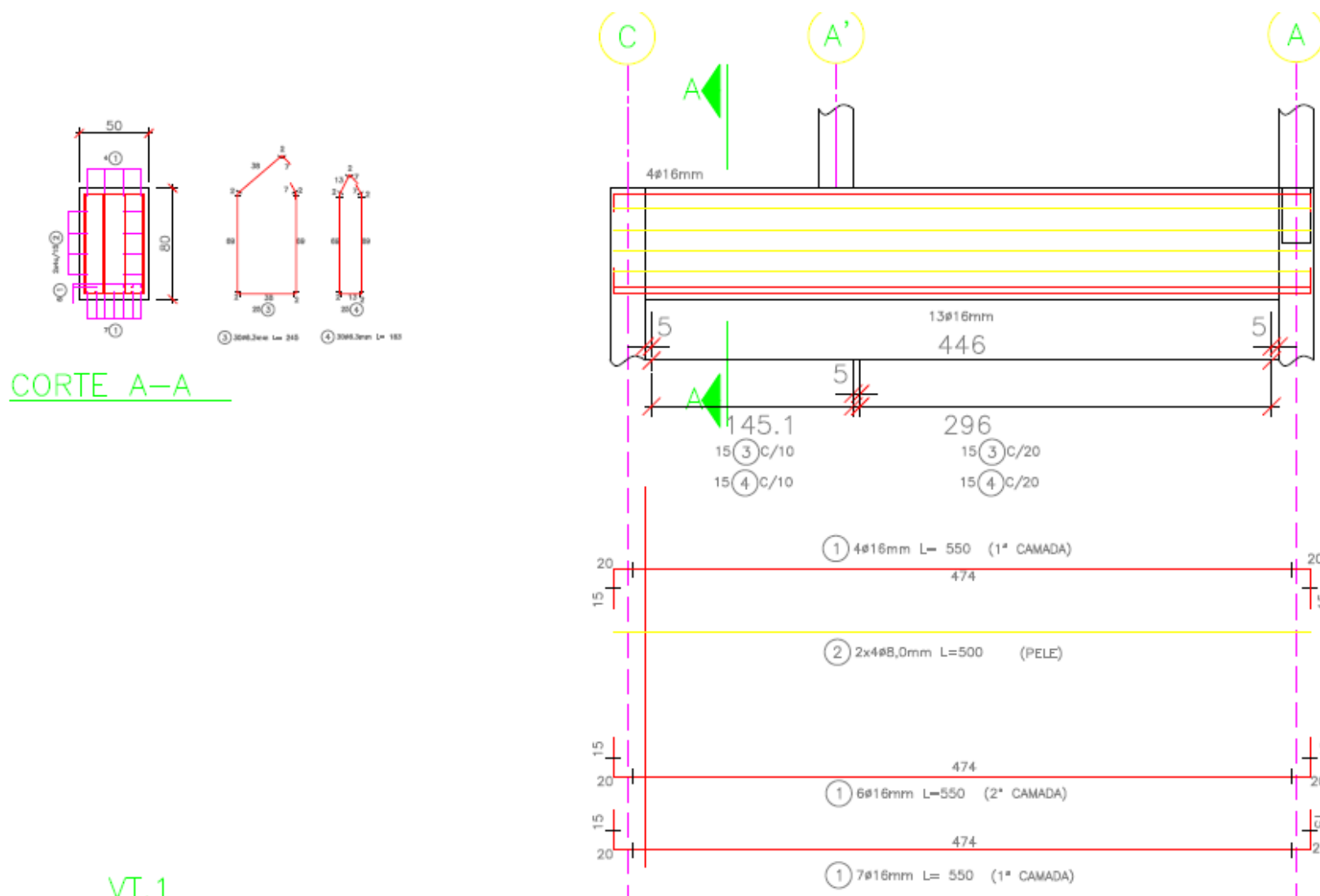


Figura 62: Armação da VT1

3.10.2.2. ARMAÇÃO PELO SOFTWARE STRAP (MÓDULO CONCRETO)

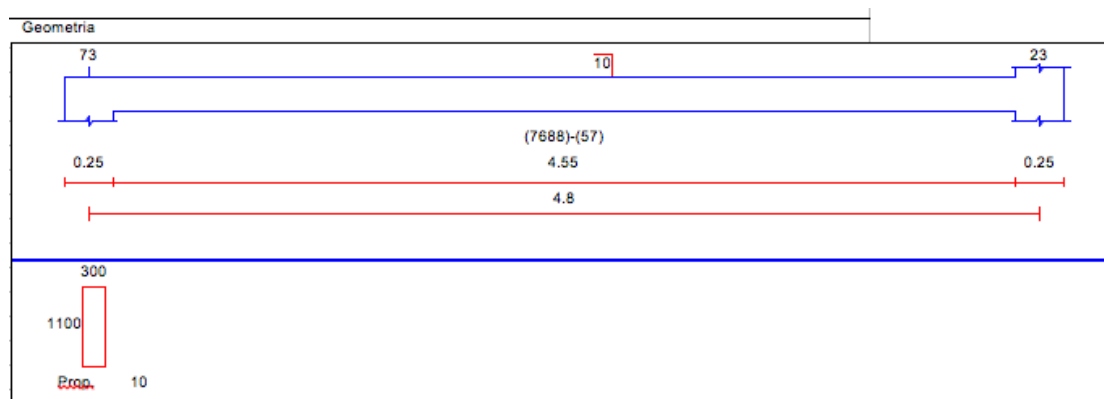


Figura 64: VT3 e VT4 - geometria da viga e apoios

Na Figura 65 o diagrama de momento liberado pelo módulo concreto:

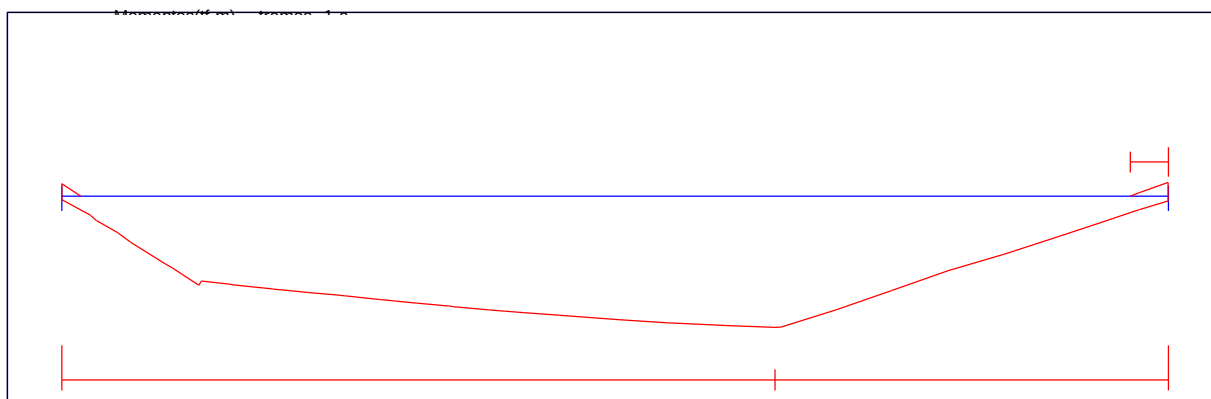


Figura 65: VT3 e VT4 - diagrama de momentos

Os valores de momento fletor são em tf.m e as distâncias em metros.

Na Figura 66, o diagrama de cortante:

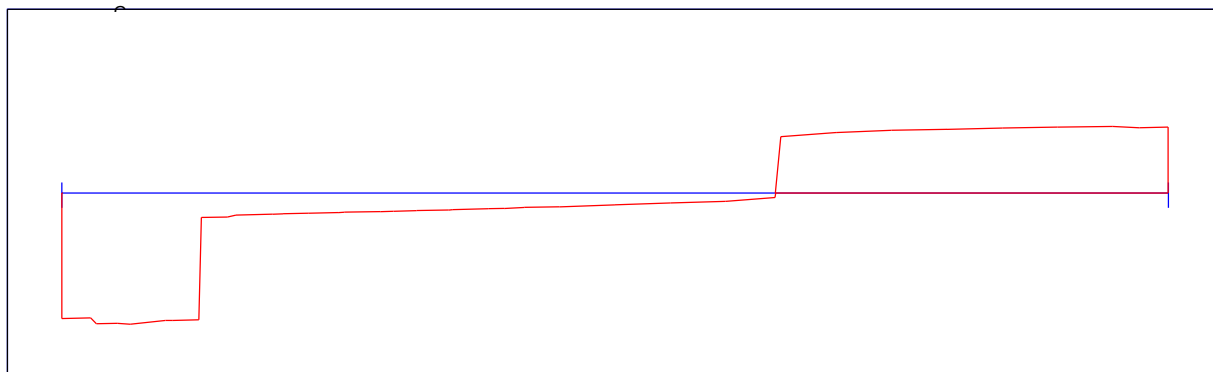


Figura 66: VT3 e VT4 - diagrama de forças cortantes

Os valores de cortante estão representados em tf.

Na Figura 67 a armação gerada pelo programa STRAP:

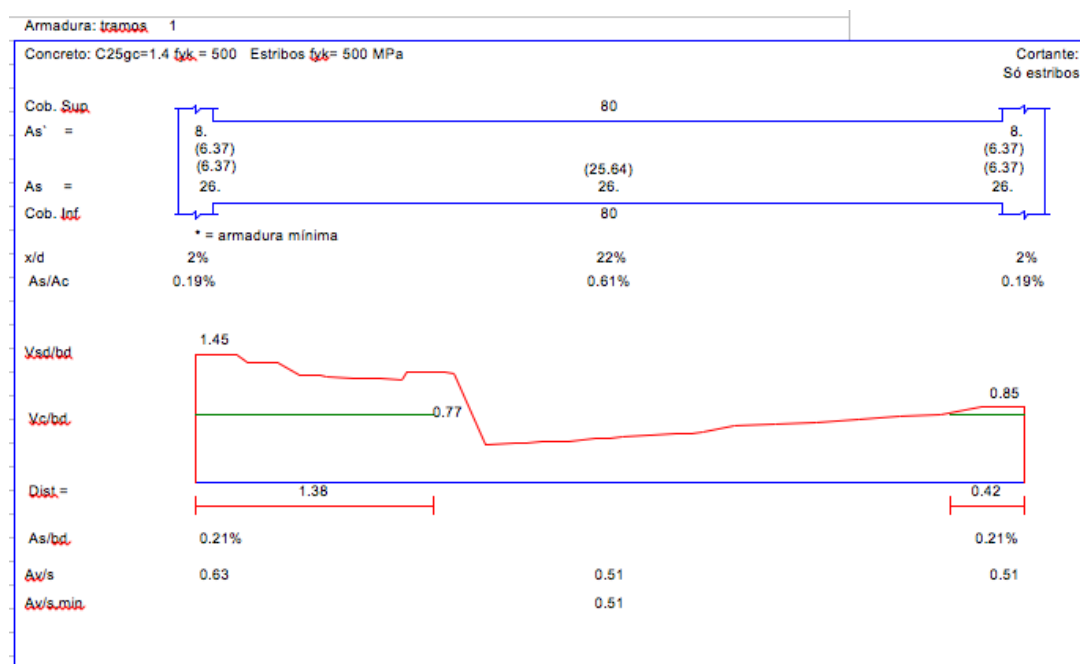


Figura 67: VT3 e VT4 - armadura longitudinal

Por fim, o programa exibe o valor de armadura por espaçamento, em cada trecho. Na Figura 68 esse detalhamento:

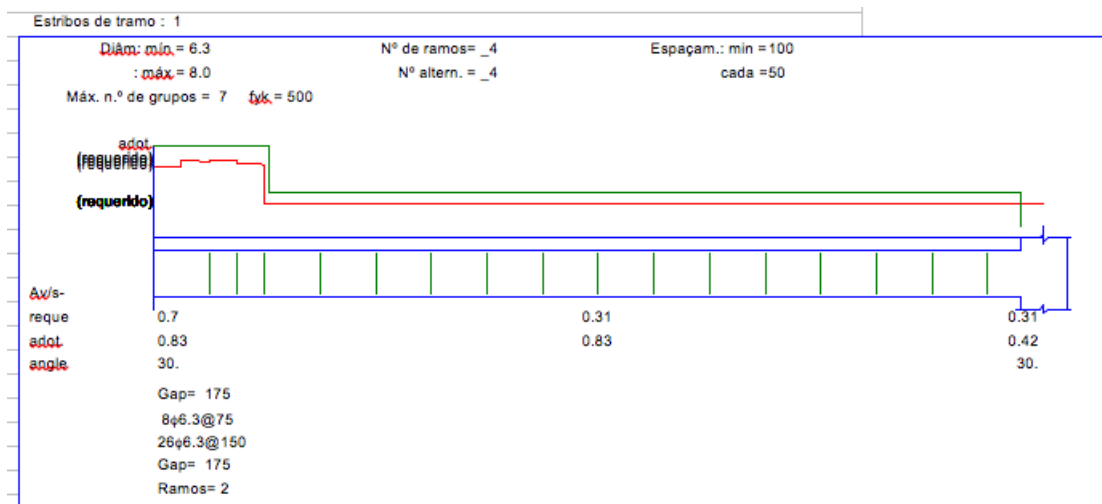


Figura 68: VT3 e VT4 - armadura de estribos

Por conta da geometria da viga, optou-se por usar estribo de apenas 2 ramos. Assim, adotou-se 8 estribos de 2RØ6.3 c/7.5 cm a partir de 10cm da face do pilar, e então, 26 estribos de 2RØ6.3 c/ 15cm.

