

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS – MG

ENGENHARIA CIVIL

ALICE MIRANDA PELEGRINI

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS EFEITOS COM/SEM INTERAÇÃO SOLO-
ESTRUTURA COM FUNDAÇÃO PROFUNDA**

**VARGINHA
2019**

ALICE MIRANDA PELEGRINI

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS EFEITOS COM/SEM INTERAÇÃO SOLO-
ESTRUTURA COM FUNDAÇÃO PROFUNDA**

**VARGINHA
2019**

ALICE MIRANDA PELEGRINI

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS EFEITOS COM/SEM INTERAÇÃO SOLO-
ESTRUTURA COM FUNDAÇÃO PROFUNDA**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS - MG, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil sob orientação do Prof. Max Filipe Ferreira Marques.

**VARGINHA
2019**

ALICE MIRANDA PELEGRINI

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS EFEITOS COM/SEM INTERAÇÃO SOLO-
ESTRUTURA COM FUNDAÇÃO PROFUNDA**

Trabalho de Conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca Examinadora.

Aprovado em: 05 / 12 / 2019

Eng.

Eng.

Eng.

OBS.:

AGRADECIMENTOS

Dedico, agradeço e presto todas as homenagens possíveis a DEUS, por ter me dado saúde, capacidade e força para realizar este trabalho. À minha família, meus pais, Nilson e Léa, minha irmã, Cecília e meu cunhado, Helder, por me incentivarem a buscar sempre um futuro melhor e persistir na busca pelo conhecimento e pela realização dos meus sonhos, por serem a base de tudo para mim, por terem me dado o suporte que precisei, sendo minha âncora nos momentos difíceis. A eles devo tudo o que sei e o que sou. Ao Luís Eugênio pelo apoio incondicional e inúmeras sugestões no decorrer da realização deste trabalho. A todos os amigos de turma com os quais tive a honra de conviver e trabalhar todos estes anos. Ao Prof. Max Filipe por sua amizade, dedicação e apoio durante a realização deste trabalho. Aos professores, pela formação profissional e ensinamentos, durante todo o curso de graduação. A todos que contribuíram direta ou indiretamente para este trabalho. A todos, muito obrigada.

“É melhor tentar e falhar, que preocupar-se e ver a vida passar; é melhor tentar, ainda que em vão, que sentar-se fazendo nada até o final. Eu prefiro na chuva caminhar, que em dias tristes em casa me esconder. Prefiro ser feliz, embora louco, que em conformidade viver”

Martin Luther King

RESUMO

O objetivo do trabalho é mostrar através de comparativos numéricos a importância da consideração da interação estrutura – solo na análise global da superestrutura. O modelo estrutural utilizado é um edifício multifamiliar, em estrutura de concreto armado, sobre fundações profundas. Para a análise considerando a interação do sistema solo-estrutura é calculada com dois perfis de solo, um preponderando argiloso e o outro arenoso. A metodologia de análise consiste num processo iterativo no qual, inicialmente, determinam-se as reações da superestrutura, considerando os apoios indeslocáveis, ou seja, sem a interação solo-estrutura e depois, por meio do módulo SISE'S do programa TQS, calcula-se considerando os apoios como molas de rigidez. Com isso, procura-se mostrar que a análise integrada da estrutura e o solo possibilita uma melhor estimativa dos efeitos nos elementos estruturais com o comportamento mais real da relação dos esforços entre a estrutura e o solo.

Palavras-Chave: Interação solo-estrutura; fundação profunda; edifício multifamiliar.

ABSTRACT

This objective of this work is to show through numerical comparisons the importance of considering the structure - soil interaction in the global analysis of the structures. The structural model used is a multifamily building, with reinforced concrete structure, on deep foundations. For the analysis considering the interaction of the soil-structure system is calculated with two soil profiles, one preponderant clay and the other sandy. The analysis methodology consists of an interactive process in which, initially, the superstructure reactions are determined, considering the indescribable supports, that is, without the soil-structure interaction and then, using the SISE'S module of the TQS program, it is calculated considering the bearings as stiffness springs. With this, we try to show that the integrated analysis of the structure and the soil allows a better estimation of the effects on the structural elements with the most real behavior of the interdependence of the efforts between the structure and the soil.

Keywords: *Soil-structure interaction; deep foundation; multifamily building.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 01: Superestrutura + Fundação	18
Figura 02: Sistema estrutural	20
Figura 03: Equipamento utilizado para a execução de sondagem SPT	31
Figura 04: Detalhamento bloco de coroamento	38
Figura 05: Bloco Rígido	39
Figura 06: Bloco Flexível	40
Figura 07: Parcela de resistência que constituem a capacidade de carga	43
Figura 08: Estimativa de recalques de edificação	48
Figura 09: Modelo de transferência de carga	49
Figura 10: Modelo de transferência de carga A e B	50
Figura 11: Diagrama de atrito lateral específico	52
Figura 12: Cálculo de recalque sem efeito de grupo	54
Figura 13: Cálculo de recalque com efeito de grupo	55
Figura 14: Planta de forma pavimento tipo	62
Figura 15: Pavimento de fundação	63
Figura 16: Sistema Estrutural	65
Figura 17: Saída Gráfica do sistema estrutural	66
Figura 18: Diagramas de deslocamento horizontal	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 01: Classificação dos solos segundo o diâmetro dos grãos	26
Tabela 02: Identificação da consistência das areias	27
Tabela 03: Identificação da consistência das argilas	28
Tabela 04: Quantidade de furos de sondagem.....	30
Tabela 05: Estados de compacidade e de consistência.....	32
Tabela 06: Valores para o módulo de elasticidade (Es)	33
Tabela 07: Valores típicos de coeficiente de Poisson	34
Tabela 08: Valores para o peso específico (γ) de solos coesivos	35
Tabela 09: Valores para peso específico (γ) de solos arenosos.....	35
Tabela 10: Capacidade de carga das estacas escavadas	41
Tabela 11: Coeficiente k e razão de atrito (α)	45
Tabela 12: Fatores de correção F1 e F2 atualizados.....	45
Tabela 13: Fatores de segurança globais mínimos (Fs).....	46
Tabela 14: Valores do módulo de reação K para argilas pré-adensadas	58
Tabela 15: Valores da constante de coeficiente de reação horizontal n_H	58
Tabela 16: Dimensões dos pilares	64
Tabela 17: Parâmetros para o Solo 1	68
Tabela 18: Parâmetros para o Solo 2	68
Tabela 19: Comparativo de diâmetro de estacas e dimensões dos blocos.....	69

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01:Comparativo Momento Fletor	70
Gráfico 02: Comparativo Reação Vertical	71
Gráfico 03: Comparativo dos deslocamentos horizontais	72

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials

ISE – Interação Solo-Estrutura

NBR – Norma Brasileira Registrada

N_{SPT} – Índice de resistência a penetração

SI – Sistema Internacional de Unidades

SPT – Standard Penetration Test

U.S.C – Sistema Unificado de Classificação

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas maiúsculas

A_p - Área da seção transversal da ponta da estaca

A_F - Área do fuste da estaca

C - Fator característico do solo,

$CRV_{estaca\ i}$ - Coeficiente de reação vertical

$CRV_{fuste\ ,i}$ - Coeficiente de reação vertical do fuste

$CRV_{ponta\ ,i}$ - Coeficiente de reação vertical de ponta

C_u - Resistência não drenada

D - Diâmetro

E_s - Módulo de elasticidade do solo

F_1 e F_2 - Fatores de correção

$F_{fuste\ z,i}$ - Força ao longo do fuste

K - Módulo de reação horizontal

N_p - Média entre os valores de número de SPT na profundidade da ponta da estaca em estudo

N_0 - Força Normal

P - Carga aplicada

R_f - Razão de atrito

R_{RUP} - Carga de ruptura

R_L - Resistência lateral

R_p - Resistência de ponta.

