



**CENTRO UNIVERSITÁRIO DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**INÁCIO VIRAÇÃO DA SILVA JÚNIOR**

**ANÁLISE DOS EFEITOS DO RECALQUE EM UM EDIFÍCIO DE CONCRETO  
ARMADO COM APOIOS ELÁSTICOS E DISCRETIZADOS**

**TAGUATINGA**

**2017**

**INÁCIO VIRAÇÃO DA SILVA JÚNIOR**

**ANÁLISE DOS EFEITOS DO RECALQUE EM UM EDIFÍCIO DE CONCRETO  
ARMADO COM APOIOS ELÁSTICOS E DISCRETIZADOS**

Trabalho apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de graduação em Engenharia Civil do UniCEUB – Centro Universitário de Brasília.

Orientador: Eng. Civil Henrique de P. Faria, M.Sc.

TAGUATINGA

2017

**INÁCIO VIRAÇÃO DA SILVA JÚNIOR**

**ANÁLISE DOS EFEITOS DO RECALQUE EM UM EDIFÍCIO DE CONCRETO  
ARMADO COM APOIOS ELÁSTICOS E DISCRETIZADOS**

Trabalho apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de graduação em Engenharia Civil do UniCEUB – Centro Universitário de Brasília.

Orientador: Eng. Civil Henrique de P. Faria, M.Sc.

TAGUATINGA

2017

BANCA EXAMINADORA

---

Eng.Civil: Henrique de Paula Faria, M.Sc.

Orientador

---

Eng Civil: Gabriela Athayde Duboc Bahia, M.Sc

Primeira avaliadora

---

Eng Civil: Rosanna Duarte, M.Sc

Segunda avaliadora

## RESUMO

Nos projetos de fundações, é comumente utilizado um processo simplificado para a consideração dos recalques da estrutura, no qual são calculados os recalques teóricos das fundações isoladas, o que não avalia a real rigidez de todos os elementos da estrutura. Já no projeto de estruturas, normalmente os apoios são considerados como engastes, o que não ocorre na realidade, porque as fundações sofrem recalques que geram esforços adicionais não previstos em projeto. Com base neste problema, existem métodos que podem auxiliar na obtenção destes esforços adicionais. Pode-se considerar a interação solo-estrutura, que consiste em avaliar a deformação das fundações conjuntamente com a estrutura, com o objetivo de obter o modelo estrutural mais próximo da realidade. Pode-se considerar também os apoios elásticos, com a hipótese de *Winkler*, em que o solo é visto como um meio elástico onde as deformações são proporcionais ao carregamento somente onde a carga é aplicada, sendo então uma maneira simplificada para a consideração dos recalques, devido a não avaliar a plastificação do solo e a continuidade do mesmo. Tais estudos mostram que ao considerar os recalques na estrutura conjuntamente com as fundações, ocorre a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais e uniformização dos recalques. Portanto, esta ferramenta é essencial para uma avaliação mais precisa dos esforços da estrutura e conseqüentemente das fundações.

## ABSTRACT

In foundations projects, a simplified process is commonly used for the consideration of structure settlements, which are calculated the theoretical settlements in the isolated foundations, which doesn't consider the real stiffness of the all structure. Already in the design of structures, usually the support is fixed, which doesn't occur, because the foundations have settlements that generate additional loads not expected in project. Based in this problem, there are methods that can help in obtaining these additional loads. Can be considered the interaction of soil-structure, which consist measure the deformation of foundations with the structure, with the objective to approximate the structural model closer to reality. Can be considered too the springs supports, according to the *Winkler's* hypothesis, which the soil is a continuous elastic model which the deformations are linear to the loads only the load is applied, then is a simplified way to consider the settlements, due to not evaluating the plastification and the continuous of the soil. Such studies show that by considering the structure settlements in conjunction with foundations, occur the redistribution in the structural elements and the standardization of settlements. So, this tool is essential for a more accurate evaluation of the loads of the structure and consequently of the foundations.

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Dimensões da laje nervurada.....	11
Quadro 2 - Propriedades mecânicas dos aços para concreto armado (TEATINI, 2008). .....	16
Quadro 3 - Cálculo da pressão dinâmica .....	20
Quadro 4 - Forças do vento na menor direção.....	21
Quadro 5 - Forças do vento na maior direção .....	21
Quadro 6 - Coeficiente $\gamma_g$ e $\gamma_q$ NBR6118.....	22
Quadro 7 - Coeficiente $\psi_{0,1}$ e 2 NBR6118 .....	23
Quadro 8 - SPT hipotético .....	24
Quadro 9 - Parâmetro alpha.....	26
Quadro 10 - Parâmetro K .....	26
Quadro 11 - Coeficiente de Poisson, tabela 7.7 (ABMS, 1998).....	27
Quadro 12 – Reações de apoio engastado.....	33
Quadro 13 - Dimensões das sapatas .....	36
Quadro 14 - Valores dos $k_V$ e $k_R$ .....	39
Quadro 15 - Dimensões finais das sapatas após convergência.....	40
Quadro 16 - Deslocamentos da segunda etapa .....	43
Quadro 17 - Deslocamentos isolados sem a etapa iterativa .....	45
Quadro 18 - Cálculo da influência de cada camada .....	51
Quadro 19 - Coeficientes $k_V'$ do modelo discretizado .....	51
Quadro 20 - Recalques do modelo discretizado após processamento .....	53
Quadro 21 - Cargas verticais dos três casos.....	58
Quadro 22 - Momentos em X dos três casos .....	60
Quadro 23 - Momentos em Y dos três casos .....	63
Quadro 24 - Deslocamentos horizontais máximos .....	66
Quadro 25 - Deslocamentos-limites .....	68
Quadro 26 - Peso de aço CA50 da viga V27 .....	71
Quadro 27 - Envoltória dos esforços dos pilares P14 e P18 .....	72
Quadro 28 - Esforços críticos no pilar P14 .....	75
Quadro 29 - Esforços críticos no pilar P18.....	78

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fluxograma para a segunda etapa .....	8
Figura 2 - Pavimento tipo .....	9
Figura 3 - Disposição dos pilares .....	10
Figura 4 - Vigas do pavimento tipo.....	10
Figura 5 - Detalhes da laje nervurada .....	11
Figura 6 - Disposição das nervuras das lajes.....	12
Figura 7 - Diagrama tensão-deformação idealizado (TEATINI, 2008).....	13
Figura 8 - Diagrama tensão-deformação a tração.....	14
Figura 9 - Curva tensão x deformação do concreto C30.....	14
Figura 10 - Diagrama tensão-deformação simplificado para o aço (TEATINI, 2008).....	15
Figura 11 - Diagrama tensão-deformação para aço CA50.....	16
Figura 12 - Diagrama tensão-deformação para aço CA60.....	17
Figura 13 - Orientações das forças devidas ao vento .....	20
Figura 14 - Hipótese de Winkler (ANTONIAZZI, 2011) .....	24
Figura 15 - coeficiente de mola, quociente entre força e deslocamento; (b) coeficiente de reação vertical, quociente entre pressão e deslocamento. (ANTONIAZZI, 2011) .....	25
Figura 16 - Fator de influência na deformação (SCHERMTMANN, 1978) apud (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011).....	28
Figura 17 - Representação e dimensões da laje nervurada em centímetros. ....	31
Figura 18 - Modelo do SAP2000 .....	32
Figura 19 - Modelo da sapata.....	35
Figura 20 - Planta baixa das fundações .....	37
Figura 21 - Alterações de dimensões das sapatas.....	42
Figura 22 - Isorecalques com a etapa iterativa (Quadro 16) .....	46
Figura 23 - Isorecalques sem etapa iterativa (Quadro 17) .....	46
Figura 24 - Mapa de cargas do modelo engastado .....	47
Figura 25 - Mapa de cargas do modelo com apoios elásticos.....	47
Figura 26 - Redistribuição das reações das cargas centradas do modelo de apoios elásticos em relação as cargas do modelo engastado.....	48
Figura 27 - Gráfico do fator de influência de S1 .....	50
Figura 28 - Modelagem das sapatas (Corte).....	53

Figura 29 - Isorecalques do modelo discretizado após processamento .....	55
Figura 30 - Isorecalques dos recalques teóricos das sapatas isoladas.....	55
Figura 31 - Mapa de cargas do modelo engastado .....	56
Figura 32 - Mapa de cargas do modelo discretizado.....	56
Figura 33 - Variações das reações das cargas centradas do modelo discretizado em relação as cargas do modelo engastado.....	57
Figura 34 - Planta baixa com cargas normais .....	59
Figura 35 - Planta baixa com cargas $M_x$ .....	62
Figura 36 - Planta baixa com cargas $M_y$ .....	64
Figura 37 - Distorções angulares e danos associados (VELLOSO e LOPES, 2011) .....	65
Figura 38 - Estrutura deformada em X .....	67
Figura 39 - Estrutura deformada em Y .....	67
Figura 40 - Envoltória dos esforços fletores máximos e mínimos .....	69
Figura 41 - Envoltória dos esforços cortantes máximos e mínimos .....	70
Figura 42 - Área de aço necessária por seção.....	71
Figura 43 - Determinação do fator de segurança .....	72
Figura 44 - Seção do pilar P14.....	73
Figura 45 - Diagrama e esforços solicitantes do P14 do modelo de APOIOS ENGASTADOS .....	74
Figura 46 - Diagrama e esforços solicitantes do P14 do modelo de APOIOS ELÁSTICOS .....	74
Figura 47 - Diagrama e esforços solicitantes do P14 do modelo de APOIOS DISCRETIZADOS .....	75
Figura 48 - Seção do pilar P18.....	76
Figura 49 - Diagrama e esforços solicitantes do P18 do modelo de APOIOS ENGASTADOS .....	76
Figura 50 - Diagrama e esforços solicitantes do P18 do modelo de APOIOS ELÁSTICOS .....	77
Figura 51 - Diagrama e esforços solicitantes do P18 do modelo de APOIOS DISCRETIZADOS .....	77

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	1
2. OBJETIVOS .....	2
2.1. Objetivos Gerais .....	2
2.2. Objetivos Específicos.....	2
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
3.1. Generalidades .....	3
3.2. Interação solo-estrutura (ISE).....	3
3.3. Histórico.....	3
4. METODOLOGIA .....	7
5. ESTUDO DE CASO .....	9
5.1. Características da estrutura.....	9
5.1.1. Apresentação do modelo estrutural.....	9
5.1.2. Pré-dimensionamento dos elementos estruturais .....	9
5.2. Propriedades dos materiais .....	12
5.2.1. Concreto.....	12
5.2.2. Aço .....	15
5.3. Carregamentos .....	17
5.4. Combinações.....	21
5.4.1. Combinações últimas normais .....	22
5.5. Parâmetros do solo.....	24
5.6. Coeficientes de reação do solo.....	24
5.6.1. Primeiro método .....	25
5.6.2. Segundo método .....	27
6. MODELO.....	31
6.1. Hipóteses da modelagem .....	31

6.2. Modelo gerado no SAP2000 .....	31
7. ANÁLISE .....	33
7.1. Considerações iniciais .....	33
7.2. Primeira etapa .....	33
7.3. Segunda etapa .....	38
7.4. Terceira etapa.....	48
7.5. Comparação dos casos .....	57
7.5.1. Cargas normais .....	57
7.5.2. Momentos.....	60
7.5.3. Distorções angulares.....	65
7.5.4. Deslocamentos horizontais .....	66
7.6. Análise dos elementos estruturais .....	68
7.6.1. Viga V27 .....	68
7.6.2. Pilares .....	72
7.6.2.1. Pilar P14.....	73
7.6.2.2. Pilar P18.....	75
8. CONCLUSÃO .....	79
REFERÊNCIAS.....	81
APÊNDICE A.....	84
APÊNDICE B.....	85
APÊNDICE C .....	86
APÊNDICE D .....	87
APÊNDICE E.....	88

# 1. INTRODUÇÃO

Na prática da engenharia é comum a utilização de métodos simplificados para a realização de projetos de edificações. Tais métodos se resumem na realização do projeto estrutural utilizando-se os apoios indeslocáveis para obtenção dos esforços da estrutura, e, na realização do projeto de fundações, despreza-se o processo de carregamento da edificação para o cálculo da deformabilidade do solo. Porém, sabe-se que este tipo de análise não representa o real comportamento das edificações, pois o cálculo das duas partes isoladas (subestrutura e superestrutura) implica na consideração de hipóteses que desprezam a influência de cada uma das referidas partes no comportamento global do edifício.

A utilização de metodologias que consideram a interação entre os recalques do terreno de fundação, conjuntamente com as fundações e a superestrutura podem exercer grande influência na determinação dos esforços da estrutura, tornando-se uma ferramenta imprescindível para a determinação do desempenho das edificações.

Sendo assim, para o desenvolvimento desta pesquisa, foram analisados os esforços de um edifício de concreto armado com o auxílio do *software SAP2000*, com o objetivo de determinar os recalques das fundações e demais deslocamentos, considerando o solo como um meio elástico pela hipótese de *Winkler*, que foram comparadas em três situações de apoio: engastado (indeslocáveis), apoios elásticos pontuais e modelo de sapatas discretizadas.

No modelo de sapatas discretizadas, foram modeladas as sapatas com suas devidas dimensões calculadas a partir dos dados do solo, sobre apoios elásticos por área de sapata, a fim de avaliar o comportamento da estrutura em análise. Portanto, essa pesquisa tem o intuito de analisar o mecanismo de transferência de carga da edificação e a variação dos esforços na estrutura quando se considera os apoios da estrutura como elásticos.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Objetivos Gerais**

Este trabalho tem por objetivo geral obter a influência do mecanismo de interação entre os recalques e os elementos estruturais no comportamento da edificação.

### **2.2. Objetivos Específicos**

- Entendimento de todos os carregamentos atuantes na estrutura e suas combinações de cálculo e o entendimento do comportamento estrutural do concreto e do aço;
- Compreensão do comportamento dos elementos estruturais de concreto armado através dos métodos de análise estrutural com o auxílio das considerações da NBR 6118/14;
- Modelagem de pórtico espacial e das fundações no *software* SAP2000, realizando-se a interação entre a estrutura, fundação e recalque;
- Avaliação e interpretação dos resultados de recalques totais através de mapas realizados no *software* Surfer e recalques diferenciais, análise de vigas, e pilares no *software* Pcalc!, visando observar como o mecanismo de transferência de carga ocorre e como ocorre a distribuição dos esforços nas peças estruturais diante dos esforços.

### **3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **3.1. Generalidades**

Frequentemente na engenharia é desconsiderado o desempenho da estrutura-fundação-solo, considerando que cada parte exerce sua função separadamente, concebendo no projeto estrutural a hipótese de apoios indeslocáveis, ou seja, não se considera o recalque com a interação da estrutura e os elementos de fundação, avaliando apenas um recalque teórico no projeto de fundações, o que não ocorre na realidade, podendo variar para mais ou para menos.

Os recalques provocados pelas cargas alteram as características de estabilidade interna nos elementos estruturais, causando uma redistribuição dos esforços internos e alterando a estabilidade global da estrutura, podendo gerar esforços adicionais não considerados no projeto. Entretanto, pela norma NBR 6118/2014, ela prevê um coeficiente de majoração da carga proveniente do recalque, que não visa o tipo, velocidade e intensidade do recalque, desprezando tal interação, e ela especifica no seu item 14.2.2 que em casos mais complexos, a interação solo-estrutura deve ser contemplada pelo modelo. Portanto, o desempenho de uma edificação é na realidade governado pela interação entre estas três partes (estrutura, fundação e o solo) (GUSMÃO, 2006).

#### **3.2. Interação solo-estrutura (ISE)**

A ISE é uma avaliação completa da estrutura, superestrutura + infraestrutura + terreno de fundação, considerando como um todo, trabalhando seus esforços de maneira igualitária e conjunta, considerando toda a rigidez da estrutura, fundação e solo, possibilitando englobar vários parâmetros que não são praticados atualmente. Apesar de difícil aplicação na prática, estudos mostram a variabilidade dos esforços considerando a ISE. A redistribuição dos esforços devido aos recalques visa buscar o equilíbrio da estrutura devido a sua rigidez global, a estrutura como um todo, gerando, sobretudo, a tendência de uma uniformidade dos recalques.

#### **3.3. Histórico**

A representação do solo como um meio elástico linear, foi proposta por *WINKLER (1867)*, no qual considera o solo como um sistema de molas independentes, o que ocasiona deformações somente no ponto de aplicação de

carga, sendo assim, não avaliando o efeito de continuidade do solo. Neste modelo, os recalques são proporcionais aos carregamentos, o qual não considera também o estado de plastificação do solo e constituindo assim, uma forma básica da avaliação das deformações do solo diante os carregamentos da estrutura. Os coeficientes de mola são chamados também de coeficientes de reação do solo, que podem ser determinados conforme o tipo de solo e fundação.

GUSMÃO (2006) realizou um trabalho mostrando várias técnicas de monitoramento de edifícios, considerando também o efeito da ISE, evidenciando o desempenho de uma edificação, que é governado pela interação entre a superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação, em um complexo mecanismo denominado ISE. Esse autor conclui que apesar de não ser considerada nos projetos convencionais, a ISE é quem comanda o desempenho da fundação e da própria estrutura de uma edificação. Este trabalho mostrou que a ISE promove uma tendência à uniformização dos recalques, e uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais. Vários aspectos influenciam a rigidez da estrutura, mas o principal é a altura da edificação, e em especial os seus primeiros pavimentos (GUSMÃO, 2006).

Com a desconsideração da ISE, vários estudos mostram que a redistribuição dos esforços devido à rigidez entre solo-estrutura e das variações dos recalques, geram esforços principalmente nos pilares CHAMECKI apud (GONÇALVES, 2004); (POULOS, 1975); (GUSMÃO, 1990). GUSMÃO (1990) relata casos de esmagamento de pilares periféricos devido à sobrecarga proveniente de redistribuição da carga em edificações.

Porém, ARAI (2009) comparou estruturas com apoios indeslocáveis e elásticos observando aumentos próximos de até 10% nas reações de apoio e aumentos significativos em cintas e vigas, chegando num acréscimo máximo de 20%. A desconsideração da deformação da fundação pode conduzir a resultados falhos, não compatíveis com a realidade, podendo originar danos na estrutura, tais como trincas, rachaduras, ou até mesmo o colapso da estrutura. Dessa maneira, muitas estruturas dimensionadas podem ter a sua durabilidade comprometida pela falta de consideração do recalque de apoios (ARAI, 2009).

MEYERHOF (1953) foi um dos pioneiros no estudo da ISE. Apresentou um método para avaliar os recalques de fundação através da análise de ISE. Neste

método, o autor sugere que em uma análise de ISE, uma edificação com um número qualquer de pavimentos pode ser substituída por outra edificação mais simples, com um pavimento, por exemplo, com rigidez equivalente. Ele também avaliou que com o aumento do número de pavimentos altera a rigidez da estrutura e assim aumenta a tendência à uniformização dos recalques e distribuição das cargas, e a partir de uma quantidade de pavimentos não se altera a rigidez, sendo influenciada apenas pelo carregamento (GUSMÃO, 1990).

Nos trabalhos de GUSMÃO (1990), foi realizada uma análise de estruturas e observou que a influência da ISE provoca uma tendência de redistribuição dos esforços nos elementos estruturais devido a rigidez da estrutura, obtendo recalques menores que o cálculo comumente feito, devido a essa consideração da superestrutura e infraestrutura.

A metodologia de CHAMECKI (1954) mostrou-se uma ferramenta eficaz e bastante simples para análise de ISE. Alguns problemas surgiram com referência à garantia da convergência do processo iterativo entre recalque e carga. A convergência pode ser elaborada por um modelo de análise iterativo e incremental.

O modelo proposto por POULOS (1975) possibilita uma análise tridimensional da fundação, combinada com uma análise da interação superestrutura-fundação na qual a rigidez da estrutura é considerada. Este modelo, diferentemente dos métodos convencionais onde as cargas na fundação são tratadas como grandezas conhecidas, permite uma análise da interação solo-estrutura considerando estas cargas como incógnitas a serem descobertas (REIS, 2000).

MOURA (1999) avalia tridimensionalmente, através do programa computacional *Sistema Edifício* (FONTE, 1994), os efeitos da ISE no comportamento da superestrutura e da fundação em uma edificação. Os resultados obtidos confirmam a existência da transferência de carga dos pilares mais carregados para aqueles menos carregados e a tendência à suavização da deformada de recalques. Além disto, observa-se também, o aparecimento de esforços nos elementos estruturais, sendo que os momentos fletores nas vigas e pilares diminuem à medida que se aumenta o número de pavimentos, o mesmo sendo observado também para os esforços normais introduzidos nos pilares. Este comportamento é confirmado pelo trabalho de FONTE (1994) e REIS (2000).

GUERRA e SALES (2011) analisaram o comportamento solo-estrutura, utilizando poucas interações, analisando a estrutura com apoios indeslocáveis e juntamente com tabelas de cálculo de rigidezes e recalques. Logo conclui-se que houve uma redistribuição dos esforços dos pilares centrais para os de canto. Constatou-se também que os recalques médios e diferenciais aumentam conforme o número de pavimentos, reduzindo a taxa de recalque com o aumento da rigidez da estrutura.

ANTONIAZZI (2011) realizou um trabalho de análise numérica comparando pórticos planos com apoios indeslocáveis e elásticos, em várias fases construtivas, analisando também no programa ESPACIAL\_ISE desenvolvido por ALVA (2010) e no TQS – SISEs (Sistema de Interação Solo-Estrutura) a fim de verificar alterações de esforços e deslocamentos ao se considerar a deformabilidade do solo. Ela constatou a importância da consideração da deformabilidade do solo, recomendando a ISE considerada juntamente com a sequência construtiva para uma análise estrutural mais realista em edifícios de múltiplos andares.

BAHIA (2015) fez um estudo de análise numérica a fim de verificar o desempenho das fundações, a redistribuição dos esforços considerando a ISE, realizando interações para a convergência de cargas x recalque e complementando o estudo com resultados de previsão de recalque obtida pela metodologia de POULOS E DAVIS (1980). Verificou-se com esse estudo a redistribuição dos esforços, evidenciando a importância da ISE.

## 4. METODOLOGIA

A fim de gerar conhecimentos para a análise e aplicação da ISE, este estudo baseia-se em relatar a análise da estrutura e fundação devido a sua integridade, considerando a dependência de ambas às partes, suas rigidezes e a deformabilidade do solo, considerado neste estudo como um meio elástico. E para isso, foram utilizadas ferramentas para o auxílio deste trabalho.

A ferramenta utilizada para a modelagem da estrutura e o processamento dos esforços foi o *software SAP2000*, usado para a modelagem e a análise da estrutura e das fundações através do método dos elementos finitos. Para os mapas de recalque e cargas apresentados durante o trabalho, foi utilizado o *software Surfer*, E para a avaliação dos esforços dos pilares, foi utilizado o *software P-calc!*, um programa livre educacional para a análise de pilares de concreto armado.

A primeira etapa foi baseada no modelo com apoios indeslocáveis (engastes). Gerou-se um edifício de concreto armado no programa *SAP2000*, onde foi considerada a não linearidade física dos materiais e foi processada a estrutura para obtenção dos esforços e das reações de apoio e, posteriormente, foi dimensionada as sapatas de acordo com parâmetros hipotéticos e adequados do solo, para a obtenção de coeficientes de reação do solo e parâmetros para as etapas seguintes.

Na segunda etapa, com as dimensões das fundações calculadas, foi avaliada a estrutura considerando coeficientes elásticos pontuais na translação dos eixos X, Y e Z e da rotação nos eixos X e Y através de um método iterativo mostrado na Figura 1, onde são consideradas as dimensões das fundações e os parâmetros do solo para obtenção dos coeficientes de apoio. A etapa iterativa é encerrada após a convergência das reações e conseqüentemente sem alteração das dimensões das sapatas, e em seguida, foram avaliados os recalques teóricos deste método e a distribuição de cargas ocasionada pela consideração dos apoios elásticos.

Na terceira etapa, a partir das dimensões das fundações e as reações de apoio calculadas na primeira etapa, foram realizados os cálculos dos recalques teóricos de acordo com o método de *Schermmann*. Com esses recalques, foram calculados os coeficientes de reação vertical por área de sapata, a fim de ser imposta nas bases das sapatas no modelo estrutural de sapatas discretizadas considerando a hipótese de *Winkler*. As sapatas discretizadas foram modeladas conjuntamente com a estrutura,

com suas dimensões calculadas na primeira etapa do estudo, no qual foi avaliada a rigidez da fundação com sua base apoiada em infinitos apoios elásticos conjuntamente com a toda a superestrutura.

E por fim, foi realizada a comparação dos recalques totais e diferenciais, demais deslocamentos e os esforços solicitantes dos três casos para a compreensão da estrutura diante aos esforços gerados pelos recalques e pela rigidez dos elementos de fundação com a superestrutura. Foram analisados os esforços de uma viga do primeiro pavimento que foram dimensionadas e detalhadas para as três situações de apoio e foram analisados os esforços de dois pilares do primeiro pavimento obtidos nos três casos de apoio, a fim de avaliar os fatores de segurança e variações de esforços desses elementos estruturais.

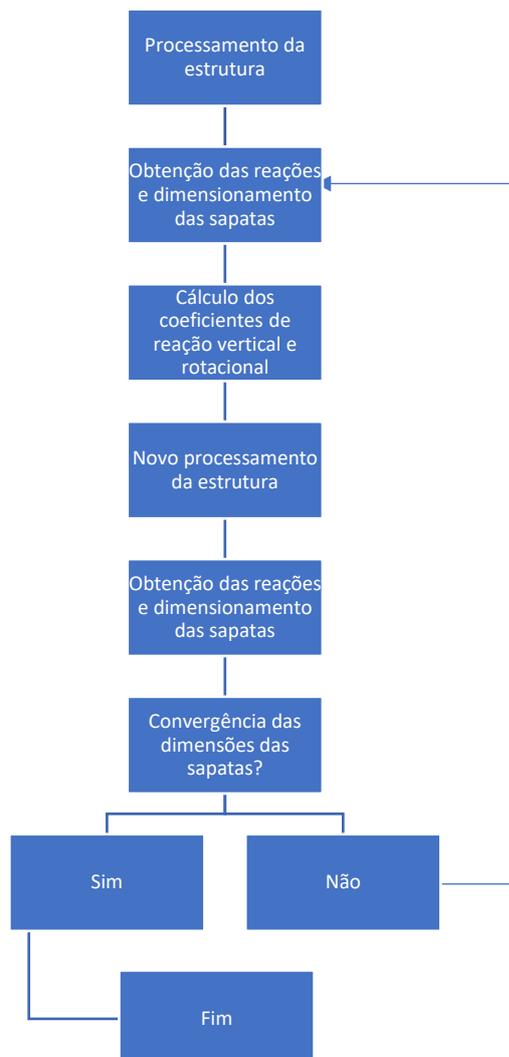


Figura 1 - Fluxograma para a segunda etapa

## 5. ESTUDO DE CASO

### 5.1. Características da estrutura

#### 5.1.1. Apresentação do modelo estrutural

A Figura 2 mostra a planta do pavimento tipo do edifício que foi o objeto de estudo para todas as análises deste trabalho que serão compostos por lajes nervuradas, vigas e pilares.

O edifício é composto por oito pavimentos com área em planta de  $360m^2$  acrescentado de um reservatório superior.

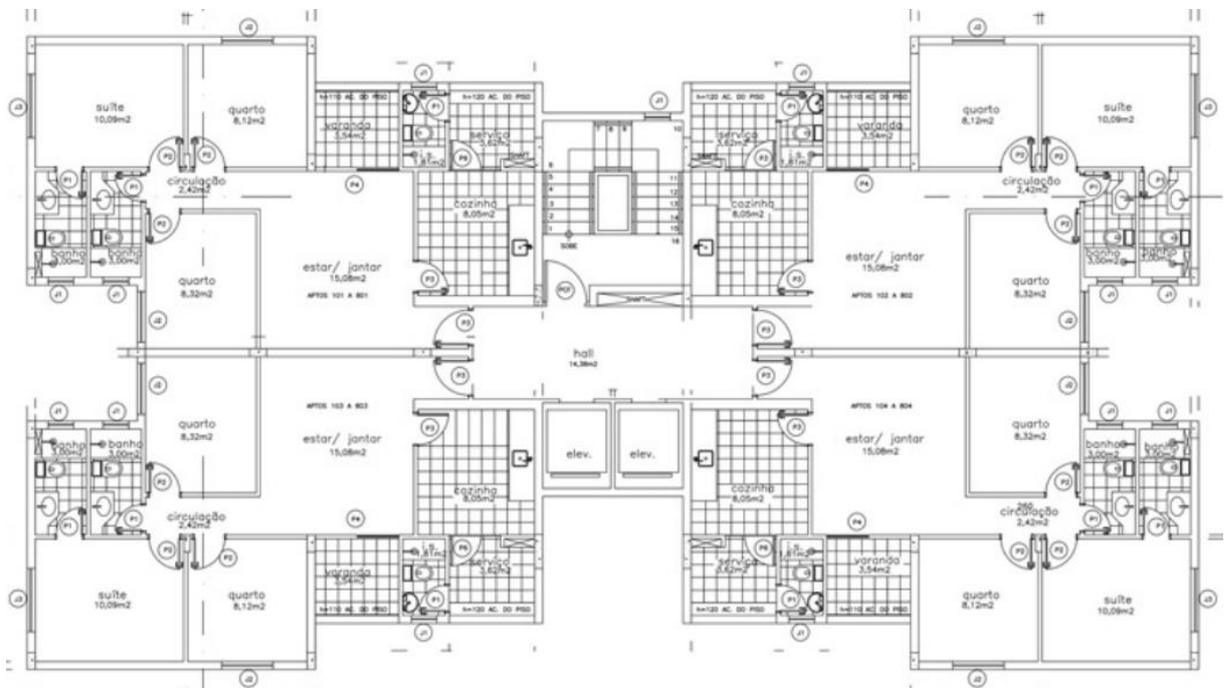


Figura 2 - Pavimento tipo

#### 5.1.2. Pré-dimensionamento dos elementos estruturais

Após um breve estudo das áreas de influências de cada pilar, a configuração dos pilares e suas dimensões estão mostradas na Figura 3.