3.10.2.3. ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

A tabela de flexão da VT.3 encontra-se na

Tabela 28:

seção	bw (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	Msd (kN.m)	km	kz	x (m)	Ascalc (cm ²)	Asmin (cm ²)	f adotada (mm)	Asadotado (cm ²)
P.3 e P4 (Eixo A)	0,3	1,1	0,07	1,03	54	0,010	0,994	0,0145	1,21	4,95	16	6
Meio do vão P.7 e P.8 (Eixo C")	0,3	1,1	0,07	1,03	518	0,091	0,943	0,1464	12,26	4,95	16	14
Meio do vão Pe.1 e Pe.2 (Eixo C`)	0,3	1,1	0,07	1,03	348	0,061	0,963	0,0964	8,07	4,95	16	14
P.11 e P.12 (Eixo C)	0,3	1,1	0,07	1,03	49	0,009	0,995	0,0131	1,10	4,95	16	6

Tabela 28: Tabela de flexão das vigas VT3 e VT4

Na Tabela 29 o cálculo de armadura transversal da VT.3

seção	Vsd (kN)	rl Asadot/(b wd)	k	VRd1 (kN)	Necessidade de armar	VRd2 (kN)	Vsd<VR d2	Vco (kN)	Vsw (kN)	Asw/s (cm ² /m)	Asw/s mín (cm ² /m)	Asw/s adot (cm ² /m)
P.3 e P4 (Eixo A)	314	0,00194	1	126,6	sim!	1340,8	verifica!	237,8	76,2	1,89	3,1	4,1
Meio do vão P.7 e P.8 (Eixo C")	314	0,00453	1	136,8	sim!	1340,8	verifica!	237,8	76,2	1,89	3,1	4,1
Meio do vão Pe.1 e Pe.2 (Eixo C`)	590	0,00453	1	136,8	sim!	1340,8	verifica!	237,8	352,2	8,73	3,1	8,9
P.11 e P.12 (Eixo C)	590	0,00194	1	126,6	sim!	1340,8	verifica!	237,8	352,2	8,73	3,1	8,9

Tabela 29: Tabela de cisalhamento da VT3 e VT4

3.10.2.4. CÁLCULO DOS GRAMPOS

Na Tabela 30 e na Tabela 31 o cálculo de grampo da VT.3 e VT.4.

Tabela 30: Tabela de grampos da VT3 e VT4 (parte 1)

	Momento (tF.m)	Distância	Vd (tF)	Força na Barra	As Adotado	Fres. Na Barra	Fbarra/ Fres.barra	Ø	L necessario	a	b
esquerda	51,8	0,6	58,0	43,5	14	60,9	0,714	1,6	32	20,3	15,3
direita	51,8	1,7	30,5	22,9	12	52,2	0,438	1,6	20	20,3	15,3

Tabela 31: Tabela de grampos da VT3 e VT4 (parte 2)

	alfa1 camada a	alfa2 camada	As1 camada	As2 camada	As efetiva	Asne c	Agranp o	Ø grampo	dist da face do pilar	M	número de ramos
esquerda	0,64	0,48	8	6	7,97	2,03	0,51	8mm	74	10	4
direita	1,04	0,78	8	6	12,70	0,00	0,00	-	-	-	-

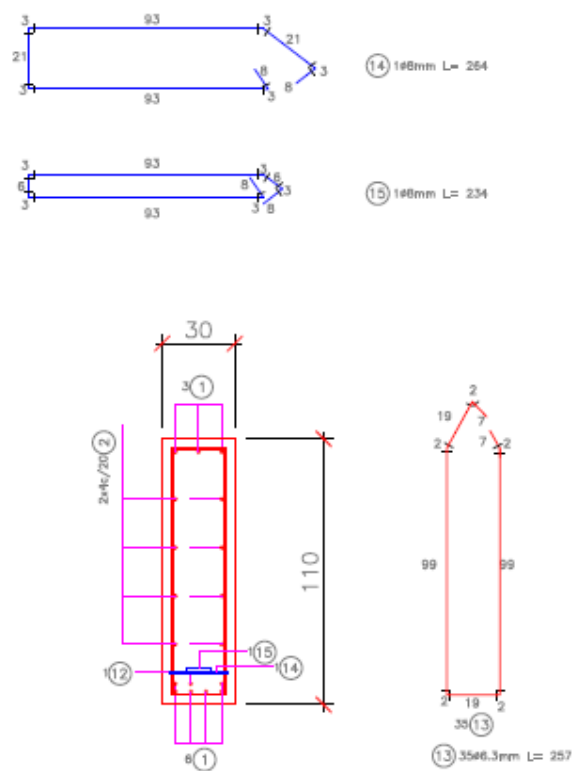
Como pode-se perceber, na VT.3 é necessário a colocação de grampos. Será necessária $2,0 \text{ cm}^2$ de área de aço para grampear as vigas VT.3 e VT.4 aos pilares P.11 e P.12, respectivamente.

A distância do grampo até as barras longitudinais (1ª camada) é de $M=10\text{cm}$. O grampo se encontra até uma distância de 74 cm da face do pilar.

O detalhamento do grampo pode ser visto no item a seguir.

3.10.2.5. DESENHOS DE ARMAÇÃO E FORMAS

Na Figura 69, apresenta-se o detalhamento da armadura da VT.3.



CORTE C-C

VT.3 e VT.4 (2x)

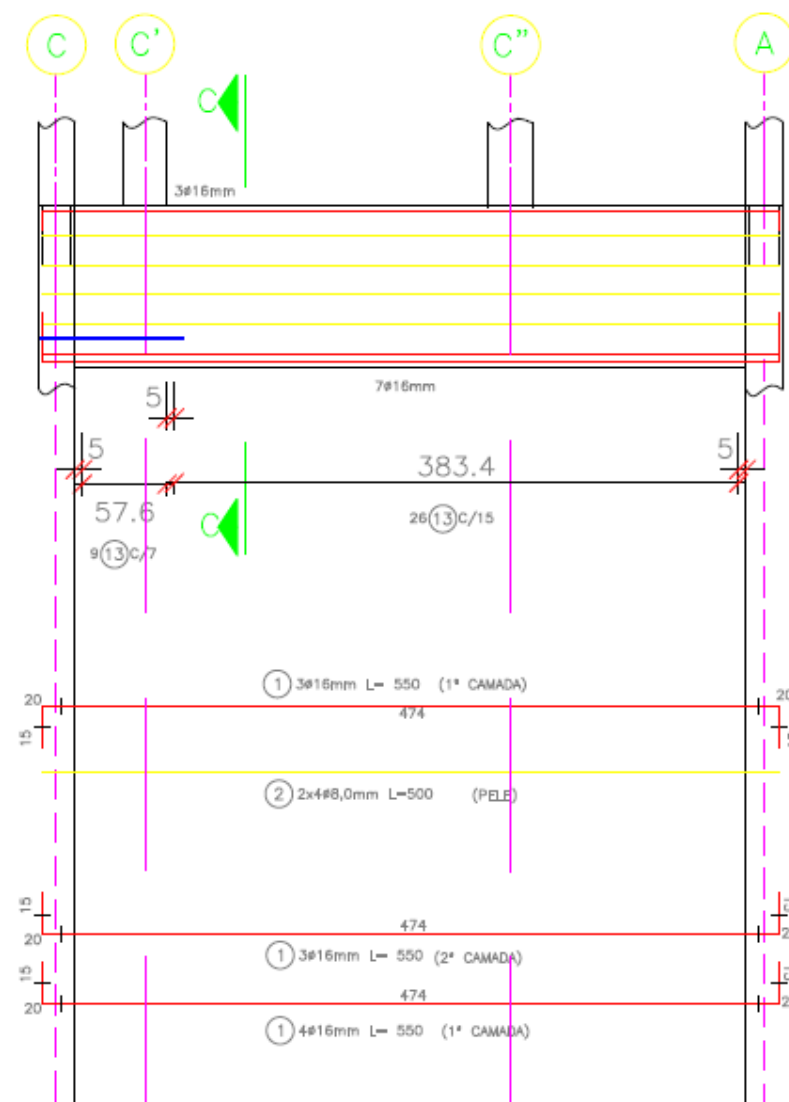


Figura 69: Armação da VT3 e VT4

3.11. FUNDAÇÕES

Para o cálculo das fundações e das contenções foram necessárias visitas ao local da obra.

O que foi constatado é que no terreno em estudo ainda se encontra uma pequena casa antiga. O terreno, como mostrado na Figura 7, apresenta um leve decaimento no sentido da rua para o fundo do terreno. Constatou-se também que no terreno vizinho, pelo lado norte, há uma pequena residência que apresenta, no nível da rua, toda a área útil. Porém para os dois últimos terços do terreno a residência é apoiada sobre pilares, e a declividade permite uma garagem sobre a residência. Com esta visita ao local, observou-se a necessidade de escavação de apenas meio pé direito do subsolo. Optou-se por usar blocos de concreto para a sustentação deste corte no terreno.

O vizinho do lado sul do terreno é um prédio de também 5 pavimentos, com um subsolo, na mesma profundidade do edifício em estudo. A contenção desta divisa já foi executada pelo empreendimento vizinho, também com blocos de concreto.

Ao fundo do terreno, na fachada leste, não foi necessária contenção.

3.11.1. ESTACAS

Para o cálculo da fundação, optou-se por utilizar as sondagens do terreno imediatamente vizinho, uma vez que não havia sondagens do terreno em estudo. O prédio construído no terreno vizinho apresenta algumas características semelhantes ao edifício em estudo, como por exemplo, quantidade de pavimentos, quantidade de subsolos, área construída e nível da fundação. A empresa que executa a fundação para a Pédico Engenharia é a mesma empresa que executou a fundação do edifício vizinho. Com as características do solo, descrita no item a seguir, e com a carga nos pilares, decidiu-se pela utilização de estaca hélice contínua de 60cm de diâmetro, mesma estaca utilizada na edificação vizinha.

3.11.2. SONDAGENS E ANÁLISE DO SOLO

Como não havia sondagem do terreno, optou-se por utilizar a sondagem do terreno ao lado. Foram feitas 3 furos de sondagem para o terreno, apresentadas da Figura 70 à Figura 72.