$T_{máx}$ - torque máximo

U - Perímetro da seção transversal

V - Volume total da massa de solo

W - Peso total da massa de solo

Letras romanas minúsculas

c - coesão

f_s - atrito lateral

i - estaca analisada

kh - Coeficiente de reação horizontal

n_H - Constante do coeficiente de reação horizontal

p - Reação do solo

q_c - Resistência de ponta

r_l - Tensão cisalhamento atuante no fuste;

r_p - Tensão normal na base;

y - Deslocamento horizontal

z - Profundidade

Letras Gregas

ν - Coeficiente de Poisson

γ - Peso específico

ϕ - Ângulo de atrito

ΔL - Espessura da camada

α - Valores típicos (Coeficientes do Método Décout-Quaresma)

β - Valores típicos (Coeficientes do Método Décout-Quaresma)

δ_s - Recalque na base da estaca

δ_s^i - Recalque total da base da estaca analisada;

$\delta_{s,f}^j$ - Parcela de deslocamento na base da estaca analisada devido á ação no fuste

$\delta_{s,b}^j$ - Parcela de deslocamento na base da estaca analisada devido á ação na base

δ_1 - recalque na base da estaca + deformação elástica do fuste (caso for considerado).

σ_z - Pressão

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	17
2.	OBJETIVOS	18
2.1	Objetivo Geral	18
2.2	Objetivo Específico	18
3.	CONCEITOS BÁSICOS DO SISTEMA ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO.....	19
3.1	Elementos Estruturais da Superestrutura	19
3.1.1	Laje	20
3.1.2	Viga	21
3.1.3	Pilar.....	21
3.2	Normas Técnicas.....	21
3.3	Análise Estrutural	22
3.3.1	Ações	22
3.3.1.1	Ações permanentes	22
3.3.1.2	Ações variáveis.....	23
3.3.1.3	Ações excepcionais	23
4.	SOLOS.....	23
4.1	Identificação do solo	24
4.2	Tipos de solo.....	24
4.3	Classificação dos solos.....	25
4.3.1	Solos arenosos (não coesivos ou granulares)	27
4.3.2	Solos Argilosos (coesivos)	27
4.4	Exploração do Subsolo	28
4.4.1	Ensaio de Penetração Dinâmica (Standart Penetration Test – SPT).....	29
4.5	Consideração do lençol freático	32
4.6	Propriedades do solo	33
4.6.1	Módulo de Elasticidade	33
4.6.2	Coefficiente de Poisson	34
4.6.3	Peso específico do solo.....	34
4.6.4	Ângulo de atrito interno do solo	35
4.6.5	Coesão do solo.....	36
4.7	Tensões na massa do solo	36
5	FUNDAÇÃO PROFUNDA.....	37
5.1	Bloco de coroamento	37

5.1.1	Elementos Rígidos e Flexíveis	38
5.2	Característica da estaca escavada	41
5.3	Capacidade de carga das estacas/solo	41
5.3.1	Método Aoki-Velloso (1975)	42
5.4	Requisitos de um projeto de fundações	46
6	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	46
6.1	Dificuldades na modelagem da interação solo-estrutura	47
6.2	Efeitos da interação solo-estrutura - Redistribuição dos esforços nos elementos estruturais	48
6.3	Mecanismo de transferência axial de carregamento	49
6.4	Estimativa de Recalques nas fundações profundas	52
6.4.1	Recalque Sem Efeito de Grupo	53
6.4.2	Recalque Com Efeito de Grupo.....	54
6.5	Coefficiente de Reação Vertical para Estacas	55
6.6	Coefficiente de Rigidez Horizontal para Estacas	57
7.	METODOLOGIA	59
7.1	SISEs	59
7.2	Estudo de caso	60
7.3	Descrição dos solos	66
7.4	Parâmetros de solo e estaca	67
8.	RESULTADOS E DISCUSSÕES DOS COMPARATIVOS	68
8.1	Dimensões estacas e blocos	69
8.2	Momento Fletor	70
8.3	Reação Vertical	71
8.4	Deslocamento Horizontal	71
9	CONSIDERAÇÕES FINAIS	74
10	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	75
	APÊNDICE A	81
	APÊNDICE B	85
	APÊNDICE C	89
	APÊNDICE D	89
	ANEXO	90

1. INTRODUÇÃO

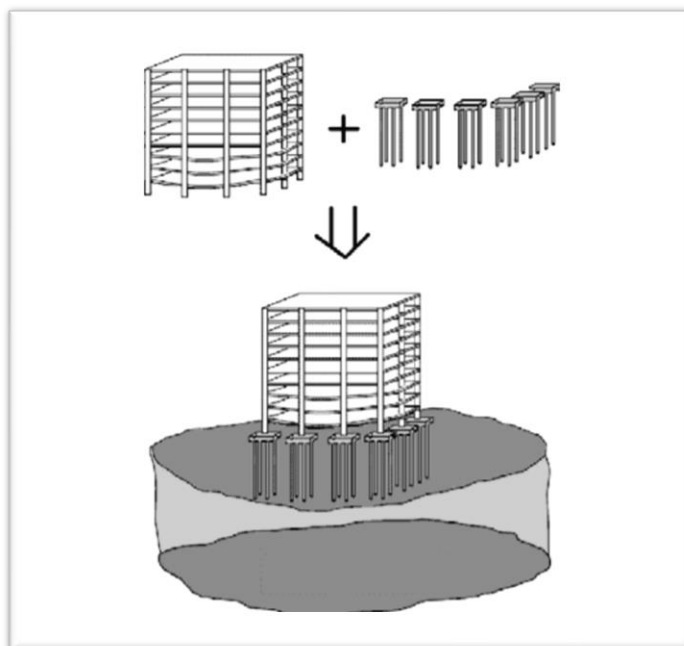
Com o aumento do número de projetos de edifícios com elevado número de pavimentos, surge a necessidade de estudos mais detalhados sobre o comportamento da edificação, tanto do ponto de vista da superestrutura quanto da fundação. Entende-se por fundação o sistema composto pela subestrutura e o maciço de solos. O desempenho mecânico de uma edificação é governado pela interação entre a superestrutura e a fundação, num mecanismo denominado de interação solo-estrutura.

Na prática de engenharia este mecanismo de interação é comumente desprezado e os projetos estruturais e de fundações ainda são desenvolvidos de forma não interligada.

No caso dos projetos estruturais, o dimensionamento das peças estruturais e as cargas verticais nas fundações são baseadas na hipótese de apoios indeslocáveis da edificação e são, geralmente, calculadas por um engenheiro de estruturas. Portanto, o projeto de fundações deve atender a estas cargas e é desenvolvido a partir dos resultados obtidas sob a hipótese de apoios indeslocáveis o que não correspondem à realidade física; surge assim, a necessidade de considerar a integração entre estes sistemas, trazendo resultados mais reais e inúmeras vantagens como: estimar os efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais, a forma e a intensidade das deformações e conseqüentemente tornando os projetos mais eficientes e confiáveis.

Na figura 01, é possível observar que se trata de uma solução alternativa a solução convencional empregada nos dias atuais. A incorporação da estrutura e dos elementos de fundação num único modelo, esquematicamente temos:

Figura 01: Superestrutura + Fundação



Fonte: (TQS,2007)

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Desenvolver um estudo comparativo levando em consideração sem/com interação solo-estrutura a análise dos efeitos na superestrutura de uma edificação multifamiliar sob fundação profunda tipo estaca escavada.