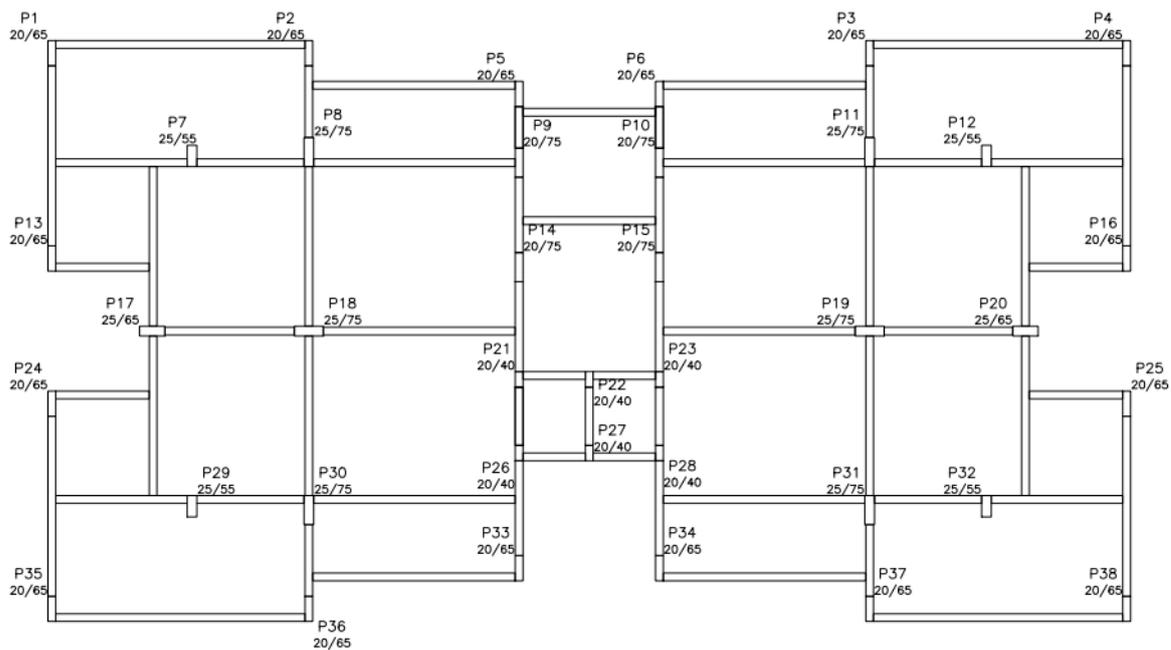


Figura 3 - Disposição dos pilares

Para todas as vigas foram adotadas dimensões de 20x40cm conforme a Figura 4.

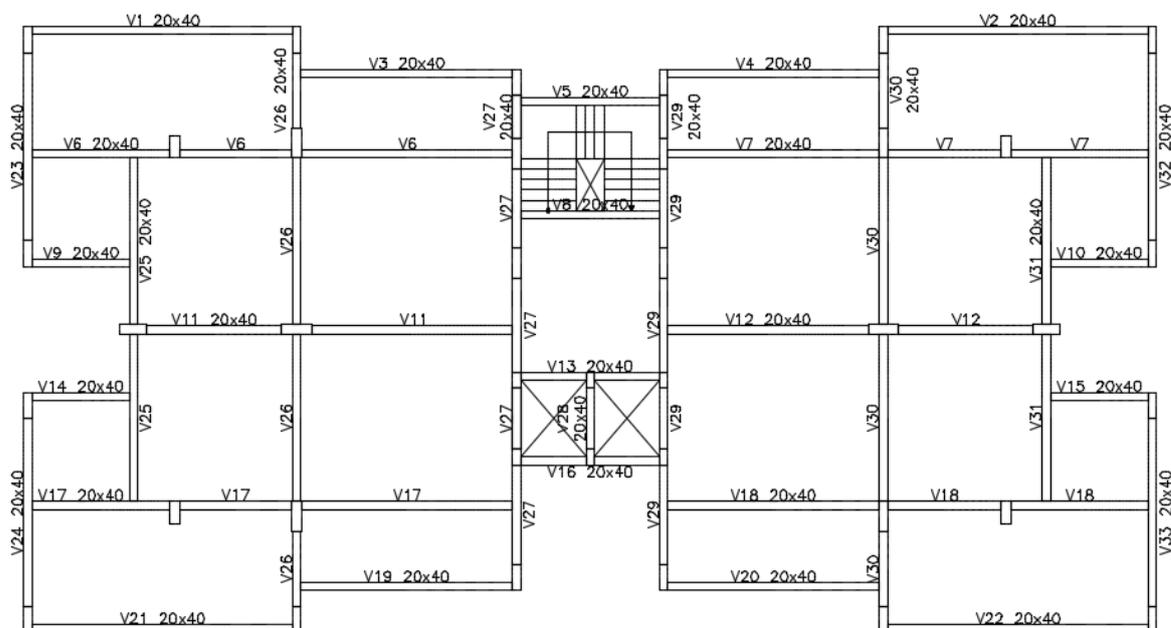


Figura 4 - Vigas do pavimento tipo

Para as lajes, foram adotadas lajes nervuradas bidirecionais *Atex600x180* (Figura 5) em todas as lajes, com dimensões de acordo com o Quadro 1, exceto as

lajes do reservatório superior e lajes do topo dos elevadores que são lajes maciças com  $h=20\text{cm}$ . As lajes nervuradas do pavimento tipo estão mostradas na Figura 6.

Quadro 1 - Dimensões da laje nervurada

Altura do molde	Espessura da lâmina	Altura Total	Largura da Nervura		
			Inferior	Superior	Média
18 cm	5 cm	23 cm	8 cm	12,5 cm	10,3 cm
d1	ds	D	bi	bs	br

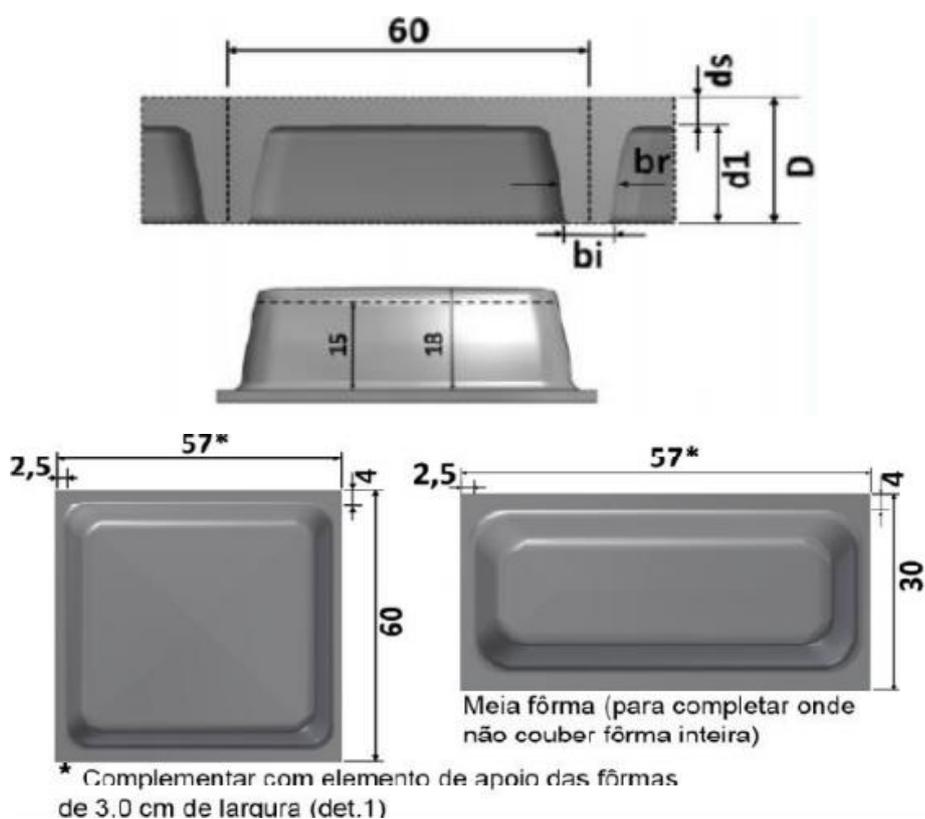


Figura 5 - Detalhes da laje nervurada

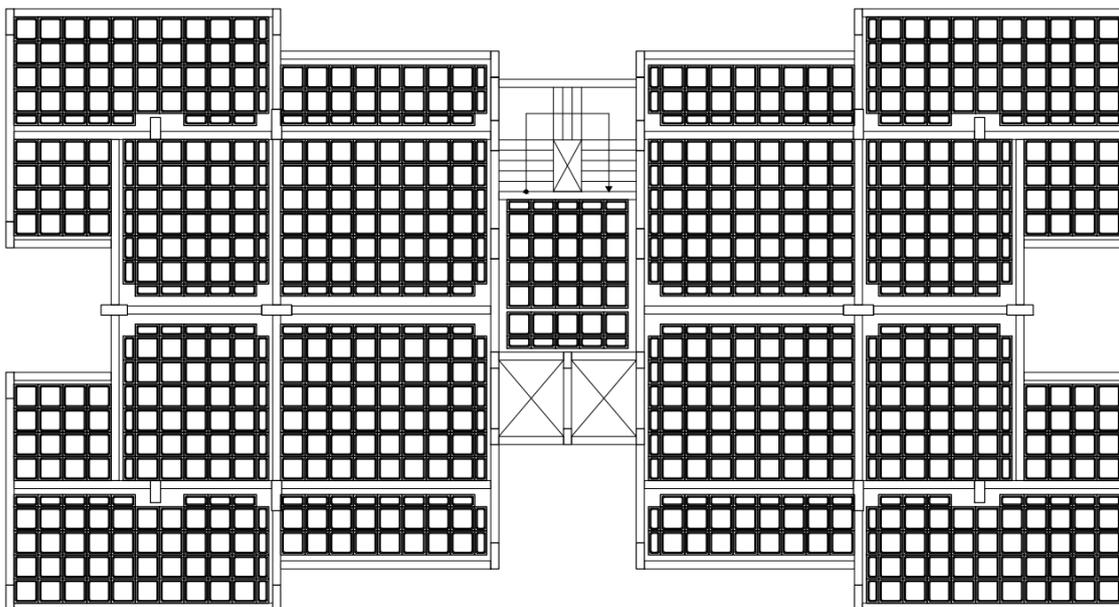


Figura 6 - Disposição das nervuras das lajes

## 5.2. Propriedades dos materiais

Para a consideração da não-linearidade física dos materiais no *software* SAP2000, é necessário conhecer o comportamento e as propriedades físicas do concreto e do aço.

### 5.2.1. Concreto

Para este projeto foi adotado para o concreto a Classe C30 e neste estudo foi considerada a não-linearidade física dos materiais, conforme o item 14.5.5 da NBR 6118/14, no qual tem o comportamento de tensão-deformação de acordo com os itens 8.10.2.1 e 8.10.2.2 dessa mesma norma.

Algumas propriedades do concreto:

- Massa específica:  $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$ ;
- Resistência característica a compressão:  $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ ;
- Resistência de cálculo com  $\gamma_c = 1,4$ :  $f_{cd} = 21,4 \text{ Mpa}$ ;
- Resistência a tração:  $f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 2,9 \text{ Mpa}$ ;
- Módulo de deformação tangente:  $E_{ci} = 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 30672,5 \text{ Mpa}$ ;
- Coeficiente de *Poisson*:  $\nu = 0,2$ .

Neste estudo, foi avaliada a estrutura nos estados limites últimos (ELU), então foi empregada para a compressão do concreto o diagrama tensão-deformação idealizado proposto na Figura 7 para concretos de classes até C50.

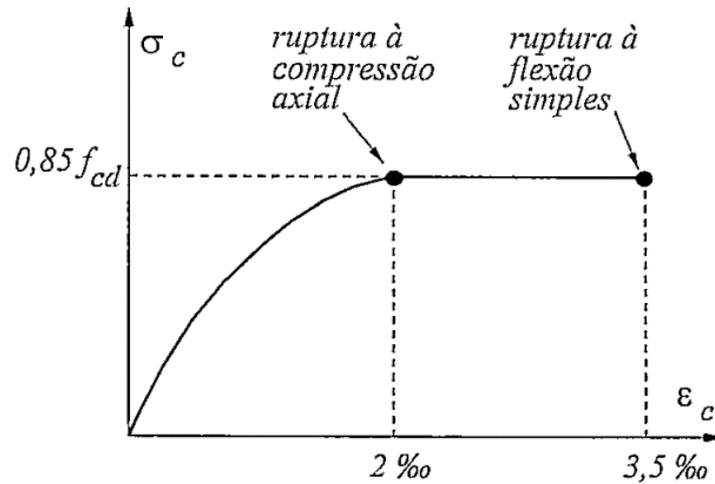


Figura 7 - Diagrama tensão-deformação idealizado (TEATINI, 2008).

Nesse diagrama, comumente chamado de *diagrama parábola-retângulo*, a curva que representa tal comportamento no trecho parabólico é descrita como:

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad (1)$$

Para a tração do concreto não fissurado, a curva que descreve esse comportamento está mostrada na Figura 8, de acordo com o item 8.2.10.2 da NBR 6118/14.

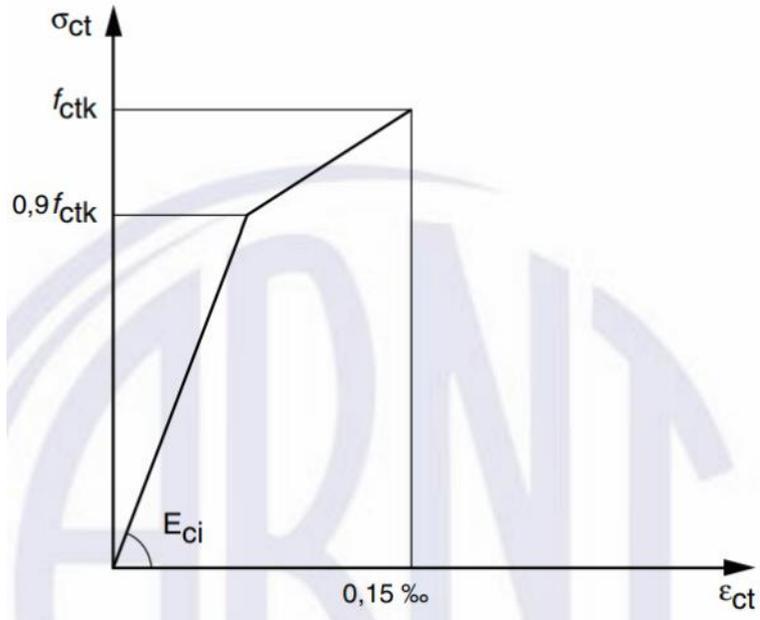


Figura 8 - Diagrama tensão-deformação a tração

Na Figura 8, o ponto  $f_{ctk} = f_{tc,m} = 2,9 \text{ Mpa}$  e o ponto  $0,9 f_{ctk} = 2,61 \text{ Mpa}$ .

Então, a curva final do concreto que foi programada no programa *SAP2000* para a consideração da não-linearidade física do concreto é descrita na Figura 9. Para valores negativos estão representadas a compressão e para valores positivos estão consideradas a tração.

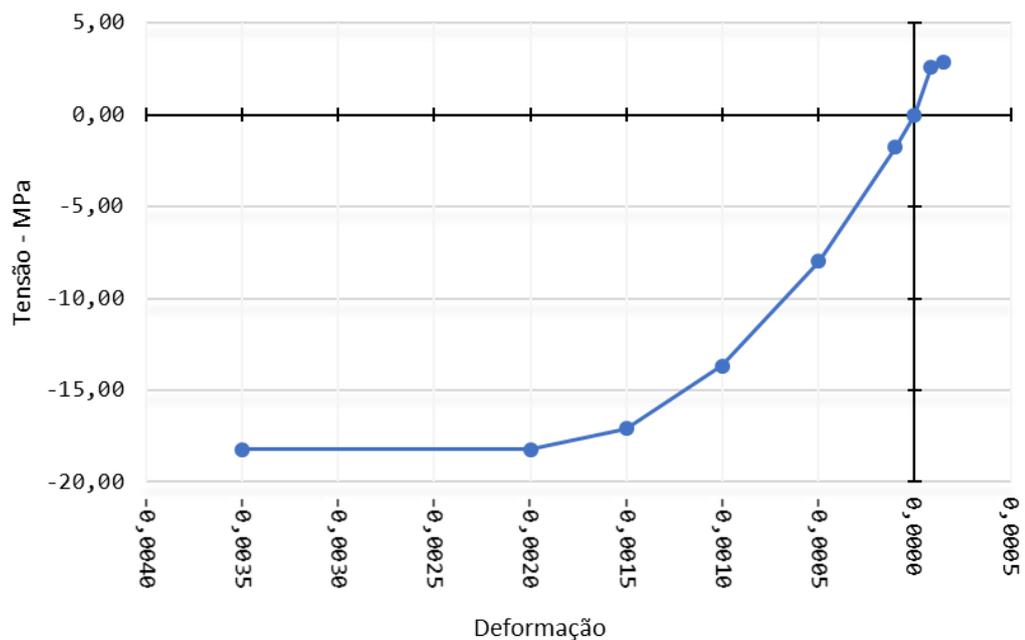


Figura 9 - Curva tensão x deformação do concreto C30.

## 5.2.2. Aço

Foram adotados dois tipos de aço: CA50 para armaduras longitudinais e CA60 para armaduras transversais que também foi considerada a não-linearidade física do aço, com o comportamento de acordo com o item 8.3.6 da NBR 6118/14.

Algumas propriedades do aço:

- Massa específica:  $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$ ;
- Módulo de elasticidade:  $E_s = 210.000 \text{ Mpa}$ ;
- Resistência à compressão e tração do aço CA50:  $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ ;
- Resistência de cálculo do aço CA50 com  $\gamma_s = 1,15$ :  $f_{yd} = 434,8 \text{ Mpa}$ ;
- Resistência à compressão e tração do aço CA60:  $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$ ;
- Resistência de cálculo do aço CA60 com  $\gamma_s = 1,15$ :  $f_{yd} = 521,7 \text{ Mpa}$ .

A Figura 10 mostra um diagrama tensão-deformação que é válido tanto para tensões de compressão e tração no ELU e nos estados limites de serviço (ELS) para todos os aços brasileiros com ou sem patamar de escoamento, no qual valem as seguintes expressões, segundo TEATINI (2008):

$$\sigma_s = E_c \cdot \varepsilon_s \text{ para } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd} \quad (2)$$

$$\sigma_s = f_{yd} \text{ para } \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \quad (3)$$

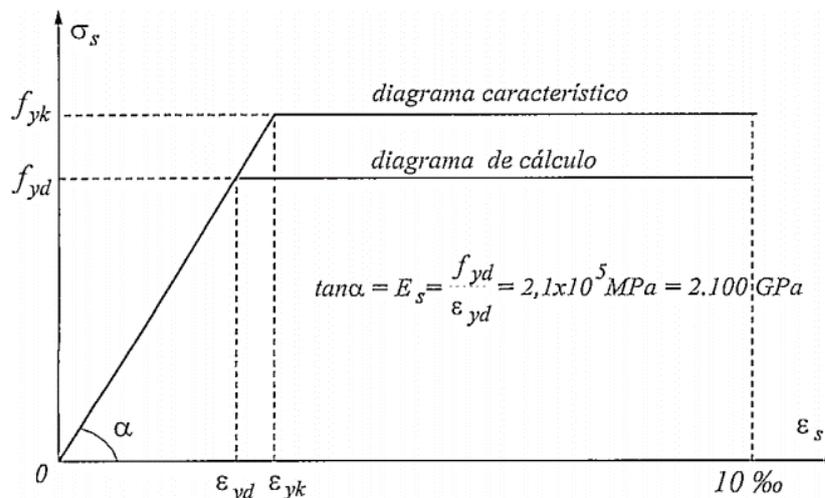


Figura 10 - Diagrama tensão-deformação simplificado para o aço (TEATINI, 2008).

O valor dos pontos do gráfico acima é mostrado no Quadro 2 abaixo:

Quadro 2 - Propriedades mecânicas dos aços para concreto armado (TEATINI, 2008).

Aço	$f_{yk}(Mpa)$	$f_{yd} = f_{yk}/1,15$	$\epsilon_{yd}(\text{‰})$	$f'_{yd}(Mpa)$
CA50	500	434,8	2,07	420
CA60	600	521,7	2,484	420

Segundo TEATINI (2008), a última coluna do Quadro 2 ( $f'_{yd}$ ) é representada pela resistência máxima de cálculo de armaduras de aço comprimidas em peças de concreto armado, que esses valores representam a deformação específica de esmagamento em peças comprimidas de concreto armado, limitadas em 2‰ de acordo com a norma NBR 6118/14. Segundo o mesmo autor, essa limitação é indispensável, pois o aço isoladamente não garante a capacidade resistente da peça de concreto armado comprimida.

Então, a curva final a ser configurada no *SAP2000* para a consideração da não-linearidade física do aço é definida na Figura 11 e na Figura 12, sendo valores negativos para compressão e valores positivos para tração.

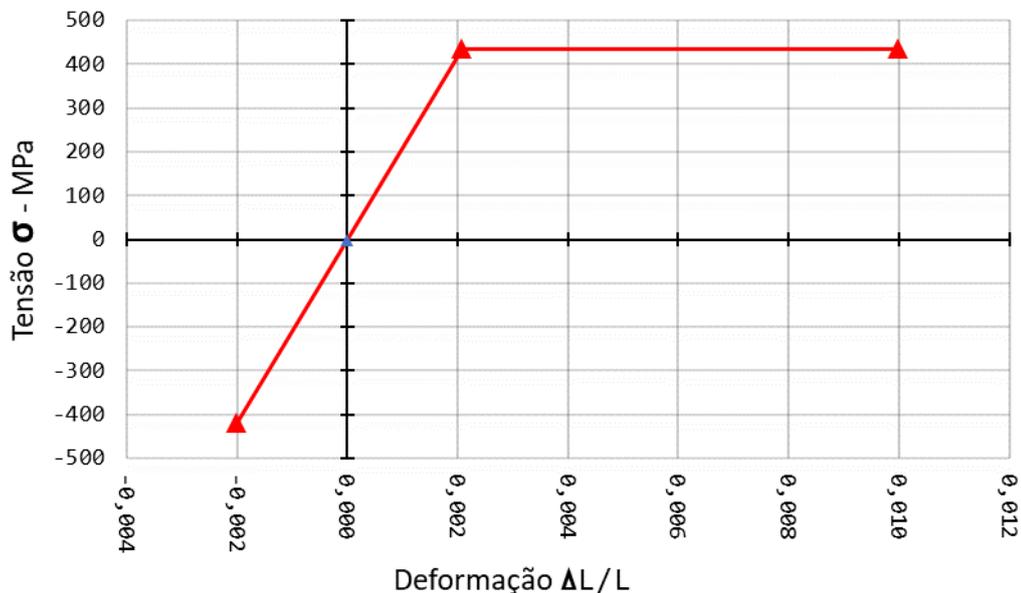


Figura 11 - Diagrama tensão-deformação para aço CA50.

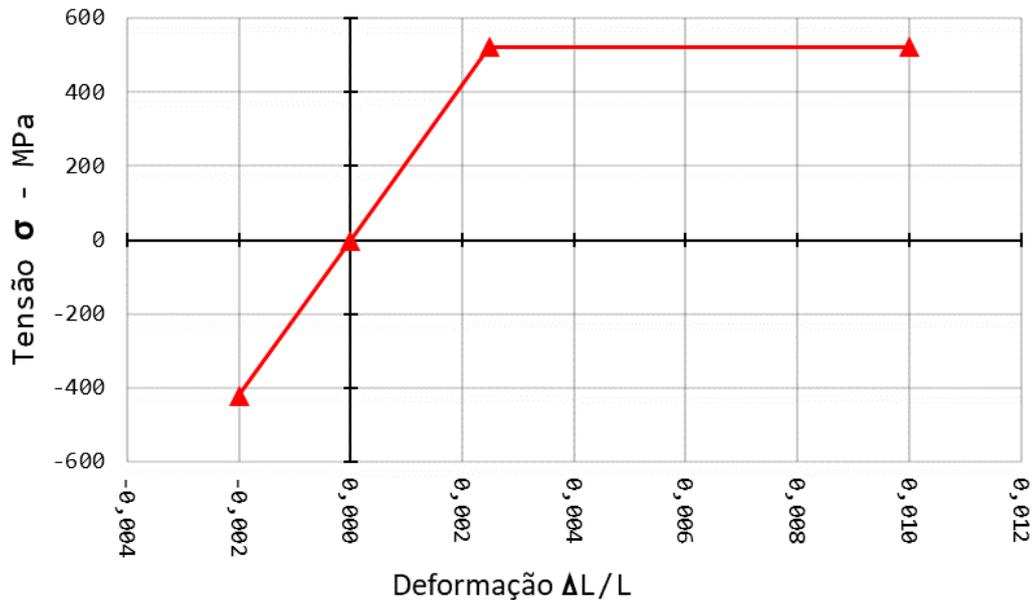


Figura 12 - Diagrama tensão-deformação para aço CA60.

### 5.3. Carregamentos

Os carregamentos a serem considerados no projeto para realizar as combinações de estados limites últimos serão divididos de acordo com a NBR 8681/03 e seus respectivos valores conforme a NBR 6120/80.

#### 1) Ações permanentes diretas (G):

- a) Peso dos elementos da estrutura  $\rightarrow \gamma_{Conc. Arm.} = 25kN/m^3$ ;
- b) Forro e piso  $\rightarrow 1kN/m^2$ ;
- c) Alvenaria  $\rightarrow \gamma_{alv} = \frac{15kN}{m^3} \times 0,20m \times 3m = 9kN/m$ ;
- d) Elevadores:  $\rightarrow$  Laje superior com dois ganchos com capacidade de 2500kg, viga superior com capacidade de uma carga de 80kN concentrada e 1500kg de carga para as cintas ao longo do elevador;
- e) Reservatório:  $\rightarrow \gamma_{\acute{a}gua} = \frac{10kN}{m^3} \times 2m$  (altura do reservatório) = 20kN/m<sup>2</sup>.

#### 2) Ações variáveis normais:

- a) Acidentais (Q):
  - i) Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro  $\rightarrow 1,5kN/m^2$ ;
  - ii) Corredores  $\rightarrow 2kN/m^2$ ;
  - iii) Escadas  $\rightarrow 3kN/m^2$ ;

**iv) Forro**  $\rightarrow 0,5kN/m^2$ ;

b) Vento ( $V_{+x}$ ,  $V_{+y}$ ,  $V_{-x}$ ,  $V_{-y}$ ), que foi calculado em conformidade com a NBR 6123:

**i) Características da edificação:**

*Altura da edificação,  $h = 28m$ ;*

*Maior dimensão,  $a = 27,8m$ ;*

*Menor dimensão,  $b = 15m$ ;*

*Altura entre pavimentos =  $3m$ ;*

**ii) Velocidade básica do vento  $V_0$ :**

A velocidade básica do vento,  $V_0$ , é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

Considerando a situação hipotética que este objeto de estudo fique no Distrito Federal, o valor dessa velocidade é:

$$V_0 = 35m/s; \text{ (Figura 1, NBR6123)}$$

**iii) O fator topográfico  $S_1$ :**

O fator topográfico  $S_1$  leva em consideração as variações do relevo do terreno que foi definido como:

*a) terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1$ ; (Item 5.2, NBR6123)*

**iv) O fator topográfico  $S_2$ :**

O fator  $S_2$  usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura  $z$  acima do nível geral do terreno é obtido pela expressão (4), na qual o  $F_r$  é sempre o correspondente à categoria II:

$$S_2 = b F_r \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad (4)$$

Pelos Itens 5.3.1 e 5.3.1, foram consideradas como:

- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

- Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

E pela Tabela 1 da NBR6123, os parâmetros meteorológicos são:

$$b = 0,85; p = 0,125; F_r = 0,98;$$

**v) O fator topográfico  $S_3$ :**

O fator estatístico  $S_3$  é baseado em conceitos estatísticos, considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Segundo a definição de 5.1 da NBR 6123, a velocidade básica  $V_0$  é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de que a velocidade  $V_0$  seja igualada ou excedida neste período é de 63%.

E pela Tabela 3 da mencionada norma, esse edifício se enquadra no:

Grupo 2 - Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.  $\rightarrow S_3 = 1$ ;

**vi) Coeficiente de arrasto  $C_a$ :**

Pelo item 6.5.3, a edificação deste estudo é considerada como de alta turbulência, e pela Figura 5 dessa mesma norma o  $C_a$  é:

$$C_{a-0^\circ} = 0,82$$

$$C_{a-90^\circ} = 1,02$$

Foi considerada o carregamento em cada face da estrutura:  $V_{+x}$ ,  $V_{-x}$ ,  $V_{+y}$ ,  $V_{-y}$ , de acordo com a Figura 13.