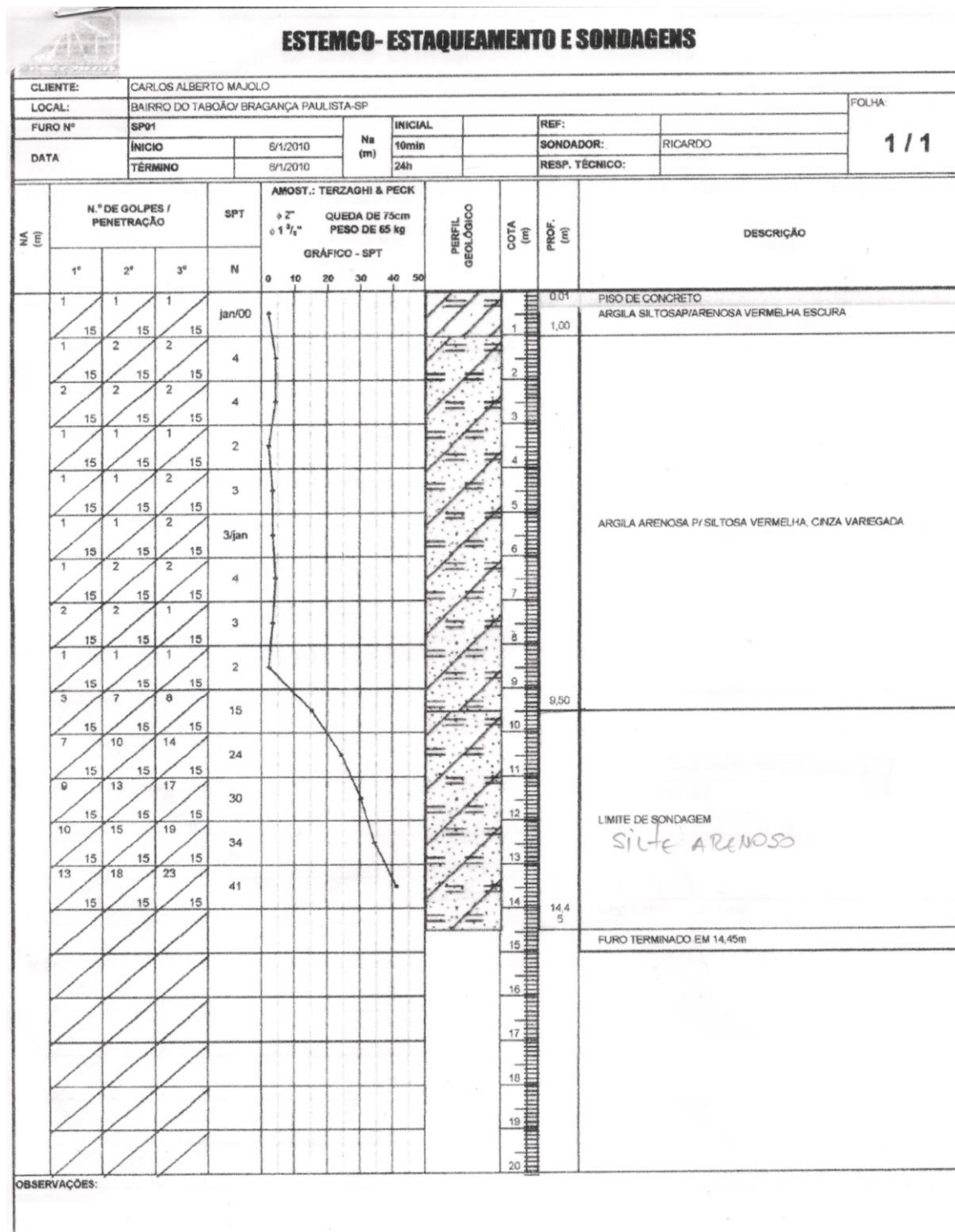


Figura 70: Sondagem SPT1

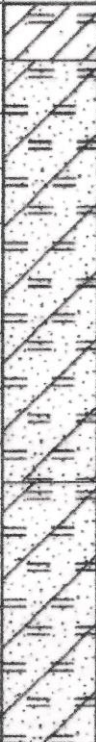
ESTEMCO- ESTAQUEAMENTO E SONDAGENS															
CLIENTE:		CARLOS ALBERTO MAJOLO													
LOCAL:		BAIRRO DO TABOÃO / BRAGANÇA PAULISTA - SP													
FURO Nº		SP02					INICIAL				REF:				
DATA		INÍCIO		6/1/2010		Na (m)		10min				SONDADOR:		RICARDO	
		TÉRMINO		6/1/2020				24h				RESP. TÉCNICO:			
1 / 1															
NA (m)	N.º DE GOLPES / PENETRAÇÃO			SPT	AMOST.: TERZAGHI & PECK		PERFIL GEOLÓGICO	COTA (m)	PROF. (m)	DESCRIÇÃO					
	1º	2º	3º	N	ϕ 2"	QUEDA DE 75cm ϕ 1 1/8"									
	GRÁFICO - SPT														
1	1	-	-	Jan/00				0.01	CAMADA VEGETAL						
	30	15	15					1	1.00	ARGILA SILTOSA/PARENOSA VERMELHA ESCURA					
1	1	2	2	3				2							
	15	15	15					3							
1	2	2	2	4				4							
	15	15	15					5							
2	2	3	3	5				6							
	15	15	15					7							
2	2	4	4	6				8							
	15	15	15					9							
2	3	4	4	7/jan				10							
	15	15	15					11							
3	3	4	4	7				12							
	15	15	15					13							
3	5	9	9	14				14							
	15	15	15				15								
5	7	11	11	18			16								
	15	15	15				17								
8	10	13	13	23			18	8,65							
	15	15	15				19								
9	13	17	17	30			20								
	15	15	15				21								
11	14	19	19	33			22								
	15	15	15				23								
12	16	20	20	36			24								
	15	15	15				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								

Figura 71: Sondagem SPT2

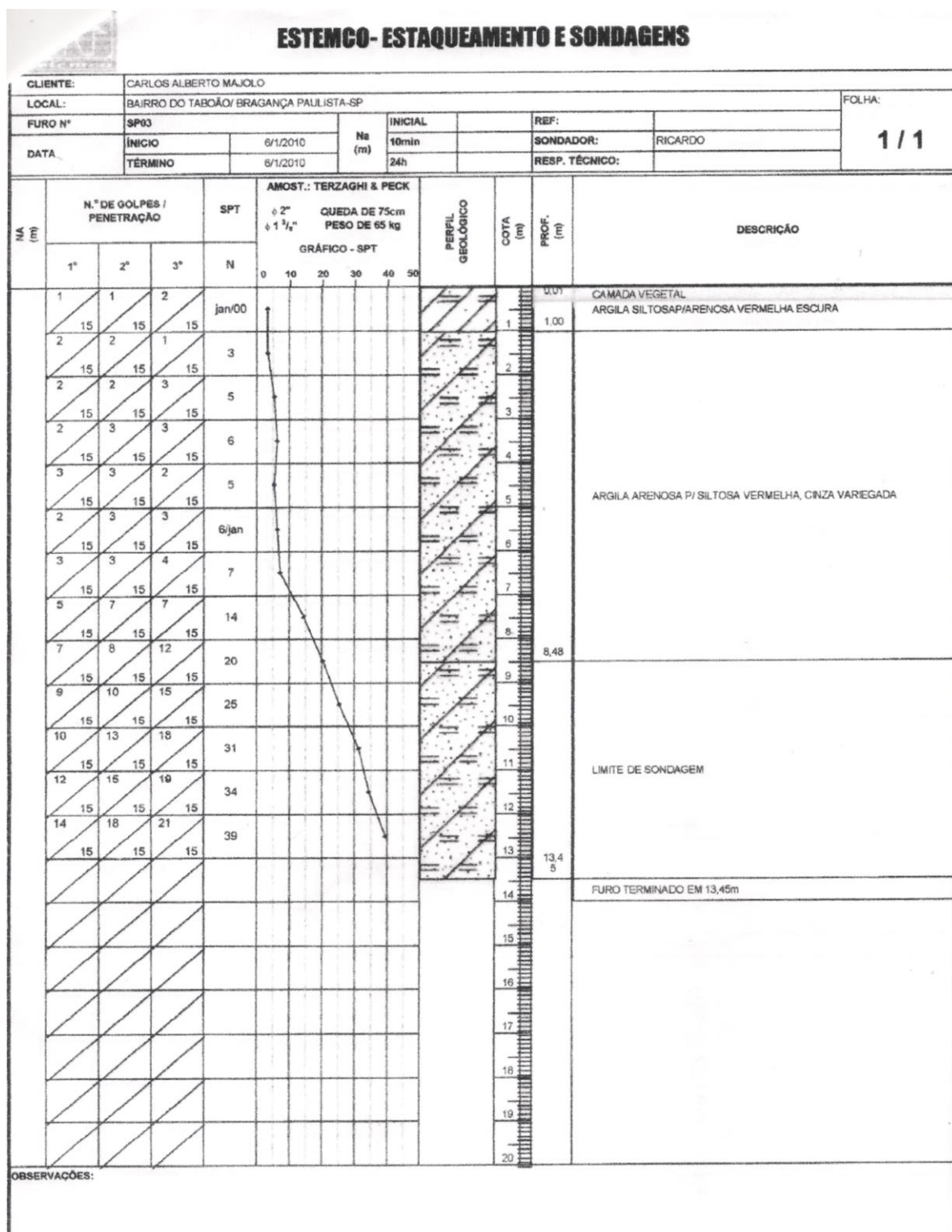


Figura 72: Sondagem SPT3

Como pode-se observar, o solo apresenta SPTs muito baixos até a 10 metros de profundidade, a partir de então o solo apresenta resistência maior. A camada superficial, primeiro metro, é uma camada de argila siltosa para arenosa vermelha escura. A segunda camada, de 2 a 14 metros de profundidade, argila arenosa para siltosa vermelha, cinza, onde se encontra o limite das sondagens. É possível observar que as três sondagens apresentam a mesma configuração de solo. Assim, para o cálculo do comprimento de estaca optou-se por usar a média dos números de SPTs, por metro, como pode ser visto no item a seguir.

3.11.3. ESCOLHA DA SOLUÇÃO

As estacas hélices, que possuem elevada capacidade de carga, são utilizadas em fundações profundas e a escolha por esse sistema de fundação depende não só das características do terreno ou dos custos envolvidos, mas também de aspectos da vizinhança do canteiro. Essas estacas são, mais indicadas do que estacas cravadas quando há restrições relacionadas à vibração ou a impactos sonoros. A opção por estacas hélice contínua pode ser determinada também pela disponibilidade de equipamentos. A determinação deve ser feita por consultores ou especialistas em fundações. No caso deste trabalho, considerando a vizinha, acreditou-se ser a solução mais adequada, tendo em vista também as características geotécnicas do solo apresentado nas sondagens e consideradas no modelo de cálculo a seguir apresentado.

3.11.4. CÁLCULO DO COMPRIMENTO DAS ESTACAS (DÉCOURT-QUARESMA)

O SPT – modelo de cálculo foi gerado a partir das sondagens, tendo em vista que, conforme aprendido nas matérias de solo, não se deve projetar uma fundação para cada sondagem, mas sim estabelecer um modelo de cálculo de SPT para que este seja adequado a todas informações geotécnicas recebidas nas sondagens.

O fluxograma da Figura 73 representa o conceito utilizado no cálculo da fundação:



Figura 73: Fluxograma do método de cálculo da fundação

O coeficiente C é dependente do tipo de estaca (neste caso deslocamento) e do tipo de solo, e conforme as sondagens, foi considerado de acordo com as características geotécnicas nelas apresentadas.

Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978)	
Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração de rocha)	20
Siltos arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Figura 74: Valores do coeficiente C

O N equivalente é a média dos últimos SPTs da respectiva camada. A partir deste valor, pode-se calcular a tensão de ruptura multiplicando-se o N pelo C. O Q_p corresponde à carga de ponta, que depende da seção da estaca (no caso uma estaca de 60cm de diâmetro) e a carga lateral depende da tensão cisalhante calculada a partir da respectiva profundidade que está sendo considerada. A carga total é a soma das cargas de ponta e lateral, e o critério de Décourt-Quaresma então pode ser verificado, conforme a tabela abaixo apresenta os resultados obtidos a partir de um pilar médio de 140tf.

Tabela 32: Cálculo pelo método Décourt-Quaresma

H (M)	SPT - modelo de cálculo	C (tf/m ²)	N	σ_{rup} (tf/m ²)	Qp (tf)	Qal (tf)	Qtotal (tf)	Qp/4+ Qal/1.3 (tf)	QE (tf)	Critério
1	1	12	3	30	8	3	12	5	140	NÃO
2	4	12	3	30	8	7	15	7	140	NÃO
3	4	12	4	48	14	11	25	12	140	NÃO
4	2	12	3	36	10	15	25	14	140	NÃO
5	3	12	3	30	8	19	27	16	140	NÃO
6	3	12	3	36	10	22	32	20	140	NÃO
7	4	12	4	42	12	26	38	23	140	NÃO
8	3	12	4	42	12	30	42	26	140	NÃO
9	2	12	3	30	8	34	42	28	140	NÃO
10	15	25	9	213	60	41	101	47	140	NÃO
11	24	25	20	488	138	55	193	77	140	NÃO
12	30	25	27	675	191	74	265	105	140	NÃO
13	34	25	32	800	226	96	322	130	140	OK

A tabela apresentada mostra que o critério é atendido a partir da profundidade de 13m, ou seja, a partir da cota de 13m desde o início da fundação, a carga de trabalho da estaca considerando os parâmetros geotécnicos do solo apresentado, atende ao critério de Décourt-Quaresma.

3.11.5. ARMAÇÃO DAS ESTACAS NO SOFTWARE OBLIQUA

A seção e o comprimento da estaca foram definidos no item anterior (60cm). O f_{ck} do concreto é de 20MPa, e o aço utilizado é o CA50. A armação das 19 estacas foi simplificada para o caso crítico.

As estacas não foram modeladas em STRAP. O método utilizado foi modelar os pilares com apoios engastados a partir das reações de apoio no pé dos pilares do subsolo.

Para tanto, foi pesquisada as reações geradas em todos os apoios no modelo computacional do STRAP. Os casos críticos considerados para tal análise foram:

- $N_{máx}$ com momentos M_x e M_y concomitantes
- N_{min} com momentos M_x e M_y concomitantes
- $M_{x_{máx}}$ com Normal e M_y concomitantes
- $M_{y_{máx}}$ com Normal e M_x concomitantes

Por conta da simplificação em armar todas as estacas da mesma maneira, os casos críticos acima ocorreram em estacas diferentes.

Com a pesquisa feita, armou-se a estaca por flexo-compressão a partir do software OBLIQUA.

A Figura 75 o diagrama de interação feito pelo programa OBLIQUA para o caso mais crítico, dentre os casos descritos acima.

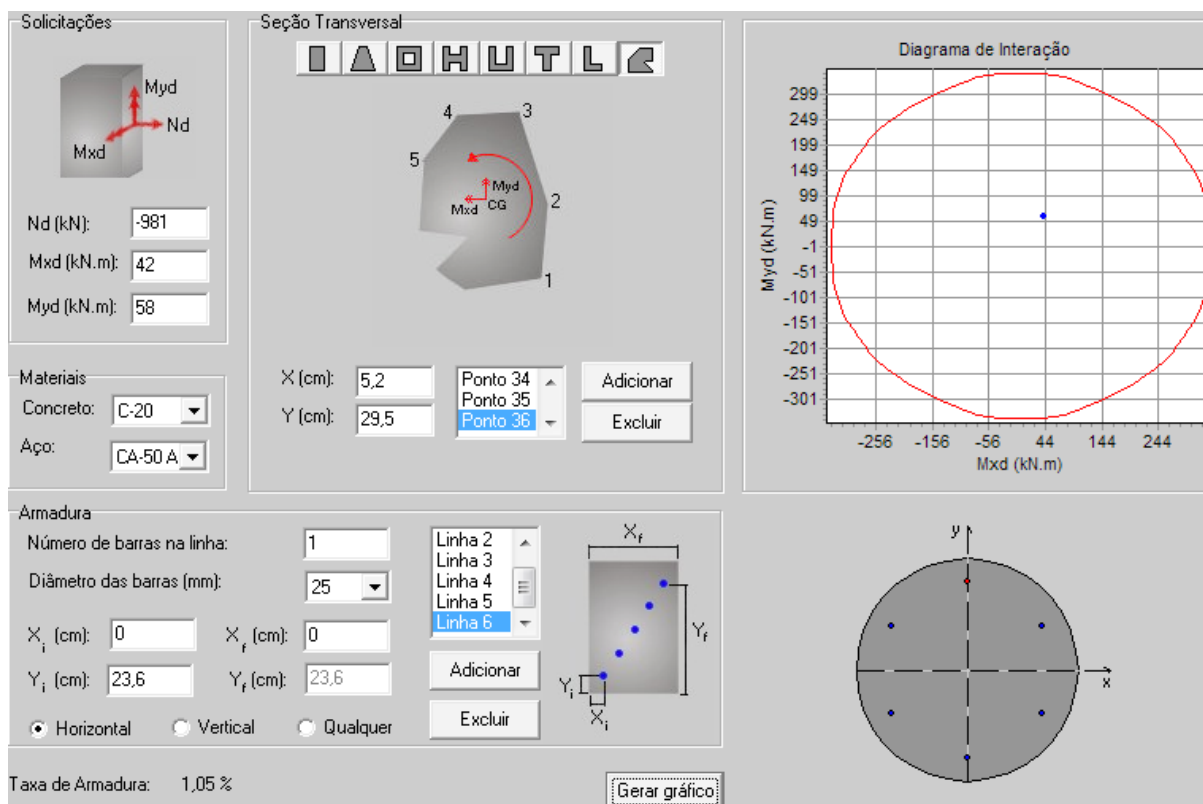


Figura 75: Estacas - Mymax com Normal e Mx concomitantes

Como pode-se observar na imagem acima, os pontos do diagrama de interação estão longe da superfície crítica, estando assim folgado com relação a flexo-compressão. Nota-se que este fato se deu por conta da seção da estaca adotada (dimensionada a partir de estudos geotécnicos).