2.2 Objetivo Específico

- Apresentar os materiais e elementos estruturais empregados no sistema de concreto armado;
- Identificação e classificação dos solos;
- Apresentar o método de investigação SPT;
- Apresentar as propriedades dos solos;
- Apresentar características sobre fundação profunda;
- Analisar capacidade de carga das fundações profundas;
- Apresentar os métodos de estimativa de recalque usados pelo SISEs;

- Fazer a análise comparativa dos resultados obtidos do deslocamento da superestrutura, através do modelo matemático da estrutura considerando-o primeiramente com apoios indeslocáveis, e em seguida, com interação solo-estrutura.

3. CONCEITOS BÁSICOS DO SISTEMA ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), concreto armado é obtido por meio da associação entre concreto simples e armadura, de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes.

O concreto, apresenta alta resistência à compressão, o que faz dele um excelente material, porém apresenta baixa resistência à tração (cerca de 10% da resistência à compressão), para contornar essa limitação, as barras de aço são empregadas em conjunto com o concreto, exercendo a função de absorver os esforços da estrutura e convenientemente as barras posicionadas na peça de modo a resistir à tração.

O funcionamento do conjunto desses dois materiais é devido à aderência entre a superfície do aço e do concreto. Por causa da sua baixa resistência à tração, o concreto sofre fissuração na região tracionada do elemento estrutural. Neste momento os esforços de tração começam a ser absorvidos pela armadura, impedindo a ruína brusca da estrutura. (ARAÚJO,2010).

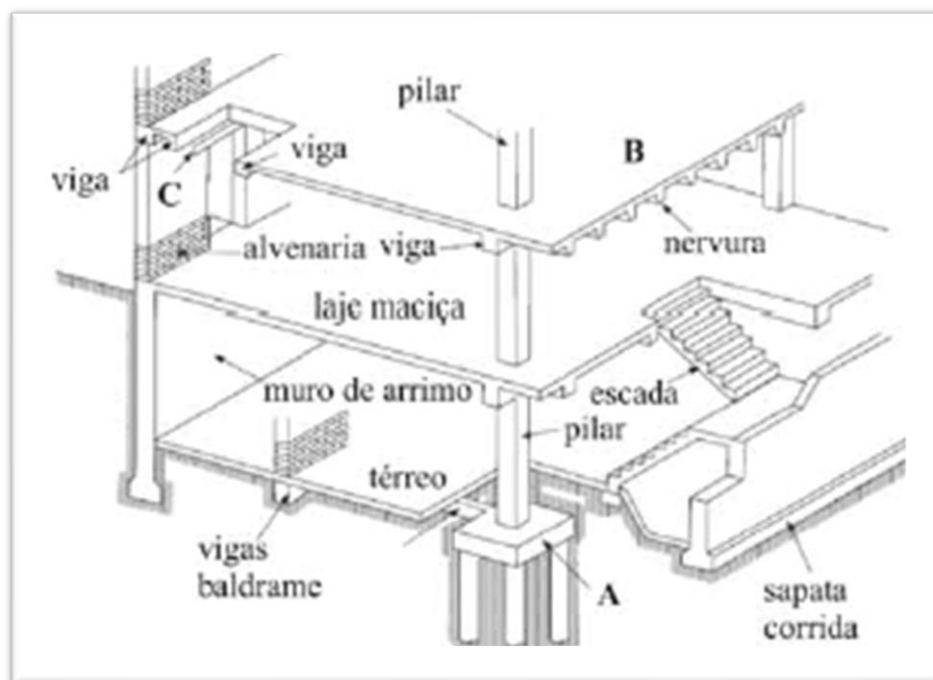
Como todo material que se utiliza para determinada finalidade, o concreto armado apresenta vantagens e desvantagens quanto ao seu uso estrutural. Algumas de suas vantagens são a boa resistência às solicitações, boa trabalhabilidade, técnicas de execução conhecidas e durabilidade. Sua desvantagem resulta em elementos estruturais com grandes dimensões, conseqüentemente um elevado peso próprio e reformas e adaptações de difícil execução.

3.1 Elementos Estruturais da Superestrutura

Os elementos estruturais são peças, que geralmente com uma ou duas dimensões preponderante sobre às demais, os componentes de uma estrutura nas edificações são as lajes, vigas e pilares. O modo como são arrançados pode ser chamado de sistema estrutural. (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO,2014).

Segundo Carvalho e Figueiredo (2014), a consolidação de um sistema estrutural em concreto armado pode ser dividida da seguinte maneira: a laje de concreto suporta seu peso, os revestimentos e mais alguma carga acidental; as vigas recebem os esforços da laje e os transmitem, juntamente com seu peso próprio e o peso da parede se houver aos pilares; os pilares recebem todas as cargas e as transmitem, também com seu peso próprio, para as fundações, como pode ser visto na figura 02.

Figura 02: Sistema estrutural



Fonte: (PIEREZAN,2013)

3.1.1 Laje

Segundo Bastos (2015), as lajes são classificadas como elementos planos bidimensionais, que são aqueles onde duas dimensões, o comprimento e a largura, são da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a terceira dimensão, a espessura. As lajes são também chamadas elementos de superfície, ou placas.

Destinam-se a receber o maior número de ações aplicadas na edificação, normalmente são de pessoas, móveis, pisos, paredes, e os mais variados tipos de cargas. As ações são comumente perpendiculares ao plano da laje, podendo ser divididas em distribuídas ou forças concentradas. (BASTOS,2015).

3.1.2 Viga

Vigas são “elementos lineares em que a flexão é preponderante”. (NBR 6118:2014). Elemento linear é aquele em que o comprimento longitudinal supera a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominado “barra”.

3.1.3 Pilar

Pilares são “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”. (NBR 6118:2014). O qual a função principal é receber as ações atuantes nos diversos níveis e conduzi-las até as fundações. Junto com as vigas, os pilares formam os pórticos, que na maior parte dos edifícios são os responsáveis por resistir às ações verticais e horizontais e garantir a estabilidade global da estrutura.

3.2 Normas Técnicas

Com o intuito de promover uma padronização dos projetos, na execução e no controle das obras e dos materiais que garanta a segurança adequada e a qualidade do produto, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) regulamenta os procedimentos a serem empregados por meio de normas específicas. Para estruturas de concreto armado, as mais importantes são:

- ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estrutura de concreto-Procedimento;
- ABNT NBR 6120:1980 (versão corrigida de 2000): Cargas para cálculo de estruturas de edificações-Procedimento;
- ABNT NBR 8681:2003 (versão corrigida de 2004): Ações e segurança nas estruturas- Procedimento;
- ABNT NBR 6123:1988 (versão corrigida 2 de 2013): Forças devidas ao vento em edificações.

3.3 Análise Estrutural

De acordo com a NBR 6118:2014, prescreve que na etapa da análise estrutural, é necessário que se considere a influência de todas as ações atuantes na estrutura, basicamente as que possam produzir efeitos significativos para a segurança, levando sempre em conta os estados limites últimos e de serviço. O cálculo de uma estrutura deve garantir sua estabilidade de forma segura, estável e sem deformações excessivas.

3.3.1 Ações

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2013), denomina-se ação qualquer influência, ou o conjunto de influências, capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura.

A norma NBR 8681:2003 (Ações e segurança nas estruturas – Procedimento), recomenda as diretrizes para a consideração das ações nas estruturas, esta classifica as ações em permanentes, variáveis e excepcionais a depender de suas peculiaridades, determina seus valores, estabelece critérios para as combinações e apresenta os requisitos específicos.