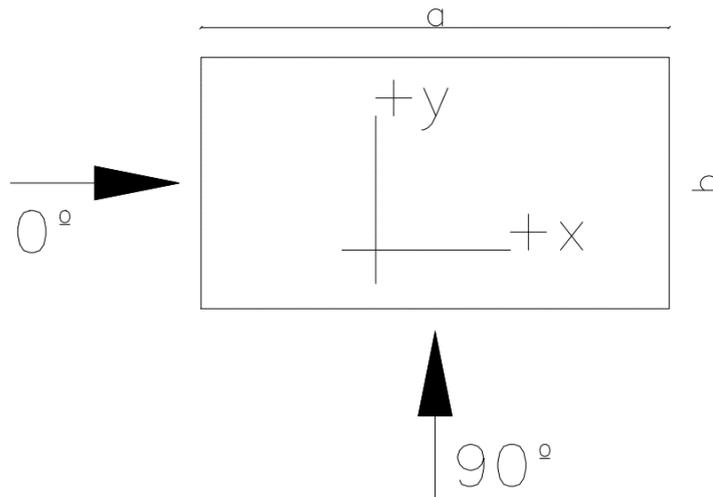


Figura 13 - Orientações das forças devidas ao vento

**vii) Valores da pressão dinâmica:**

O Quadro 3 mostra o cálculo da pressão dinâmica em cada pavimento, sendo que a pressão atuante no reservatório foi calculada separadamente.

Quadro 3 - Cálculo da pressão dinâmica

Nº Pavimento	z	$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10}\right)^p$	$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$	$q = 0,613 V_k^2$
1º	3m	0,717	25,08 m/s	385,63 N/m <sup>2</sup>
2º	6m	0,781	27,35 m/s	458,59 N/m <sup>2</sup>
3º	9m	0,822	28,77 m/s	507,51 N/m <sup>2</sup>
4º	12m	0,852	29,83 m/s	545,36 N/m <sup>2</sup>
5º	15m	0,876	30,67 m/s	576,65 N/m <sup>2</sup>
6º	18m	0,897	31,38 m/s	603,54 N/m <sup>2</sup>
7º	21m	0,914	31,99 m/s	627,25 N/m <sup>2</sup>
8º	24m	0,929	32,53 m/s	648,54 N/m <sup>2</sup>
Reservatório	28m	0,947	33,16 m/s	674,03 N/m <sup>2</sup>

**viii) Valores das forças finais:**

Os valores das forças finais devida ao vento estão demonstradas no Quadro 4 para a menor direção e o Quadro 5 para a maior direção, sendo que as resultantes das forças foram calculadas com a expressão (5) e posicionadas nos nós dos pilares e vigas de cada pavimento.

$$F_v = C_a \times q \times \text{dimensão} \times \text{altura entre pav.} \quad (5)$$

Quadro 4 - Forças do vento na menor direção

Nº Pavimento	Pressão Dinâmica $q$	Incidência a 0º		
		Força por pavimento $F_v$	Quantidade de nós por pavimento	Força por nó
1º	385,63 N/m <sup>2</sup>	14,23 kN	4	3,56 kN
2º	458,59 N/m <sup>2</sup>	16,92 kN	4	4,23 kN
3º	507,51 N/m <sup>2</sup>	18,73 kN	4	4,68 kN
4º	545,36 N/m <sup>2</sup>	20,12 kN	4	5,03 kN
5º	576,65 N/m <sup>2</sup>	21,28 kN	4	5,32 kN
6º	603,54 N/m <sup>2</sup>	22,27 kN	4	5,57 kN
7º	627,25 N/m <sup>2</sup>	23,15 kN	4	5,79 kN
8º	648,54 N/m <sup>2</sup>	23,93 kN	4	5,98 kN
Reservatório	674,03 N/m <sup>2</sup>	6,00 kN	2	3,00 kN

Quadro 5 - Forças do vento na maior direção

Nº Pavimento	Pressão Dinâmica $q$	Incidência a 90º		
		Força por pavimento $F_v$	Quantidade de nós por pavimento	Força por nó
1º	385,63 N/m <sup>2</sup>	32,80 kN	6	5,47 kN
2º	458,59 N/m <sup>2</sup>	39,01 kN	6	6,50 kN
3º	507,51 N/m <sup>2</sup>	43,17 kN	6	7,20 kN
4º	545,36 N/m <sup>2</sup>	46,39 kN	6	7,73 kN
5º	576,65 N/m <sup>2</sup>	49,05 kN	6	8,18 kN
6º	603,54 N/m <sup>2</sup>	51,34 kN	6	8,56 kN
7º	627,25 N/m <sup>2</sup>	53,36 kN	6	8,89 kN
8º	648,54 N/m <sup>2</sup>	55,17 kN	6	9,20 kN
Reservatório	674,03 N/m <sup>2</sup>	9,93 kN	2	4,97 kN

#### 5.4. Combinações

Segundo CHUST e FILHO (2014), a combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura;

a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço devem ser realizadas em função de combinações últimas e de serviço, respectivamente.

#### 5.4.1. Combinações últimas normais

As combinações últimas normais são definidas como o esgotamento da capacidade resistente dos elementos estruturais de concreto armado, nas quais são consideradas em cada combinação uma ação principal variável, e as outras são entendidas como secundárias reduzindo-se pelo fator  $\psi_0$ . Tais combinações são utilizadas para o dimensionamento dos elementos estruturais e são descritas de acordo com a fórmula (6).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[ F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (6)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$  é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável considerada como principal;

$\psi_{0j} F_{Qj,k}$  é o valor reduzido das demais ações variáveis.

A partir do Quadro 6 e do Quadro 7, serão montadas todas as combinações últimas normais.

Quadro 6 - Coeficiente  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  NBR6118

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
<b>Normais</b>	1,4 <sup>a</sup>	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
<b>Especiais ou de construção</b>	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
<b>Excepcionais</b>	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde  
*D* é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.  
<sup>a</sup> Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Quadro 7 - Coeficiente  $\psi_{0,1 e 2}$  NBR6118

Ações		$\psi_2$		
		$\psi_0$	$\psi_1^a$	$\psi_2$
<b>Cargas acidentais de edifícios</b>	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<b>Temperatura</b>	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

<sup>a</sup> Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.  
<sup>b</sup> Edifícios residenciais.  
<sup>c</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

- Combinações, considerando as ações variáveis acidentais como principais:

$$1,4 \times G + 1,4 \times [Q + 0,6 \times V_{+x}] \quad (7)$$

$$1,4 \times G + 1,4 \times [Q + 0,6 \times V_{+y}] \quad (8)$$

$$1,4 \times G + 1,4 \times [Q + 0,6 \times V_{-x}] \quad (9)$$

$$1,4 \times G + 1,4 \times [Q + 0,6 \times V_{-y}] \quad (10)$$

- Combinações, considerando a ação variável do vento como principal:

$$1,4 \times G + 1,4 \times [V_{+x} + 0,5 \times Q] \quad (11)$$

$$1,4 \times G + 1,4 \times [V_{+y} + 0,5 \times Q] \quad (12)$$

$$1,4 \times G + 1,4 \times [V_{-x} + 0,5 \times Q] \quad (13)$$

$$1,4 \times G + 1,4 \times [V_{-y} + 0,5 \times Q] \quad (14)$$

Após a configuração de todas essas combinações citadas acima, os esforços máximos foram calculados a partir da envoltória (“Envelope”, no SAP2000) dessas combinações.

## 5.5. Parâmetros do solo

Para a realização do estudo dos coeficientes elásticos utilizados neste trabalho, será apresentado um laudo hipotético de SPT mostrado no Quadro 8, onde se adotou para este estudo, areia.

Quadro 8 - SPT hipotético

SPT		
Solo	Cota (m)	$N_{spt}$
Areia	-1	23
Areia	-2	26
Areia	-3	26
Areia	-4	34
Areia	-5	50

Para a obtenção da tensão admissível do solo para o cálculo das sapatas deste estudo, é definida pela expressão (15):

$$\sigma_{adm} = 0,2 \times SPT_{m\u00e9dio} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (15)$$

## 5.6. Coeficientes de reação do solo

Para este estudo, foi considerada a hipótese de *Winkler*, no qual o solo é considerado como um sistema de molas independentes, com comportamento linear entre carga x recalque. Nessa hipótese simplificada para estimativa de deformações no solo, as molas representam o coeficiente de rigidez do solo para resistir ao deslocamento mobilizado por uma pressão imposta, o qual é análogo ao coeficiente de mola, mas não relacionado a uma força, e sim a uma pressão (ANTONIAZZI, 2011), no qual é demonstrada na Figura 14 e na Figura 15.

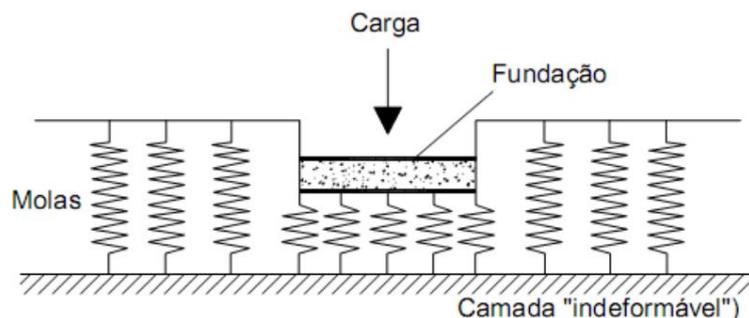


Figura 14 - Hipótese de Winkler (ANTONIAZZI, 2011)

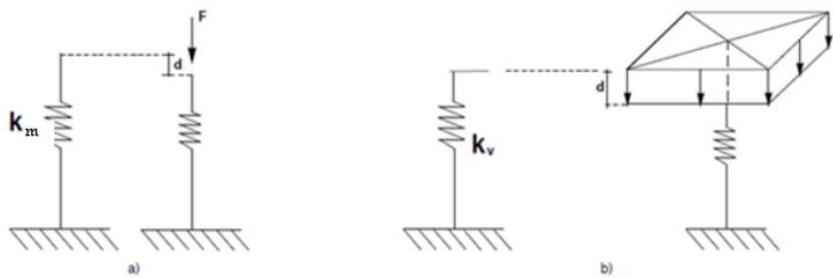


Figura 15 - coeficiente de mola, quociente entre força e deslocamento; (b) coeficiente de reação vertical, quociente entre pressão e deslocamento. (ANTONIAZZI, 2011)

Neste estudo foram escolhidos dois métodos para a obtenção dos coeficientes de reação para o modelo elástico e o discretizado, sendo o primeiro método para o modelo elástico e o segundo método para o modelo de sapatas discretizadas.

### 5.6.1. Primeiro método

Neste primeiro método que foi utilizado para o modelo elástico, a expressão que fornece os coeficientes de reação vertical e rotação pontuais estão descritas na Tabela 10.1 do livro *Fundações: Teoria e prática (ABMS/ABEF)*, a qual é formulada como:

$$k_v = \frac{4GR}{(1 - \nu)} \quad (16)$$

$$R = \sqrt{\frac{A \times B}{\pi}} \quad (17)$$

$$k r_i = \frac{8GR_i^3}{3(1 - \nu)} \quad (18)$$

$$R_x = \left( \frac{b a^3}{3\pi} \right)^{1/4} \quad (19)$$

$$R_y = \left( \frac{a b^3}{3\pi} \right)^{1/4} \quad (20)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (21)$$

$k_v$  = Coeficiente de reação vertical;

$k r_i$  = Coeficiente de reação rotacional na direção  $i$ ;

$G$  = Módulo de deformação transversal do solo;

$R, R_x$  e  $R_y$  = Raio equivalente da sapata;

$\nu$  = Coeficiente de *Poisson* do solo, Quadro 11;

$A$  = Maior lado da sapata;

$B$  = Menor lado da sapata;

$a$  = Dimensão em  $x$ ;

$b$  = Dimensão em  $y$ ;

$E$  = Módulo de deformação longitudinal do solo;

Para o módulo de deformabilidade  $E$ , o cálculo foi relacionado pelo SPT do Quadro 9 e do Quadro 10, de acordo com TEIXEIRA e GODOY (1996).

Quadro 9 - Parâmetro  $\alpha$

Solo	$\alpha$
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Quadro 10 - Parâmetro  $K$

Solo	$K$ (Mpa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areias Siltosa	0,7
Areia Argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila Arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila Siltosa	0,2

E com as expressões (22) e (23), podemos calcular o módulo de deformação  $E_s$ (Mpa) para o método.

$$q_c = K N_{SPT} \quad (22)$$

$$E_s = \alpha q_c \quad (23)$$

$q_c$  = Resistência de ponta de cone;

$\alpha$  e  $K$  = Fatores que dependem do tipo de solo;

$N_{SPT}$  = Valor do SPT médio nas camadas dentro do bulbo de tensões;

Quadro 11 - Coeficiente de Poisson, tabela 7.7 (ABMS, 1998)

Solo	$\nu$ - Poisson
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila Saturada	0,4 – 0,5
Argila Não-Saturada	0,1 – 0,3

### 5.6.2. Segundo método

Para este método que foi utilizado para o modelo de sapatas discretizadas, é necessário primeiramente calcular os recalques teóricos de cada fundação e somente depois calcular os coeficientes de reação. O método teórico de SCHERMTMANN (1978) estima o recalque em areias para diversos tipos de fundações, mas para este estudo, foi aplicado em sapatas. Tal método considera o recalque com um dado carregamento uniforme, sobre uma superfície de um semi-espaco elástico, isotrópico e homogêneo, no qual considera um fator de influência na deformação  $I_z$  em cada camada de solo, utilizando as expressões:

$$\rho = C_1 C_2 \sigma^* \sum_1^n \left( \frac{I_z \Delta z}{E_s} \right)_i \quad (24)$$

$$C_1 = 1 - 0,5 \left( \frac{\sigma_v}{\sigma^*} \right) \quad (25)$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left( \frac{t}{0,1} \right) \quad (26)$$

$$I_z \text{ máx} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (27)$$

$\rho$  = recalque total (mm);

$C_1$  = Coeficiente de correção de profundidade;

$C_2$  = Coeficiente de correção de recalques secundários;

$I_z$  = Fator de influência da  $i$ -ésima camada;

$\Delta z$  = Espessura da  $i$ -ésima camada (mm);

$E_s$  = Módulo de deformabilidade da i-ésima camada (Mpa);

$\sigma_v$  = Tensão geostática na profundidade de assentamento da fundação (kPa)

$\sigma^*$  = Tensão efetiva na cota da fundação (kPa)

$t$  = tempo em anos da aplicação da carga;

$I_{z\text{ máx}}$  = Fator de influência máxima;

A curva que descreve os fatores de influência de cada camada está descrita na Figura 16.

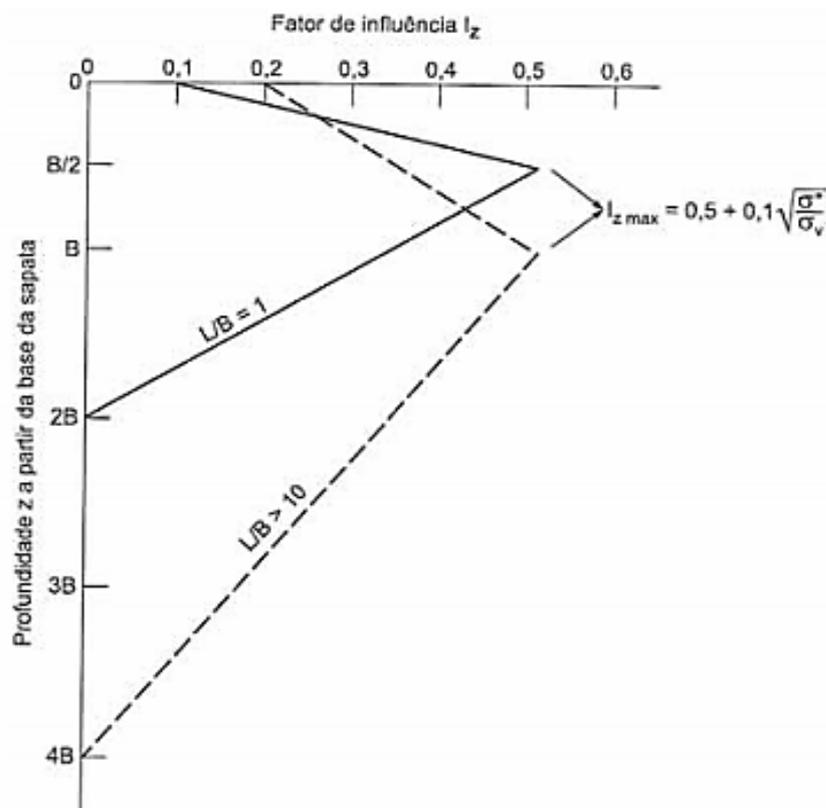


Figura 16 - Fator de influência na deformação (SCHERMTMANN, 1978) apud (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011)

Para sapatas quadradas  $L/B = 1$ , o  $I_{z\text{ máx}}$  ocorre na profundidade  $2B$  e para sapatas com  $L/B \geq 10$ , o  $I_{z\text{ máx}}$  ocorre em  $4B$ , para outras relações poderá realizar uma interpolação, concluindo com as seguintes equações:

$$I_0 = 0,1 \left[ 1 + \log \left( \frac{L}{B} \right) \right] \quad (28)$$

$$Z_f = \frac{B}{50} \times \left( 1 + \log \frac{L}{B} \right) \quad (29)$$

$$Z_i = \frac{Z_f}{4} \quad (29)$$

$$I_z(z) = I_0 + 4(I_{z \text{ máx}} - I_0) \times \frac{z}{Z_f} \Rightarrow p/z \leq Z_i \quad (30)$$

$$I_z(z) = \frac{4}{3} I_{z \text{ máx}} \left(1 - \frac{z}{Z_f}\right) \Rightarrow p/z > Z_i \quad (32)$$

$I_0$  = Fator de influência na base da sapata para  $z = 0$ ;

$z$  = Profundidade a partir da base da sapata (m);

$L$  = Maior lado da sapata (cm);

$B$  = Menor lado da sapata (cm);

$Z_f$  = Profundidade final a partir da base da sapata para  $I_z = 0$  (m);

$Z_i$  = Profundidade a partir da base da sapata para  $I_{z \text{ máx}}$  (m);

Para calcular o coeficiente de mola vertical  $kv$  estimado, utiliza-se a expressão:

$$kv = \frac{F_z}{\rho} \quad (31)$$

$F_z$  = Carga do pilar;

$\rho$  = Recalque do pilar;

E o coeficiente de mola por área de pressão no solo  $kv'$  é:

$$kv' = \frac{\sigma}{\rho} \quad (32)$$

$$\text{Como } \sigma = \frac{F_z}{A} \quad (35)$$

$$kv' = \frac{F_z}{A \times \rho} = \frac{kv}{A} \quad (36)$$

$\sigma$  = Pressão no solo;

$\rho$  = Recalque do pilar;

$A$  = Área da fundação.

No método proposto por SCHERMTMANN (1978), os valores de  $E_s$  são definidos como:

$$E_s = 2,5 q_c \text{ para sapatas quadradas ou circulares } (L/B = 1)$$

$$E_s = 3,5 q_c \text{ para sapatas corridas } (L/B \geq 10)$$

E para sapatas outras relações de  $L/B$ , segundo CINTRA, AOKI e ALBIERO (2011), podemos considerar:

$$E_s = 2,5 \left[ 1 + 0,4 \log \left( \frac{L}{B} \right) \right] q_c \quad (37)$$

## 6. MODELO

### 6.1. Hipóteses da modelagem

A modelagem do edifício foi realizada no SAP2000, um software de análise estrutural por elementos finitos, onde se obterá os esforços solicitantes e as reações de apoio na análise estrutural do modelo. Para isso, devem-se considerar algumas hipóteses dos elementos estruturais constituintes para a realização do modelo.

Os pilares foram modelados como elementos de barras verticais prismáticas onde os esforços principais são de compressão e momentos e as vigas foram modeladas como elementos de barras horizontais prismáticas onde os esforços principais são os momentos e os cortantes.

Para as lajes, foram consideradas lajes nervuradas bidirecionais de dimensões conforme a Figura 5. Segundo o item 14.7.7 NBR 6118, tais lajes foram modeladas como uma laje maciça de espessura igual a  $d_s = 5\text{cm}$  sobre vigas trapezoidais conforme a Figura 17.

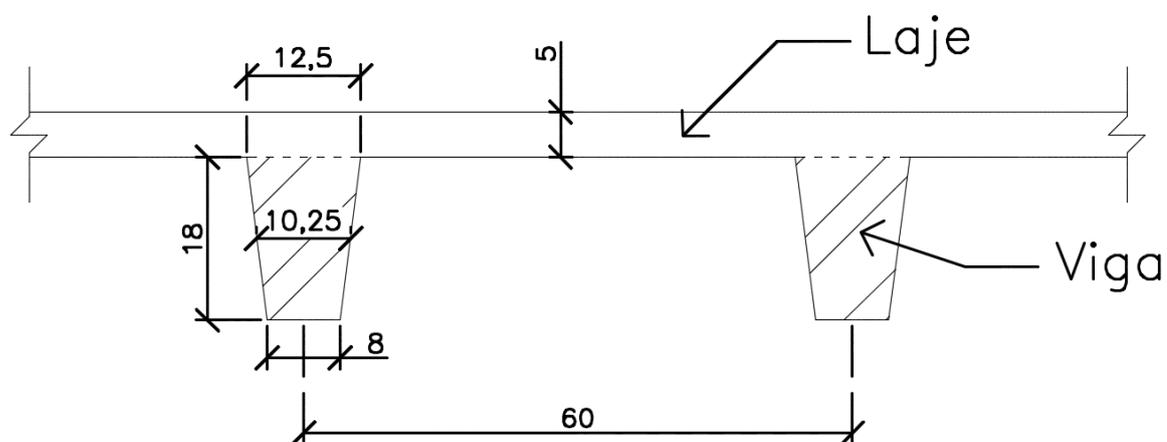
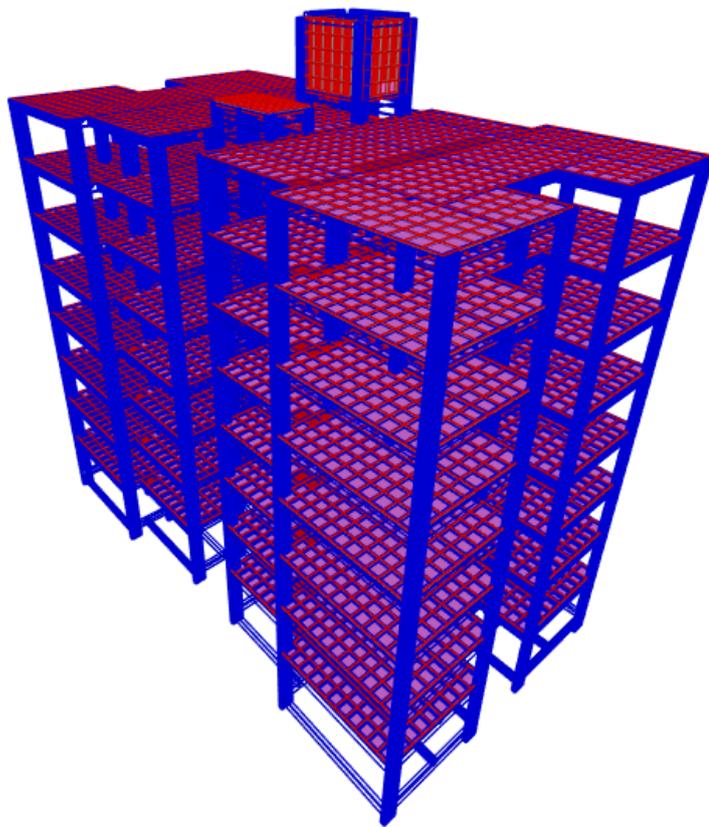


Figura 17 - Representação e dimensões da laje nervurada em centímetros.

### 6.2. Modelo gerado no SAP2000

O SAP2000 é um *software* para modelagem de estruturas de concreto armado e aço para a análise dos esforços solicitantes, por meio do método dos elementos finitos. A Figura 14 mostra o edifício modelado com as dimensões prescritas nos itens anteriores.



*Figura 18 - Modelo do SAP2000*

## 7. ANÁLISE

### 7.1. Considerações iniciais

Resumindo, a estrutura foi processada em três casos para o modelo apresentado anteriormente:

- Primeira etapa: Processamento da estrutura no SAP2000 com os apoios indeslocáveis, com restrição ao deslocamento e à rotação nas três direções (X, Y, Z) e posteriormente o cálculo das sapatas;
- Segunda etapa: Processamento da estrutura no SAP2000 com os apoios elásticos na direção Z, e à rotação nas direções X e Y e restrição nos eixos X e Y, utilizando o processo iterativo da Figura 1 para convergência de carga;
- Terceira etapa: Processamento da estrutura no SAP2000 com a discretização dos elementos de fundação, considerando as dimensões de cálculo das sapatas obtidas na primeira etapa.

### 7.2. Primeira etapa

Após o processamento da estrutura considerando os apoios como engastes, as reações de apoio estão dispostas no Quadro 12.

Quadro 12 – Reações de apoio engastado.

Pilar	Fz	Mx	My
P1	1436	31,2	11,7
P2	1407	32,4	12,2
P3	1418	31,9	10,6
P4	1417	27,8	11,7
P5	1605	35,9	11,6
P6	1643	55,2	6,5
P7	1936	25,6	11,0
P8	2358	62,3	18,4
P9	1914	59,3	9,9
P10	1994	79,4	9,7
P11	2374	61,3	19,6
P12	1930	24,4	8,0

Pilar	Fz	Mx	My
P13	1205	31,8	4,5
P14	1848	68,8	11,8
P15	1716	66,5	12,0
P16	1197	27,6	4,2
P17	2074	6,9	36,6
P18	2762	9,7	55,0
P19	2764	9,1	49,7
P20	2072	6,5	32,8
P21	1107	14,6	4,1
P22	1040	11,4	4,3
P23	1097	11,9	3,6
P24	1199	31,5	4,4
P25	1197	28,8	4,0
P26	1141	13,0	3,9
P27	1071	11,3	4,2
P28	1141	14,7	3,6
P29	1919	26,3	9,3
P30	2534	65,2	16,2
P31	2538	57,4	15,2
P32	1915	22,9	10,2
P33	1320	39,6	4,4
P34	1318	34,5	5,0
P35	1421	32,0	12,1
P36	1449	34,0	10,5
P37	1441	29,8	11,2
P38	1418	26,5	11,6

Como  $\sigma_{adm} = 0,2 \times SPT_{m\u00e9dio}$  ( $kgf/cm^2$ ), para o SPT m\u00e9dio foram admitidas tr\u00eas camadas de influ\u00eancia no bulbo de tens\u00f5es:

$$SPT_{m\u00e9dio} = \frac{23 + 26 + 26}{3} = 25 \quad (33)$$

$$\sigma_{adm} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ } kgf/cm^2; \quad (15)$$

As sapatas foram dimensionadas conforme o modelo da Figura 19.

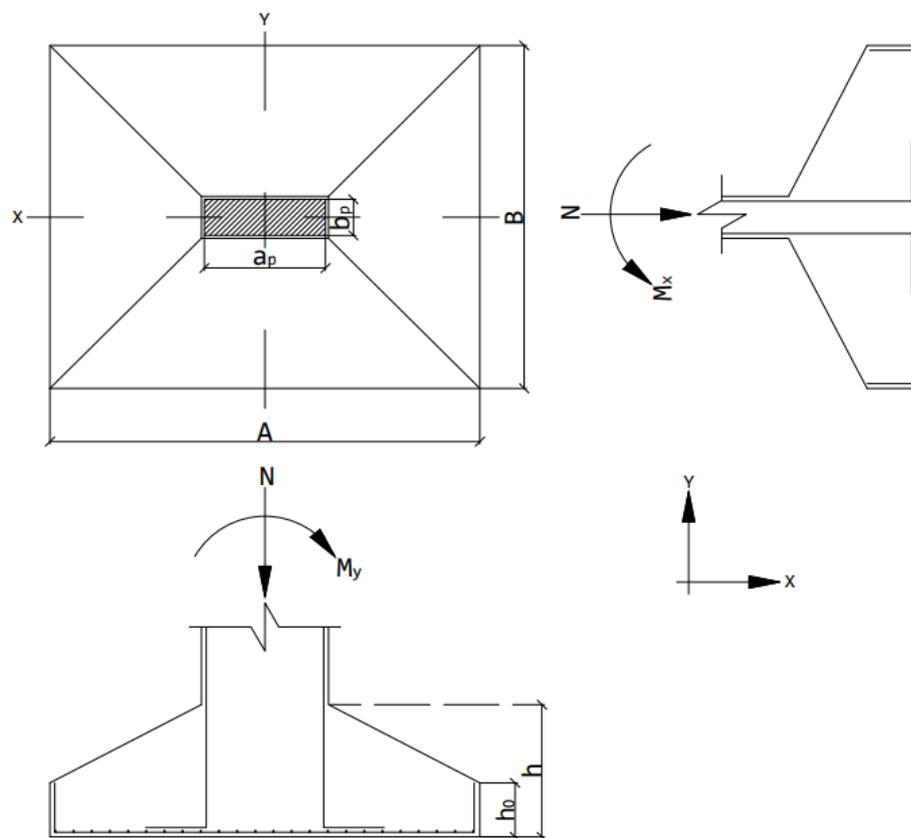


Figura 19 - Modelo da sapata

- $a_p$  = Maior dimensão do pilar;
- $b_p$  = Menor dimensão do pilar;
- $A$  = Maior dimensão da sapata;
- $B$  = Menor dimensão da sapata;
- $h_0$  = Rodapé da sapata;
- $h$  = Altura da sapata;

Para tensão admissível do solo de  $5 \text{ kgf/cm}^2$ , as sapatas foram projetadas e têm suas dimensões mostradas no Quadro 13, no qual os textos em vermelho são as sapatas que foram aumentadas suas dimensões para padronizar sapatas semelhantes para melhorar a qualidade do processo construtivo. A planta das fundações está na Figura 20.

Todas as sapatas foram dimensionadas como isoladas, exceto as sapatas S5-S9 e S6-S10, que devido a sobreposição de suas bases, foram calculadas como sapatas associadas.