A quantidade de barras escolhidas (6 $\varnothing$ 25mm) se deu por conta da taxa de armadura mínima adotada (1%).

3.11.6. DESENHOS DE ARMAÇÃO E FORMAS

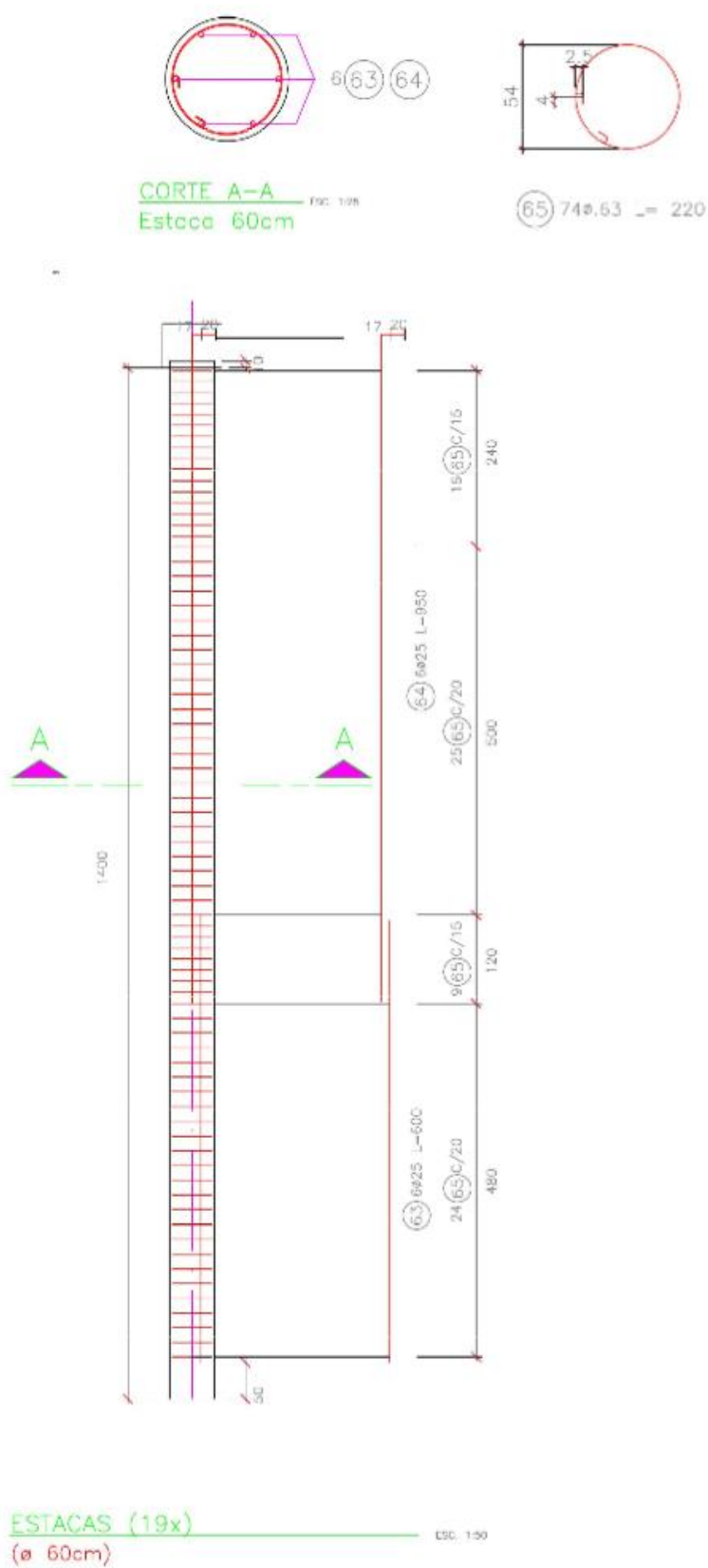


Figura 76: Armação da estaca

3.11.7. BLOCOS DE FUNDAÇÃO

Os blocos de fundação foram calculados a partir da geometria das estacas, do posicionamento e das cargas nos pilares.

O posicionamento dos blocos de fundação pode ser visto na Figura 41.

Com o diâmetro da estaca definido (60cm a partir dos estudos geotécnicos), procurou-se usar blocos de uma estaca para os pilares, uma vez que as cargas nos pilares são inferiores a resistência característica da estaca (140 tf). Porém, por conta da geometria e do posicionamento de alguns pilares teve de ser usado blocos de duas estacas.

Segundo a norma de fundações NBR6122(Projeto e execução de fundações), a distância mínima entre estacas deve ser maior que 3ϕ , onde ϕ é o diâmetro da estaca. Para estes casos, optou-se por fazer associação entre blocos de fundação, gerando blocos de duas estacas que serviam de apoio para dois pilares.

Por simplificação, optou-se por armar apenas o caso crítico, bloco com pilares de maior carga, e replicar a armação deste bloco para os demais.

Apesar de ser calculado o bloco de 1 estaca, apenas o bloco de 2 estacas está representado no atual documento.

3.13.7.1 BLOCOS DE DUAS ESTACAS

Para o caso do bloco de 2 estacas, calculou-se a armadura para o caso dos apoios dos pilares P.12 e P.13. As cargas utilizadas foram 763 kN e 1090kN, para os pilares P.12 e P.13, respectivamente.

Com isso, encontrou-se o centro de carga do conjunto, posicionado a 67,7cm a partir do centro geométrico do P.12.

O posicionamento das estacas se deu de modo que o centro de carga do conjunto fosse o mesmo do centro geométrico do bloco. Com isso a distância entre as estacas superou o valor mínimo de 3ϕ .

Para o cálculo da altura do bloco levou-se em consideração a inclinação da biela de compressão da estaca mais carregada. Para que o ângulo da biela fosse

próximo aos 45°, admitiu-se o valor de "z" próximo à distância entre o eixo de P.13 e o centro da estaca.

Com isso, admitiu-se:

a) $e = 52,8 \text{ cm}$

b) $z = 56 \text{ cm}$

c) $d = \frac{z}{0,8} = 70 \text{ cm}$

d) $d' = 10 \text{ cm}$

Com a altura do bloco definida como $d + d' = 80 \text{ cm}$, a geometria do bloco ficou definida. Com isso verificou-se o ângulo de inclinação das outras bielas de compressão, como pode ser visto na Figura 77:

$$A_s = \frac{M_{sd} * \gamma_f}{z * F_{yd}}$$

Sendo;

$$M_{sd} = 1031 * 0,52 \text{ kNm};$$

$$\gamma_f = 1,1;$$

$$F_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2.$$

Com isso, a armadura do bloco encontrada foi 24,58 cm². Adotou-se, portanto, 8ø20mm, resultando em 25,2 cm².

A armadura transversal calculada é:

$$A_s = \frac{M_{sd} * \gamma_f}{z * F_{yd}}$$

Sendo;

$$M_{sd} = \frac{825}{\tan(21)} * 0,56 \text{ kNm};$$

$$\gamma_f = 1,1;$$

$$z = 1,46;$$

$$F_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2;$$

$$A_s = 20,9 \text{ cm}^2.$$

Assim, a armadura adotada foi ø16c/15. Na Figura 78 e na Figura 79 o desenho de armadura dos blocos de duas estacas:

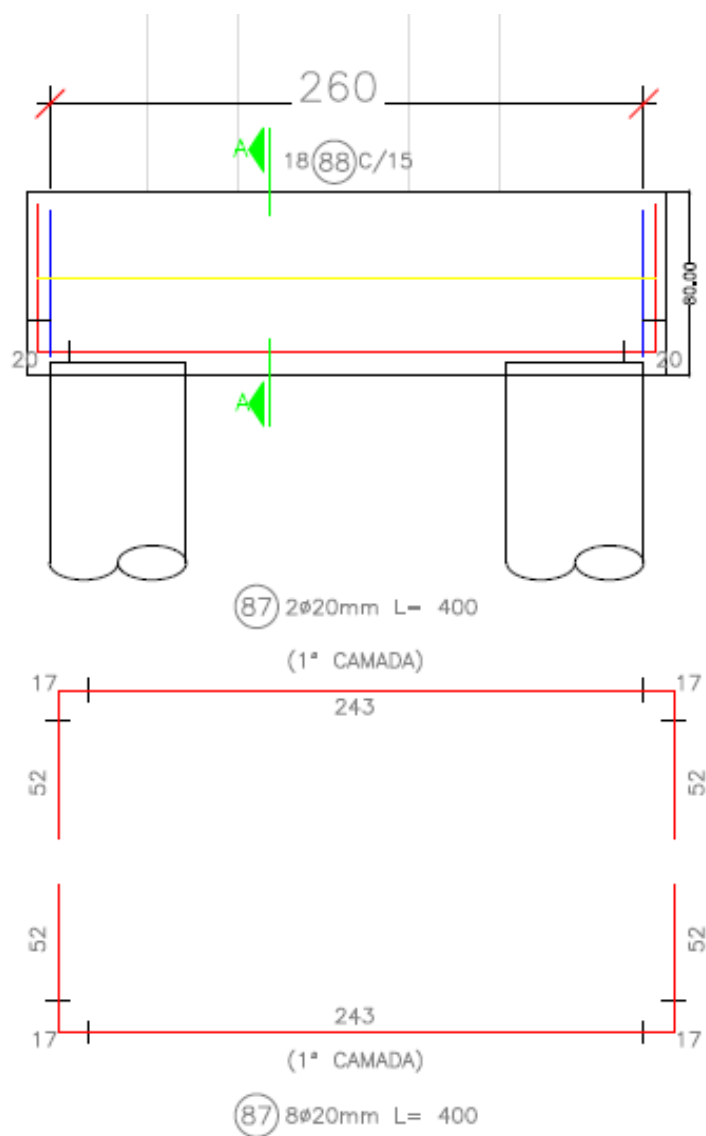


Figura 78: Blocos de fundação - armadura do bloco com duas estacas (parte 1)

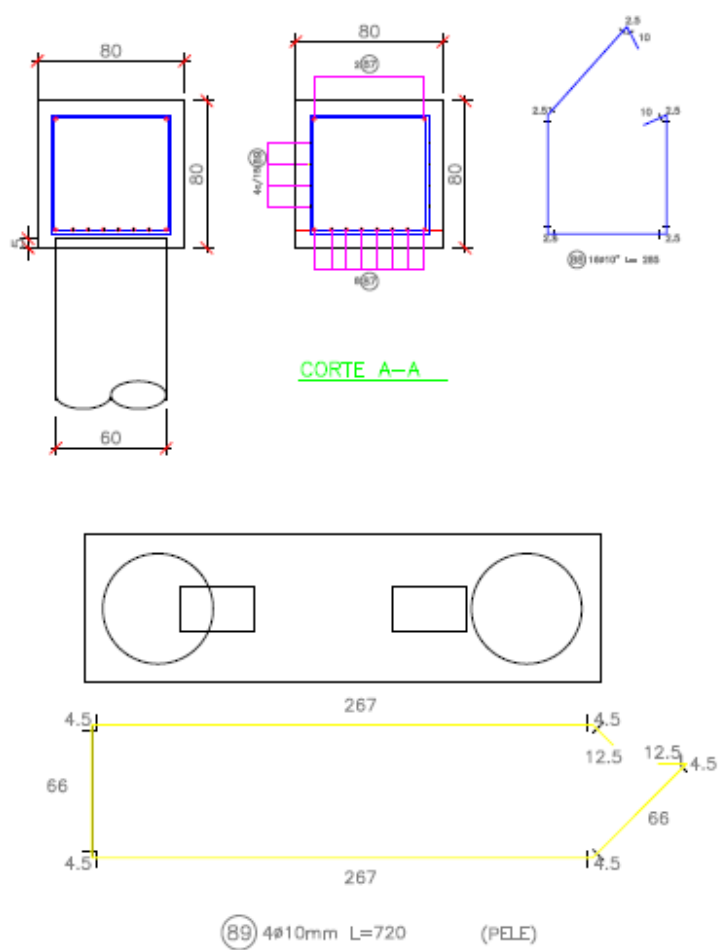


Figura 79: Blocos de fundação - armadura do bloco com duas estacas (parte 2)