Destaca-se a NBR 6120:1980 (Cargas para o cálculo de estruturas de edificações), que define as sobrecargas de utilização a serem consideradas na estrutura, e a NBR 6123:1988 (Forças devidas ao vento em edificações), que trata dos efeitos do vento nas edificações, para complementar a análise das ações e considerar os efeitos em uma estrutura de edifício em concreto armado.

3.3.1.1 Ações permanentes

As ações permanentes representam o carregamento aplicado à estrutura durante toda sua vida útil, como por exemplo, peso próprio da estrutura, empuxo de terra, pesos de equipamentos fixos e de materiais construtivos. Devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança. Vale ressaltar que imperfeições geométricas, recalques de apoio, fluência do concreto, protensão e retração também causam esforços, e conseqüentemente, integram as ações permanentes em uma estrutura em concreto armado.

3.3.1.2 Ações variáveis

A NBR 8681:2003 diz que as ações variáveis representam o carregamento que pode ou não ser imposto na estrutura durante a sua vida útil ou de construção, como por exemplo, sobrecarga de utilização, variações de temperatura, pressões hidrostáticas ou hidrodinâmicas, forças de impacto e efeito do vento.

Então, são classificadas em ações diretas e indiretas:

- Ações diretas: São constituídas pelas cargas acidentais, presumida pelo uso da construção, ação do vento e água e cumprindo as diretrizes feitas por normas específicas.
- Ações indiretas: São constituídas por variações uniformes e não uniformes de temperatura e por ações dinâmicas.

3.3.1.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais são determinadas pela baixa possibilidade de ocorrência, mas que em ocasiões específicas devem ser consideradas. Seguem como exemplo de ações excepcionais as ações decorrentes de explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou abalos sísmicos excepcionais.

4. SOLOS

Os solos são formados a partir do desgaste das rochas pela ação do intemperismo de processos químicos e físicos. O intemperismo físico pode ser causado pela expansão e contração das rochas devido ao ganho e perda de calor, ocasionando a desintegração final. No intemperismo químico, os minerais da rocha são transformados em novos minerais por meio de reações químicas. (DAS E SOBHAN,2015).

As partículas sólidas que formam os solos possuem liberdade de se deslocarem entre elas, no entanto esse movimento não ocorre tão facilmente como nos fluidos. Como as partículas sólidas não conseguem ocupar todo o volume disponível, o espaço vazio entre os grãos do solo é preenchido por ar e/ou líquido, geralmente água. A presença da fase fluída interfere nos processos de transmissão das forças, alterando o comportamento do solo. Mesmo não estando em contato direto, duas partículas sólidas adjacentes podem transmitir

forças normais ou até tangenciais através do fluído existente entre as partículas (SILVA, 2006).

4.1 Identificação do solo

Budhu (2015), apresenta termos comuns para descrição e identificação prévia do solo, trata-se de aspectos que podem ser facilmente observados, sem auxílio de equipamentos. São listados as seguir os referidos aspectos:

- Cor: as cores cinzas e tons azulados referem-se a solos não oxidados; branca e creme referem-se a solos calcários; e vermelhas e amarelas referem-se a solos oxidados.
- Umidade: aspecto devido à presença de água, pode ser descrita como molhada, seca ou úmida.
- Estrutura: pode ser homogênea ou heterogêneo.
- Odor: os solos orgânicos apresentam um forte cheiro que se intensifica com o calor; os solos inorgânicos possuem cheiro leve com adição de água.
- Tato: o tato pode ser utilizado para distinguir areias, siltes e argilas:
 - I. As areias são ásperas;
 - II. Os siltes são ásperos como uma lixa fina;
 - III. As argilas são finas e escorregadias, colam nos dedos e se transformam em pó quando estão secas.

4.2 Tipos de solo

De acordo com Budhu (2015), existem muitos tipos de solo que devem ser distinguidos. Alguns termos descritivos comumente utilizados evoluíram para possibilitar uma estimativa rápida e qualitativa da resistência do solo, das propriedades de deformação e de sua variabilidade.

Alguns tipos de solo típicos são descritos brevemente por Budhu (2015):

- Solos aluvionares: são compostos por sedimentos finos, que foram erodidos da rocha, transportada por água e depositada em rios ou leitos de cursos d'água.
- Solos calcários: possuem carbonato de cálcio em sua composição e são efervescentes quando em contato com ácido hidro clorídrico.

- Solos coluvionares: encontrados na base de montanhas que foram erodidas pela combinação de água e gravidade.
- Solos expansivos: argilas que sofrem elevadas alterações de volume (expansão) devido a ciclos de molhagem e secagem.
- Solos colapsáveis: geralmente solos de baixa plasticidade, que sofrem elevadas alterações de volume (recalam subitamente) devido a molhagem e ao carregamento.
- Solos eólicos: trata-se de partículas de areia carregadas pelo vento.
- Solos lateríticos: solos residuais, cimentados com óxido de ferro, encontrados em regiões tropicais.
- Lama: trata-se de argila ou silte, misturado com água em condição de fluido viscoso.

4.3 Classificação dos solos

De acordo com Christan (2012), a primeira característica que diferencia os solos é a granulometria, em alguns solos os grãos são nítidos, como os grãos de pedregulho ou a areia do mar, e outros solos que possuem grãos finos que, só podem ser observados através de microscópios.

A NBR 6502:1995 define e classifica os solos segundo as dimensões dos seus grãos ou partículas, apresentados na tabela 01:

- Argila: solo de granulação fina constituído por partículas com dimensões menores que 0,002 mm, apresentando coesão e plasticidade.
- Silte: solo que apresenta baixa ou nenhuma plasticidade, e que exibe baixa resistência quando seco o ar. Suas propriedades dominantes são devidas à parte constituída pela fração silte. É formado por partículas com diâmetros compreendidos entre 0,002 mm e 0,06 mm.
- Areia: solo não coesivo e não plástico formado por minerais ou partículas de rochas com diâmetros compreendidos entre 0,06 mm e 2,0 mm.
- Pedregulho: solos formados por minerais ou partículas de rocha, com diâmetro compreendido entre 2,0 mm e 60 mm. Quando arredondados ou semi - arredondados, são denominados cascalho ou seixo.

Tabela 01: Classificação dos solos segundo o diâmetro dos grãos

Classificação	Diâmetro dos grãos
Argila	> 0,002 mm
Silte	0,06 mm a 0,002 mm
Areia	0,06 mm a 2,0 mm
Pedregulho	60,0 mm a 2,0 mm

Fonte: (NBR 6502:1995)

Segundo Das e Sobhan (2015), um dos principais sistemas de classificação é o U.S.C (Sistema Unificado de Classificação), que de modo geral, classifica o solo em dois grandes grupos:

- Solos granulares grossos: aqueles cujo diâmetro da maioria absoluta dos grãos é maior que 0,074 mm, têm a natureza de pedregulhos, com menos de 50% passante pela peneira n° 200.
- Solos granulares finos: são aqueles em que a maioria absoluta dos grãos é menor que 0,074 mm, que caracterizam a areia e solos arenosos, com menos 50% passante na peneira n° 200.

Budhu (2015), os solos grossos apresentam boa capacidade de carga e são drenantes, sua resistência e variação de volume não são significativamente afetadas pela variação de umidade. Além disso, estes solos são praticamente incompressíveis quando compactos, porém podem sofrer variações consideráveis de volume quando fofos. Vibrações podem modificar o arranjo da estrutura destes solos, mudando a estrutura fofa para uma configuração mais compacta.

Os solos finos possuem menor capacidade de carga que os solos grossos, são praticamente impermeáveis e seu volume e resistência variam de acordo com a umidade.