Quadro 13 - Dimensões das sapatas

Sapata	A	B	h
S1	195	150	45
S2	195	150	45
S3	195	150	45
S4	195	150	45
S5	390	190	110
S6	390	190	110
S7	215	185	55
S8	245	195	55
S9	390	190	110
S10	390	190	110
S11	245	195	55
S12	215	185	55
S13	180	135	40
S14	225	170	50
S15	225	170	50
S16	180	135	40
S17	225	185	55
S18	265	215	65
S19	265	215	65
S20	225	185	55
S21	160	140	40
S22	155	135	40
S23	160	140	40
S24	180	135	40
S25	180	135	40
S26	165	145	40
S27	160	140	40
S28	165	145	40
S29	215	185	55
S30	255	205	60
S31	255	205	60
S32	215	185	55
S33	190	145	40
S34	190	145	40
S35	195	150	45
S36	195	150	45
S37	195	150	45
S38	195	150	45

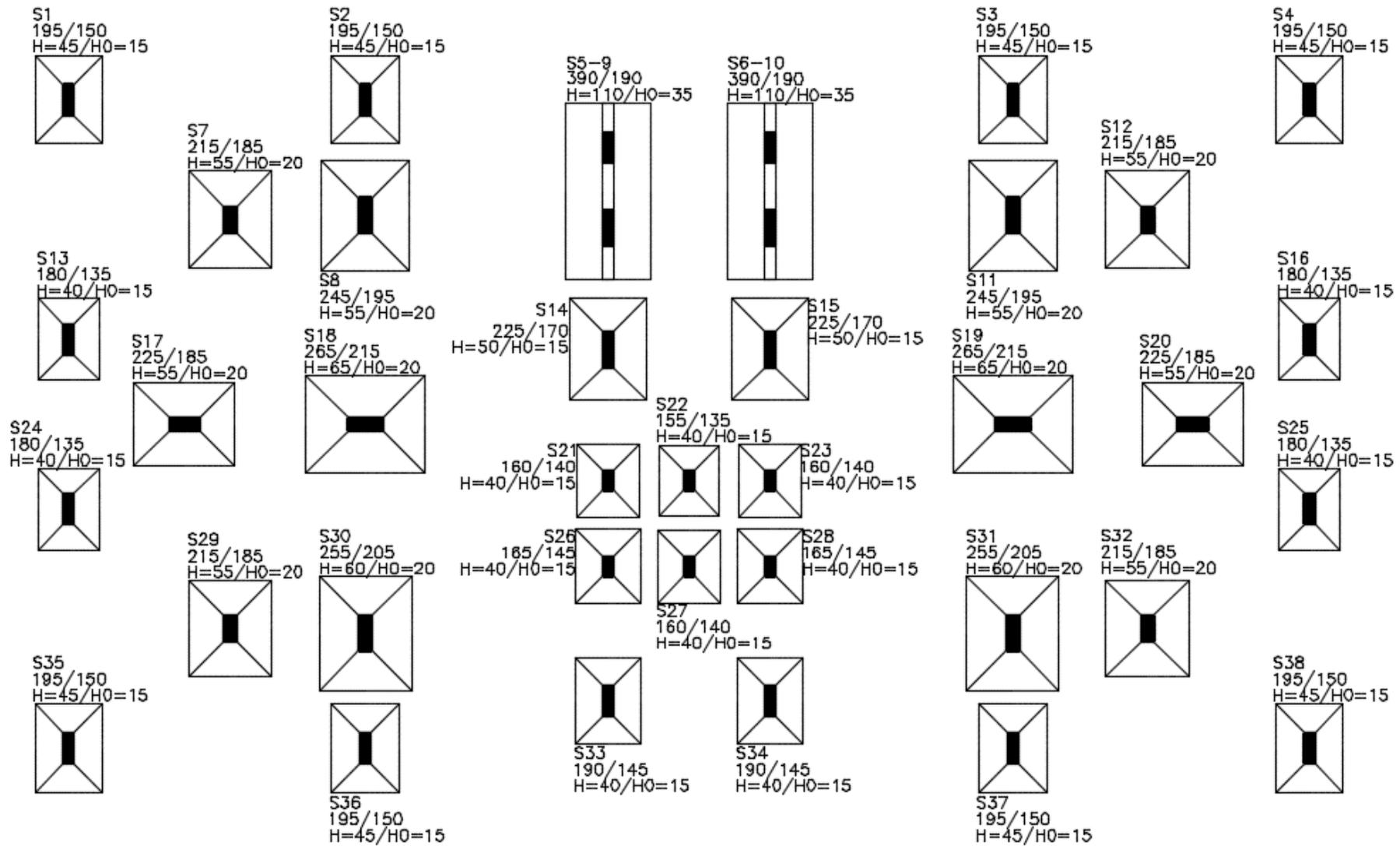


Figura 20 - Planta baixa das fundações

### 7.3. Segunda etapa

Nesta etapa, os apoios foram considerados como apoios elásticos pontuais, calculados conforme o primeiro método do Item **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, sendo considerando nesse método as dimensões das fundações do Quadro 13 para o cálculo dos coeficientes de reação.

- Sapata 1 (1,95x1,5m)

- Raio equivalente:

$$R = \sqrt{\frac{1,95 \times 1,5}{\pi}} = 0,9649m; \quad (17)$$

- Pelo Quadro 9 e Quadro 10,  $\alpha = 3$  e  $K = 0,9$

$$SPT_{\text{médio}} = \frac{23 + 26 + 26}{3} = 25 \quad (33)$$

$$E_s = \alpha K SPT_{\text{médio}} = 3 \times 0,9 \times 25 = 67,5 \text{ (Mpa)} \quad (22 \text{ e } 23)$$

- Pelo Quadro 11,  $\nu = 0,4$ ;

- Módulo de elasticidade transversal

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{67,5}{2(1 + 0,4)} = 24,107 \text{ (Mpa)} \quad (21)$$

- Coeficiente vertical

$$k_v = \frac{4GR}{1 - \nu} = \frac{4 \times 24,107 \times 0,9649}{1 - 0,4} = 155075 \text{ (kN/m)} \quad (16)$$

- Raios equivalentes à rotação

$$R_x = \left( \frac{1,95 \cdot 1,5^3}{3\pi} \right)^{1/4} = 0,9141m \quad (19)$$

$$R_y = \left( \frac{a \cdot b^3}{3\pi} \right)^{1/4} = \left( \frac{1,5 \times 1,95^3}{3\pi} \right)^{1/4} = 1,042m \quad (20)$$

- Coeficientes à rotação

$$kr_x = \frac{8GR_y^3}{3(1-\nu)} = \frac{8 \times 24,107 \times 0,9141^3}{3(1-0,4)} = 81844 \text{ (kN.m/rad)} \quad (18)$$

$$kr_y = \frac{8GR_x^3}{3(1-\nu)} = \frac{8 \times 24,107 \times 1,042^3}{3(1-0,4)} = 121313 \text{ (kN.m/rad)} \quad (18)$$

Para as outras sapatas, realizou-se o mesmo procedimento, que será mostrado no Quadro 14.

Quadro 14 - Valores dos  $k_v$  e  $k_R$

Sapata	$k_v$ (kN/m)	$kr_x$ (kN.m/rad)	$kr_y$ (kN.m/rad)
S1	155075	81845	121313
S2	155075	81845	121313
S3	155075	81845	121313
S4	155075	81845	121313
S5	246825	234290	689002
S6	246825	234290	689002
S7	180836	141164	176858
S8	198189	175272	246837
S9	246825	234290	689002
S10	246825	234290	689002
S11	198189	175272	246837
S12	180836	141164	176858
S13	141346	60809	93621
S14	177335	120755	183868
S15	177335	120755	183868
S16	141346	60809	93621
S17	184994	195907	146061
S18	216432	316878	231569
S19	216432	316878	231569
S20	184994	195907	146061
S21	135707	60414	73812
S22	131163	54358	66874
S23	135707	60414	73812
S24	141346	60809	93621
S25	141346	60809	93621
S26	140251	66904	81213
S27	135707	60414	73812
S28	140251	66904	81213
S29	180836	141164	176858
S30	207313	202121	280408
S31	207313	202121	280408

S32	180836	141164	176858
S33	150501	74371	111553
S34	150501	74371	111553
S35	155075	81845	121313
S36	155075	81845	121313
S37	155075	81845	121313
S38	155075	81845	121313

Com esses coeficientes, foi realizado o processo iterativo até a convergência das dimensões das fundações, conforme o fluxograma da Figura 1.

Após realizar a etapa iterativa da Figura 1, a convergência ocorreu na terceira iteração, com as dimensões finais das sapatas mostrado no Quadro 15.

As células em amarelo são as sapatas que tiveram alteração de dimensão para mais ou para menos após convergência da etapa iterativa e os textos em vermelho são as sapatas que foram alteradas suas dimensões para padronizar sapatas semelhantes para melhorar o processo construtivo. Na última célula, foi apresentada o volume total de concreto de todas as sapatas, com dimensões conforme Figura 19, adotando  $h_0=30$  cm.

$$V_s = \frac{(h - h_0)}{3} \cdot \left( A \cdot B + a_p \cdot b_p + \sqrt{A \cdot B \cdot a_p \cdot b_p} \right) + (A \cdot B \cdot h_0) \quad (38)$$

$V_s$  = Volume de concreto da sapata isolada

$a_p$  = Maior dimensão do pilar;

$b_p$  = Menor dimensão do pilar;

$A$  = Maior dimensão da sapata;

$B$  = Menor dimensão da sapata;

$h_0$  = Rodapé da sapata;

$h$  = Altura da sapata;

Quadro 15 - Dimensões finais das sapatas após convergência

Dimensões iniciais			
Sapata	A (cm)	B (cm)	h (cm)
S1	195	150	45
S2	195	150	45
S3	195	150	45
S4	195	150	45

Após convergência		
A (cm)	B (cm)	h (cm)
195	150	45
200	155	45
200	155	45
195	150	45

Dimensões iniciais				Após convergência		
Sapata	A (cm)	B (cm)	h (cm)	A (cm)	B (cm)	h (cm)
S5	390	190	110	390	175	110
S6	390	190	110	390	175	110
S7	215	185	55	215	185	55
S8	245	195	55	235	185	55
S9	390	190	110	390	175	110
S10	390	190	110	390	175	110
S11	245	195	55	235	185	55
S12	215	185	55	215	185	55
S13	180	135	40	185	140	40
S14	225	170	50	205	150	45
S15	225	170	50	205	150	45
S16	180	135	40	185	140	40
S17	225	185	55	225	185	55
S18	265	215	65	255	205	60
S19	265	215	65	255	205	60
S20	225	185	55	225	185	55
S21	160	140	40	160	140	40
S22	155	135	40	155	135	40
S23	160	140	40	160	140	40
S24	180	135	40	185	140	40
S25	180	135	40	185	140	40
S26	165	145	40	165	145	40
S27	160	140	40	160	140	40
S28	165	145	40	165	145	40
S29	215	185	55	215	185	55
S30	255	205	60	245	195	55
S31	255	205	60	245	195	55
S32	215	185	55	215	185	55
S33	190	145	40	190	145	40
S34	190	145	40	190	145	40
S35	195	150	45	195	150	45
S36	195	150	45	205	160	45
S37	195	150	45	205	160	45
S38	195	150	45	195	150	45
<b>Volume total</b>	<b>51,4m<sup>3</sup></b>			<b>51,09m<sup>3</sup></b>		

A Figura 21 mostra em planta, como ocorreu a redistribuição das dimensões das sapatas. Nota-se que as sapatas internas sofreram redução e as sapatas externas sofreram aumento de dimensões, devido a uniformização e causando a redistribuição dos carregamentos dos pilares internos para os externos.

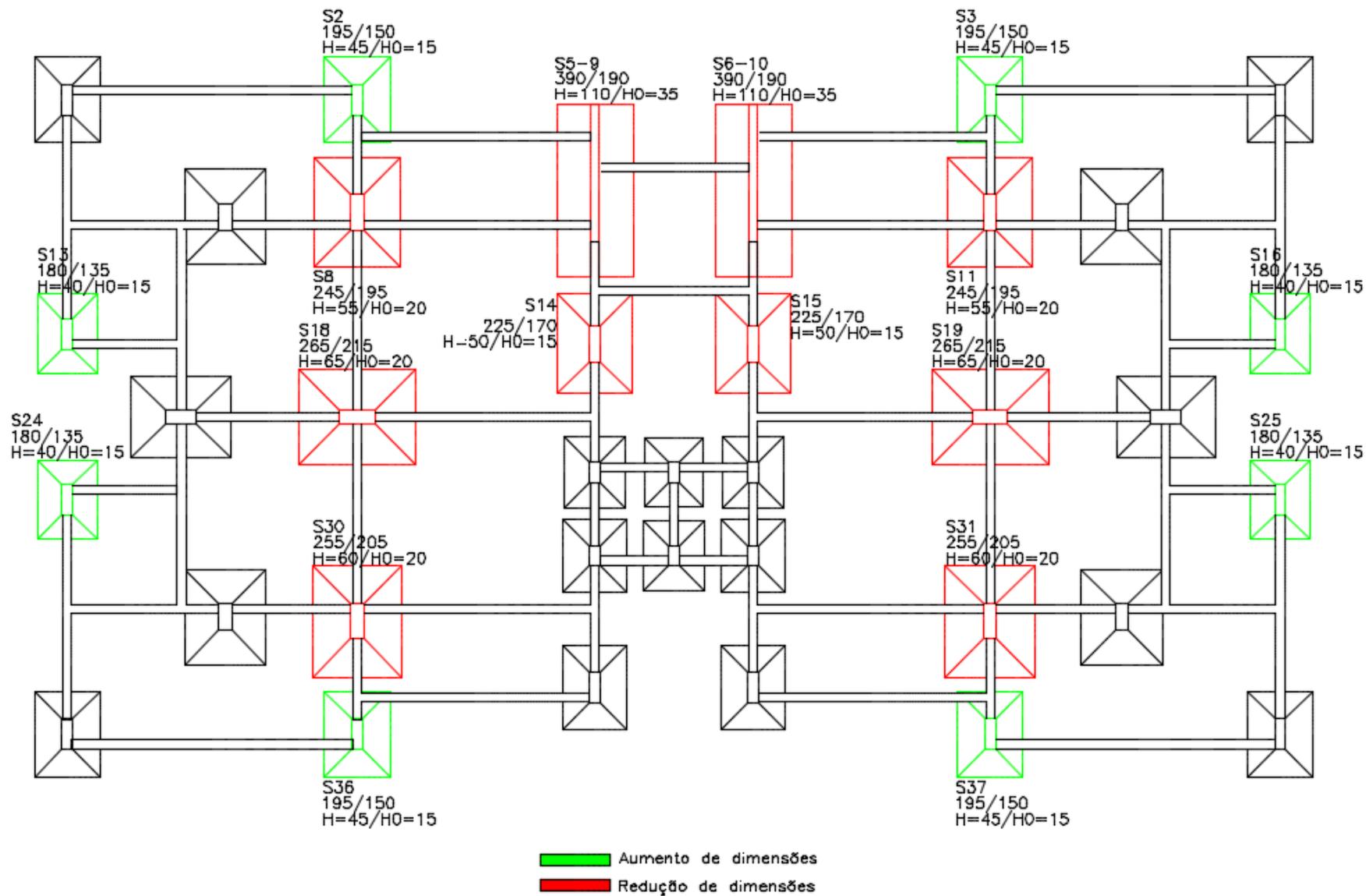


Figura 21 - Alterações de dimensões das sapatas

Após a convergência da etapa iterativa, as sapatas sofreram alterações de dimensões devido ao acréscimo ou redução das cargas das reações de apoio dos pilares, causando uma uniformização das tensões, provocando reduções de dimensões das sapatas centrais e acréscimo de dimensões das sapatas vizinhas.

Nota-se também, que houve uma pequena redução do volume total de concreto das sapatas de 0,31m<sup>3</sup>, havendo um maior aproveitamento do material resistente com a redistribuição dos esforços.

E os deslocamentos obtidos na última iteração estão dispostos no Quadro 16 e graficamente na Figura 22.

Quadro 16 - Deslocamentos da segunda etapa

Deslocamentos			
Sapata	Vertical (mm)	Rotação em Y (rad)	Rotação em Y (rad)
S1	9,29	3,2E-04	-8,7E-05
S2	9,58	3,0E-04	7,7E-05
S3	9,64	2,7E-04	-7,2E-05
S4	9,18	2,8E-04	8,4E-05
S5	7,51	2,5E-04	1,8E-05
S6	7,61	-2,3E-04	-1,4E-05
S7	10,72	2,0E-04	4,1E-05
S8	11,35	3,0E-04	-7,5E-05
S9	8,09	2,9E-04	2,1E-05
S10	8,20	-2,6E-04	-2,1E-05
S11	11,41	2,7E-04	7,6E-05
S12	10,70	1,7E-04	4,2E-05
S13	8,80	3,5E-04	-5,1E-05
S14	9,36	3,6E-04	-7,0E-05
S15	9,13	3,0E-04	-8,2E-05
S16	8,75	3,0E-04	4,7E-05
S17	11,03	7,6E-05	-1,6E-04
S18	12,42	1,0E-04	-1,6E-04
S19	12,43	9,1E-05	-1,5E-04
S20	11,01	6,6E-05	-1,5E-04
S21	8,29	3,0E-04	5,3E-05
S22	8,01	2,4E-04	-6,3E-05
S23	8,23	2,6E-04	-5,8E-05
S24	8,72	3,4E-04	-5,0E-05

Deslocamentos			
Sapata	Vertical (mm)	Rotação em Y (rad)	Rotação em Y (rad)
S25	8,70	2,9E-04	4,5E-05
S26	8,37	2,3E-04	-4,5E-05
S27	8,30	2,3E-04	-5,3E-05
S28	8,37	-2,1E-04	-4,9E-05
S29	10,73	2,2E-04	4,6E-05
S30	11,67	3,0E-04	-5,7E-05
S31	11,68	2,7E-04	5,3E-05
S32	10,71	1,9E-04	-5,1E-05
S33	8,91	3,4E-04	4,6E-05
S34	8,90	3,1E-04	-5,2E-05
S35	9,31	3,4E-04	-8,9E-05
S36	9,87	3,0E-04	6,6E-05
S37	9,83	2,7E-04	-7,1E-05
S38	9,29	2,8E-04	8,5E-05

Também é possível calcular os recalques teóricos sem a consideração da rigidez da estrutura e da etapa iterativa, utilizando os primeiros coeficientes de reação demonstrados no Quadro 14, pelas reações de apoio do Quadro 12 e pela fórmula  $kv = \frac{F_z}{\rho}$ , obtendo os recalques através da lei de Hooke, considerando então, o solo elástico.

- Sapata 1:

$$kv = 155075 \left( \frac{kN}{m} \right) \rightarrow kv = \frac{F_z}{\rho} \rightarrow \rho = \frac{F_z}{kv} = \frac{1436}{155075} = 9,26mm \quad (33)$$

$$kr_x = 81845 \left( kN \cdot \frac{m}{rad} \right) \rightarrow r_x = \frac{M_x}{kr_x} = \frac{32,6}{81845} = 3,99E - 04 rad \quad (39)$$

$$kr_y = 121313 \left( kN \cdot \frac{m}{rad} \right) \rightarrow r_x = \frac{M_x}{kr_x} = \frac{11,5}{121313} = 9,47E - 05 rad \quad (40)$$

Fazendo o mesmo com as demais sapatas, os deslocamentos são mostrados no Quadro 17 e graficamente na Figura 23.

Quadro 17 - Deslocamentos isolados sem a etapa iterativa

SEM ETAPA ITERATIVA				
Sapata	kV	Deslocamento	Rotação em Y (rad)	Rotação em Y (rad)
S1	155075	9,26	3,99E-04	9,47E-05
S2	155075	9,07	4,24E-04	9,91E-05
S3	155075	9,15	4,19E-04	8,55E-05
S4	155075	9,14	3,57E-04	9,51E-05
S5	246825	6,52	1,78E-04	1,65E-05
S6	246825	6,67	2,54E-04	9,05E-06
S7	180836	10,70	1,92E-04	5,94E-05
S8	198189	11,90	3,79E-04	7,01E-05
S9	246825	7,77	2,90E-04	1,38E-05
S10	246825	8,07	3,66E-04	1,34E-05
S11	198189	11,98	3,74E-04	7,74E-05
S12	180836	10,67	1,83E-04	4,17E-05
S13	141346	8,53	5,49E-04	4,49E-05
S14	177335	10,40	1,41E-04	2,54E-04
S15	177335	9,68	8,70E-05	2,59E-04
S16	141346	8,47	4,77E-04	4,35E-05
S17	184994	11,21	3,69E-05	2,29E-04
S18	216432	12,76	3,31E-05	2,15E-04
S19	216432	12,77	3,10E-05	2,01E-04
S20	184994	11,20	3,52E-05	2,10E-04
S21	135707	8,14	2,61E-04	5,44E-05
S22	131163	7,94	2,29E-04	6,29E-05
S23	135707	8,08	2,15E-04	4,70E-05
S24	141346	8,48	5,41E-04	4,44E-05
S25	141346	8,47	4,97E-04	4,13E-05
S26	140251	8,15	2,05E-04	4,47E-05
S27	135707	7,90	2,05E-04	5,33E-05
S28	140251	8,15	2,39E-04	4,08E-05
S29	180836	10,61	1,98E-04	5,09E-05
S30	207313	12,22	3,45E-04	5,62E-05
S31	207313	12,24	3,04E-04	5,30E-05
S32	180836	10,59	1,72E-04	5,54E-05
S33	150501	8,77	5,92E-04	3,81E-05
S34	150501	8,76	5,14E-04	4,27E-05
S35	155075	9,17	4,10E-04	9,78E-05
S36	155075	9,35	4,45E-04	8,58E-05
S37	155075	9,30	3,90E-04	9,05E-05
S38	155075	9,15	3,40E-04	9,43E-05

A Figura 22 e a Figura 23 foram geradas no software Surfer 14 utilizando a interpolação de Krigagem a partir dos dados do Quadro 16 (com etapa iterativa) e do Quadro 17 (sem etapa iterativa).

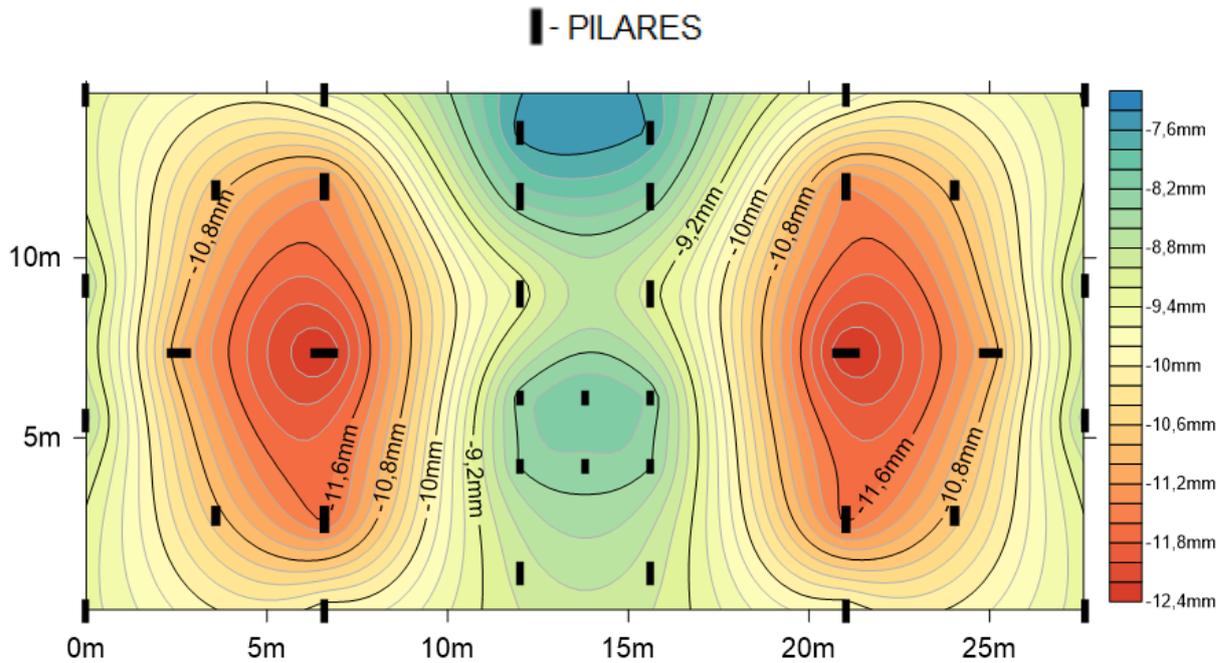


Figura 22 - Isorecalques com a etapa iterativa (Quadro 16)

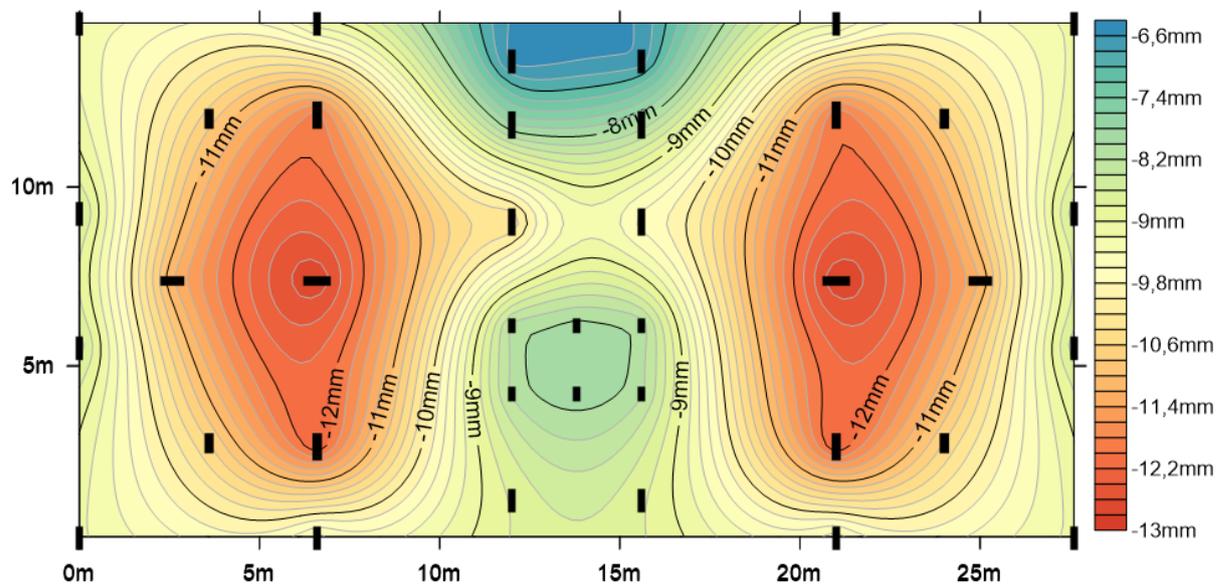


Figura 23 - Isorecalques sem etapa iterativa (Quadro 17)

Comparando a Figura 22 com a Figura 23, percebe-se a uniformização dos recalques dos pilares com maiores deslocamentos com os pilares do entorno, devido a consideração da etapa iterativa para convergência de cargas. Sem a etapa iterativa,

a maior variação entre o maior e o menor recalque dos pilares é de 6,4mm, já com a etapa iterativa a variação é menor, em torno de 4,92mm.

A Figura 24 e a Figura 25 mostram os mapas de cargas desenhados no Surfer 14, utilizando a interpolação de Krigagem, com os dados das reações de apoio obtidas no SAP2000 nos modelos de apoios engastados (Figura 24) e elásticos (Figura 25).

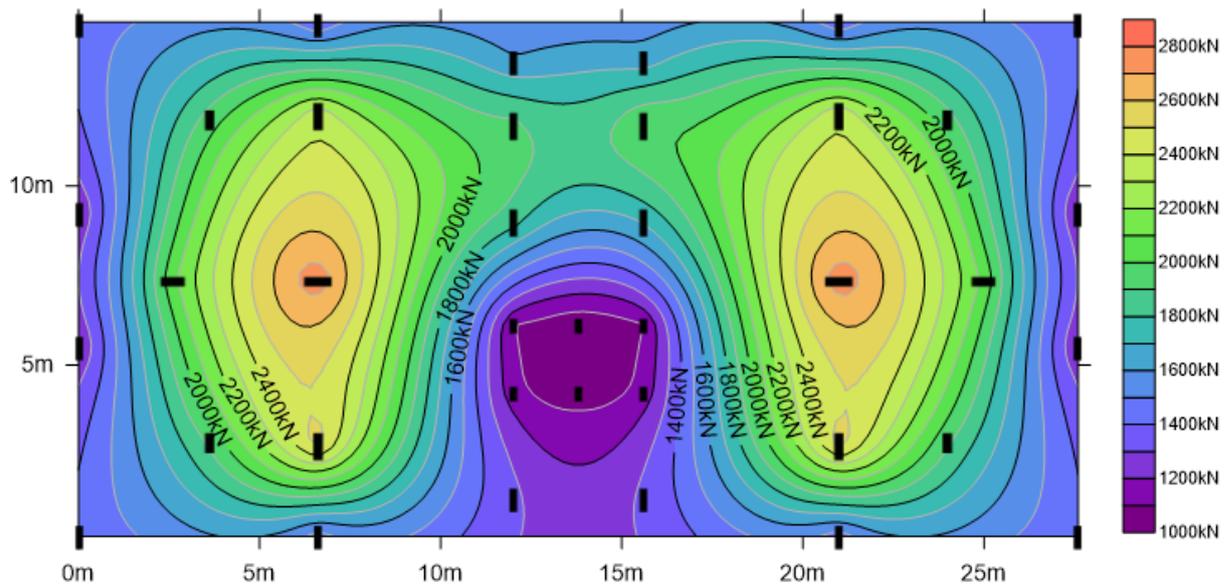


Figura 24 - Mapa de cargas do modelo engastado

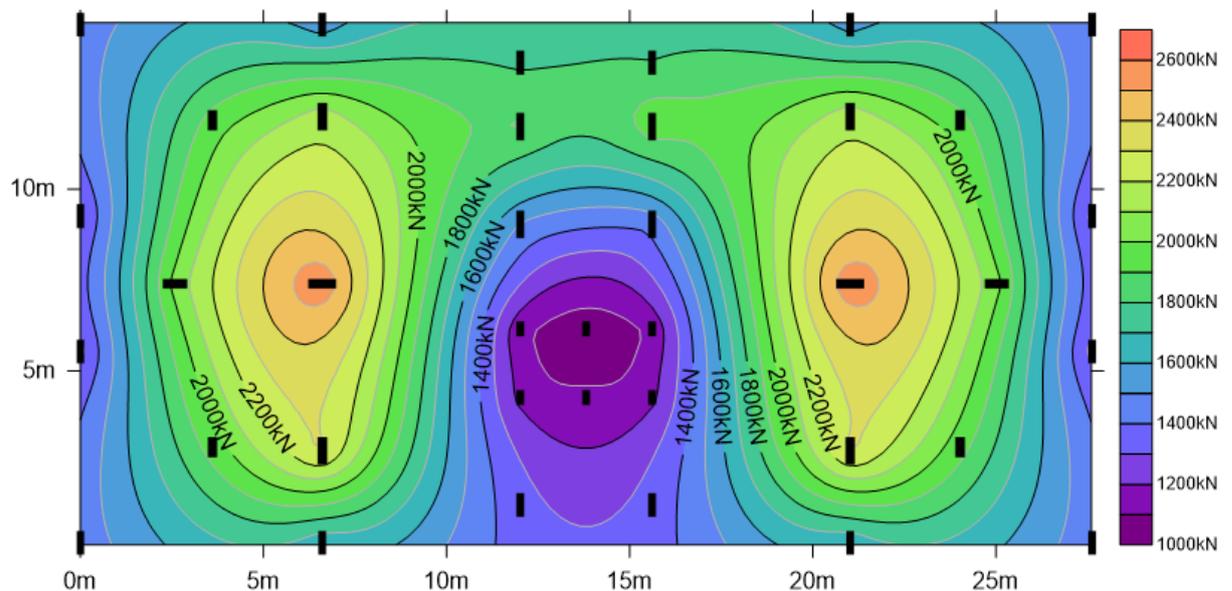


Figura 25 - Mapa de cargas do modelo com apoios elásticos

A Figura 26 foi gerada no Surfer 14 com a interpolação de Krigagem, com o objetivo de comparar o percentual de redistribuição das cargas do modelo elástico com o modelo engastado, onde os valores negativos representam uma redução da

carga dos pilares e os valores positivos um acréscimo de carga em relação ao modelo engastado.