Tabela 33: Fase 3 - Subsolo ao térreo - Etapa 1

Elemento	Número da barra	D (cm)	Quantidade	L (cm)	Ltotal Barra (m)	Peso das Barras (kg)
P1	61	20	8	450	36,00	88,776
P1	38	5	46	110	50,60	7,792
P2	50	16	8	430	34,40	54,283
P2	51	5	28	115	32,20	4,959
P3	50	16	8	430	34,40	54,283
P3	26	5	28	95	26,60	4,096
P4	50	16	8	430	34,40	54,283
P4	26	5	28	95	26,60	4,096
P5	50	16	8	430	34,40	54,283
P5	51	5	28	115	32,20	4,959
P6	50	16	8	430	34,40	54,283
P6	51	5	28	115	32,20	4,959
P7	29	20	6	220	13,20	32,551
P8	29	20	6	220	13,20	32,551
P9	38	5	40	110	44,00	6,776
P10	27	16	8	370	29,60	46,709
P10	51	5	31	115	35,65	5,490
P11	54	16	8	385	30,80	48,602
P11	51	5	22	115	25,30	3,896
P11	52	5	22	75	16,50	2,541
P12	54	16	8	385	30,80	48,602
P12	51	5	22	115	25,30	3,896
P12	52	5	22	75	16,50	2,541
P13	27	16	8	370	29,60	46,709
P13	51	5	31	115	35,65	5,490
P14	25	16	8	390	31,20	49,234
P14	51	5	28	115	32,20	4,959
P15	25	16	8	390	31,20	49,234

Elemento	Número da barra	D (cm)	Quantidade	L (cm)	Ltotal Barra (m)	Peso das Barras (kg)
P15	51	5	28	115	32,20	4,959
P16	51	5	26	115	29,90	4,605
P16	52	5	26	75	19,50	3,003
P17	50	16	8	430	34,40	54,283
P17	26	5	28	95	26,60	4,096
P18	50	16	8	430	34,40	54,283
P18	26	5	28	95	26,60	4,096
P19	50	16	8	430	34,40	54,283
P19	51	5	28	115	32,20	4,959
P20	50	16	8	430	34,40	54,283
P20	26	5	28	95	26,60	4,096
P21	25	16	8	390	31,20	49,234
P21	51	5	28	115	32,20	4,959
P22	48	16	8	150	12,00	18,936
P23	48	16	8	150	12,00	18,936
P24	35	20	6	145	8,70	21,454
P25	34	20	6	178	10,68	26,337
P26	28	16	8	130	10,40	16,411
P27	28	16	8	130	10,40	16,411
Pe.1	57	16	8	200	16,00	25,248
Pe.2	57	16	8	200	16,00	25,248

Tabela 34: Volume de concreto da Fase 3 Etapa 1

Elemento	Volume de Concreto (m³)
P1	0,445
P2	0,370
P3	0,278
P4	0,278
P5	0,370
P6	0,356
P9	0,445
P10	0,370
P11	0,370
P12	0,370
P13	0,370
P14	0,370
P15	0,370
P16	0,370
P17	0,278
P18	0,278
P19	0,370
P20	0,278
P21	0,370

Tabela 35: Fase 3 - Subsolo ao térreo - Etapa 2

Elemento	Número da barra	D (cm)	Quantidade	L (cm)	Ltotal Barra (m)	Peso Barras (kg)
VT.1	1	16	17	550	93,50	147,543
VT.1	2	8	8	500	40,00	15,800
VT.1	3	6,3	30	245	73,50	18,008
VT.1	4	6,3	30	183	54,90	13,451
VT.3	1	16	10	550	55,00	86,790
VT.3	2	8	8	500	40,00	15,800
VT.3	13	6,3	35	257	89,95	22,038
VT.3	14	8	1	264	2,64	1,043
VT.3	15	8	1	234	2,34	0,924
VT.4	1	16	10	550	55,00	86,790
VT.4	2	8	8	500	40,00	15,800
VT.4	13	6,3	35	257	89,95	22,038
VT.4	14	8	1	264	2,64	1,043
VT.4	15	8	1	234	2,34	0,924
VT.5	5	12,5	8	850	68,00	65,484
VT.5	6	12,5	3	300	9,00	8,667
VT.5	16	8	8	750	60,00	23,700
VT.5	17	6,3	36	225	81,00	19,845
VT.5	18	6,3	36	194	69,84	17,111
Vlong	66	12,5	2	1200	24,00	23,112
Vlong	67	12,5	4	415	16,60	15,986
Vlong	20	12,5	3	200	6,00	5,778
Vlong	72	12,5	4	225	9,00	8,667
Vlong	6	12,5	5	300	15,00	14,445
Vlong	71	12,5	4	450	18,00	17,334
Vlong	69	12,5	4	770	30,80	29,660
Vlong	70	12,5	2	480	9,60	9,245
Vlong	68	6,3	8	960	76,80	18,816

Elemento	Número da barra	D (cm)	Quantidade	L (cm)	Ltotal Barra (m)	Peso Barras (kg)
Vlong	12	6,3	86	106	91,16	22,334
Vtransv	5	12,5	8	850	68,00	65,484
Vtransv	6	12,5	4	300	12,00	11,556
Vtransv	19	12,5	4	500	20,00	19,260
Vtransv	20	12,5	4	200	8,00	7,704
Vtransv	16	8	8	750	60,00	23,700
Vtransv	21	6,3	96	146	140,16	34,339
Vlong. Fachada Sul	43	8	12	350	42,00	16,590
Vlong. Fachada Sul	44	6,3	8	320	25,60	6,272
Vlong. Fachada Sul	12	6,3	36	106	38,16	9,349
Vlong. Escada	43	8	5	350	17,50	6,913
Vlong. Escada	44	6,3	4	320	12,80	3,136
Vlong. Escada	22	6,3	18	85	15,30	3,749
Vlong. Fachada Central	45	8	6	590	35,40	13,983
Vlong. Fachada Central	46	8	1	400	4,00	1,580
Vlong. Fachada Central	47	6,3	4	560	22,40	5,488
Vlong. Fachada Central	12	6,3	34	106	36,04	8,830
Laje Nervurada	73	8	77	693	533,61	210,776
Laje Maciça	74	10	44	570	250,80	154,744
Laje Maciça	75	10	52	585	304,20	187,691
Laje Maciça	76	10	72	160	115,20	71,078
Laje Maciça	77	10	58	187	108,46	66,920
Laje Maciça	79	10	58	168	97,44	60,120
Laje Balanço	78	8	72	113	81,36	32,137

Tabela 36: Volume de concreto da Fase 3 Etapa 2

Elemento	Volume de Concreto (m³)
VT.1	1,840
VT.3	1,430
VT.4	1,430
VT.5	2,110
Vlong	1,250
Vtransv	1,640
Vlong. Fachada Sul	1,470
Vlong. Escada	0,165
Vlong. Fachada Central	0,404
Laje Nervurada	7,340
Laje Maciça	2,700
Laje Balanço	0,504

Tabela 37: Resumo do consumo de materiais por fases e etapas da estrutura

Fase	Etapa	Peso Barras (kg)	Volume Concreto (m³)
1	1	7566,09	75,21
2	1	1561,83	17,41
3	1	1250,96	6,71
3	2	1769,57	22,28
4	1	1041,20	4,63
4	2	1445,96	19,15
5	1	1026,47	4,50
5	2	1369,19	18,36
6	1	764,77	4,50
6	2	1369,19	18,36
7	1	605,56	4,50
7	2	50,05	18,36
8	1	106,26	0,65
8	2	208,64	1,94

A partir dos quantitativos de aço e de concreto para cada pavimento, e das referências dos insumos na SINAPI 2015, foi gerado o cronograma físico financeiro da parte da estrutura da obra.

O custo final chegou foi de R\$ 143.907,89 e, levando em consideração o estudo de viabilidade recebido pela Pédico Engenharia Ltda, o qual informa que o custo total da obra é de R\$ 900.000,00, conclui-se que o custo dos materiais da estrutura corresponde a 16% do custo total da obra, o que, dentro do entendimento do grupo, apresenta coerência, bem como os 8 meses de prazo para execução estimados – levando em consideração o fato de que uma obra deste porte, em média, leva de 24 a 30 meses para ser executada por uma empresa destas configurações, na região de Bragança Paulista (também levando em conta o regime de contratação).

O cronograma físico-financeiro se encontra no ANEXO D.

3.13. OTIMIZAÇÃO DO CORTE DE BARRAS DE AÇO

O desperdício de material nas obras de engenharia corresponde a uma considerável parcela dos custos do empreendimento.

Dentre os materiais que são desperdiçados na construção de um edifício, o aço é aquele que melhor pode ser controlado e otimizado de maneira que gere menor quantidade de resíduos.

Segundo o engenheiro responsável o desperdício de aço em forma de sucata chega a 10%. Uma parcela deste aço ainda é utilizada na obra, mas de maneira improvisada. A empresa tem o costume de cortar e dobrar as barras no canteiro de obra. A simples otimização e organização deste processo de corte pode gerar uma grande economia na quantidade de aço a ser encomendada do fabricante. Esta otimização é necessária, pois a escolha do corte das barras na obra é feito "por experiência" dos funcionários, ou seja, são os próprios funcionários que decidem a maneira de cortar cada barra. Com isso, no momento do orçamento, os engenheiros solicitam um acréscimo de 10% do peso total de aço a ser entregue na obra. Com a otimização e a organização do processo de corte, o volume pedido de material poderá ser menor, e caso no momento da execução não ocorram erros no corte das barras, o desperdício será reduzido drasticamente, como será visto a seguir.

3.13.1. ORGANIZAÇÃO DAS BARRAS POR ETAPA DE OBRA

A otimização do corte de barras só tem sentido se for feita por etapas de obra, caso o contrário, seria necessário um local para estocagem da totalidade do material cortado. Como sabe-se, em obras de engenharia, o canteiro de obras atende diversas frentes de trabalho, sendo uma região muito disputada. Neste caso, especificamente, o terreno é muito pequeno, e um local para grande quantidade de estoque de barras de aço seria inviável.

Com o detalhamento da armação de todo o edifício, definiu-se a quantidade de barras em cada etapa da obra e o comprimento das barras. Pôde-se, então, separar uma etapa específica para o estudo de caso.

A etapa escolhida para esta solução foi a etapa 3. Na etapa 3 serão executadas 3 fases de armação:

Etapa 3 - fase 1: construção dos pilares do subsolo até o térreo (não incluindo as barras de arranque do subsolo, que fazem parte da etapa 2, mas inclui os arranques dos pilares que nascem no térreo);

Etapa 3 - fase 2: armação das vigas do nível térreo;

Etapa 3 - fase 3: armação das lajes do nível térreo;

O processo consistiu em isolar todas as barras de uma etapa de obra definida, organizá-la por bitola e listá-las em ordem decrescente. Os resumos das barras da etapa 3, separados por bitola, encontram-se na

Tabela 38 até a Tabela 44:

Tabela 38: Resumo das barras de 5 mm

Diâmetro (mm)	Nome da barra	L(cm)	Quantidade
5	51	115	328
5	38	110	46
5	26	95	140
5	52	75	70

Tabela 39: Resumo das barras de 6,3 mm

Diâmetro (mm)	Nome da barra	L(cm)	Quantidade
6,3	68	960	8
6,3	47	560	4
6,3	44	320	12
6,3	13	257	70
6,3	3	245	25
6,3	17	225	36
6,3	18	194	36
6,3	4	183	25
6,3	21	146	96
6,3	12	106	156
6,3	22	85	18

Tabela 40: Resumo das barras de 8 mm

Diâmetro (mm)	Nome da barra	L(cm)	Quantidade
8	16	750	16
8	73	693	77
8	45	590	6
8	2	500	24
8	46	400	1
8	43	350	17
8	14	264	2
8	15	234	2
8	78	113	72

Tabela 41: Resumo das barras de 10 mm

Diâmetro (mm)	Nome da barra	L(cm)	Quantidade
10	75	585	52
10	74	570	44
10	77	187	58
10	79	168	58
10	76	160	72

Tabela 42: Resumo das barras de 12,5 mm

Diâmetro (mm)	Nome da barra	L(cm)	Quantidade
12,5	66	1200	2
12,5	5	850	16
12,5	69	770	4
12,5	19	500	4
12,5	70	480	2
12,5	71	450	4
12,5	67	415	4
12,5	6	300	12
12,5	72	225	4
12,5	20	200	7

Tabela 43: Resumo das barras de 16 mm

Diâmetro (mm)	Nome da barra	L(cm)	Quantidade
16	1	550	37
16	25	390	16
16	54	385	16
16	27	370	16
16	57	200	16
16	48	150	16
16	28	130	16

Tabela 44: Resumo das barras de 20 mm

Diâmetro (mm)	Nome da barra	L(cm)	Quantidade
20	61	450	8
20	29	220	12
20	34	178	6
20	35	145	6

Para a otimização do corte das barras, algumas hipóteses foram consideradas, sendo elas:

- a) Todas as barras que chegarão na obra para serem cortadas terão comprimento de 12 m;
- b) No início da etapa 3 não havia barras já utilizadas em etapas anteriores que pudessem ser reutilizadas.