Ainda segundo Budhu (2015), as propriedades de engenharia dos solos grossos são controladas, principalmente, pelo tamanho dos grãos e por seu arranjo estrutural. Já nos solos finos, as propriedades de engenharia são controladas principalmente pela mineralogia do que pelo tamanho das partículas. Camadas finas de solos finos, mesmo em depósitos densos de solos granulares, têm sido responsáveis por diversas rupturas geotécnicas, por isso solicitam especial atenção.

4.3.1 Solos arenosos (não coesivos ou granulares)

Os solos arenosos são ricos em areia, que se apresentam na forma de grãos relativamente grandes. Estes grãos não conseguem reter a água por muito tempo no solo. A água se infiltra rapidamente pelos espaços existentes entre os grãos de areia, indo se acumular nas camadas mais profundas.

As areias, frações grossas do solo, são formadas principalmente por grãos de quartzo. Os grãos individuais de quartzo podem ser angulares, sub-angulares ou arredondados. Algumas areias contêm uma alta porcentagem de mica que as tornam muito elásticas. (PUPPI, 2004).

A resistência ao cisalhamento do solo é determinada pelas características coesivas e friccionais entre as partículas do solo, sendo definida como a tensão máxima cisalhante que o solo pode suportar sem sofrer ruptura. Em solos arenosos, a resistência ao cisalhamento depende basicamente do ângulo de atrito entre as partículas. (SILVA E CARVALHO, 2007).

A areia pode ser classificada de acordo com a sua compactidade e de acordo com Budhu (2015), apresenta descrições simples de acordo com a tabela 02:

Tabela 02: Identificação da consistência das areias

Muito Compacta	Impossível se deslocar quando pisoteado
Compacta	Não se deforma quando pressionada por pés ou pisoteada
Média	Desloca-se quando forçado firmemente
Fofa	Colapsa com perturbação, estrutura aberta
Muito Fofa	Colapsa sob leve perturbação, estrutura aberta

Fonte: (BUDHU, 2015)

4.3.2 Solos Argilosos (coesivos)

Os solos coesivos contêm muita argila que tem partículas de tamanho muito pequeno. A água é retida por muito tempo nos pequenos espaços entre os grãos de argila, originando o barro.

A argila refere-se aos solos com diâmetro dos grãos menores do que 0,002 mm. São pequenas partículas cristalinas de um ou mais membros de um pequeno grupo de minerais. Elas são basicamente silicatos hidratados de alumínio, com magnésio ou ferro ocupando toda

ou parte das posições do alumínio em alguns minerais, e com elementos alcalinos (ex. sódio e potássio), ou alcalino-terrosos (ex. cálcio e magnésio) também presentes como constituintes essenciais de alguns deles. (PUPPI, 2004).

A resistência ao cisalhamento de solos coesivos depende do ângulo de atrito entre as partículas e da coesão do solo. (SILVA E CARVALHO, 2007).

As argilas são comumente classificadas de acordo com sua consistência, Budhu (2015) apresenta descrições simples para identificação prévia deste solo, conforme a tabela 03.

Tabela 03: Identificação da consistência das argilas

Dura	A pressão do dedo quase não deforma o solo, mas ele fatura quando submetido a grandes tensões
Rija	A pressão do dedo deforma o solo
Média	O solo pode ser moldado sob forte pressão dos dedos
Mole	O solo é facilmente moldado pelos dedos
Muito Mole	O solo flui entre os dedos quando se fecha a mão

Fonte: (BUDHU, 2015)

4.4 Exploração do Subsolo

O conhecimento das condições do subsolo em um determinado local é de fundamental importância para a elaboração dos projetos e construção de obras geotécnicas de forma segura e econômica. Estima-se que o custo envolvido na realização da investigação do subsolo para o projeto de fundações é de 0,5% do custo total da obra. (BUDHU, 2015).

Segundo Das e Sobhan (2015), na prática, os depósitos de solo naturais não são homogêneos, elásticos nem isotrópicos. Em alguns lugares, a estratificação pode variar muito entre uma distância horizontal de 15 a 30m.

Das e Sobhan (2015), incluem os objetivos da exploração do subsolo:

- Determinar a natureza local e sua estratificação;
- Obter amostras;
- Determinar a profundidade e a natureza do leito rochoso;
- Observar as condições de drenagem;

- Avaliar qualquer problema especial de construção em relação às estruturas próximas existentes;
- Determinar a posição do nível do lençol freático.

De acordo com Das e Sobhan (2015), um programa de exploração do solo pode ser dividido, de modo geral, em quatro fases:

- Seleção das informações existentes relacionadas ao tipo de estrutura, seu futuro, cargas dos pilares e paredes estruturais;
- Coleta das informações já existentes das condições do subsolo, como: mapa de pesquisa geológica, pois informações anteriores podem fornecer a primeira impressão sobre o tipo de solo e os problemas que podem ser encontrados;
- Reconhecimento do local de construção;
- Investigação detalhada do local.

A norma brasileira NBR 6122:2010 define que, para qualquer edificação deve ser feita uma investigação geotécnica preliminar constituída no mínimo de sondagens a percussão (SPT), visando determinar a estratigrafia e a classificação do solo, a posição do nível d'água e o índice de resistência a penetração.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), do ponto de vista de fundações para estruturas, somente em casos excepcionais são usados os ensaios de campo de palheta (Vane Test), uma vez que esse ensaio é indicado para argilas moles.

4.4.1 Ensaio de Penetração Dinâmica (Standart Penetration Test – SPT)

O método mais comum para investigação geotécnica do subsolo de fundações de edifícios é o de sondagem a penetração (SPT) ou sondagem de simples reconhecimento do solo (Normas ABNT). Este método fornece um perfil com descrição das camadas do solo e a resistência oferecida por elas à penetração de um amostrador normalizado. Pode fornecer, ainda, a profundidade do nível de água estático (MARANGON,2018).

A NBR 8036:1983 estabelece o número de sondagens e sua localização. Os números de sondagens devem ser suficientes para fornecer uma situação, a melhor possível, da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo, de acordo com a tabela 04:

Tabela 04: Quantidade de furos de sondagem

Área de projeção (m²)	Quantidade de furos
<1200	1 a cada 200 m ²
Entre 1200 e 2400	1 a cada 400 m ² que excederem 1200 m ²
>2400	de acordo com o plano da obra
Quantidade Mínima	
Área de projeção < 200 m ² : 2 sondagens	
200 m ² < Área de projeção < 400 m ² : 3 sondagens	