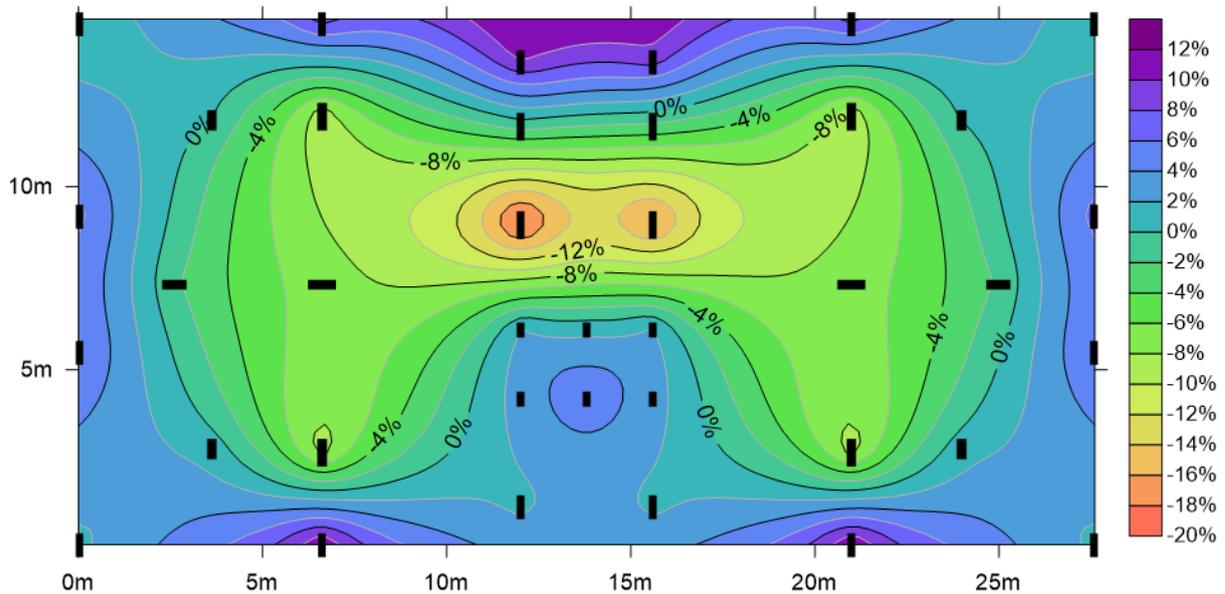


Figura 26 - Redistribuição das reações das cargas centradas do modelo de apoios elásticos em relação as cargas do modelo engastado

Percebe-se na Figura 26, uma redistribuição dos esforços dos pilares centrais para os pilares mais externos, com reduções de 20% no pilar de centro P14, reduzindo as cargas dos pilares mais carregados e ocasionando acréscimos de cargas dos pilares do entorno P36 e P37 de até 12%.

#### 7.4. Terceira etapa

Nesta última etapa, a estrutura foi processada com as fundações discretizadas, com suas dimensões calculadas conforme a primeira etapa a fim de considerar a rigidez dos elementos estruturais de fundação conjuntamente com suas deformações, considerando também o solo como um meio elástico, segundo as definições de *Winkler*. Para os coeficientes de reação, foram calculados os recalques teóricos pelo método de SCHERMTMANN (1978), e através da formulação (36), foram calculados os coeficientes de reação por área de sapata, no qual eleva a precisão na análise estrutural.

- Cálculo do recalque teórico da Sapata 1 (S1):

- Cota de assentamento: 1m;
- Peso específico do solo:

$$\gamma_{solo} = 20kN/m^3;$$

- Tensão geostática na cota de assentamento:

$$\sigma_v = h \times \gamma_{solo} = 1m \times \frac{20kN}{m^3} = 20kPa; \quad (41)$$

- Tensão aplicada no solo:

$$Tensão\ no\ solo = \frac{Fz}{A \times B} = \frac{1436}{1,95 \times 1,5} = 490,94kPa; \quad (34)$$

- Tensão efetiva adicionada no solo:

$$\sigma^* = 490,94 - 20 = 470,94kPa; \quad (35)$$

- Coeficiente  $C_1$ :

$$C_1 = 1 - 0,5 \left( \frac{20}{490,94} \right) = 0,9788; \quad (25)$$

- Coeficiente  $C_2$ :

$$Considerando\ o\ recalque\ imediato, t = 0; C_2 = 1 + 0,2 \log \left( \frac{0}{0,1} \right) = 1; \quad (26)$$

- Ponto de  $I_z máx$ :

$$I_z máx = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{470,94}{20}} = 0,985; \quad (27)$$

- Ponto de  $I_0$ :

$$I_0 = 0,1 \left[ 1 + \log \left( \frac{195}{150} \right) \right] = 0,111; \quad (28)$$

- Cota  $Z_f$ :

$$Z_f = \frac{150}{50} \times \left( 1 + \log \frac{195}{150} \right) = 3,34m \quad (29)$$

- Cota  $Z_i$ :

$$Z_i = \frac{3,34}{4} = 0,835m \quad (30)$$

Com esses dados, é possível traçar o gráfico referente à Figura 16, mostrado na Figura 27, no qual foi dividida por camadas conforme o SPT, a fim de considerar a influência de cada camada de solo nos recalques. As linhas tracejadas representam a meia profundidade de cada camada.

As funções que representam as curvas  $I_z(z)$  da Figura 27 são:

$$I_z(z) = 0,111 + 4(0,985 - 0,111) \times \frac{z}{3,34} \Rightarrow p/z \leq 0,835m; \quad (31)$$

$$I_z(z) = \frac{4}{3} 0,985 \left(1 - \frac{z}{3,34}\right) \Rightarrow p/z > 0,835m. \quad (32)$$

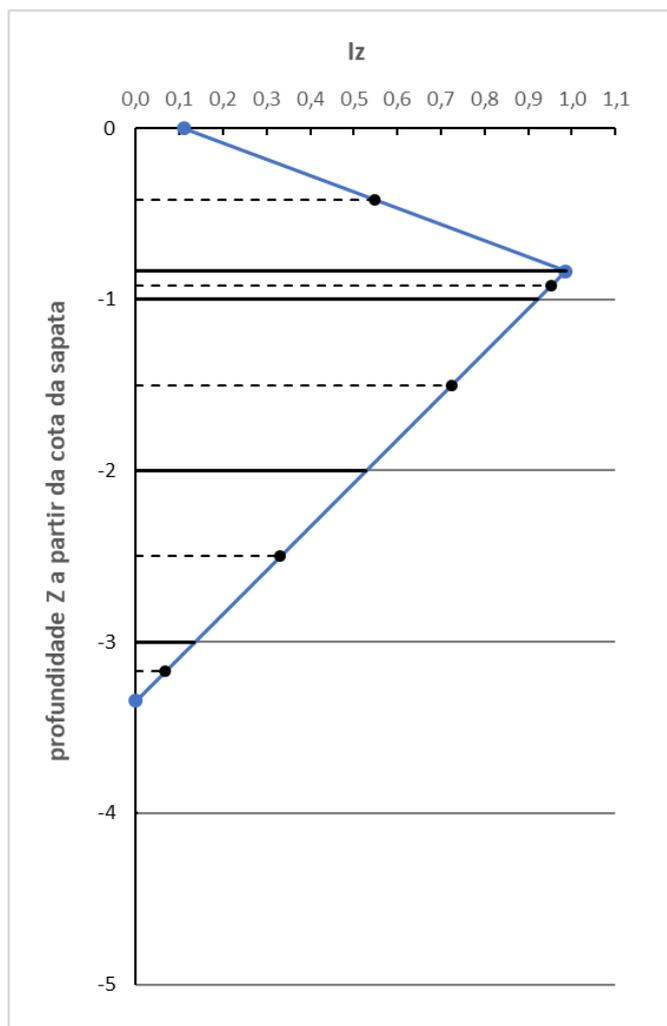


Figura 27 - Gráfico do fator de influência de S1

O Quadro 18 mostra o cálculo do recalque total de acordo com a expressão (24):

$$\rho = C_1 C_2 \sigma^* \sum_1^n \left( \frac{I_z \Delta z}{E_s} \right)_i \quad (36)$$

Quadro 18 - Cálculo da influência de cada camada

Camada	Cota	z médio	$\Delta z$ (mm)	$I_z$	$N_{spt}$	Tipo de Solo		$E_s$ (Mpa)	$Iz*\Delta z/Es$
						$\alpha$	K		
1	-0,84	-0,418	835	0,548	25	Areia	Areia	62,6	7,31
2	-1,00	-0,918	165	0,953	25	Areia	Areia	63,1	2,49
3	-2,00	-1,500	1000	0,724	27	Areia	Areia	67,0	10,81
4	-3,00	-2,500	1000	0,330	33	Areia	Areia	83,0	3,99
5	-3,34	-3,171	342	0,067	38	Areia	Areia	93,7	0,25
<b><math>\Sigma = 24,84</math></b>									

$$\rho = 0,9788 \times 1 \times \frac{470,94}{1000} \times 24,84 = 11,45mm \quad (37)$$

$$kv' = \frac{\sigma}{\rho} = \frac{Fz}{A \times B \times \rho} = \frac{1436}{1,95 \times 1,5 \times 0,01145} = 4,37 \frac{Kgf}{cm} / cm^2; \quad (36)$$

Fazendo para demais sapatas, tem-se no Quadro 19 os valores dos recalques teóricos de todas as sapatas e seus respectivos coeficientes de reação de área que foram impostos no SAP2000.

Quadro 19 - Coeficientes  $kv'$  do modelo discretizado

Sapata	Recalque teórico (mm)	$kv'$ ( $\frac{Kgf}{cm} / cm^2$ )
S1	11,45	4,37
S2	11,15	4,40
S3	11,26	4,39
S4	11,26	4,39
S5	12,73	3,89
S6	12,91	3,88

Sapata	Recalque teórico (mm)	$kv' \left(\frac{Kgf}{cm} / cm^2\right)$
S7	13,25	3,74
S8	13,92	3,62
S9	12,39	3,92
S10	12,91	3,88
S11	14,04	3,61
S12	13,20	3,75
S13	10,63	4,76
S14	12,25	4,01
S15	11,14	4,11
S16	10,53	4,77
S17	13,61	3,73
S18	14,49	3,41
S19	14,50	3,41
S20	13,59	3,73
S21	10,92	4,60
S22	10,76	4,71
S23	10,83	4,61
S24	10,56	4,76
S25	10,53	4,77
S26	10,78	4,52
S27	10,51	4,64
S28	10,78	4,51
S29	13,10	3,75
S30	14,06	3,52
S31	14,08	3,51
S32	13,07	3,75
S33	10,79	4,53
S34	10,77	4,53
S35	11,30	4,38
S36	11,59	4,36
S37	11,51	4,37
S38	11,27	4,39

Com os recalques teóricos do Quadro 19, foi plotado o mapa de recalques da Figura 30. Os coeficientes  $kv'$  serão impostos no *software* SAP2000 para o processamento da estrutura com apoios sobre base elástica.

O modelo estrutural das fundações modeladas em conjunto com toda a superestrutura está mostrado na Figura 28.

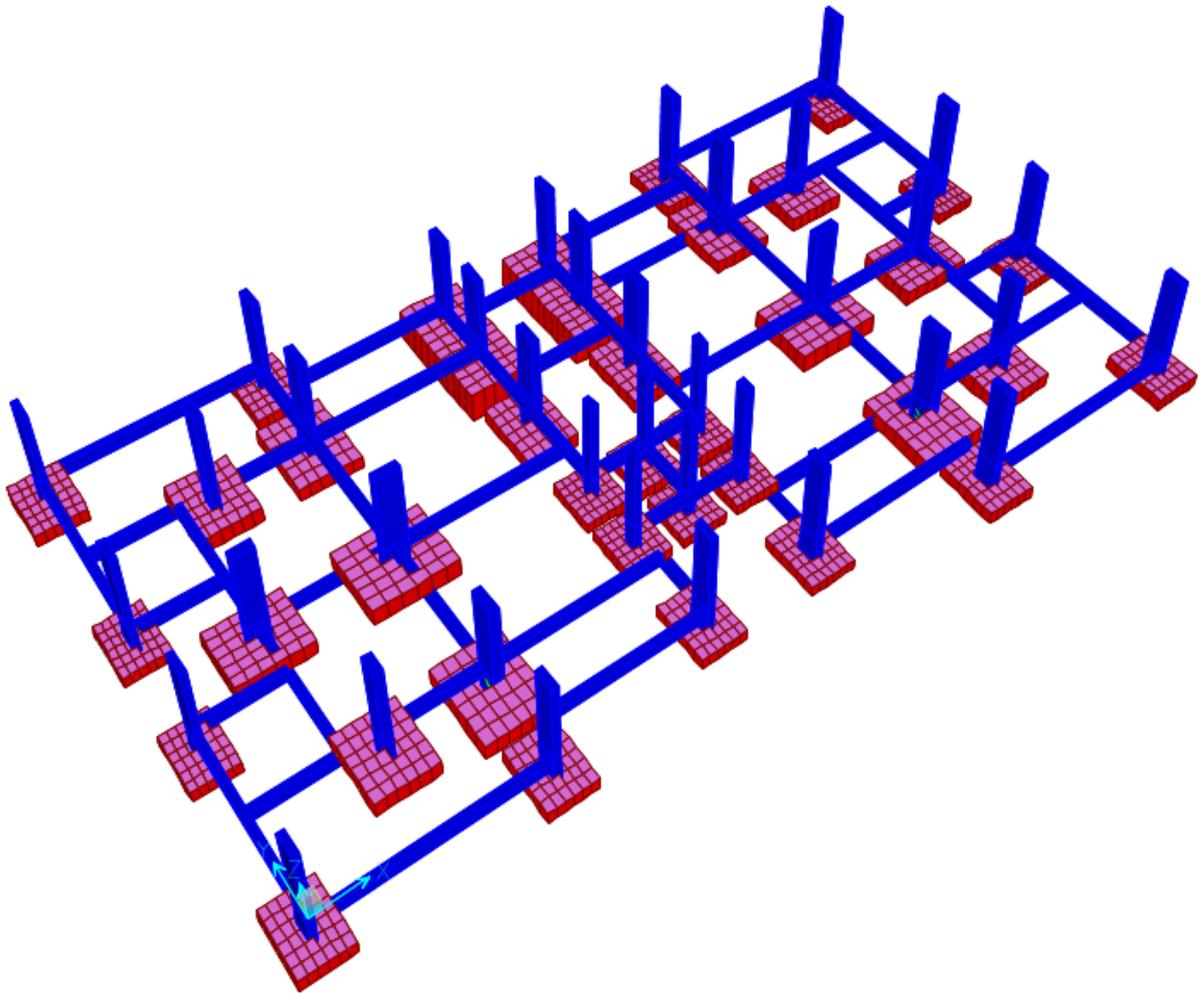


Figura 28 - Modelagem das sapatas (Corte)

Após o processamento da estrutura com os modelos das sapatas com seus respectivos coeficientes de reação por área do Quadro 19, os recalques obtidos nas bases dos pilares da fundação serão mostrados no Quadro 20.

Quadro 20 - Recalques do modelo discretizado após processamento

Fundação	Recalque (mm)
S1	12,14
S2	12,66
S3	12,75
S4	11,97
S5	12,72

Fundação	Recalque (mm)
S6	12,88
S7	13,67
S8	13,88
S9	12,35
S10	12,48
S11	13,95
S12	13,64
S13	11,66
S14	12,42
S15	12,07
S16	11,60
S17	13,52
S18	14,63
S19	14,63
S20	13,52
S21	11,46
S22	11,01
S23	11,41
S24	11,65
S25	11,63
S26	11,54
S27	11,34
S28	11,54
S29	13,62
S30	14,09
S31	14,06
S32	13,61
S33	11,51
S34	11,49
S35	11,98
S36	12,90
S37	12,82
S38	11,93

A Figura 29 e a Figura 30, que foram desenhadas no Surfer 14 com a interpolação de Krigagem, mostram os recalques teóricos e os recalques após o processamento da estrutura com os apoios discretizados.

A Figura 29 é referente aos recalques teóricos do Quadro 19 e a Figura 30 é referente ao Quadro 20 dos recalques obtidos no processamento da estrutura com a modelagem das sapatas com seus respectivos coeficientes de reação por área.

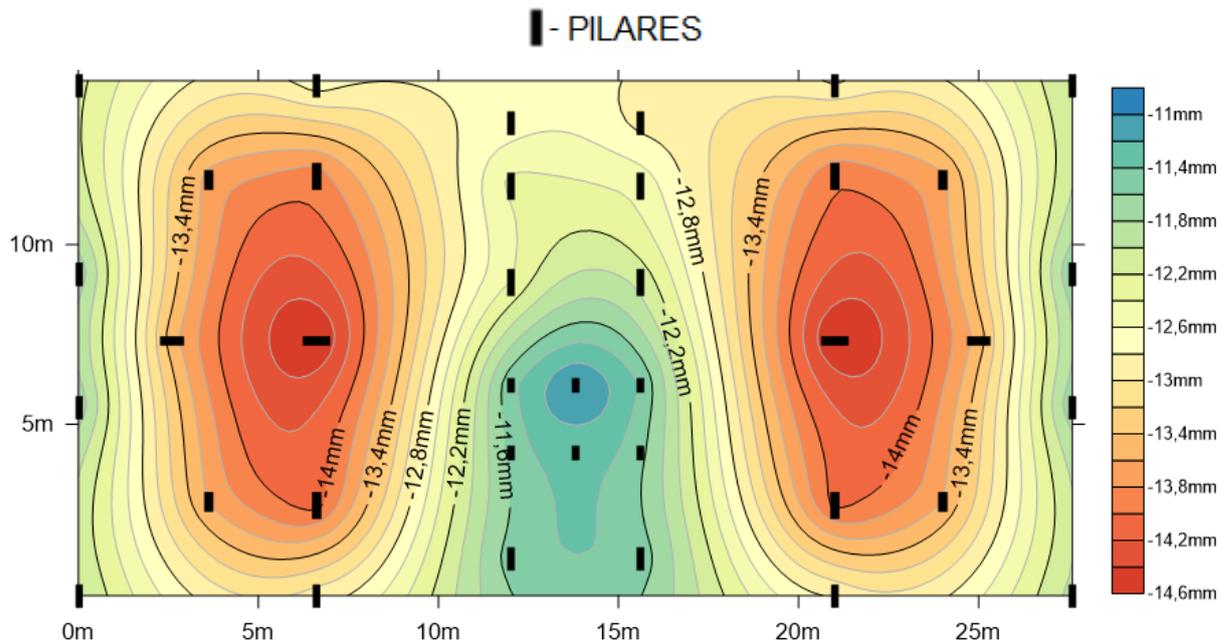


Figura 29 - Iso recalques do modelo discretizado após processamento

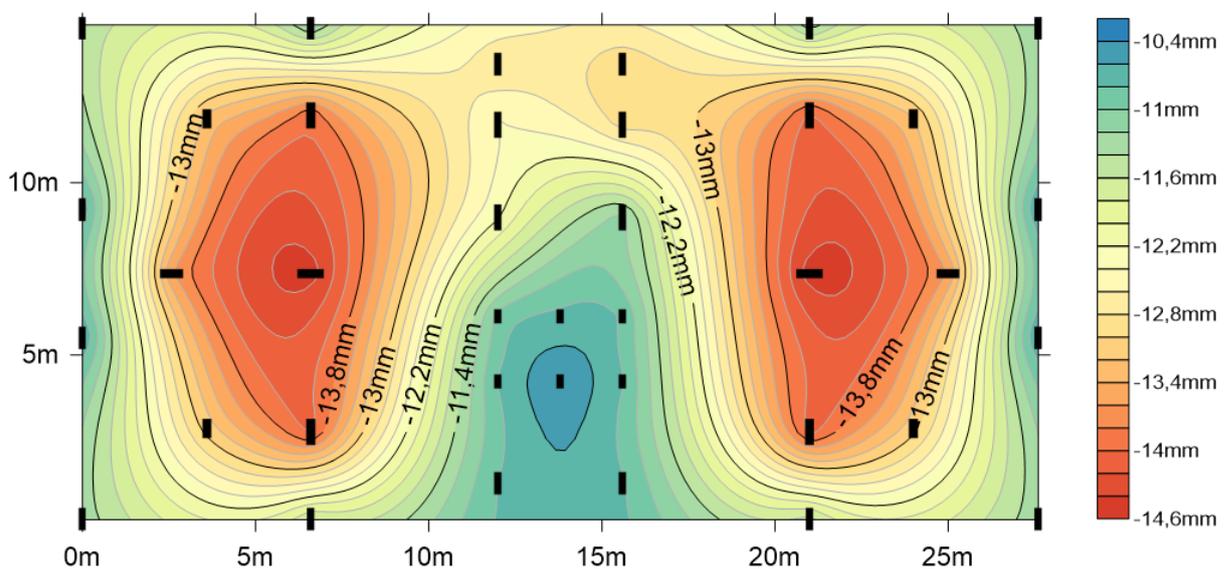


Figura 30 - Iso recalques dos recalques teóricos das sapatas isoladas

Ao comparar a Figura 29 com a Figura 30, devido a maior área de contato das sapatas com o solo, houve uma uniformização dos recalques dos pilares mais carregados para os pilares periféricos, devido a redistribuição dos esforços ocasionado pela consideração de toda a rigidez das sapatas e as vigas de travamento,

justificando o efeito da redistribuição. A variação entre o maior e o menor recalque para o modelo teórico é de 4,2mm e após o processamento, a variação é de 3,6mm.

A Figura 31 e a Figura 32 que foram desenhadas no Surfer 14 com a interpolação de Krigagem, mostram as cargas normais dos pilares obtidos do SAP2000 nos modelos de apoios engastados e discretizados.

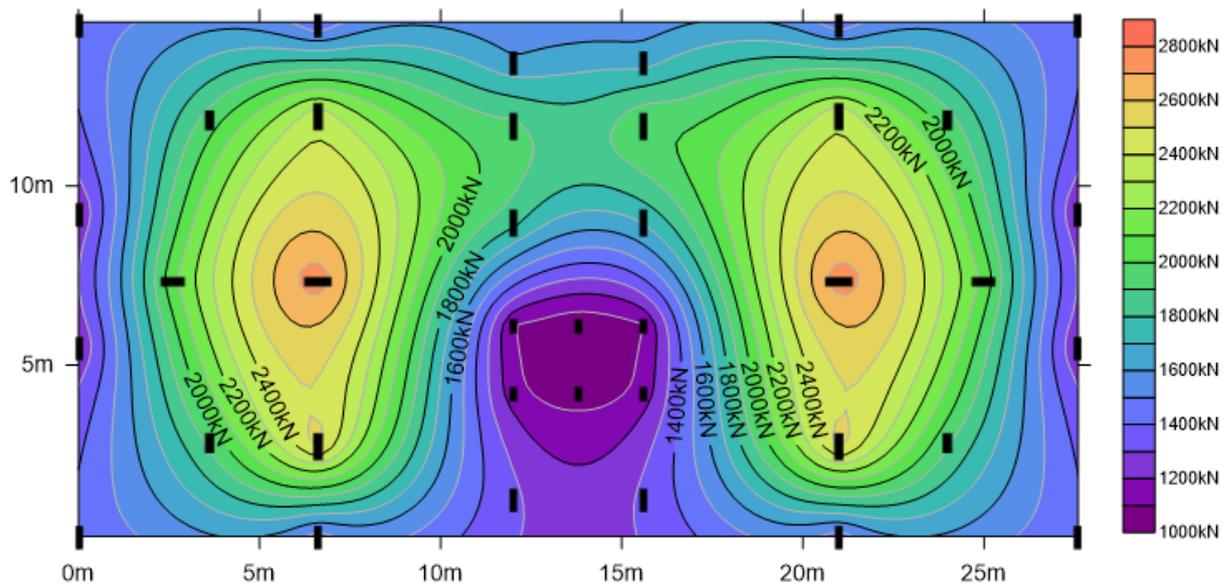


Figura 31 - Mapa de cargas do modelo engastado

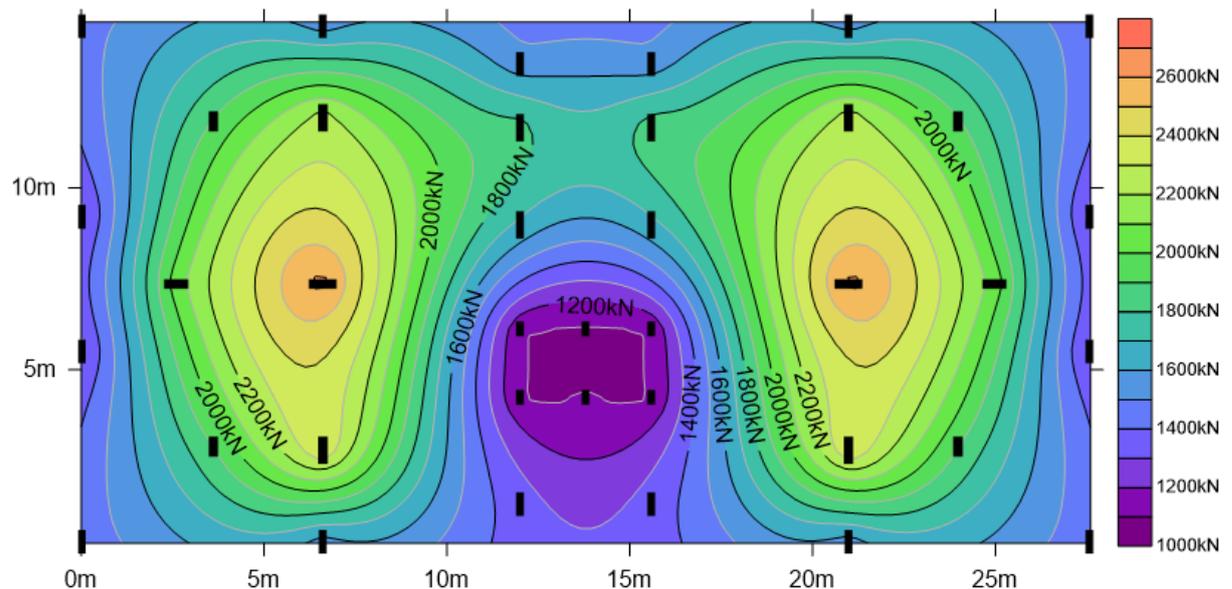


Figura 32 - Mapa de cargas do modelo discretizado

A Figura 33 foi gerada no Surfer 14 com a interpolação de Krigagem, com o objetivo de comparar o percentual de redistribuição das cargas do modelo discretizado com o modelo engastado, onde os valores negativos representam uma redução da

carga dos pilares e os valores positivos um acréscimo de carga em relação ao modelo engastado.