Com as hipóteses acima, simplificou-se o problema em cortar y_t (quantidade total de barras de 12 m) de modo a gerar a demanda de cada uma das barras, minimizando o número de barras y_t .

Para a solução do problema, três métodos foram utilizados.

O primeiro método utilizado para solução do problema foi o método não linear, como o descrito a seguir:

Sendo:

- d_j (j variando de 0 a m , onde m é o número de barras demandadas) a demanda de cada tipo de barras a serem formadas pelo corte das barras de 12 m;
- L_j - o comprimento de cada uma das m barras demandadas;
- padrão i - um padrão possível de corte. O padrão é a combinação entre as m barras de modo a cortar a barra inicial de 12 m;
- y_i - a quantidade de repetições do padrão de corte i ;
- s_i - a sobra correspondente ao padrão i ;
- X_{ij} - a quantidade de barras j presente no padrão i ;
- y_t - a quantidade total de barras de 12m necessária para a solução do problema.

Assim sendo, usou-se o SOLVER do EXCEL para solucionar o problema a partir de um modelo de planilha representado na Figura 81 (problema das barras de 6.3mm).

		L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	
	y _i	960	560	320	257	245	225	194	183	146	106	85	Sobra
Padrão 1	y ₁	X _{ij}											s ₁
Padrão 2	y ₂												s ₂
Padrão 3	y ₃												s ₃
...	...												...
Padrão n	y _n												s _n
	y _t	d ₁	d ₂	d ₃	d ₄	d ₅	d ₆	d ₇	d ₈	d ₉	d ₁₀	d ₁₁	
		8	4	12	68	25	36	36	25	96	156	18	

Figura 81: Modelo planilha da aplicação para otimização do corte de barras (6,3 mm)

As restrições utilizadas foram:

- $S_i = 1200 - \sum (X_{ij} \cdot L_j)$;
- $S_i < \min(L_j)$;
- $d_j = \sum (y_i \cdot X_{ij})$;
- $Y_t = \sum Y_i$;
- $\forall Y_i \geq 0$;
- $\forall Y_i$, inteiro;
- $\forall X_{ij} \geq 0$;
- $\forall X_{ij}$, inteiro;

As variáveis são:

- X_{ij}
- Y_i

A função objetivo é:

- $FO = \min (Y_t)$

Assim, a partir de uma quantidade de padrões definidas pelo operador, a aplicação soluciona o problema minimizando a quantidade de barras totais.

Este procedimento foi utilizado para a solução da barra de 20 mm.

A Tabela 45 mostra os resultados gerados pelo SOLVER para as barras de 20 mm de diâmetro.

Tabela 45: Otimização do corte para barras de 20 mm

Padrão	Repetições	Cortes de L1 (450 cm)	Cortes de L2 (220 cm)	Cortes de L3 (178 cm)	Cortes de L4 (145 cm)	Sobra por barra (cm)	Sobra total (cm)
P1	2	0	5	0	0	100	200
P2	3	1	0	2	2	104	312
P3	2	2	1	0	0	80	160
P4	1	1	0	0	0	750*	-
Total	8	8	12	6	6	284	672

Esta solução foi possível por conta da reduzida quantidade de diferentes barras (4 barras, barra 61, barra 29, barra 35 e barra 34, de acordo com a Tabela 44).

Na Tabela 46 está a eficiência do corte das barras de 20mm:

Tabela 46: Resumo para barras de 20 mm

Número de barras fictício	Número de barras mínimo otimizado	Índice de perdas	Comprimento de perdas reais (cm)
6,815	8	7,000%	672

Para os demais diâmetros de barras o método acima não funciona bem. Isso ocorre pelo fato de haver uma grande quantidade de incógnitas, uma vez que há muitas barras diferentes a serem cortadas.

A partir de então, optou-se pelo segundo método: definir os padrões de corte e usar o método de solução linear SIMPLEX, do solver do EXCEL, para a definição dos valores de Y_i .

Assim, as restrições, a função objetivo, e as incógnitas do problema são semelhantes às do problema acima, exceto pela matriz X_{ij} não ser mais incógnita e sim definida pelo operador.

Desta maneira solucionou-se o problema das barras de 8 mm.

Na Tabela 47 se encontra a solução por SIMPLEX das barras de 8mm de diâmetro.

Tabela 47: Otimização do corte das barras de 8 mm

Padrão	Repetições	Cortes L1 (700 cm)	Cortes L2 (693 cm)	Cortes L3 (590 cm)	Cortes L4 (500 cm)	Cortes L5 (400 cm)	Cortes L6 (350 cm)	Cortes L7 (264 cm)	Cortes L8 (234 cm)	Cortes L9 (113 cm)	Sobra por barra (cm)	Sobra total (cm)
P1	16	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
P2	47	0	1	0	0	0	0	0	0	1	394*	-
P3	1	0	1	0	0	1	0	0	0	0	107	107
P4	17	0	1	0	0	0	1	0	0	1	44	748
P5	2	0	1	0	0	0	0	1	0	2	17	34
P6	8		1		1						7	56
P7	2	0	1	0	0	0	0	0	1	2	47	94
P8	3	0	0	2	0	0	0	0	0	0	20	60
Total	96	16	77	77	6	6	24	24	1	1	242	1099

Na Tabela 48 se encontra o resumo da eficiência do corte das barras de 8mm:

Tabela 48: Resumo das barras de 8 mm

Número de barras fictício	Número de barras mínimo (otimizado)	Índice de perdas	Comprimento de perdas reais (cm)
79,558	96	0,954%	1099

Nota-se que o padrão que foi repetido 47 vezes não gerou sobra, pois o comprimento da barra resultante é maior que a menor barra existente, sendo assim, as 47 barras de 394 cm ainda poderão ser usadas na próxima etapa.

Num eventual cálculo de quantidade de barras para a etapa 4, estas barras seriam usadas antes de se pedir novas barras de 12m.

A partir de então, para o cálculo das barras de 6.3mm, este método se tornou inviável pela quantidade de padrões possíveis ser muito elevada.

Com isso, o terceiro e último método foi utilizado.

Este método se mostrou mais simples e eficaz do que os anteriores, pois é viável sua utilização independentemente da quantidade de tipos de barras demandadas.

O método se baseia na lógica e consiste em solucionar inicialmente apenas a barra de maior comprimento.

Será gerado um padrão que contenha a barra de maior comprimento e que gere uma sobra suficientemente pequena que o operador julgue aceitável.

Para melhor compreensão do método, será explicado passo-a-passo para o caso das barras de 6.3mm.

Na Figura 82 estão os valores de demanda e de comprimento das barras demandadas, retirados da aplicação desenvolvida em Excel:

d1	d2	d3	d4	d5	d6	d7	d8	d9	d10	d11
8	4	12	68	25	36	36	25	96	156	18
L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11
960	560	320	257	245	225	194	183	146	106	85

Figura 82: Valores de demanda e comprimento de barras retirados da aplicação em Excel

Inicialmente, solucionou o problema da barra de comprimento 960 cm.

Para tanto cria-se um padrão que contenha esta barra e resulte uma sobra aceitável, como por exemplo, padrão representado no trecho da aplicação em Excel contido na Figura 83:

		d1	d2	d3	d4	d5	d6	d7	d8	d9	d10	d11		
		8	4	12	68	25	36	36	25	96	156	18		
		L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11		
	Yi	960	560	320	257	245	225	194	183	146	106	85	Sobra	Lpadrao
Padrão 1	8	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	9	1191

Figura 83: Padrão 1 para corte de barras retirado da aplicação em Excel

Percebe-se que a sobra é de 9cm.

Repete-se esse padrão tantas vezes quantas forem possíveis, ou seja, quantas vezes forem necessárias para zerar a demanda futura da barra presente no padrão que apresentar o menor valor de demanda, no caso, a barra de 960cm de comprimento, pois $d1=8 < d11=18 < d9=96$. Portanto, repete-se esse padrão 8 vezes. Sendo assim, o novo valor de d9 é 88 ($96 - y1 \times X1,9$), onde $y1=8$ e $X1,9=1$, e o novo valor de d11 é 10 ($18 - y1 \times X1,11$), onde $y1=8$ e $X1,11=1$.

Desta maneira, a barra de comprimento 960 cm não faz mais parte do problema, uma vez que toda a sua demanda já foi atendida.

O problema volta ao início, tendo como objetivo atender, agora, a demanda da barra de 560 cm.

Sendo criado um novo padrão que contenha a barra de 560 cm, e gere uma sobra pequena. Neste caso, conseguiu-se zerar a sobra, de acordo com a Figura 84.

		d1	d2	d3	d4	d5	d6	d7	d8	d9	d10	d11		
		8	4	12	68	25	36	36	25	96	156	18		
		L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11		
	Yi	960	560	320	257	245	225	194	183	146	106	85	Sobra	Lpadrao
Padrão 1	8	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	9	1191
Padrão 2	4	0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1200

Figura 84: Padrões 1 e 2 para corte de barras retirado da aplicação em Excel

A partir daí a sequência de operações foi repetida, até que todas as demandas de todas as barras fossem atendidas.

O resultando apresenta-se na Figura 85.

		d1	d2	d3	d4	d5	d6	d7	d8	d9	d10	d11		
		8	4	12	68	25	36	36	25	96	156	18		
		L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11		
	Yi	960	560	320	257	245	225	194	183	146	106	85	Sobra	Lpadrao
Padrão 1	8	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	9	1191
Padrão 2	4	0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1200
Padrão 3	4	0	0	1	1	0	1	0	0	2	1	0	0	1200
Padrão 4	4	0	0	0	0	3	1	0	0	1	0	1	9	1191
Padrão 5	1	0	0	0	0	1	3	1	0	0	0	1	1	1199
Padrão 6	12	0	0	0	3	1	0	0	1	0	0	0	1	1199
Padrão 7	6	0	0	0	2	0	0	0	2	0	3	0	2	1198
Padrão 8	1	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	1	4	1196
Padrão 9	4	0	0	0	2	0	2	0	0	1	0	1	5	1195
Padrão 10	7	0	0	0	1	0	2	1	0	2	0	0	7	1193
Padrão 11	1	0	0	0	0	0	2	1	0	3	1	0	12	1188
Padrão 12	8	0	0	0	0	0	0	3	0	2	3	0	8	1192
Padrão 13	2	0	0	0	0	0	0	1	0	1	8	0	12	1188
Padrão 14	6	0	0	0	0	0	0	0	0	6	3	0	6	1194
Padrão 15	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	0	34	1166
Padrão 16	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8	0	352	848
Yt	75												Lfic	89102
													Nfic	74.25
													St	546

Figura 85: Padrões para otimização do corte de barras retirado da aplicação em Excel

Pode-se observar que a quantidade total de barras de 12 m foi 75.

Esta é uma solução possível. Para analisar se é a melhor solução, ou se é uma solução aceitável para o operador, calculou-se o comprimento total de barras necessária, ou seja, a soma de todas as barras necessárias, chamando-se de comprimento fictício. O comprimento fictício calculado foi de 89,102 cm, o que representaria uma quantidade fictícia de barras de 12 m igual a 74,25 barras, ou seja, 75 barras.

Os resultados se encontram compilados na Tabela 49 e na Tabela 50.

Tabela 49: Otimização do corte das barras de 6,3 mm

Padrão	Repetições	Corte L1 (960 cm)	Corte L2 (560 cm)	Corte L3 (320 cm)	Corte L4 (257 cm)	Corte L5 (245 cm)	Corte L6 (225 cm)	Corte L7 (194 cm)	Corte L8 (183 cm)	Corte L9 (146 cm)	Corte L10 (106 cm)	Corte L11 (85 cm)	Sobra por barra (cm)	Sobra total (cm)
P1	4	0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P2	4	0	0	1	1	0	1	0	0	2	1	0	0	0
P3	8	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	9	72
P4	4	0	0	0	0	3	1	0	0	1	0	1	9	36
P5	1	0	0	0	0	1	3	1	0	0	0	1	1	1
P6	12	0	0	0	3	1	0	0	1	0	0	0	1	12
P7	6	0	0	0	2	0	0	0	2	0	3	0	2	12
P8	1	0	0	0	1	0	1	1	1	1	1	1	4	4
P9	4	0	0	0	2	0	2	0	0	1	0	1	5	20
P10	7	0	0	0	1	0	2	1	0	2	0	0	7	49
P11	1	0	0	0	0	0	2	1	0	3	1	0	12	12
P12	8	0	0	0	0	0	0	3	0	2	3	0	8	64
P13	2	0	0	0	0	0	0	1	0	1	8	0	12	24
P14	6	0	0	0	0	0	0	0	0	6	3	0	6	36
P15	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	0	34	204
P16	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8	0	352*	-
Total	75	8	4	12	68	25	36	36	25	96	156	18	110	546

Tabela 50: Resumo para barras de 6,3 mm

Número de barras fictício	Número de barras mínimo otimizado	Índice de perdas	Comprimento de perdas reais (cm)
74,252	75	0,607%	546

Logo, observou-se que esta solução é uma solução que apresenta o menor número de barras possíveis para ser pedida para a obra.

Nota-se também que o padrão 16 gera uma "sobra" de 352 cm. Esta barra seria guardada em estoque e seria usada na próxima etapa de construção.

A sobra total desta solução foi de 546 cm. A taxa de desperdício, razão entre a sobra total e o comprimento total encomendado para a obra ($75 \times 1200 = 90000$ cm) foi de 0,6%.