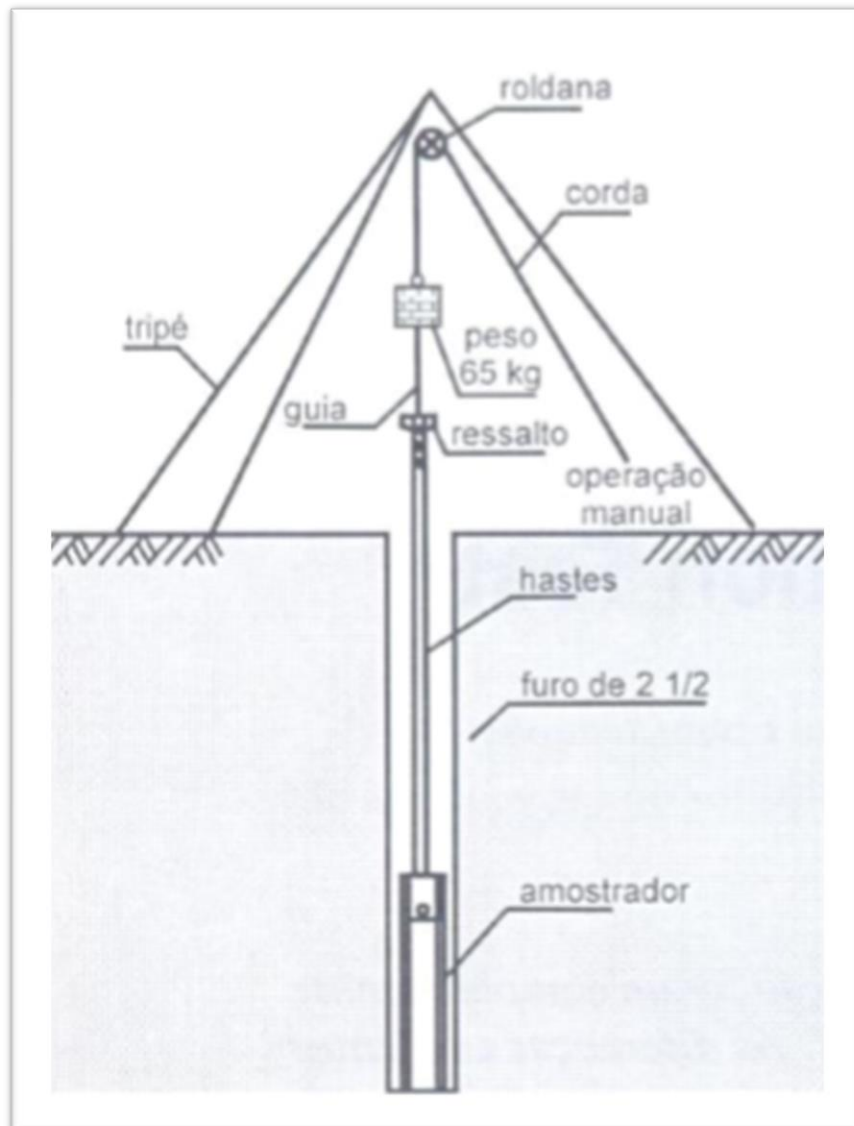
Fonte:(NBR 8036)

As sondagens a percussão não ultrapassam, naturalmente, matacões e blocos de rocha (e são detidas as vezes por pedregulhos) e têm dificuldade de atravessar solos residuais jovens e muito compactos ou alterações de rocha. No caso de se encontrar grande dificuldade de perfuração, a sondagem é suspensa (VELLOSO E LOPES, 2010).

O SPT tem a finalidade de determinar os tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro. (NBR 6484:2001).

O método consiste na cravação de um amostrador-padrão, chamado originalmente de Raymond-Terzaghi, que por meio de golpes de um peso de 65 kgf cai de altura de 75 cm de altura. Deve ser anotado o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador em 3 conjuntos de golpes para cada 15 cm. O resultado do ensaio SPT é o número de golpes necessário para cravar os 30 cm finais, desprezando-se, portanto, os primeiros 15 cm, embora o número de golpes para esta penetração seja também fornecido. A figura 03 ilustra o ensaio SPT.

Figura 03: Equipamento utilizado para a execução de sondagem SPT



Fonte: (CHRISTAN, 2012)

Conforme a norma brasileira NBR 6484:2001, o boletim de sondagem deve fornecer junto com a classificação do solo, sua compactidade ou consistência de acordo com a tabela 05.

Tabela 05: Estados de compactidade e de consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)
¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

Fonte: (NBR 6484:2001)

4.5 Consideração do lençol freático

Caputo (2012), a presença da água nas cavas de fundação, apresenta vários inconvenientes, pois não só dificulta ou mesmo impossibilita o trabalho como, por outro lado, modifica o equilíbrio do solo, provocando a instabilidade do fundo da escavação ou quando já realizado a construção podendo levar a ruptura e o desmoronamento.

O lençol freático pode manter-se em uma camada de solo permeável abaixo de uma camada impermeável, devido a isto é de suma importância identificar a presença d'água e registrá-las no boletim de sondagem, pois, se houver ruptura, pode haver perdas de vidas e propriedades.

Para Mendes (2016), além de se identificar o nível d'água e as condições especiais, como o artesianismo, também deve-se verificar a faixa de ocorrência de possível flutuação do nível d'água. A medição do nível d'água é feita através da utilização de piezômetros ou medidores de nível d'água. As medidas devem ser realizadas com intervalos de dias para detecção de variações no local. As medidas de nível d'água executadas somente a partir de escavações não são confiáveis.

4.6 Propriedades do solo

Os parâmetros geotécnicos utilizados para representar o solo são: o módulo de elasticidade do solo (E_s), o coeficiente de Poisson (ν), o peso específico (γ), o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c).

4.6.1 Módulo de Elasticidade

Estimar o módulo de elasticidade (o termo correto para o solo é módulo de deformabilidade) é um tema bastante complexo da engenharia de fundação. Por sua natureza de material heterogêneo, o módulo de deformabilidade do solo, varia conforme o nível de carregamento aplicado, saturação e de região onde está sendo utilizado. Uma formulação que vale para uma região pode não acomodar para outra. A escolha correta da formulação é aquela que determina a estimativa de recalque mais próximo da realidade.

De acordo com Bowles (1997), na tabela 06 apresenta valores do modelo de deformação dos solos arenosos e argilosos.

Tabela 06: Valores para o módulo de elasticidade (E_s)

Solos		E_s (MPa)
Solos arenosos	Areia siltosa	5–20
	Areia fofa	10–25
	Areia compacta	50–81
	Areia fofa e pedregulhos	50–150
	Areia compacta e pedregulhos	100–200
	Silte	2–20
Solos coesivos (argilosos)	Argila muito mole	2–15
	Argila mole	5–25
	Argila média	15–50
	Argila dura	50–100
	Argila arenosa	25–250

Fonte: (BOWLES, 1997)

4.6.2 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson (ν) é a razão entre a deformação específica lateral e longitudinal, sendo um valor adimensional. Usualmente este parâmetro não impõe grandes alterações nos resultados das análises. (RODY, 2010).

Quanto aos valores do coeficiente de Poisson, têm-se as seguintes estimativas na tabela 07:

Tabela 07: Valores típicos de coeficiente de Poisson

Tipo de solo	ν
Argila saturada	0,40 - 0,50
Argila parcialmente saturada	0,10 - 0,30
Argila arenosa	0,20 - 0,30
Silte	0,30 - 0,45
Areia Comum	0,30 - 0,40

Fonte: (BOWLES,1997)

4.6.3 Peso específico do solo

O peso específico é um índice físico que representa a relação entre o peso de uma determinada amostra e o seu volume total, através da equação 01. (DAS E SOBHAN,2015):

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (01)$$

Onde:

- γ : peso específico do solo (kN/m³);
- W: peso total da massa de solo (kN);
- V: volume total da massa de solo (m³).

Sugerido por Cintra (2011), os estados de consistência e de compacidade são dados em função dos resultados do N_{SPT} , para solos coesivos e arenosos, nas tabelas 8 e 9 mostram os valores aconselhados.