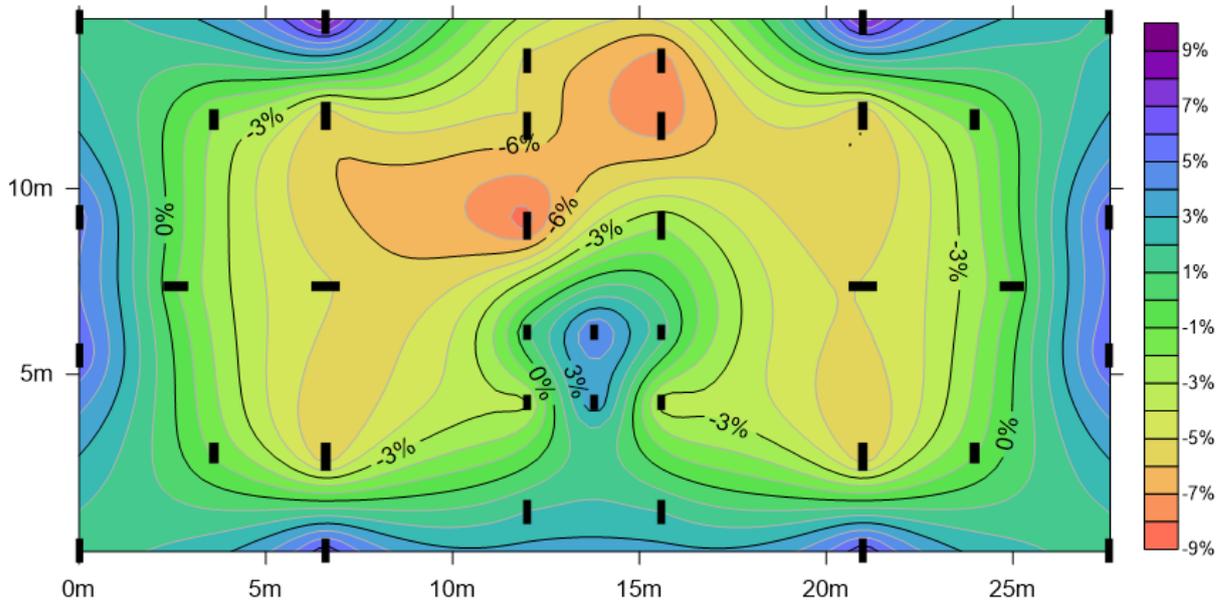


Figura 33 - Variações das reações das cargas centradas do modelo discretizado em relação as cargas do modelo engastado

A Figura 33 mostra que, para o modelo discretizado em relação ao modelo elástico da segunda etapa, as variações foram menores e mais uniformes devido as áreas de contato das sapatas, mas novamente havendo a transferência de esforços dos pilares centrais para os externos, com reduções de até 9% do P14 e acréscimos de até 9% nos pilares P2, P3 e a sapata associada S6-10.

## 7.5. Comparação dos casos

### 7.5.1. Cargas normais

O Quadro 21 e a Figura 34 mostram as cargas normais das sapatas nas três situações de apoio: engaste, elástico e discretizado, com o objetivo de mostrar a distribuição das cargas considerando a deformabilidade do solo.

Quadro 21 - Cargas verticais dos três casos

Fz			
Fundação	Engaste	Elástico	Discretizado
S1	1436	1441	1458
S2	1407	1530	1533
S3	1418	1539	1541
S4	1417	1424	1443
S5	1605	1780	1524
S6	1643	1802	1524
S7	1936	1938	1898
S8	2358	2146	2227
S9	1914	1916	1823
S10	1994	1943	1842
S11	2374	2156	2233
S12	1930	1935	1900
S13	1205	1284	1271
S14	1848	1488	1687
S15	1716	1451	1680
S16	1197	1277	1267
S17	2074	2040	2053
S18	2762	2575	2628
S19	2764	2578	2627
S20	2072	2037	2052
S21	1107	1125	1115
S22	1040	1050	1096
S23	1097	1117	1113
S24	1199	1272	1271
S25	1197	1269	1271
S26	1141	1174	1104
S27	1071	1126	1114
S28	1141	1173	1101
S29	1919	1940	1896
S30	2534	2312	2387
S31	2538	2314	2389
S32	1915	1937	1895
S33	1320	1342	1348
S34	1318	1340	1346
S35	1421	1443	1441
S36	1449	1621	1548
S37	1441	1615	1542
S38	1418	1440	1438

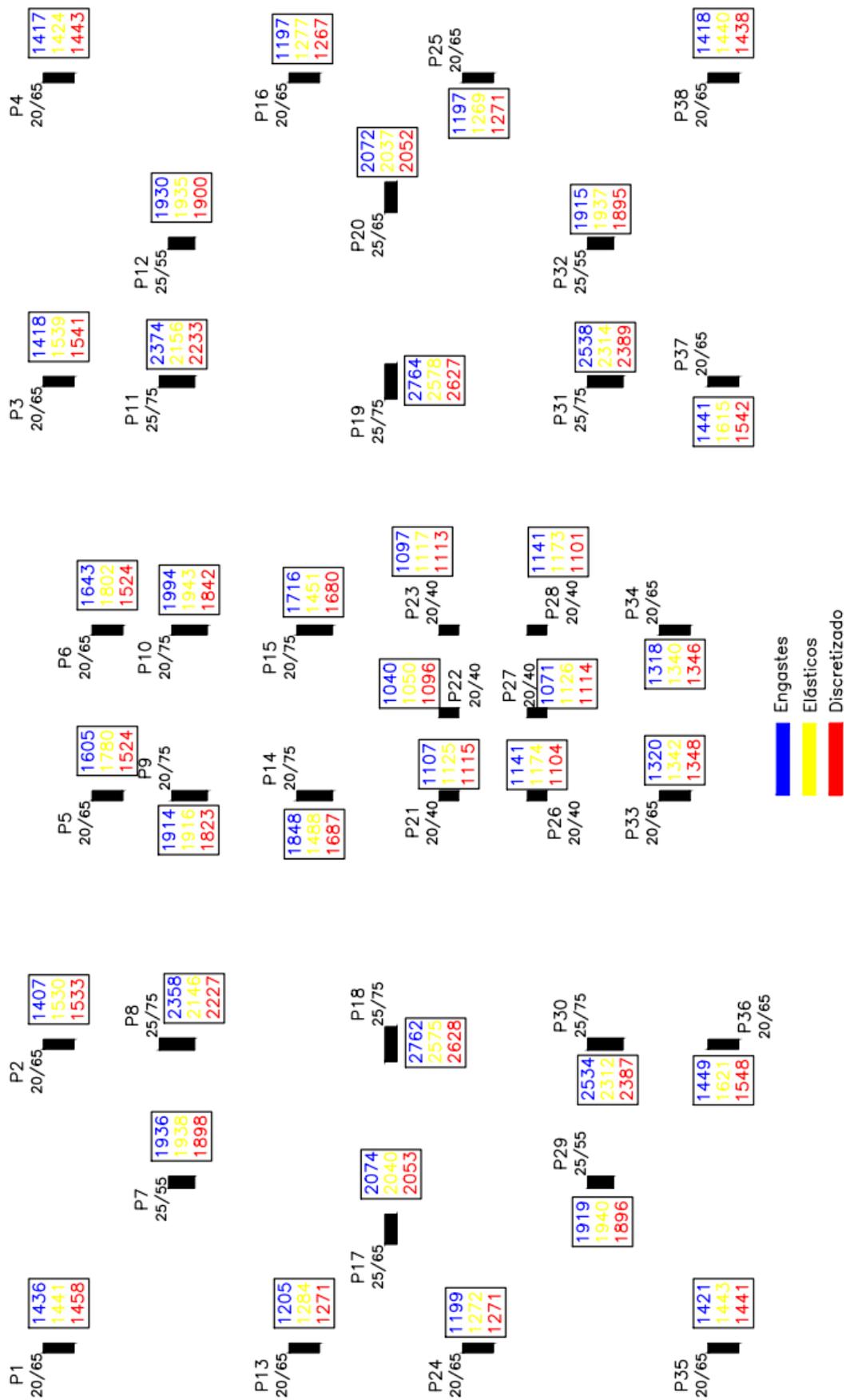


Figura 34 - Planta baixa com cargas normais

O Quadro 21 e a Figura 34 mostram os valores das cargas normais para os três casos de apoio. As reações dos apoios elásticos tiveram uma maior variação das reações e o caso dos apoios discretizados tiveram menores variações de cargas, mas mais uniformes para todas as sapatas. Entretanto os elementos que se destacam são as sapatas associadas S5-9, S6-10, que no caso dos apoios elásticos, tiveram variações diferentes de cargas do modelo discretizado, pois no esquema estrutural do modelo elástico, foram considerados apoios separados com os mesmos coeficientes, já no caso das sapatas discretizadas, foram modeladas em conjunto, justificando as mesmas variações de cargas do modelo discretizado.

### 7.5.2. Momentos

O Quadro 22 e a Figura 35 mostram a variação dos momentos em X nas três situações de apoio.

Quadro 22 - Momentos em X dos três casos

Mx			
Fundação	Engaste	Elástico	Discretizado
S1	31,2	26,5	17,6
S2	32,4	26,9	16,8
S3	31,9	24,1	16,6
S4	27,8	22,7	16,7
S5	35,9	47,9	32,3
S6	55,2	44,4	48,6
S7	25,6	27,9	20,9
S8	62,3	45,6	33,4
S9	59,3	56,6	48,5
S10	79,4	50,1	45,5
S11	61,3	40,8	33,1
S12	24,4	24,3	20,4
S13	31,8	23,4	13,7
S14	68,8	30,9	25,3
S15	66,5	25,8	27,9
S16	27,6	20,1	13,0
S17	6,9	15,0	45,3
S18	9,7	28,4	29,9
S19	9,1	25,4	29,4
S20	6,5	12,8	18,6
S21	14,6	18,1	9,5
S22	11,4	12,8	9,1

Mx			
Fundação	Engaste	Elástico	Discretizado
S23	11,9	15,5	9,9
S24	31,5	23,0	14,0
S25	28,8	19,2	13,4
S26	13,0	15,1	9,7
S27	11,3	13,6	9,1
S28	14,7	13,8	10,2
S29	26,3	31,1	19,0
S30	65,2	52,3	36,7
S31	57,4	46,8	36,6
S32	22,9	27,3	18,5
S33	39,6	25,4	15,7
S34	34,5	22,8	16,4
S35	32,0	27,4	17,3
S36	34,0	29,1	15,9
S37	29,8	26,0	15,9
S38	26,5	23,0	16,6

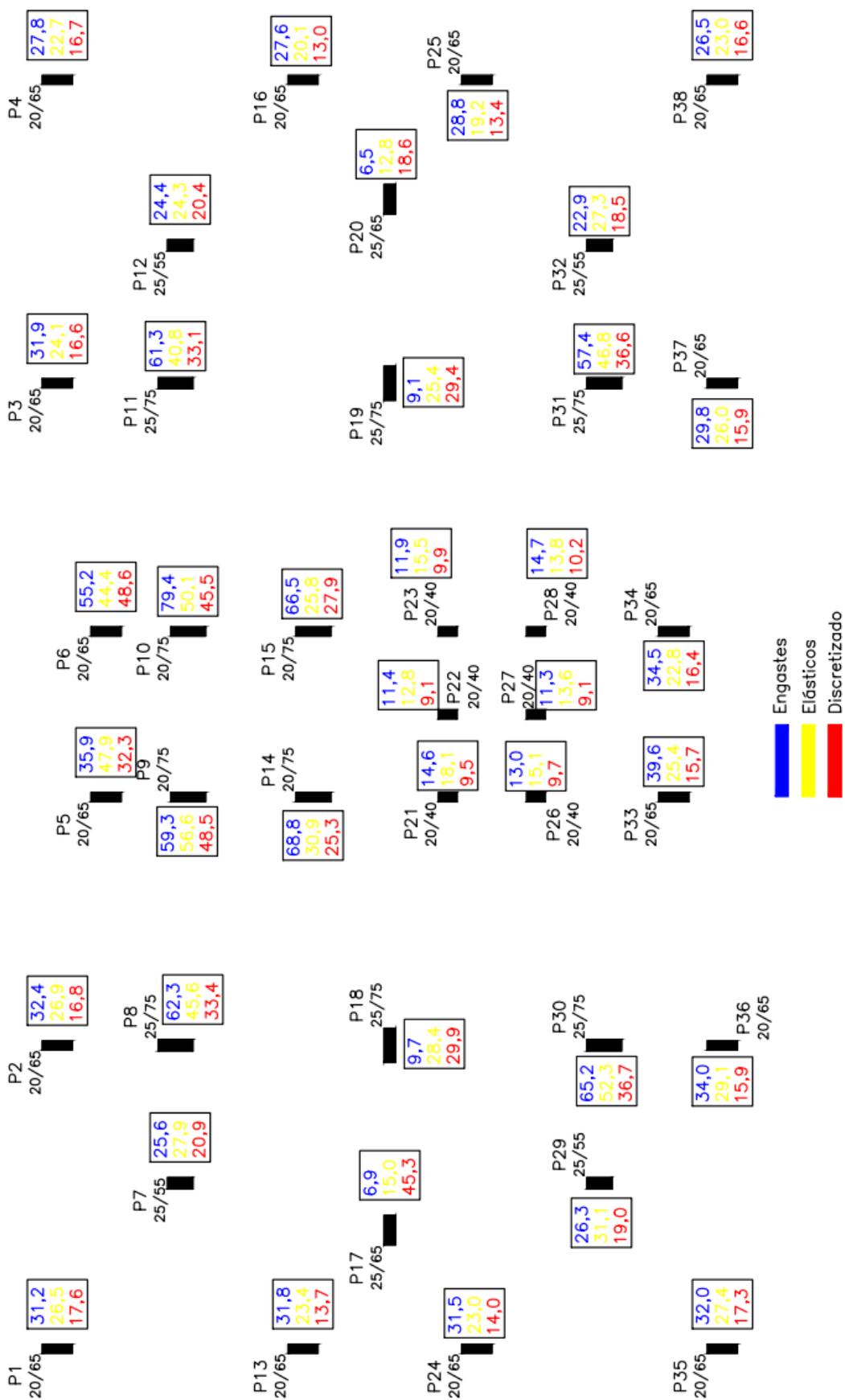


Figura 35 - Planta baixa com cargas Mx

Os momentos mostrados no Quadro 22 e graficamente na Figura 35 mostram a redução dos momentos em relação ao modelo engastado em X dos pilares com maior inércia em X e um aumento dos momentos nos pilares com menor inércia em X, devido ao aumento de liberdade à rotação permitido através dos coeficientes de rotação e a discretização das sapatas com a base elástica.

Quadro 23 - Momentos em Y dos três casos

My			
Fundação	Engaste	Elástico	Discretizado
S1	11,7	10,5	6,7
S2	12,2	10,1	6,9
S3	10,6	9,5	6,0
S4	11,7	10,2	6,9
S5	11,6	12,0	10,1
S6	6,5	9,3	6,1
S7	11,0	7,3	7,6
S8	18,4	16,2	11,6
S9	9,9	13,3	9,8
S10	9,7	13,4	9,6
S11	19,6	16,5	12,3
S12	8,0	7,5	6,4
S13	4,5	5,2	3,5
S14	11,8	9,5	8,2
S15	12,0	11,1	8,7
S16	4,2	4,8	3,7
S17	36,6	23,1	11,8
S18	55,0	33,1	21,1
S19	49,7	30,3	20,9
S20	32,8	21,4	11,4
S21	4,1	3,9	3,8
S22	4,3	4,2	3,9
S23	3,6	4,3	3,6
S24	4,4	5,1	3,5
S25	4,0	4,6	3,6
S26	3,9	3,6	3,5
S27	4,2	3,9	3,4
S28	3,6	3,9	3,4
S29	9,3	8,1	7,1
S30	16,2	14,2	11,6
S31	15,2	13,0	11,7
S32	10,2	9,1	7,1
S33	4,4	5,2	4,3

My			
Fundação	Engaste	Elástico	Discretizado
S34	5,0	5,8	4,4
S35	12,1	10,8	7,1
S36	10,5	9,3	6,3
S37	11,2	10,0	6,5
S38	11,6	10,2	7,0

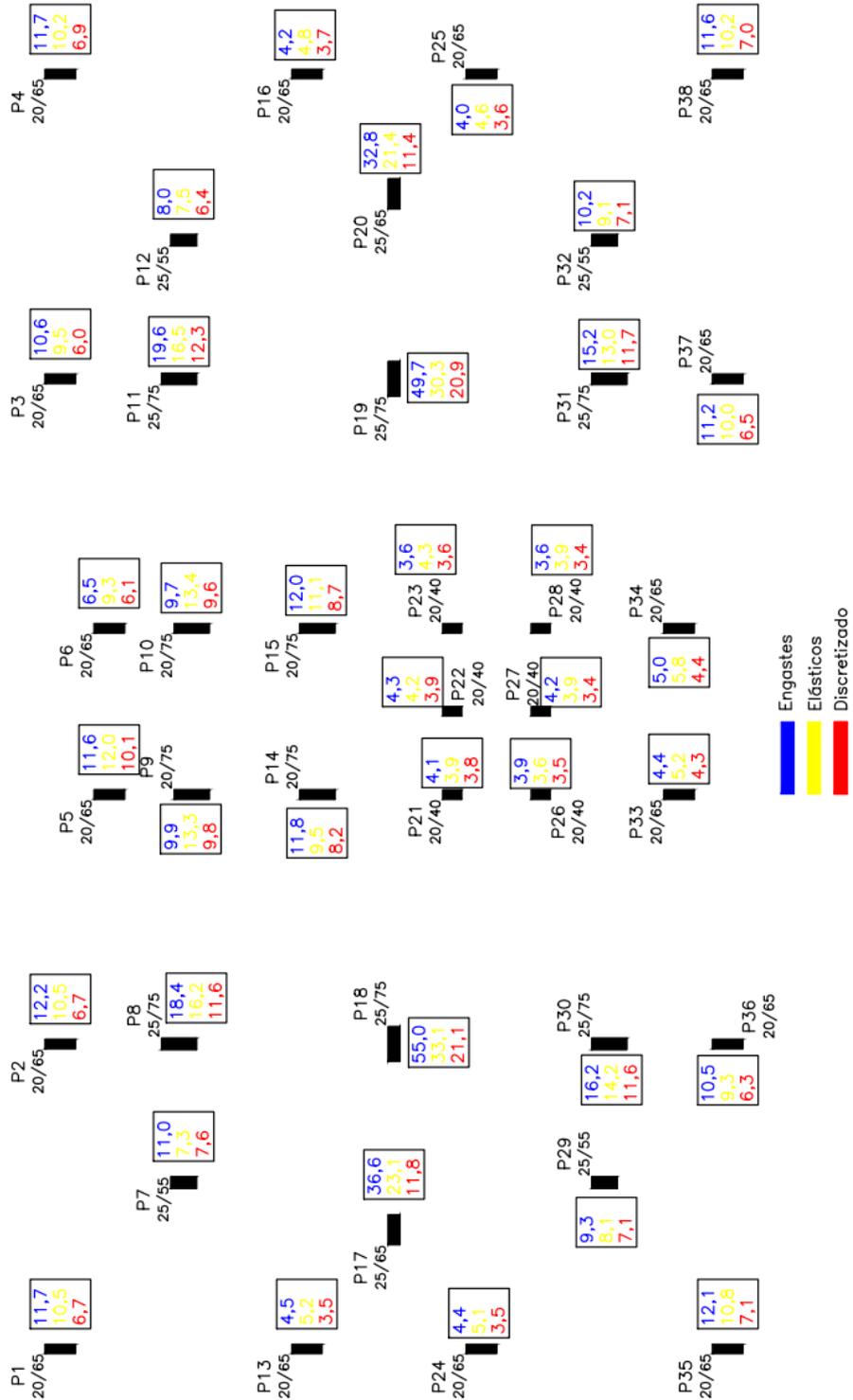


Figura 36 - Planta baixa com cargas My

Os momentos mostrados no Quadro 23 e graficamente na Figura 36 mostram a redução dos momentos em Y em relação ao modelo engastado, devido ao aumento de liberdade à rotação permitido através dos coeficientes de rotação e a discretização das sapatas com a base elástica.

### 7.5.3. Distorções angulares

Os recalques são definidos como abaixamento do elemento de fundação que se deve principalmente ao carregamento e ao adensamento (recalque secundário). A diferença dos recalques de dois elementos chama-se recalque diferencial. Esse recalque diferencial ocasiona distorções angulares, definidos pela eq. (42), entre os elementos, que podem provocar fissuras ou trincas nos componentes da edificação.

$$\beta = \frac{\text{Recalque diferencial}}{\text{Distância entre os elementos}} = \frac{(\rho_2 - \rho_1)}{\ell} = \frac{\Delta\rho}{l} \quad (42)$$

Os trabalhos de SKEMPTON e MACDONALD (1956) e de GRANT et al. (1974) tratam o problema dos recalques distorcionais com o objetivo de avaliar os danos causados nas estruturas e fundações. Tais danos associados estão apresentados na Figura 37.

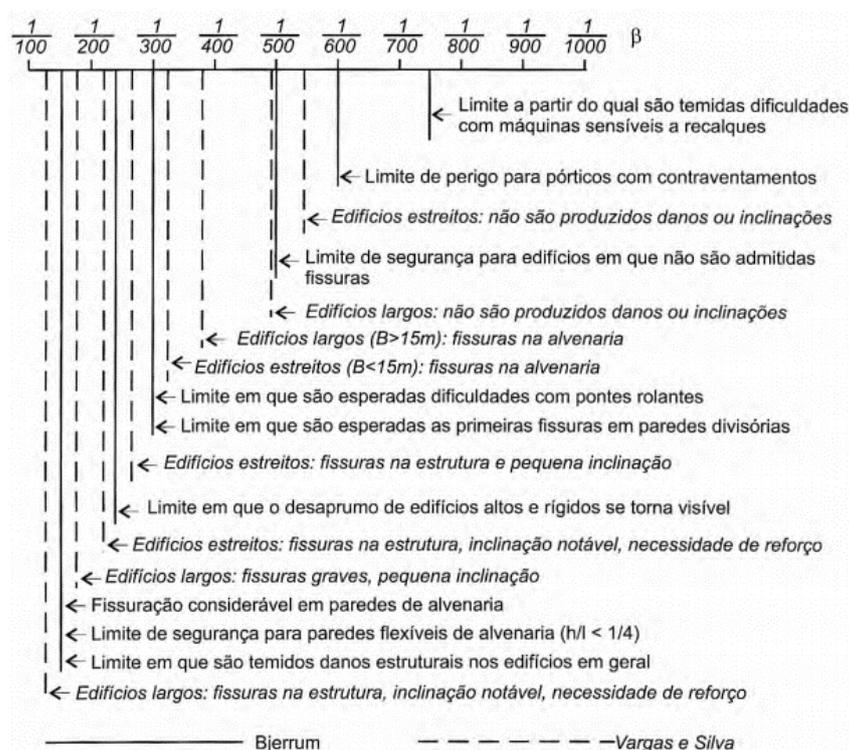


Figura 37 - Distorções angulares e danos associados (VELLOSO e LOPES, 2011)

Para a distorção de 1/500, define-se o limite de segurança para edifícios que não são admitidas fissuras. Para 1/300, define-se como a distorção no qual começam a surgir fissuras e para 1/150, é definido como limite no qual são temidos danos estruturais nos edifícios em geral.

Para este estudo, foi realizado o cálculo das distorções angulares de todas as fundações, no qual os valores de distorções menores que 1/10000 foram considerados com zero. Para o caso de apoio elástico, as distorções estão mostradas no Apêndice A e as distorções angulares do modelo discretizado estão no Apêndice B. As maiores distorções são:

- S19/S23 → 7/9238 para o modelo elástico,
- S16/S20 → 2/3339 para o modelo discretizados;

Essas maiores distorções não causam danos na estrutura de acordo com a Figura 37.

#### 7.5.4. Deslocamentos horizontais

Para as três condições de apoio, os máximos deslocamentos no topo da estrutura para as combinações últimas normais estão demonstradas no Quadro 24.

Quadro 24 - Deslocamentos horizontais máximos

	Engaste	Elástico	Discretizado	Limite NBR 6118
Deslocamento em X	6,29mm	7,94mm	9,09mm	14,11mm
Deslocamento em Y	10,06mm	15,97mm	14,31mm	14,11mm

A Figura 38 e a Figura 39 mostram a deformação da estrutura nos sentidos X e Y.

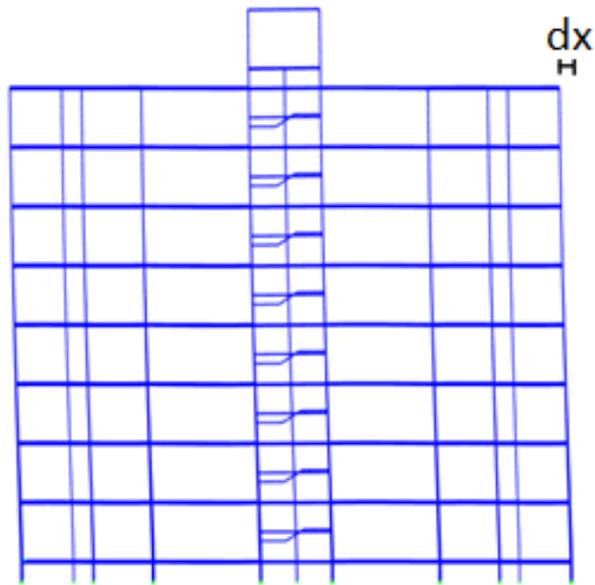


Figura 38 - Estrutura deformada em X

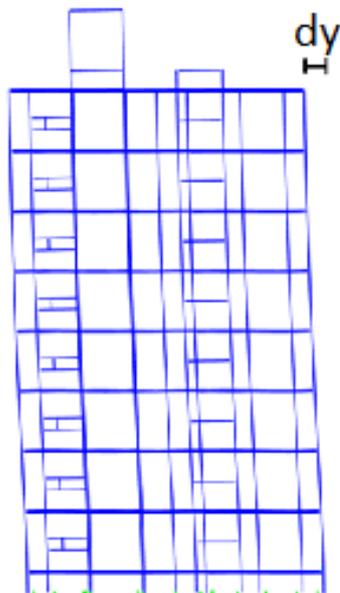


Figura 39 - Estrutura deformada em Y

Pela norma NBR 6118, há uma consideração para os deslocamentos-limites da estrutura, definida no Quadro 25.

Quadro 25 - Deslocamentos-limites

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350+$ contraflecha <sup>b</sup>
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ( $\psi_1 = 0,30$ )	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos <sup>f</sup>
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm

E os deslocamentos laterais provocados pela ação do vento para a combinação frequente é:

$$\frac{H}{1700} = \frac{24m}{1700} = 14,11mm \quad (43)$$

Tanto o modelo elástico como o modelo discretizado ultrapassaram o limite estabelecido por norma, mas tais deslocamentos dos modelos foram obtidos nos estados limites últimos.

## 7.6. Análise dos elementos estruturais

Para a análise dos elementos, foram considerados dois pilares e uma viga do primeiro pavimento os quais obtiveram maiores variações entre os três modelos estruturais processados nas etapas anteriores, que são os pilares: P14 (equivalente por simetria ao P15), P18(equivalente por simetria ao P19) e a viga V27(equivalente por simetria ao V29).

### 7.6.1. Viga V27

A Figura 40 e a Figura 41 mostram as envoltórias dos esforços máximos e mínimos para a viga V27 obtidas no SAP2000, de todas as combinações definidas no Item 5.4.1.