Mostra-se então, que apenas a otimização e a organização do corte das barras de aço na obra reduzem drasticamente o desperdício (de 10% inicialmente para os atuais 0,6%).

Esta redução pode ser ainda menor, se for considerado que em algumas barras, o comprimento da sobra pode ser incrementado no valor da dobra.

Para os demais diâmetros de barra, foi seguido o raciocínio apresentado anteriormente.

Tabela 51: Otimização do corte para barras de 5 mm

Padrão	Repetições	Corte L1 (115 cm)	Corte L2 (110 cm)	Corte L3 (95 cm)	Corte L4 (75 cm)	Sobra por barra (cm)	Sobra Total (cm)
P1	41	8	1	1	1	0	0
P2	1	0	5	6	1	5	5
P3	1	0	0	0	16	0	0
P4	6	0	0	11	2	5	30
P5	2	0	0	12	0	60	120
P6	1	0	0	3	0	915*	-
Total	52	328	46	140	70	70	155

Tabela 52: Resumo para barras de 5 mm

Número de barras fictício	Número de barras mínimo otimizado	Índice de perdas	Comprimento de perdas reais (cm)
51,108	52	0,248%	155

Tabela 53: Otimização do corte para barras de 10 mm

Padrão	Repetições	Cortes L1 (585 cm)	Cortes L2 (570 cm)	Cortes L3 (187 cm)	Cortes L4 (168 cm)	Cortes L5 (160 cm)	Sobra por barra (cm)	Sobra total (cm)
P1	22	0	2	0	0	0	60	1320
P2	26	2	0	0	0	0	30	780
P3	19	0	0	2	3	2	2	38
P4	1	0	0	2	1	4	18	18
P5	6	0	0	2	0	5	26	156
P6	1	0	0	6	0	0	78	78
Total	75	52	44	58	58	72	214	2390

Tabela 54: Resumo para barras de 10 mm

Número de barras fictício	Número de barras mínimo otimizado	Índice de perdas	Comprimento de perdas reais (cm)
73,008	75	2,656%	2390

Tabela 55: Otimização do corte das barras de 12,5 mm

Padrão	Repetições	Cortes L1 (1200 cm)	Cortes L3 (850 cm)	Cortes L4 (770 cm)	Cortes L5 (500 cm)	Cortes L6 (480 cm)	Cortes L7 (450 cm)	Cortes L8 (415 cm)	Cortes L9 (300 cm)	Cortes L10 (225 cm)	Cortes L11 (200 cm)	Sobra por barra (cm)	Sobra total (cm)
P1	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P2	12	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	50	600
P3	4	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	125	500
P4	4	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	15	60
P5	2	0	0	0	2	0	0	0	0	0	1	0	0
P6	2	0	0	0	0	1	1	0	0	0	1	70	140
P7	1	0	0	0	0	0	2	0	0	0	1	100	100
P8	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	800*	-
Total	28	2	16	4	4	2	4	4	12	4	7	360	1400

Tabela 56: Resumo das barras de 12,5 mm

Número de barras fictício	Número de barras mínimo otimizado	Índice de perdas	Comprimento de perdas reais (cm)
26,167	28	4,167%	1400

Tabela 57: Otimização do corte das barras de 16 mm

Padrão	Repetições	Cortes de L1 (550 cm)	Cortes de L2 (390 cm)	Cortes de L3 (385 cm)	Cortes de L4 (370 cm)	Cortes de L5 (200 cm)	Cortes de L6 (150 cm)	Cortes de L7 (130 cm)	Sobra por barra (cm)	Sobra total (cm)
P1	18	2	0	0	0	0	0	0	100	1800
P2	1	1	0	1	0	1	0	0	65	65
P3	15	0	1	0	1	1	1	0	90	1350
P4	1	0	1		1		1	2	30	30
P5	5	0	0	3	0	0	0	0	45	225
P6	1	0	0	0	0	0	0	9	30	30
P7	1	0	0	0	0	0	0	5	550*	-
Total	42	37	16	16	16	16	16	16	360	3500

Tabela 58: Resumo das barras de 16 mm

Número de barras fictício	Número de barras mínimo otimizado	Índice de perdas	Comprimento de perdas reais (cm)
38,625	42	6,944%	3500

4. CONCLUSÃO

A elaboração de um projeto estrutural de um edifício passa por diversas etapas, como a concepção da estrutura, as escolhas dos materiais, as escolhas dos métodos construtivos e a disposição das vigas e dos pilares, para não interferir na arquitetura. Para a redução das interferências entre a arquitetura e a estrutura, é fundamental que a concepção da arquitetura leve em consideração o fator estrutural da obra.

Essas considerações reduzem a complexidade dos problemas encontrados pelo projetista estrutural, e simplificam as soluções. Com isso, os custos de obra também tendem a ser reduzidos.

Neste estudo de caso, a concepção da arquitetura já estava concluída. Apesar da possibilidade de mudança de algum detalhe da arquitetura, optou-se por alterá-la o mínimo possível, uma vez que o desafio de calcular um edifício real passa por tais dificuldades.

O debate entre engenheiro e arquiteto afim de melhorar a concepção do edifício é benéfico para todos. Algumas características fundamentais poderiam ser alteradas, como por exemplo as dimensões da sala de reunião no nível térreo. Pilares poderiam ser dispostos entre as vagas de garagem nesta região, e mudariam a escolha final da solução de estrutura. Essa solução não foi a escolhida pois haveria um pilar no centro da sala de reunião. Essas discussões, em fase preliminar, melhorariam a disposição da estrutura, e poderiam também tornar a solução mais viável economicamente.

A comparação entre diferentes alternativas de concepção estrutural deveria seguir até a análise de esforços e custos, para que então se escolha a melhor alternativa. Porém, essa comparação não foi possível, por conta da complexidade dos problemas encontrados no decorrer do trabalho, e também pelos recursos humanos serem reduzidos.

Estes problemas encontrados, como por exemplo a necessidade de cinco vigas de transição, se deram por pouca relação entre a arquitetura e a estrutura. Essa fraca relação também impediu que a concepção do edifício fosse por, apenas, alvenaria estrutural. Como pode ser visto nas plantas e nas imagens geradas pelo REVIT, o pavimento térreo e o primeiro pavimento não poderiam ser feitos com

alvenaria estrutural, por conta da descontinuidade da planta entre esses pavimentos e os pavimentos superiores. Acima desses pavimentos a estrutura poderia ser feita de alvenaria estrutural, como de fato está sendo feita.

No que diz respeito ao cálculo estrutural realizado, a elaboração de todas as etapas, desde modelagem em software, carregamento da estrutura, combinações utilizadas, retirada de esforços, armação dos elementos e verificações de ELU e ELS, abrangeu uma alta parcela dos estudos realizados na graduação. Necessitou-se de uma grande pesquisa e estudo dos diversos assuntos vistos em sala de aula.

A elaboração dos desenhos de forma e armação foram também executados. O programa AUTOCAD foi utilizado para tal elaboração. O grupo entende que o engenheiro de projeto também deve ser capaz de dominar outros assuntos e competências que extrapolam o âmbito da engenharia e dos cálculos. Um detalhamento mal feito pode comprometer um cálculo bem feito. Para tanto, a busca de conhecimentos que agreguem a formação deve conter aspectos práticos, gerenciais e técnicos.

Outros aspectos da engenharia civil também foram contemplados no atual trabalho. O cronograma de obra do edifício, e os custos de cada etapa da obra foi detalhado e pôde-se perceber como os custos relacionados à estrutura se desenvolvem com o cronograma.

A busca pela redução dos custos é sempre um objetivo do engenheiro. Para tanto, focou-se na redução das sobras de aço cortadas em obra. Em uma das conversas com o engenheiro notou-se a baixa eficiência do corte nas obras já realizadas. Esta baixa eficiência ocorria por conta da ausência de controle na execução e organização do corte.

Com a execução dos sistemas de corte executados no presente trabalho, reduziu-se consideravelmente as sobras de barras que serão cortadas. O desperdício chega a 10% em média. Com os resultados obtidos, observou-se que em alguns dos casos, como por exemplo a barra de diâmetro 6.3 mm a perda chegou a 0,02%, ou seja, sem perda significativa, uma vez que as barras acomodariam este acréscimo no comprimento de ancoragem.

Por fim, o volume do trabalho final foi de um tamanho considerável, demandando grande esforço do grupo ao longo do ano. Contudo, os resultados

alcançados foram completamente satisfatórios, bem como o aprendizado na realização deste.

5. REFERÊNCIAS

TIMOSHENKO, S. P. (1953). History of strength of materials: with a brief account of the history of theory of elasticity and theory of structures. New York: McGraw-Hill.

MELHADO, S.B. Gestão, cooperação e integração para um novo modelo voltado à qualidade do processo de projeto na construção de edifícios. Tese (Livre-Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 235p., 2001.

MOECKEL, Professor Alexandre. CSCW: CONCEITOS E APLICAÇÕES PARA COOPERAÇÃO - Curso de Especialização em Gestão do Desenvolvimento de Produtos - Centro Federal de Educação Tecnológica do Paraná - Disciplina: Ferramentas de Trabalho Cooperativo – CEFET/PR - Ministério da Educação, 2000.

MOECKEL, Professor Alexandre. CSCW: CONCEITOS E APLICAÇÕES PARA COOPERAÇÃO - Curso de Especialização em Gestão do Desenvolvimento de Produtos - Centro Federal de Educação Tecnológica do Paraná - Disciplina: Ferramentas de Trabalho Cooperativo – CEFET/PR - Ministério da Educação, 2000.

MESEGUER, A. G. Controle e garantia da qualidade na construção. Trad. por Antonio Carmona Filho, Paulo Roberto do Lago Helene e Roberto José Falcão Bauer. São Paulo, Sinduscon-SP: 1991.

INSTITUTO McKINSEY. Produtividade no Brasil: a chave do desenvolvimento acelerado. Rio de Janeiro, Campus: 1999.

CINTRA, G.; WAKABAYASHI, Y. Um algoritmo híbrido para o problema de corte unidimensional. In: XXX SIMPÓSIO BRASILEIRO DE PESQUISA OPERACIONAL, 30 p., 1998.

GOLDMAN, P. Introdução ao planejamento e controle de custos na construção civil brasileira. 3.ed. São Paulo, Pini: 1997.

SILVA, S. Otimização no processo de corte unidimensional de barras de aço. São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2008.

MELLO, V. F. B. e TEIXEIRA, A. H. Fundações e Obras de Terra. Editora EESC-USP, São Carlos, 1968

LEONHARDT, F. Construções de concreto - princípios básicos da construção de pontes de concreto, vol 6. Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 1980.

NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto

NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações

Manual STRAP

Manual Revit

Material Didático das disciplinas PEF2303 e PEF2304

ANEXO A

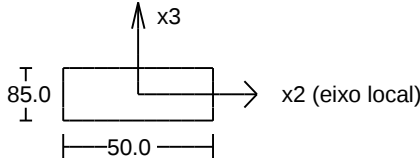
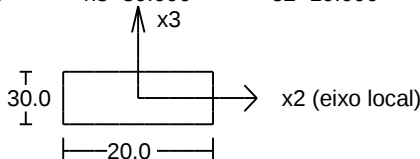
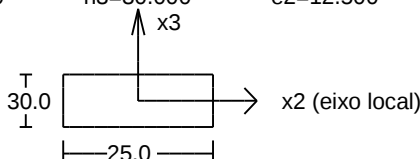
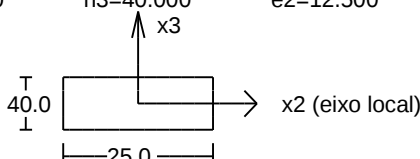
TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - cm.)					
PROPRIEDADE N.1 -					
Espessura =		12.000			
Material = 1 - CONC					
PROPRIEDADE N.2 -					
Espessura =		15.000			
Material = 1 - CONC , 2 - C20					
PROPRIEDADE N.3 - 50/85					
A=0.4250E+04	I2=0.2559E+07	I3=0.8854E+06	J=0.2242E+07	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 1 - CONC	Perímetro=270.00				
h2=50.000	h3=85.000	e2=25.000	e3=42.500		
					
PROPRIEDADE N.4 - 20/30					
A=0.6000E+03	I2=0.4500E+05	I3=0.2000E+05	J=0.4695E+05	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 1 - CONC	Perímetro=100.00				
h2=20.000	h3=30.000	e2=10.000	e3=15.000		
					
PROPRIEDADE N.5 - 25/30					
A=0.7500E+03	I2=0.5625E+05	I3=0.3906E+05	J=0.7752E+05	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 1 - CONC	Perímetro=110.00				
h2=25.000	h3=30.000	e2=12.500	e3=15.000		
					
PROPRIEDADE N.6 - 25/40					
A=0.1000E+04	I2=0.1333E+06	I3=0.5208E+05	J=0.1273E+06	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 1 - CONC	Perímetro=130.00				
h2=25.000	h3=40.000	e2=12.500	e3=20.000		
					