Tabela 08: Valores para o peso específico (γ) de solos coesivos

Compacidade da argila	Índice de resistência à penetração (N_{SPT})	Peso específico (γ) (kN/m^3)
Muito Mole	≤ 2	13
Mole	3 – 5	15
Média	6 – 10	17
Rija	11 – 19	19
Dura	≥ 20	21

Fonte: (CINTRA,2011)

Tabela 09: Valores para peso específico (γ) de solos arenosos

Compacidade da areia	Índice de resistência a penetração (N_{spt})	Peso específico (γ) (kN/m^3)		
		Seca	Úmida	Saturada
Fofa	<5	16	18	19
Pouco compacta	5 – 8			
Medianamente compacta	9 – 18	17	19	20
Compacta	19 – 40	18	20	21
Muito compacta	>40			

Fonte: (CINTRA,2011)

4.6.4 Ângulo de atrito interno do solo

De acordo com Christan (2012), o atrito é função da interação entre duas superfícies na região de contato. Este parâmetro pode ser definido como o ângulo máximo que a força transmite ao solo. Depende de alguns fatores, como o grau de compactação, a percentagem e tipo de argila, o tamanho e a forma dos grãos de areia do solo.

A fim de que seja realizado uma aproximação do ângulo de atrito, podem-se utilizar duas correlações empíricas que correlacionam este parâmetro com os valores de N_{SPT} . As equações 02 e 03 foram propostas por Godoy (1983) e Teixeira (1996).

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{SPT} \quad (02)$$

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad (03)$$

Onde:

- ϕ : ângulo de atrito ($^\circ$);
- N_{SPT} : índice de resistência à penetração.

4.6.5 Coesão do solo

A NBR 6502:1995 define coesão como resistência aos esforços de cisalhamento que depende fundamentalmente da natureza e da composição da rocha, ou seja, independe das tensões aplicadas.

De acordo com Mendes (2016), a coesão é a resistência característica da fração argilosa do solo. Através desta fração o solo adquire a capacidade de se manter coeso, com formato de torrões ou blocos. Os solos não coesivos são as areias puras e pedregulhos.

Para a estimativa do valor de coesão não drenada, é necessário correlacionar a resistência do solo com o valor do N_{SPT} , de acordo com a equação 04. Esta relação também é utilizada quando não se dispõem ensaios de laboratório. (CINTRA, 2011).

$$c = 10 \cdot N_{SPT} \quad (04)$$

Onde:

- c : coesão do solo (kN/m²);
- N_{SPT} : índice de resistência à penetração.

4.7 Tensões na massa do solo

A construção de uma fundação geralmente causa aumento na tensão média do solo. A tensão média no solo depende da carga por área específica a qual a fundação está submetida, da profundidade na qual a estimativa da tensão é desejada e de outros fatores. É necessário estimar o aumento da tensão vertical média no solo decorrente desta construção de tal forma que o recalque possa ser calculado. (DAS E SOBHAN,2015).

A NBR 6122:2010, define os fatores que devem ser considerados na determinação da tensão admissível (ou tensão resistente de projeto):

- Profundidade da fundação;
- Dimensões e forma dos elementos de fundação;
- Características das camadas de terreno abaixo do nível da fundação;
- Lençol d'água;

- Modificação das características do terreno por efeito de alívio de pressões, alteração do teor de umidade ou ambos;
- Características da obra, em especial a rigidez da estrutura;
- Recalques admissíveis, definidos pelo projetista.

5 FUNDAÇÃO PROFUNDA

Conforme a norma brasileira NBR 6122:2010, fundações profundas são elementos que transmitem a carga da superestrutura para o terreno, por resistência de ponta (pela base), por resistência da superfície lateral (resistência de fuste) ou pela combinação destas duas ações. A sua profundidade deve ser superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3m, salvo outra justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os blocos de coroamento que são estruturas de volume que têm a função de distribuir as cargas dos pilares aos elementos de fundações profundas.

5.1 Bloco de coroamento

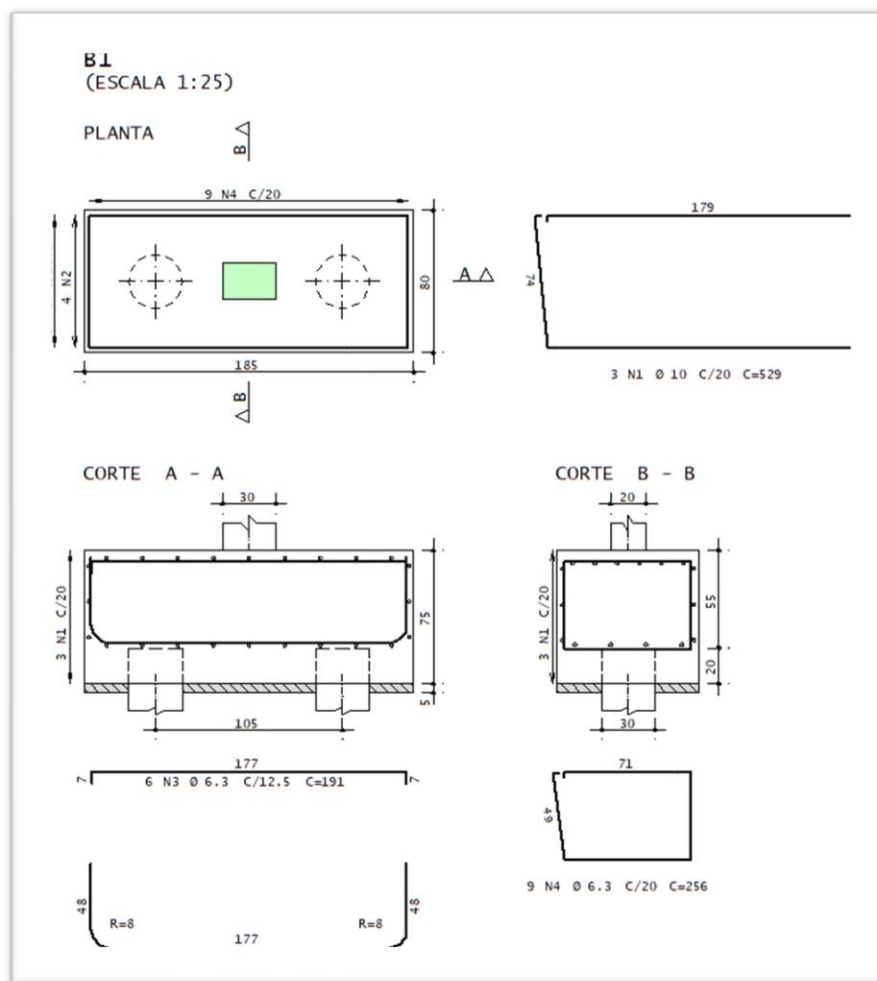
Conforme a NBR 6118:2014, blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis, como será explicado nos itens a seguir.

O comportamento mecânico do conjunto aço e concreto que constitui o bloco de coroamento, a determinação de vinculações e a existência da interação solo/estrutura são problemas que agravam o grau de complexidade. Esses elementos estruturais, apesar de serem fundamentais para a segurança da superestrutura, geralmente, não permitem inspeção visual quando em serviço, sendo assim, importante o conhecimento de seu real comportamento.

Os blocos sobre estacas podem ser dimensionados para várias estacas simultaneamente, dependendo principalmente da capacidade da estaca e das características do solo.

A figura 04 representa o detalhamento de um bloco sobre 2 estacas.