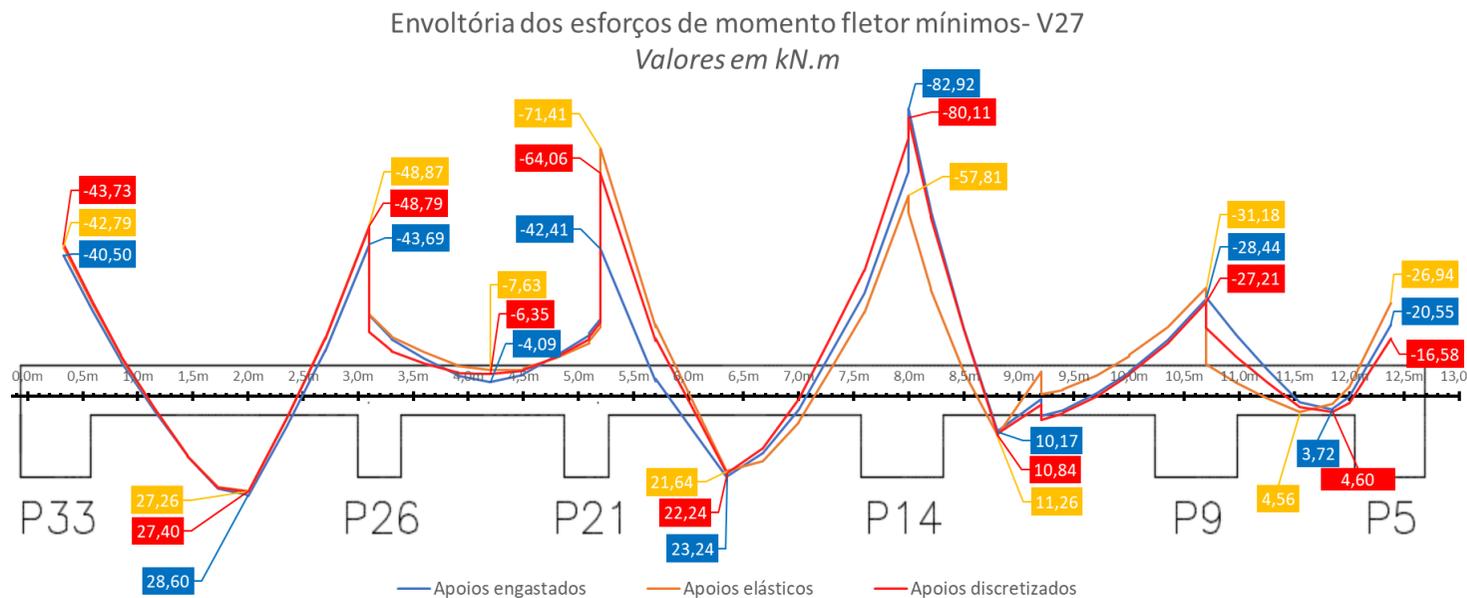
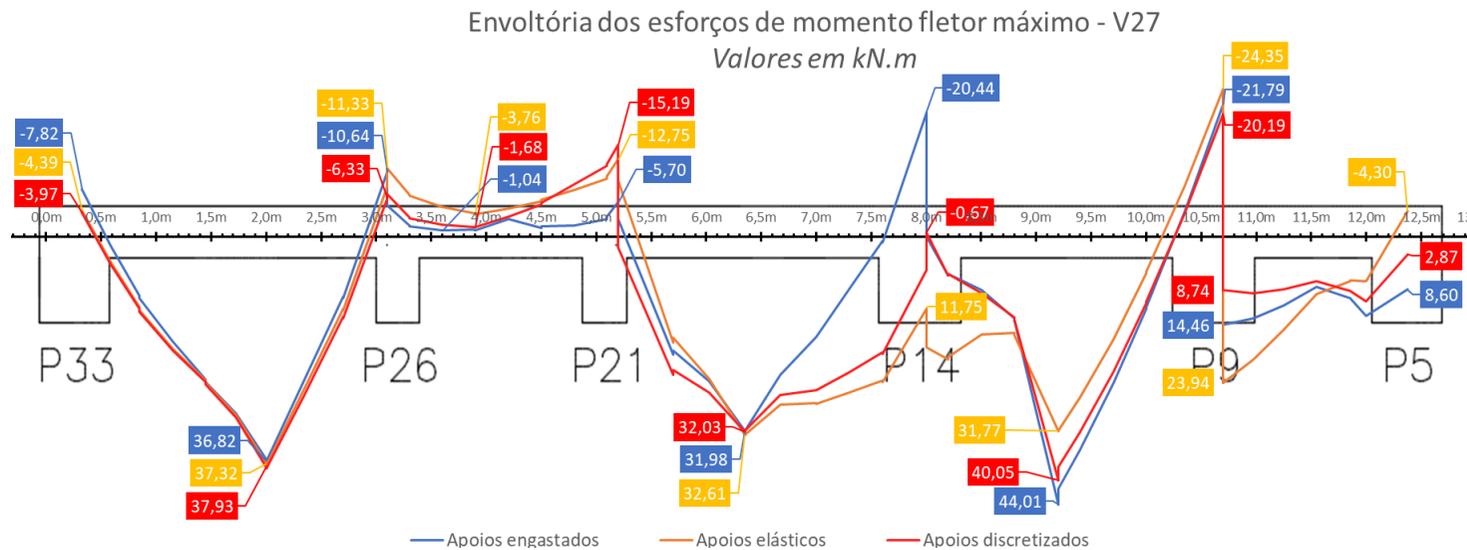
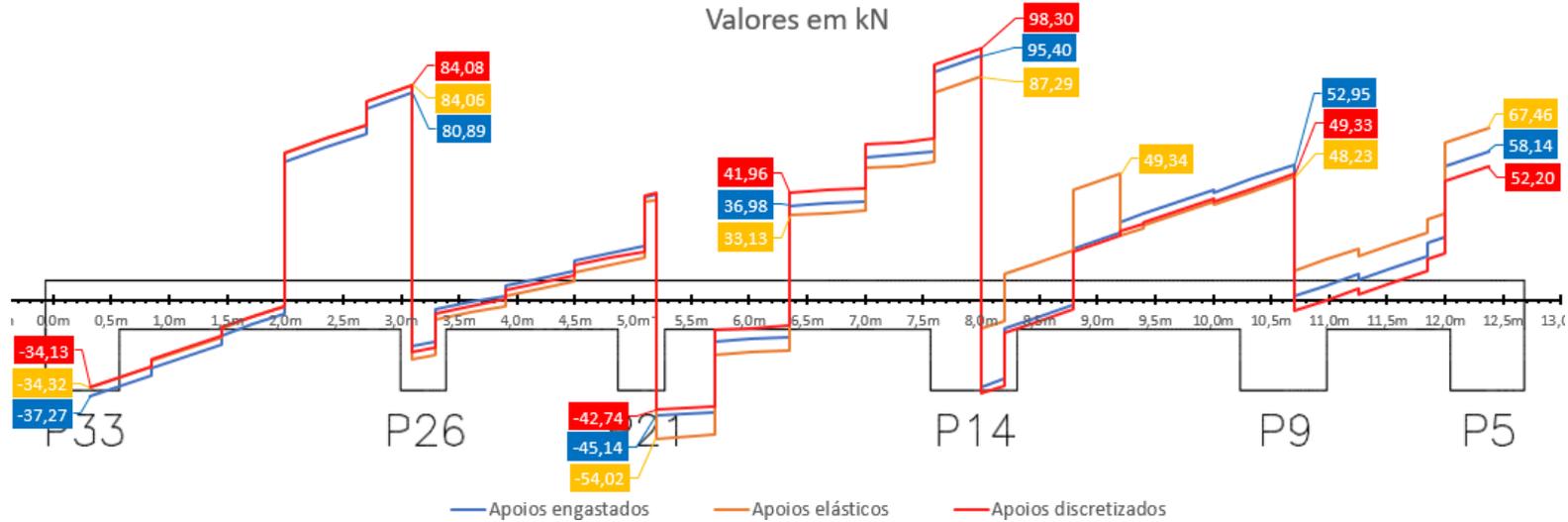


Figura 40 - Envoltória dos esforços flectores máximos e mínimos

### Envoltória dos esforços cortantes máximos- V27

Valores em kN



### Envoltória dos esforços cortantes mínimos- V27

Valores em kN

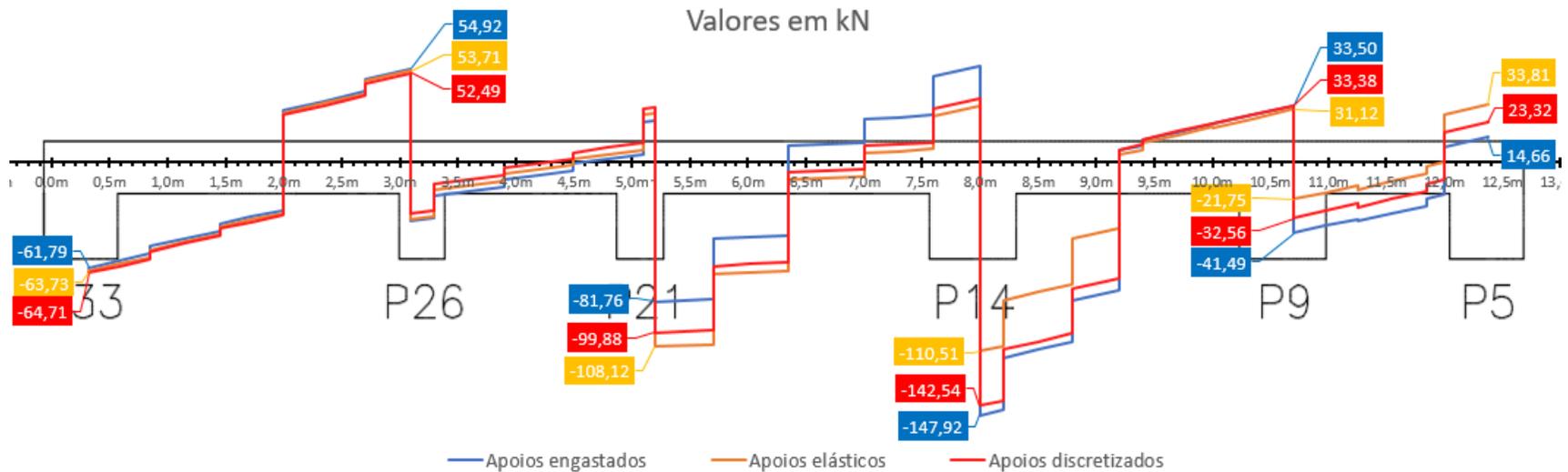


Figura 41 - Envoltória dos esforços cortantes máximos e mínimos

As maiores variações de esforços ocorrem próximas ao pilar P14, com variações de momentos mínimos e máximos de até 30% e esforços cortantes de até 25%. No caso dos apoios engastados, os esforços se concentram próximos ao pilar P14. No segundo caso de apoios elásticos pontuais, os esforços de momento se concentraram entre os pilares P21 e P26 e os esforços cortantes entre os pilares P14 e o pilar P21. No último caso das fundações discretizadas, os esforços de momento e cortante tiveram uma distribuição uniforme em toda a viga, demonstrada pelos detalhamentos das armações nos Apêndices A, B e C.

Com o detalhamento das armações de tal viga, foi realizado o Quadro 26 para comparação de quantidade de aço estrutural empregado nos três casos do modelo estrutural.

Quadro 26 - Peso de aço CA50 da viga V27

PESO DE AÇO CA50 (V27)		
ENGASTE	ELÁSTICO	DISCRETIZADO
70 kg	75 kg	75 kg

Isso demonstra que com a consideração dos modelos de apoios elásticos e das fundações discretizadas, é necessária uma maior armação da viga V27, em torno de 7% de peso de aço devido ao acréscimo dos esforços de recalque e uniformização dos esforços.

A Figura 42, mostra para cada seção da viga, a área de aço necessária para os três modelos, considerando os valores negativos de área para momentos negativos e valores positivos de aço para momentos positivos.

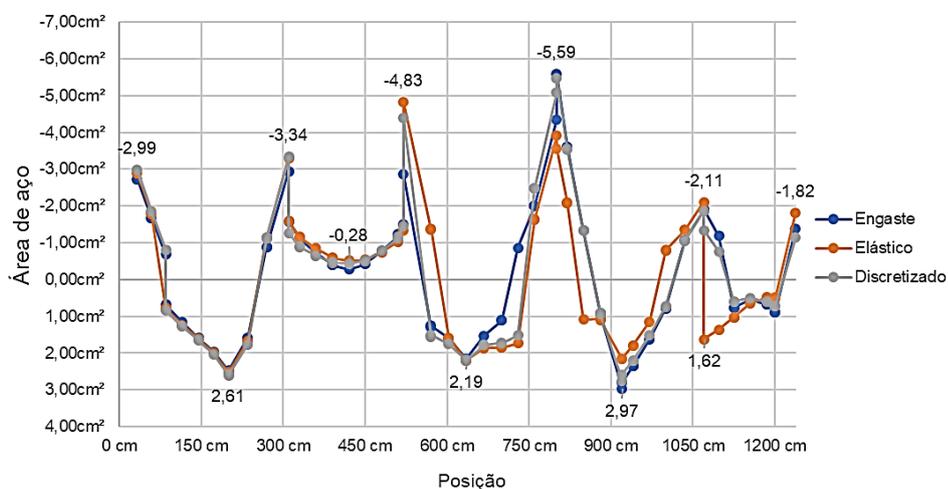


Figura 42 - Área de aço necessária por seção

As seções que apresentaram maiores variações de área de aço devido as redistribuições de esforços nos modelos estruturais estão compreendidas entre as seções 500 à 1100cm, onde estão situados os pilares P21, P14 e o P9.

## 7.6.2. Pilares

Para os pilares, o Quadro 27 mostra os valores dos esforços mais críticos das combinações últimas normais, desenvolvidas no Item 5.4.1.

Diante desses esforços, foram calculados os diagramas e os fatores de segurança dos pilares nos três casos com o auxílio do programa *Pcalc!*.

A determinação do fator de segurança é calculada conforme a Figura 43.

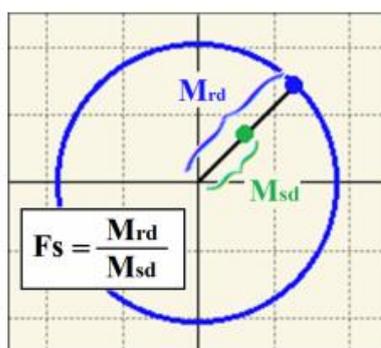


Figura 43 - Determinação do fator de segurança

Quadro 27 - Envoltória dos esforços dos pilares P14 e P18

	P14 (20x75cm)			P18 (25x75cm)		
	ENGASTE	ELÁSTICO	DISCRETIZADO	ENGASTE	ELÁSTICO	DISCRETIZADO
Nsk (kN)	-1756	-1468	-1631	-2665	-2496	-2542
Msk,x(Topo) kN.m	30,1	31,4	44,4	48,1	46,2	50,3
Msk,x (Base) kN.m	-56,7	-56,9	-58,2	-59,6	-51,3	-55,4
Msk,y (Topo) kN.m	2,3	2,3	3,1	-12,0	18,3	-20,8
Msk,y (Base) kN.m	-3,2	-2,5	-3,9	12,8	-18,5	19,8

### 7.6.2.1. Pilar P14

Para o pilar P14 foi adotado armadura mínima de 0,4%Ac por norma, que resulta em 8 $\phi$ 10.0 de armadura longitudinal.

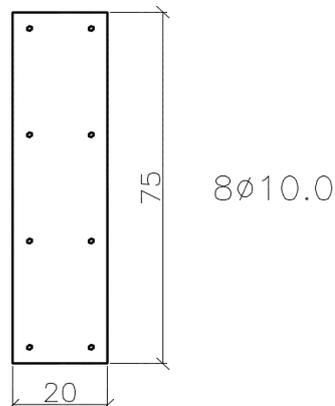


Figura 44 - Seção do pilar P14

E o comprimento vertical é definido como o menor dos seguintes valores:

$$\ell_e \leq \begin{cases} \ell_0 + h \\ \ell \end{cases} \quad (44)$$

h = largura do pilar;

$\ell_0$  = Comprimento entre faces das vigas;

$\ell$  = Comprimento entre centros das vigas;

$$\ell_0 + h = 260cm + 75cm = 335cm;$$

$$\ell = 260cm + 40cm = 300cm;$$

$$\text{Então } \ell_e = 335cm;$$

Para os esforços nos três modelos, os diagramas de interação e os esforços solicitantes de cálculo retirados dos resultados do programa *Pcalc!* serão mostrados na Figura 45, Figura 46 e Figura 47 e o Quadro 28 mostram os esforços críticos deste pilar.

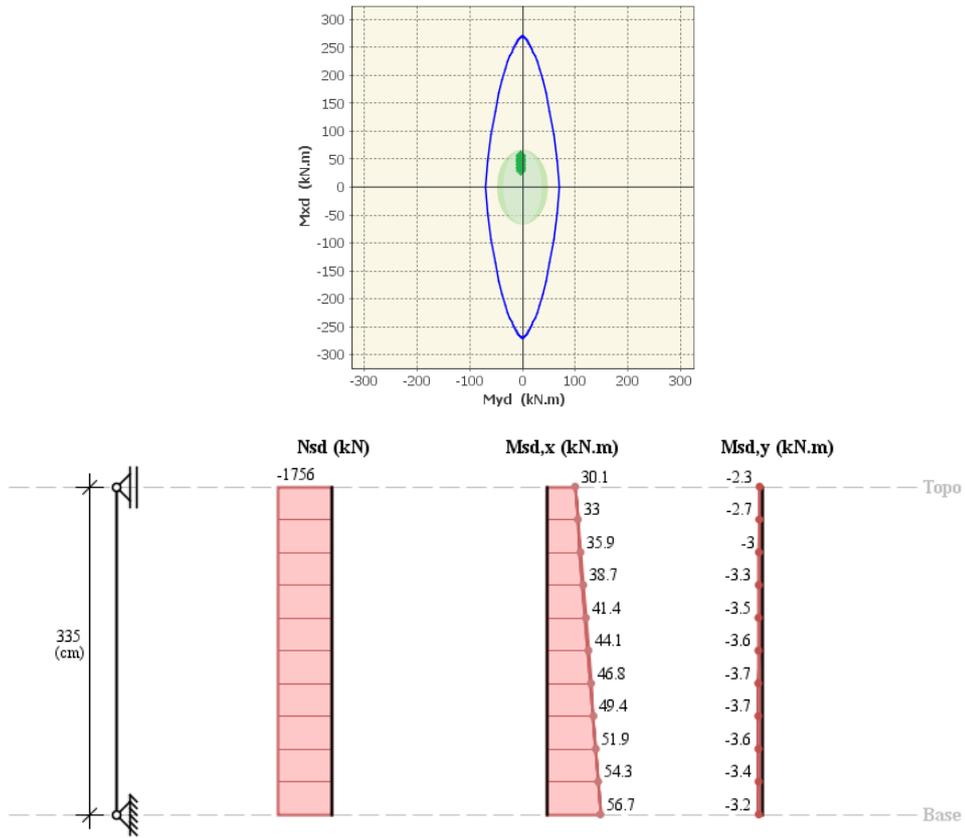


Figura 45 - Diagrama e esforços solicitantes do P14 do modelo de APOIOS ENGASTADOS

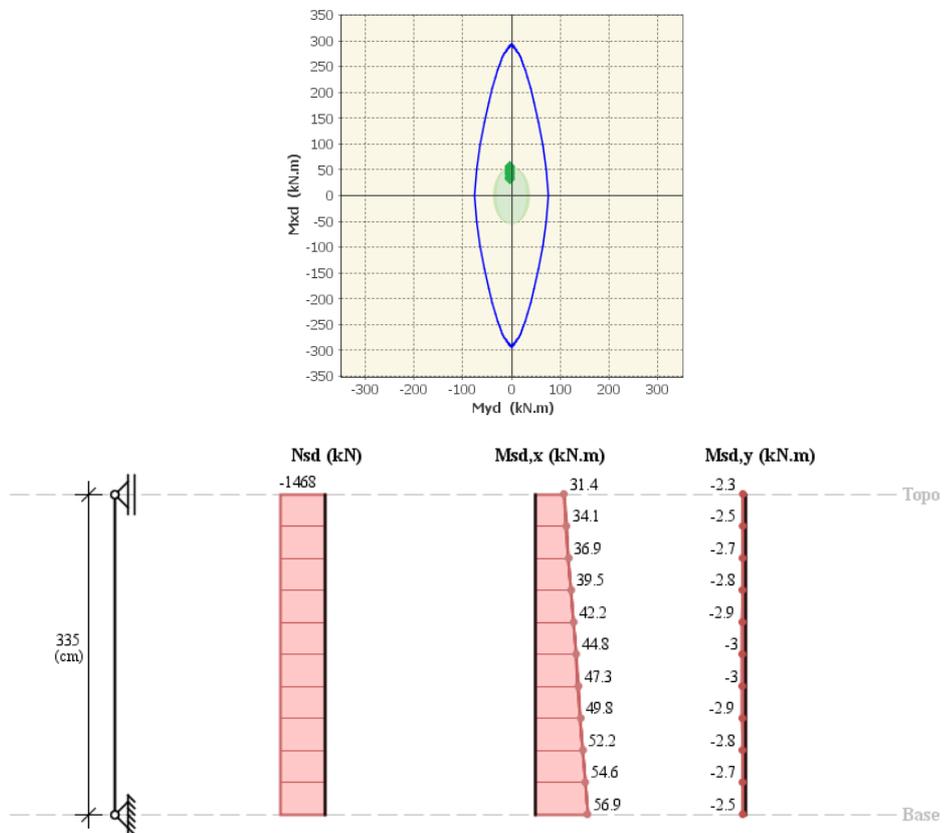


Figura 46 - Diagrama e esforços solicitantes do P14 do modelo de APOIOS ELÁSTICOS

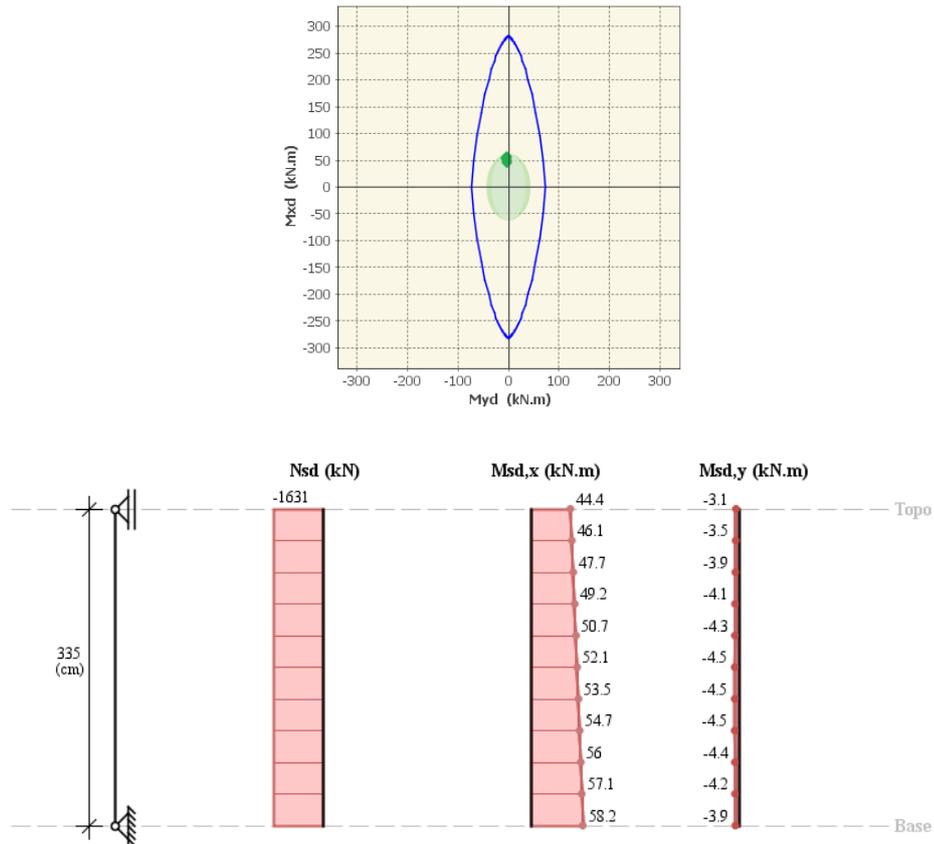


Figura 47 - Diagrama e esforços solicitantes do P14 do modelo de APOIOS DISCRETIZADOS

E por fim os esforços e fatores de segurança da seção mais crítica:

Quadro 28 - Esforços críticos no pilar P14

	$N_{sd}(kN)$	$M_{sd,x}(kN.m)$	$M_{sd,y}(kN.m)$	F.S.	Z
<b>ENGASTE</b>	-1756	56,7	-3,2	4,47	$0\ell_e = 0cm$
<b>ELÁSTICO</b>	-1468	56,9	-2,5	4,88	$0\ell_e = 0cm$
<b>DISCRETIZADO</b>	-1631	58,2	-3,9	4,46	$0\ell_e = 0cm$

Com a consideração do solo elástico, o pilar P14 teve um acréscimo nos fatores de segurança no modelo de apoios elásticos. Vale ressaltar também que a posição que ocorram os esforços máximos foi a  $0\ell_e$  para todos os casos.

### 7.6.2.2. Pilar P18

A armadura mínima do pilar P18 de 0,4%Ac por norma, resulta em  $10\phi 10.0$  de armadura longitudinal.

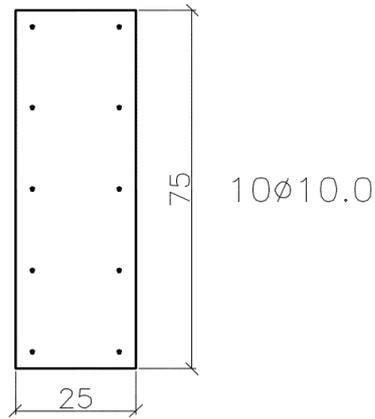


Figura 48 - Seção do pilar P18

A determinação do  $\ell_e$  é o mesmo para o P14,

$$\text{Então } \ell_e = 335\text{cm};$$

Os diagramas de interação e os esforços de cálculo estão mostrados na Figura 49, Figura 50 e Figura 51, e os fatores de segurança e os esforços máximos de cálculo no Quadro 29.

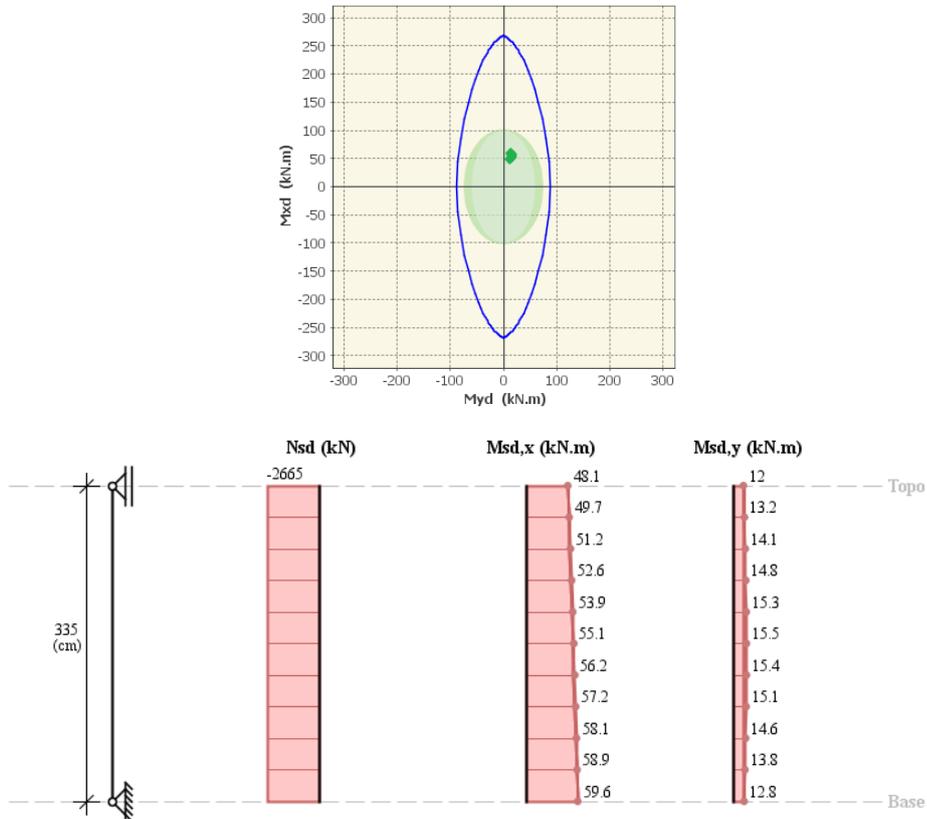


Figura 49 - Diagrama e esforços solicitantes do P18 do modelo de APOIOS ENGASTADOS

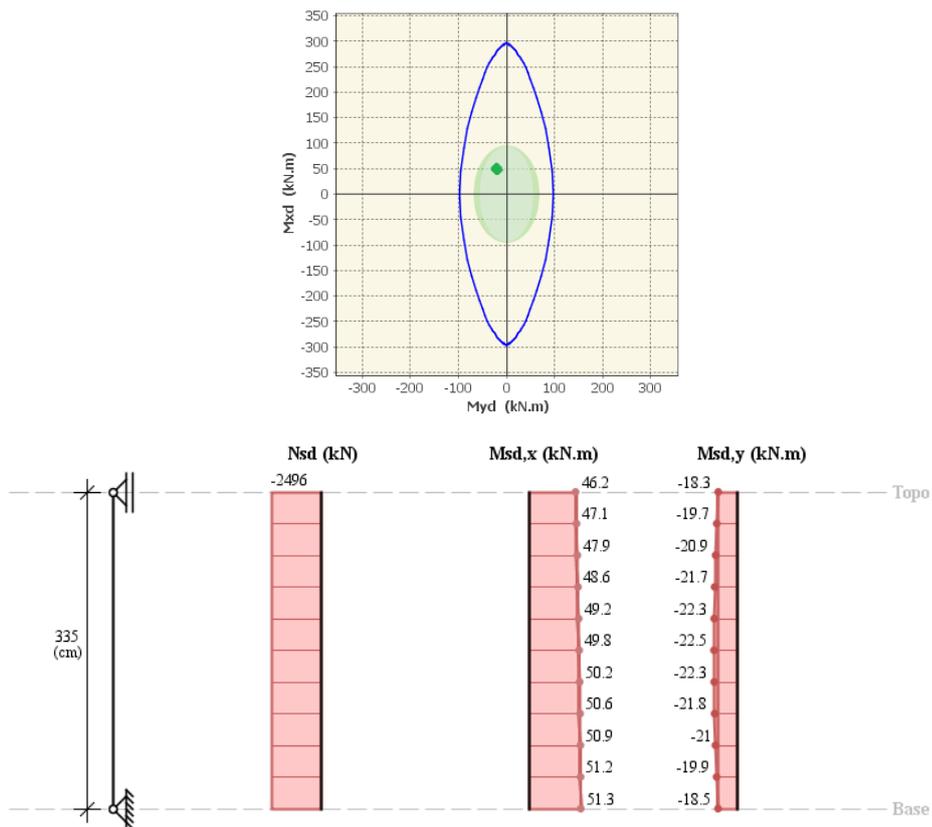


Figura 50 - Diagrama e esforços solicitantes do P18 do modelo de APOIOS ELÁSTICOS

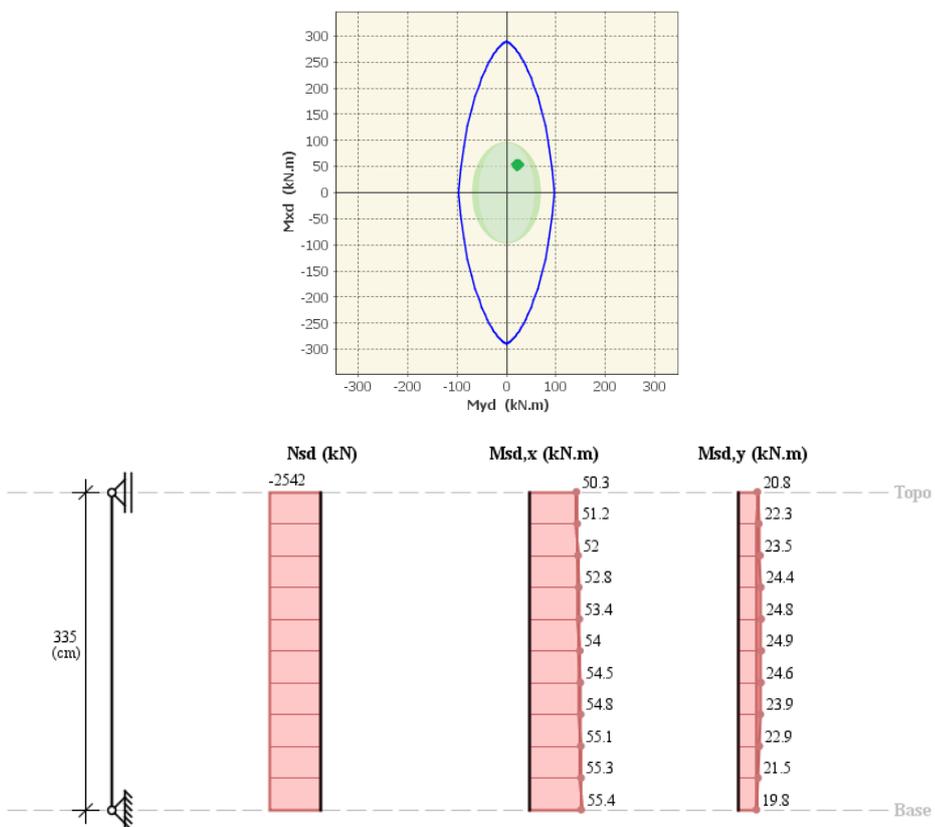


Figura 51 - Diagrama e esforços solicitantes do P18 do modelo de APOIOS DISCRETIZADOS

Quadro 29 - Esforços críticos no pilar P18

	$N_{sd}(kN)$	$M_{sd,x}(kN.m)$	$M_{sd,y}(kN.m)$	F.S.	Z
ENGASTE	-2665	57,2	15,1	3,39	$0,4\ell_e = 134\text{cm}$
ELÁSTICO	-2496	50,2	-22,3	3,23	$0,5\ell_e = 168\text{cm}$
DISCRETIZADO	-2542	54	24,9	2,87	$0,5\ell_e = 168\text{cm}$

Para o pilar P18, nos casos de apoios elásticos e discretizado tiveram uma diminuição dos fatores de segurança e inversão dos esforços de momento em y observado nos diagramas do modelo elástico, devido aos recalques deste pilar, alterando a posição do esforço máximo de  $0,4\ell_e$  para  $0,5\ell_e$ .