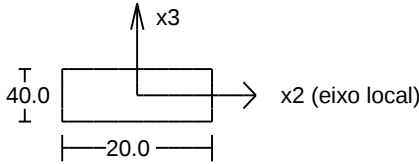
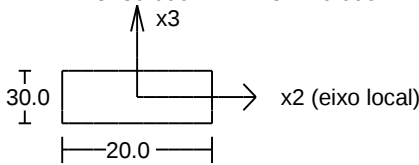
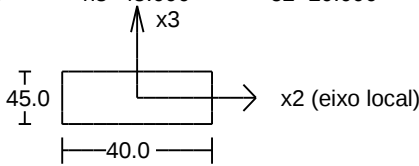
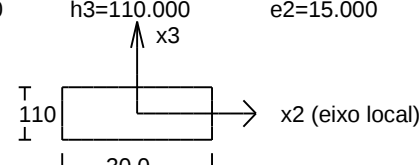
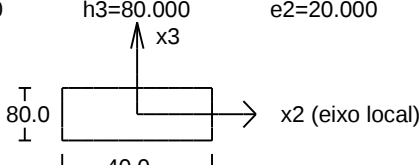
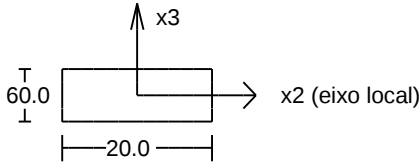
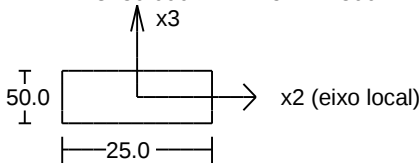
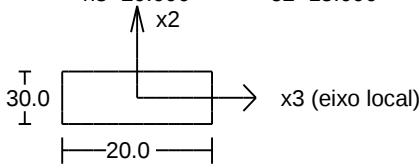
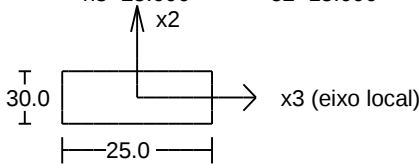
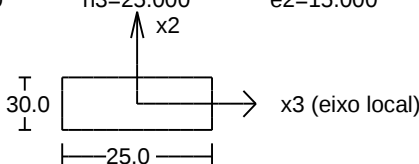
TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - cm.)					
PROPRIEDADE N.7 - 20/40					
A=0.8000E+03	I2=0.1067E+06	I3=0.2667E+05	J=0.7324E+05	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 1 - CONC	Perímetro=120.00				
h2=20.000	h3=40.000	e2=10.000	e3=20.000		
					
PROPRIEDADE N.8 - 20/30					
A=0.6000E+03	I2=0.4500E+05	I3=0.2000E+05	J=0.4695E+05	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 1 - CONC	Perímetro=100.00				
h2=20.000	h3=30.000	e2=10.000	e3=15.000		
					
PROPRIEDADE N.9 - 40/45					
A=0.1800E+04	I2=0.3037E+06	I3=0.2400E+06	J=0.4504E+06	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 1 - CONC	Perímetro=170.00				
h2=40.000	h3=45.000	e2=20.000	e3=22.500		
					
PROPRIEDADE N.10 - 30/110					
A=0.3300E+04	I2=0.3327E+07	I3=0.2475E+06	J=0.8200E+06	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 1 - CONC	Perímetro=280.00				
h2=30.000	h3=110.000	e2=15.000	e3=55.000		
					
PROPRIEDADE N.11 - 40/80					
A=0.3200E+04	I2=0.1707E+07	I3=0.4267E+06	J=0.1172E+07	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 1 - CONC	Perímetro=240.00				
h2=40.000	h3=80.000	e2=20.000	e3=40.000		
					

TABELA DE PROPRIEDADES (unidades - cm.)					
PROPRIEDADE N.12 - 20/60					
A=0.1200E+04	I2=0.3600E+06	I3=0.4000E+05	J=0.1264E+06	SF2=0.850	
Material = 1 - CONC	Perímetro=160.00			SF3=0.850	
h2=20.000	h3=60.000	e2=10.000	e3=30.000		
					
PROPRIEDADE N.13 - 25/50					
A=0.1250E+04	I2=0.2604E+06	I3=0.6510E+05	J=0.1788E+06	SF2=0.850	
Material = 1 - CONC	Perímetro=150.00			SF3=0.850	
h2=25.000	h3=50.000	e2=12.500	e3=25.000		
					
PROPRIEDADE N.14 - 20/30					
A=0.6000E+03	I2=0.2000E+05	I3=0.4500E+05	J=0.4695E+05	SF2=0.850	
Material = 1 - CONC	Perímetro=100.00			SF3=0.850	
h2=30.000	h3=20.000	e2=15.000	e3=10.000		
					
PROPRIEDADE N.15 - 25/30					
A=0.7500E+03	I2=0.3906E+05	I3=0.5625E+05	J=0.7752E+05	SF2=0.850	
Material = 1 - CONC	Perímetro=110.00			SF3=0.850	
h2=30.000	h3=25.000	e2=15.000	e3=12.500		
					
PROPRIEDADE N.16 - 25/30					
A=0.7500E+03	I2=0.3906E+05	I3=0.5625E+05	J=0.7752E+05	SF2=0.850	
Material = 1 - CONC	Perímetro=110.00			SF3=0.850	
h2=30.000	h3=25.000	e2=15.000	e3=12.500		
					

ANEXO B

ABNT NBR - 6118 : 2003 - CA50

ANCORAGEM DAS ARMADURAS - ITEM: 9.4

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctd} = 0,21 / \gamma_c \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$\eta_1: \begin{cases} 1,00 & \text{para barras lisas} \\ 1,40 & \text{para barras entalhadas} \\ 2,25 & \text{para barras nervuradas} \end{cases}$$

$$\eta_3: \begin{cases} 1,00 & \text{para } \phi \leq 32\text{mm} \\ (132 \cdot \phi) / 100 & \text{para } \phi > 32\text{mm} \end{cases}$$

$$\alpha_1: 1,00$$

$$\gamma_c: 1,40$$

$$f_{yd}: 43,50\text{kN/cm}^2$$

$$l_{b,nec} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot A_{s,calc} / A_{s,ef} \geq l_{b,min}$$

$$l_b = \phi / 4 \cdot f_{yd} / f_{bd}$$

$$l_{b,min} > 0,3 \cdot l_b, 10 \cdot \phi \text{ e } 100\text{mm}$$

AÇO: CA-50

ANCORAGEM $l_{b,nec}$ (BOA ADERÊNCIA)

ANCORAGEM $l_{b,nec}$ (MÁ ADERÊNCIA)

ϕ	$A_{s,nom}$	Massa _{nom}	20MPa	25MPa	30MPa	35MPa	40MPa	20MPa	25MPa	30MPa	35MPa	40MPa	
mm	Pol	cm ²	kg/m	$f_{bd}: 2,5$	$f_{bd}: 2,9$	$f_{bd}: 3,3$	$f_{bd}: 3,6$	$f_{bd}: 3,9$	$f_{bd}: 1,7$	$f_{bd}: 2,0$	$f_{bd}: 2,3$	$f_{bd}: 2,5$	$f_{bd}: 2,8$
6,3	1/4"	0,31	0,25	28	24	21	19	17	39	34	30	27	25
8,0	5/16"	0,50	0,40	35	30	27	24	22	50	43	38	34	31
10,0	3/8"	0,79	0,62	44	38	33	30	28	62	54	48	43	39
12,5	1/2"	1,23	0,96	55	47	42	38	34	78	67	60	54	49
16,0	5/8"	2,01	1,58	70	60	53	48	44	100	86	76	69	63
20,0	3/4"	3,14	2,47	87	75	67	60	55	125	108	95	86	79
25,0	1"	4,91	3,85	109	94	83	75	69	156	135	119	108	98
32,0	1 1/4"	8,04	6,31	140	121	107	96	88	200	172	153	138	126

EMENDAS POR TRASPASSE - ITEM: 9.5.2

Tab. 9.4 - Valores do coeficiente α_{dt}

Traspasse de barras Tracionadas - item: 9.5.2.2

Barras emendadas na mesma seção

$l_{dt} = \alpha_{dt} \cdot l_{b,nec} > l_{dt,min}$ Onde: $l_{dt,min} > 0,3 \alpha_{dt} \cdot l_b, 15\phi$ e 200mm

%

< 20

25

33

50

> 50

Traspasse de barras comprimidas - item: 9.5.2.3

Valores de α_{dt}

1,20

1,40

1,60

1,80

2,00

$l_{dc} = l_{b,nec} > l_{dc,min}$ Onde: $l_{dc,min} > 0,6 l_b, 15\phi$ e 200mm

Ancoragem - Arm. de tração nos apoios - item: 18.3.2.4.1

Traspasse de armadura construtiva "Porta estribo"

$l_{b,min} > l_{b,nec}, (r+5,5\phi), 60\text{mm}$

$l_{b,min} > 0,3 l_b, 10\phi$ e 100mm

DOBRAMENTO DE ARMADURAS TRACIONADAS - ITEM: 9.4.2.3

GANCHOS: CA-50

NÓ DE PÓRTICO: CA-50

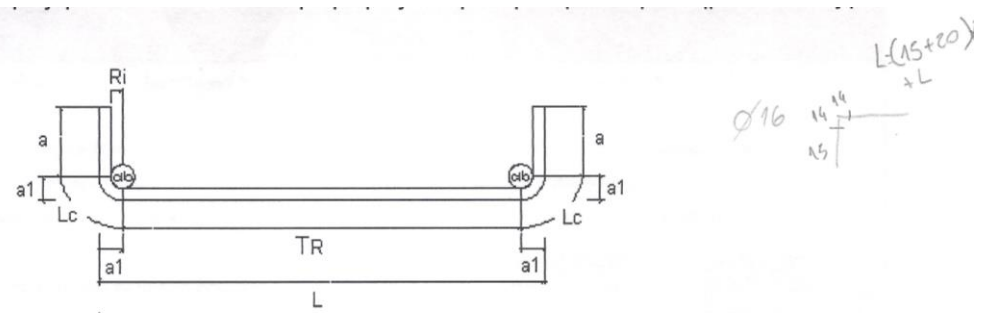
ESTRIBOS: CA-50

ϕ	a (8ϕ)	a1	lc	desc.**	a (8ϕ)	a1	lc	Raio int.	a (10ϕ)	a1*	a1	lc	desc.**
mm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
6,3	10,0	2,0	3,0	1,0	10,0	5,5	8,0	4,5	7,0	14,0	1,5	2,0	1,0
8,0	10,0	3,0	4,0	2,0	10,0	7,0	10,0	6,0	8,0	16,0	2,0	2,5	1,5
10,0	10,0	3,5	4,5	2,5	10,0	8,5	12,5	7,5	10,0	20,0	2,5	3,0	2,0
12,5	15,0	4,5	6,0	3,0	15,0	10,5	15,5	9,5	12,5	25,0	4,5	6,0	3,0
16,0	15,0	5,5	7,5	3,5	15,0	13,5	20,0	12,0	16,0	32,0	5,5	7,5	3,5
20,0	20,0	10,0	14,0	6,0	20,0	17,0	25,0	15,0	20,0	40,0	10,0	14,0	6,0
25,0	20,0	12,5	17,5	7,5	20,0	21,5	31,5	19,0	-	-	-	-	-
32,0	30,0	16,0	22,5	9,5	30,0	27,0	40,0	24,0	-	-	-	-	-

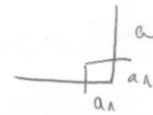
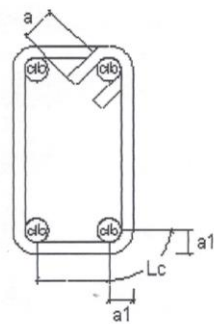
a1* = Mínimo p/ peças submetidas a TORÇÃO

desc.** = desconto = (2.a1)-lc (Padrão CMSP)

ANEXO C



$$TR = L \cdot 2 \cdot (c + a_1)$$



ANEXO D

SERVIÇOS	VALORES (R\$)	CRONOGRAMA FISICO-FINANCEIRO DA EXECUÇÃO DA ESTRUTURA																															
		Mês 1				Mês 2				Mês 3				Mês 4				Mês 5				Mês 6				Mês 7				Mês 8			
		SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	SIMP L. %	ACU M. %	FINAL			
Fundação - concretagem e Armação	R\$ 73.458,09	50	50	100	100																								100	100			
Subsolo 1 - vigas e plares	R\$ 11.827,17			10	10	40	50	50	100				100		100		100		100		100		100		100		100		100	100			
Pavto Terreo - vigas, pilares, lajes,	R\$ 15.440,42									20	20	40	60	40	100		100		100		100		100		100		100		100	100			
1º Andar - , vigas, pilares, lajes	R\$ 14.720,11															50	50	50	100		100		100		100		100		100	100			
2º Andar - , vigas, pilares, lajes	R\$ 13.551,37																			50	50	50	100		100		100		100	100			
3º Andar - , vigas, pilares, lajes	R\$ 12.901,96																						50	50	50	100		100		100	100		
Cobertura até caixa dagua - , vigas, pilares, lajes	R\$ 2.008,78																										50	50	50	100	100		
TOTAL	R\$ 143.907,89	3.672.904,39	3.791.176,09	473.086,79	591.358,49	308.808,48	617.616,95	617.616,95	736.005,60	736.005,60	677.568,35	677.568,35	645.097,76	645.097,76	100.438,90	100.438,90	143.907,89																
TOTAL	R\$ 143.907,89	36.729,04	37.911,76	4.730,87	5.913,58	3.088,08	6.176,17	6.176,17	7.360,06	7.360,06	6.775,68	6.775,68	6.450,98	6.450,98	1.004,39	1.004,39																	
TOTAL DA OBRA	R\$ 900.000,00																																
% DO MATERIAL DA ESTRUTURA / CUSTO TOTAL OBRA	16%																																