## 8. CONCLUSÃO

O desenvolvimento do presente trabalho possibilitou uma análise para a avaliação da estrutura em três situações de apoios: engastados, elásticos pontuais e de fundações discretizadas, com a consideração dos recalques do solo através da hipótese de *Winkler*, considerando conjuntamente com as rigidezes da superestrutura e fundação, modelada no *software SAP2000*, com o objetivo de descrever o comportamento global da estrutura e o comportamento local de uma viga e dois pilares do primeiro pavimento, diante de tais apoios e deslocamentos.

Na avaliação dos apoios elásticos pontuais, observou-se a redistribuição das cargas após a etapa iterativa de convergência de cargas, causando uma uniformização dos recalques das sapatas centrais com as sapatas periféricas. Pode-se avaliar também contribuição da rigidez para a redistribuição de cargas, onde ocorre a redistribuição das sapatas de menor rigidez para sapatas próximas de grande rigidez, avaliado neste estudo uma redução de 20% e acréscimos de 12% para as sapatas de maior rigidez. Em questão de custos, a o modelo de apoios elásticos tiveram uma pequena redução de 0,31m<sup>3</sup>.

Na terceira etapa, foram modeladas as sapatas discretizadas com a consideração do solo elástico de acordo com a hipótese de *Winkler*, que para cada fundação tem um coeficiente de reação por área, devido suas dimensões e influência dos recalques. Neste método, também se percebeu uma maior redistribuição e uniformização dos recalques e esforços, no qual as reduções e acréscimos de carga variam entre -9% e 9%, justificando a uniformização equilibrada em todas as fundações.

Comparando os três casos de apoio, o modelo de sapatas discretizadas houve uma maior redistribuição de esforços e recalques em relação ao modelo de apoios elásticos pontuais, devido a maior aproximação da realidade com a discretização das sapatas. Também houve redução em todos os momentos nos apoios, por causa da maior liberdade à rotação dos elementos de fundação, causando uma redução no engaste. Avaliando os deslocamentos, os recalques diferenciais não causam danos representativos na estrutura e em relação aos deslocamentos horizontais, o modelo de fundações discretizadas teve um maior deslocamento horizontal da estrutura em relação aos demais.

Na análise dos elementos estruturais, a viga apresentou variações de momentos de até 30% e 25% nos esforços cortantes, variando a necessidade de área de aço em alguns pontos da viga. Os pilares apresentaram variações de esforços de compressão de 7 a 17% para o pilar P14 e 5 a 7% para o pilar P18 e variações momentos na base e topo dos pilares. Avaliando os fatores de segurança, o modelo discretizado apresentou os menores fatores de segurança.

Então, por meio deste estudo, permite concluir a importância da avaliação dos recalques do solo, que causam redistribuição de cargas dos pilares centrais para os pilares periféricos, alteração nos esforços em vigas e a uniformização dos recalques na estrutura, demonstrado também pelos estudos de GUSMÃO (2006), MEYERHOF (1953), MOURA (1999), GUERRA e SALES (2011) e BAHIA (2015), no qual geram esforços os quais não são previstos nos projetos de estruturas que, na prática, não é comum a consideração de tal método, no qual a estrutura é processada separadamente das fundações, onde são calculadas um recalque limite das fundações isoladas, não avaliando o conjunto da rigidez da estrutura, fundação e recalque.

## REFERÊNCIAS

- ABMS. Fundações – Teoria e Prática. 2ª. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- ALVA, G. M. S. Espacial ISE - programa para a análise de pórticos espaciais considerando a interação solo-estrutura. Universidade Federal de Santa Maria. RS. 2010.
- ANTONIAZZI, J. P. Interação Solo-Estrutura de edifícios com fundações superficiais. Dissertação de mestrado - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS. 2011.
- ARAI, A. Análise da influência do recalque das fundações superficiais na estrutura de um edifício. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro. 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro. 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.
- BAHIA, G. D. A. D. Avaliação do desempenho de fundações em edificação no DF com a utilização de técnicas de interação solo-estrutura. Dissertação de mestrado - Universidade de Brasília. Brasília. 2015.
- CHAMECKI, S. Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação. I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, v. I, p. 35-80, 1954.
- CHUST, R. C.; FILHO, J. R. D. F. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118 2014. 4ª. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. Fundações diretas: Projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de textos, 2011.
- FONTE, A. O. C. Análise estrutural de edifícios altos por computador sistema edifício. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1994. p. 919-927.
- GRANT, R.; CHRISTIAN, J. T., VANMARCKE, E. H. differential settlements of buildings, Journal of Structural Division, ASCE, v. 100, p. 937-991, 1974.

GONÇALVES. I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação, Porto Alegre, v. I, p. 35-80, 2004.

GUERRA, M. V. P.; SALES, M. M. Interação fundação-estrutura em edifícios sobre sapatas. Artigo da pesquisa de iniciação científica PIBIC - Universidade Federal de Goiás. Goiás, p. 12. 2011.

GUSMÃO, A. D. Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações. Dissertação de mestrado - UFRJ. Rio de Janeiro. 1990.

GUSMÃO, A. D. Desempenho de fundações de edifícios. In: \_\_\_\_\_ Palestras XIII COBRAMSEG. Curitiba: [s.n.], 2006. p. 215-240.

MEYERHOF, G. G. Some Recent Foundation Research and its Application to Design. In: \_\_\_\_\_ Structural Engineering. Londres: [s.n.], v. 13, 1953. p. 151-167.

MOURA, U. R. L. A. Solos e Rochas. Análise tridimensional de Interação Solo-Estrutura em edifícios, v. 22, n. 2, p. 87-100, Agosto 1999.

POULOS, H. G. Settlement of isolated foundation. Proc. Of Symposium on Recent Developments on the Analysis of Soil Behavior and their Application to Geotechnical Structures, v. 1, p. 181-214, 1975.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. Pile foundations analysis and design. John Wiley and Sons. New York. 1980.

REIS, J. H. C. Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole. Dissertação de mestrado - Universidade de São Carlos. São Paulo. 2000.

SCHERMTMANN, J. H. Estimating settlements. Guidelines for cone penetration test - performance and design. Florida: U. S. Department of transportation, 1978.

SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. Allowable settlement of buildings. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. London: 1956. v. 5. p. 727-784.

TEATINI, J. C. Estruturas de concreto armado fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação. 2ª ed. ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília, 2008.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W., et al. Fundações Teoria e Prática. São Paulo: Pini, 1996. Cap. 7.

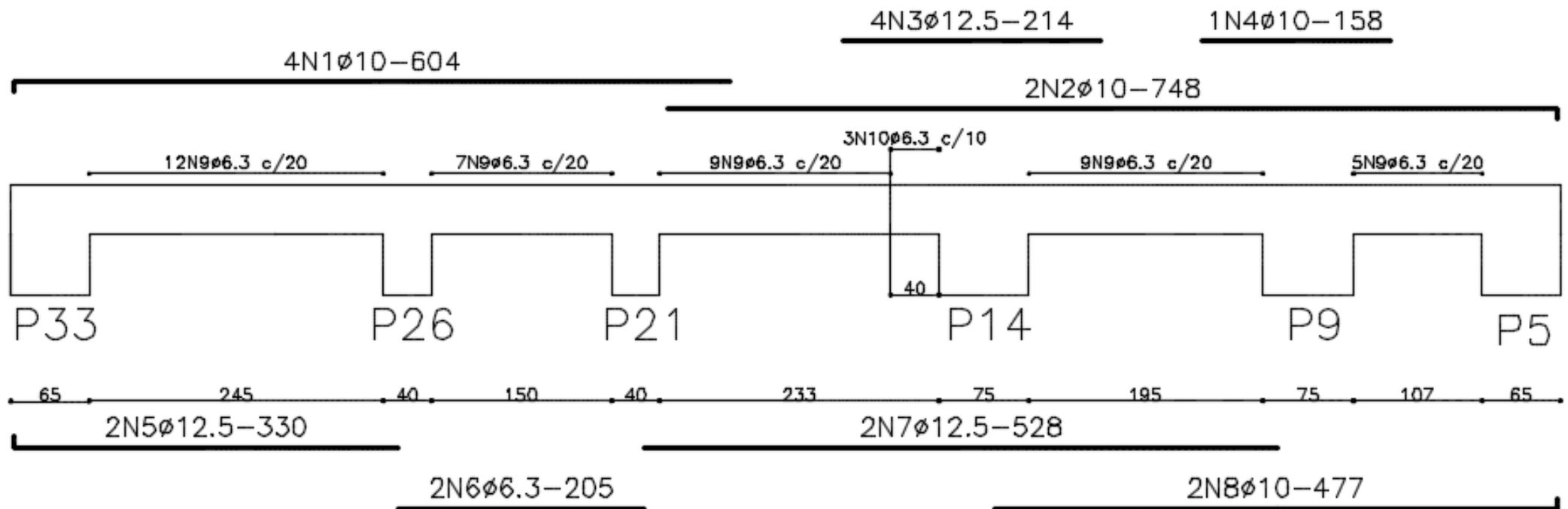
VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2011). Fundações, critérios de projeto – investigação do subsolo – fundações superficiais. Oficina de textos, SP, 31p.



## APÊNDICE B

	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20	S21	S22	S23	S24	S25	S26	S27	S28	S29	S30	S31	S32	S33	S34	S35	S36	S37	S38				
S1		0	0	0	0	0	3/8765	2/8133	0	0	0	0	0	0	0	0	1/5530	1/3915	1/8912	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1/8271	1/6934	0	0	0	0	0	0	0	0				
S2	0		0	0	0	0	1/3963	1/2090	0	0	0	0	1/8465	0	0	0	1/9552	1/3642	1/8167	0	1/8339	1/6717	1/9862	0	0	0	1/9536	0	0	1/8252	0	0	0	0	0	0	0	0				
S3	0	0		1/8462	0	0	0	0	0	0	1/2125	2/8995	0	0	0	1/7361	0	1/8558	2/7633	0	1/9557	1/6369	1/7468	0	0	0	1/8927	1/9630	0	0	1/9008	0	0	0	0	0	0	0				
S4	0	0	1/8462		0	0	0	0	0	0	2/7147	1/2677	0	0	0	0	0	1/8343	1/3665	2/9847	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1/6469	1/7464	0	0	0	0	0	0				
S5	0	0	0	0		0	1/9001	2/9663	1/4797	0	0	0	0	0	1/8836	0	0	1/4275	1/5700	0	1/5853	2/8879	1/6265	0	0	1/7860	1/6846	1/8431	0	1/8781	0	0	0	0	0	0	0					
S6	0	0	0	0	0		0	1/9124	1/7573	2/8875	1/5238	0	0	0	1/5525	1/9946	0	1/6221	1/4666	0	1/5779	2/8119	1/5017	0	0	1/7425	1/6135	1/6922	0	0	0	0	1/9320	1/8813	0	0	0	0				
S7	3/8765	1/3963	0	0	0	0	1/9001	0	0	0	1/6365	0	0	1/2224	1/7103	1/7712	0	1/5655	0	0	2/9225	2/8813	1/5893	1/3635	0	1/5342	1/5479	1/6688	0	0	0	0	1/6280	1/7360	1/7243	0	0	0				
S8	2/8133	1/2090	0	0	0	0	2/9663	1/9124	0	0	1/3534	1/6432	0	0	3/9662	1/4223	1/5237	1/9289	0	1/6167	0	0	0	0	3/9892	1/3238	2/8703	1/4154	1/9770	2/8091	1/4172	1/5083	0	0	0	0	1/5076	1/5866	1/7116	0	0	0
S9	0	0	0	0	0	0	1/4797	1/7573	1/6365	1/3534		0	1/5628	1/9303	0	0	0	1/8853	3/9124	1/4384	0	0	0	0	1/6292	1/4390	1/7082	0	0	1/9259	1/7637	0	1/9622	1/6020	1/7433	0	0	0	0	0	0	
S10	0	0	0	0	0	2/8875	0	1/6432	0		1/3678	1/7243	0	0	0	0	0	2/9299	1/3225	1/9959	1/6527	2/8003	1/5234	0	0	1/8850	1/6766	1/7979	0	1/7895	1/6629	0	0	0	0	0	0	0	0			
S11	0	0	1/2125	2/7147	1/7418	1/5238	0	0	1/5628	1/3678		1/9683	1/9249	1/6195	2/6559	2/6085	0	0	1/6801	0	2/8633	1/3161	3/9425	1/9558	1/3993	1/4935	1/4060	1/3928	0	0	0	0	1/5746	1/4890	0	0	0	1/6693				
S12	0	0	2/8995	1/2677	0	0	0	0	1/9303	1/7243	1/9683		0	0	1/5655	4/8765	0	0	1/5484	0	1/6109	1/4457	1/4571	0	1/3653	1/6783	1/5550	1/5418	0	0	0	0	1/7533	1/6309	0	0	0	1/7159				
S13	0	1/8465	0	0	0	0	1/2224	3/9662	0	0	1/9249	0		0	0	0	5/8617	1/2310	1/7099	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2/7493	1/3812	1/9160	0	0	0	0	1/9033	0	0	0			
S14	0	0	0	0	0	0	1/7103	1/4223	0	0	1/6195	0	0		0	0	1/8676	1/2555	1/4140	0	1/3021	4/9683	1/4577	0	0	1/5455	1/4747	1/6818	1/8688	1/4957	1/6690	0	1/8544	1/9213	0	0	0	0				
S15	0	0	0	0	0	1/8836	1/5525	1/7712	1/5237	0	1/6585	2/6559	1/5655	0	0	0	1/9037	1/3574	3/6617	1/6582	1/7578	1/3220	1/4394	0	0	0	1/7022	1/9057	1/8707	1/5431	1/4160	1/6770	0	0	0	0	0	0				
S16	0	0	1/7361	0	0	1/9946	0	1/9289	0	0	2/6085	4/8765	0	0	0	0	1/6958	2/4529	2/3339	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1/8828	2/7531	1/3653	0	0	0	0	1/9181	0	0			
S17	1/5530	1/9552	0	0	0	0	0	0	1/8853	0	0	0	5/8617	1/8676	1/9037	0		2/7207	0	0	1/4603	1/4490	1/6190	5/8571	0	1/5007	1/5337	1/6756	0	0	0	0	1/5582	1/7079	2/9911	0	0	0	0			
S18	1/3915	1/3642	1/8558	1/8343	1/4275	1/6221	1/5655	1/6167	3/9124	2/9299	0	0	1/2310	1/2555	1/3574	1/6958	2/7207		0	2/3497	3/6056	1/2822	2/4605	1/7028	1/2023	4/9555	1/3086	1/5375	1/8565	0	0	1/2617	1/3467	1/3679	2/8295	1/8889	1/8219					
S19	1/8912	1/8167	2/7633	1/3665	1/5700	1/4666	0	0	1/4384	1/3225	1/6801	1/5484	1/7099	1/4140	3/6617	2/4529	0	0		2/7207	3/8599	3/6056	3/5164	1/7075	1/2287	1/3086	4/9555	1/2023	0	0	1/8114	1/5323	1/3489	2/5201	1/8374	1/9300	1/3964	1/3611				
S20	0	0	0	2/9847	0	0	0	0	0	0	1/9959	0	0	0	0	1/6582	2/3339	0	0	2/7207		1/6340	1/4490	1/4494	0	1/1696	1/6756	1/5337	1/5007	0	0	0	0	1/7150	1/5527	0	0	0	1/4800			
S21	0	1/8339	1/9557	0	1/5853	1/5779	2/9225	3/9892	1/6292	1/6527	2/8633	1/6109	0	1/3021	1/7578	0	1/4603	2/3497	3/8599	1/6340		1/4000	0	0	0	0	0	0	0	1/4174	4/9685	1/3697	1/5786	0	0	0	1/5567	1/7923	0			
S22	0	1/6717	1/6369	0	2/8879	2/8119	2/8813	1/3238	1/4390	2/8003	1/3161	1/4457	0	4/9683	1/3220	0	1/4490	3/6056	3/6056	1/4490	1/4000		1/4500	0	0	1/4938	1/5758	1/4938	2/8209	3/7745	1/2607	2/8241	0	0	0	2/9867	1/5152	0				
S23	0	1/9862	1/7468	0	1/6265	1/5017	1/5893	2/8703	1/7082	1/5234	3/9425	1/4571	0	1/4577	1/4394	0	1/6190	1/2822	3/5164	1/4494	0	1/4500		0	0	0	0	0	1/5628	2/7173	1/2403	1/4098	0	0	0	1/7232	1/5686	0				
S24	0	0	0	0	0	0	1/3635	1/4154	0	0	1/9558	0	0	0	0	0	5/8571	2/4605	1/7075	0	0	0	0		0	0	0	0	1/2269	3/8791	1/8788	0	0	0	0	1/6772	0	0	0			
S25	0	0	0	0	0	0	0	0	1/9770	0	0	0	1/3993	1/3653	0	0	0	1/7028	1/2287	1/1696	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1/7113	0	0		
S26	0	0	0	0	0	1/7860	1/7425	1/5342	2/8091	1/9259	1/8850	1/4935	1/6783	0	1/5455	0	0	1/5007	1/2023	1/3086	1/6756	0	1/4938	0	0	0	1/9000	0	1/4092	4/8781	1/3619	1/5835	0	0	0	1/4952	1/7702	0				
S27	0	1/9536	1/8927	0	1/6846	1/6135	1/5479	1/4172	1/7637	1/6766	1/4060	1/5550	0	1/4747	1/7022	0	1/5337	4/9555	4/9555	1/5337	0	1/5758	0	0	0	1/9000		1/9000	1/4514	2/5345	1/2702	1/4534	0	0	0	1/5288	1/5573	0				
S28	0	0	1/9630	0	1/8431	1/6922	1/6688	1/5083	0	1/7979	1/3928	1/5418	0	1/6818	1/9057	0	1/6756	1/3086	1/2023	1/5007	0	1/4938	0	0	0	0	1/9000		1/5807	2/7153	3/6664	1/4112	0	0	0	1/7249	1/5262	0				
S29	1/8271	0	0	0	0	0	0	0	1/9622	0	0	0	2/7493	1/8688	1/8707	0	0	1/5375	0	0	1/4174	2/8209	1/5628	1/2269	0	1/4092	1/4514	1/5807		1/6387	0	0	2/8105	1/5684	3/8177	1/5559	0	0				
S30	1/6934	1/8252	0	0	1/8781	0	0	0	1/6020	1/7895	0	0	1/3812	1/4957	1/5431	1/8828	0	1/8565	0	0	4/9685	3/7745	2/7173	3/8791	1/8609	4/8781	2/5345	2/7153	1/6387		0	0	4/8689	1/3509	1/3353	1/2143	0	1/9794				
S31	0	0	1/9008	1/6469	0	0	0	0	1/7433	1/6629	0	0	1/9160	1/6690	1/4160	2/7531	0	0	1/8114	0	1/3697	1/2607	1/2403	1/8788	3/8827	1/3619	1/2702	3/6664	0	0		1/6670	1/3578	4/8723	0	0	2/4113	1/3322				
S32	0	0	0	1/7464	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1/6770	1/3653	0	0	1/5323	0	0	0	3/6773	1/5835	1/4534	1/4112	0	0	1/6670		1/5765	2/8067	0	0	1/5067	1/2661					
S33	0	0	0	0	0	1/9320	1/6280	1/5076	0	0	1/5746	1/7533	0	1/8544	0	0	1/5582	1/2617	1/3489	1/7150	0	0	0	0	0	0	0	0	2/8105	4/8689	1/3578	1/5765		0	0	2/7915	1/6917	0				
S34	0	0	0	0	0	1/8813	1/7360	1/5866	0	0	1/4890	1/6309	0	1/9213	0	0	1/7079	1/3467	2/5201	1/5527	0	0	0	0	0	0	0	0	1/5684	1/3509	4/8723	2/8067	0		0	1/6426	1/4136	0				
S35	0	0	0	0	0	0	1/7243	1/7116	0	0	0	0	0	0	0	0	2/9911	1/3679	1/8374	0	0	0	0	0	0	0	0	3/8177	1/3353	0	0	0	0	0	1/7174	0	0	0				
S36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2/8295	1/9300	0	1/5567	2/9867	1/7232	1/6772	0	1/4952	1/5288	1/7249	1/5559	1/2143	0	0	2/7915	1/6426	1/7174		0	0				
S37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1/9181	0	1/8889	1/3964	0	1/7923	1/5152	1/5686	0	1/7113	1/7702	1/5573															

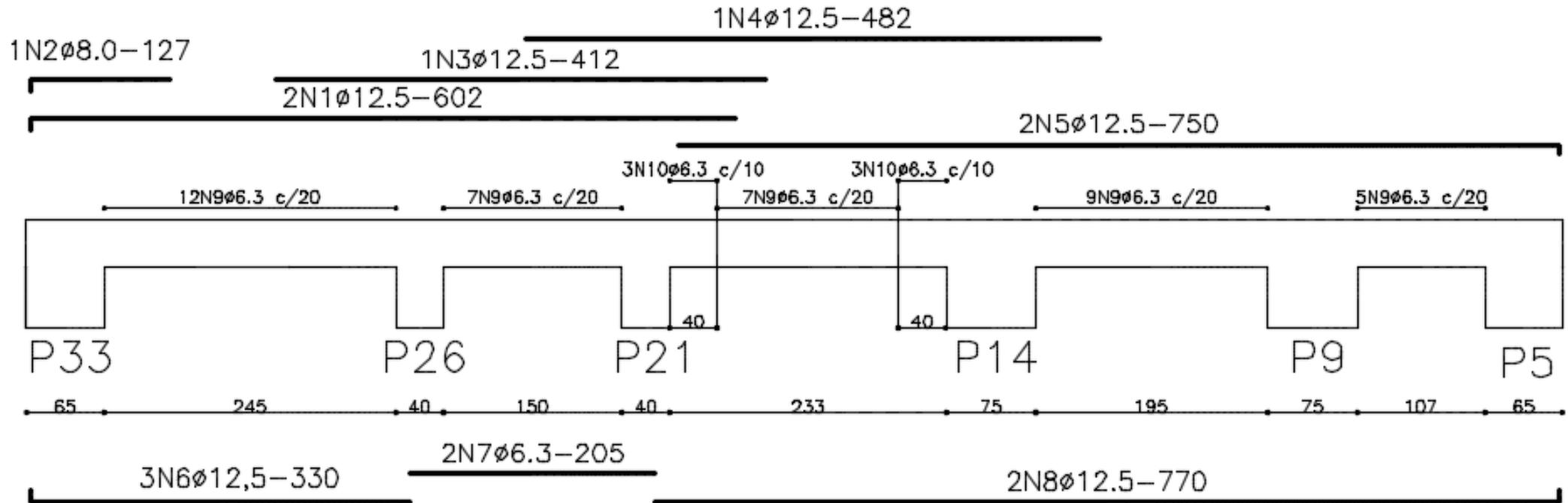
## APÊNDICE C



QUADRO DE AÇO					
AÇO	POSIÇÃO (Nº)	Ø (mm)	QUANT.	COMPRIMENTOS (m)	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (m)
VIGA (Apoios engastados)					
50	N1	10	4	604	24.2
50	N2	10	2	748	15.0
50	N3	12.5	4	214	8.6
50	N4	10	1	158	1.6
50	N5	12.5	2	330	6.6
50	N6	6.3	2	205	4.1
50	N7	12.5	2	528	10.6
50	N8	10	2	477	9.5
50	N9	6.3	42	112	47.0
50	N10	6.3	3	112	3.4

RESUMO AÇO CA 50			
AÇO	Ø (mm)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	Peso (kg)
50	6.3	55	14
50	10	50	31
50	12.5	26	25
PESO TOTAL AÇO CA50A =			70

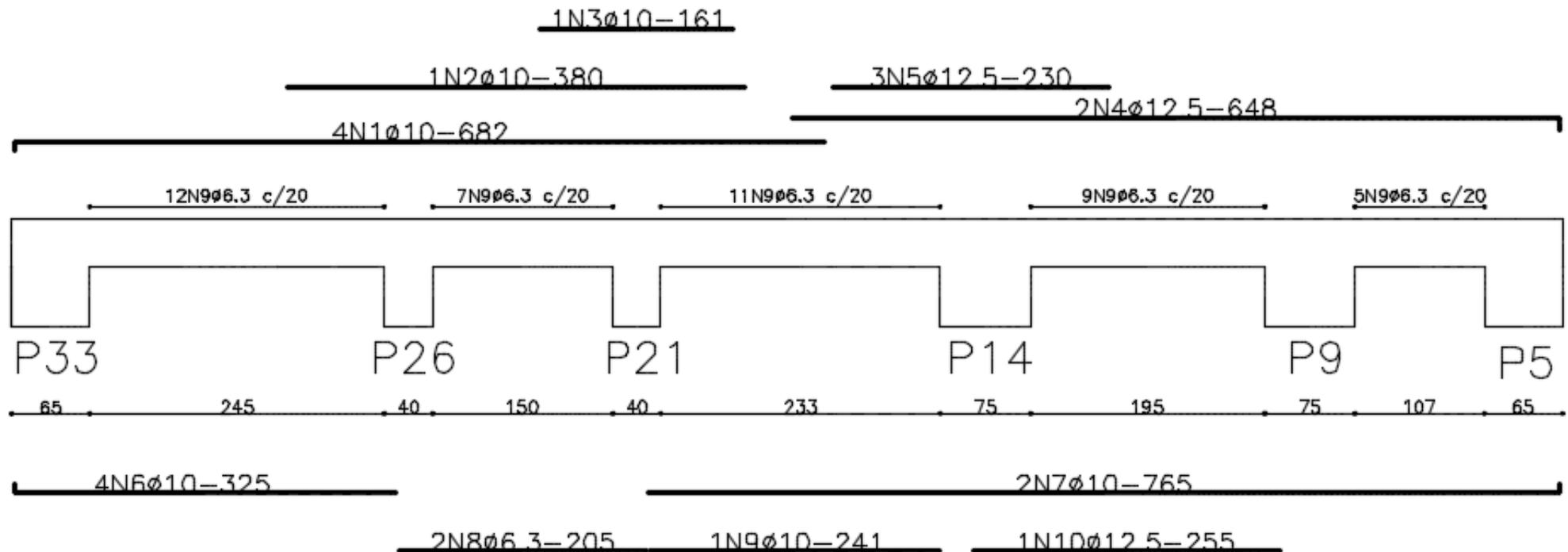
## APÊNDICE D



QUADRO DE AÇO					
AÇO	POSICÃO (Nº)	$\phi$ (mm)	QUANT.	COMPRIMENTOS (m)	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (m)
VIGA (Apoios elásticos)					
50	N1	12.5	2	602	12.0
50	N2	8	1	127	1.3
50	N3	12.5	1	412	4.1
50	N4	12.5	1	482	4.8
50	N5	12.5	2	750	15.0
50	N6	12.5	3	330	9.9
50	N7	6.3	2	205	4.1
50	N8	12.5	2	770	15.4
50	N9	6.3	40	112	44.8
50	N10	6.3	7	112	7.8

RESUMO AÇO CA 50			
AÇO	$\phi$ (mm)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	Peso (kg)
50	6.3	57	14
50	8	1	0.5
50	12.5	61	61
PESO TOTAL AÇO CA50A =			75

## APÊNDICE E



QUADRO DE AÇO					
AÇO	POSICÃO (Nº)	Ø (mm)	QUANT.	COMPRIMENTOS (m)	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL(m)
VIGA (Apoios discretizados)					
50	N1	10	4	682	27.3
50	N2	10	1	380	3.8
50	N3	10	1	161	1.6
50	N4	12.5	2	648	13.0
50	N5	12.5	3	230	6.9
50	N6	10	4	325	13.0
50	N7	10	2	765	15.3
50	N8	6.3	2	205	4.1
50	N9	10	1	241	2.4
50	N10	12.5	1	255	2.6
50	N11	6.3	44	112	49.3

RESUMO AÇO CA 50			
AÇO	Ø (mm)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	Peso (kg)
50	6.3	53	13
50	10	63	40
50	12.5	22	22
PESO TOTAL AÇO CASA =			75