Figura 04: Detalhamento bloco de coroamento



Fonte: (Autor ,2019)

5.1.1 Elementos Rígidos e Flexíveis

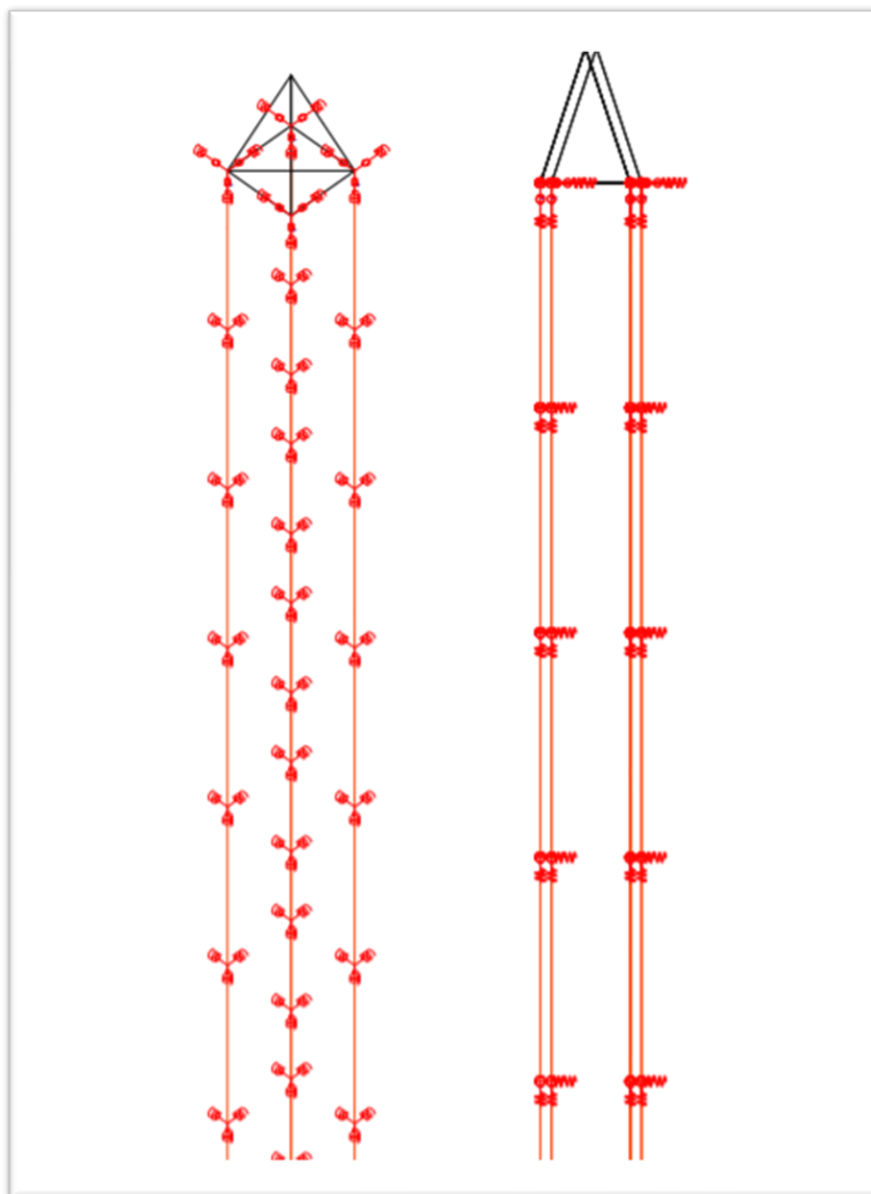
Os elementos de fundação que não possuem uma área superficial elevada podem ser projetados e considerados como elementos rígidos. A altura do elemento pode ser considerada como rígido, depende das dimensões do elemento em planta, e é definida geralmente, pelo engenheiro estrutural, conceito este que é válido para sapatas e blocos sobre estacas.

Quando o elemento de fundação possuiu uma área superficial elevada, suportando a estrutura de diversos pilares, é muito comum projetar um elemento denominado “flexível”, por exemplo num bloco de estacas suportando alguns pilares de grande responsabilidade na edificação.

Elementos rígidos:

- Os blocos sobre estacas não precisam ser discretizados;
- O baricentro do pilar é ligado diretamente aos nós coincidentes das estacas;
- Forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas.

Figura 05: Bloco Rígido

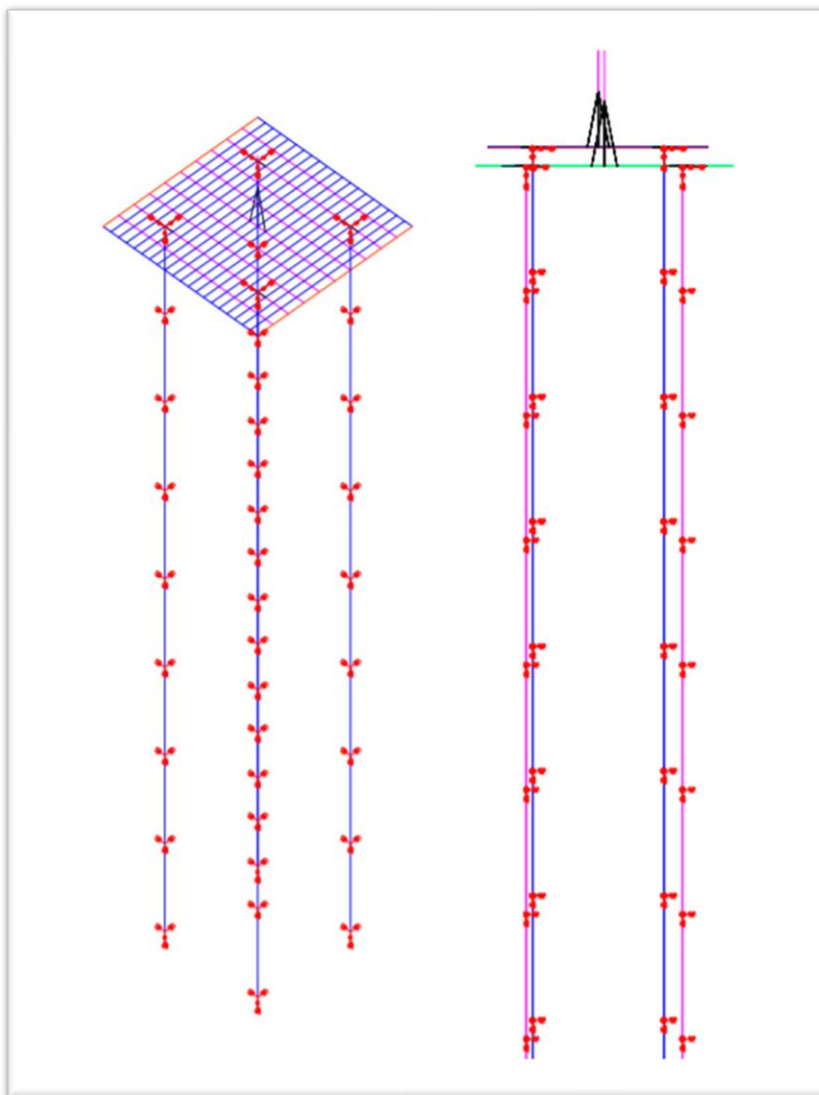


Fonte: (Autor,2019)

Elementos Flexíveis:

- Os blocos sobre estacas são discretizados;
- O baricentro do pilar é ligado diretamente a todos os nós discretizados do bloco que estão contidos na projeção do pilar;
- Nas estacas, o nó do topo de cada estaca é ligado ao nó mais próximo do bloco discretizados.

Figura 06: Bloco Flexível



Fonte: (Autor,2019)

5.2 Característica da estaca escavada

As estacas escavadas são estacas moldadas in loco por meio da concretagem de um furo executado mecanicamente pela introdução e rotação de trado helicoidal, sua execução é rápida e podem ter base alargada. A profundidade é limitada ao nível do lençol freático ou se executado abaixo, utilizam um revestimento. Pelas características do processo executivo pode-se observar que a estaca escavada com trado mecânico encontra-se no grupo de estacas que não provocam descolamento do solo durante a sua execução.

A vantagem da técnica de escavação de estaca escavada com trado mecânico consiste na grande mobilidade, versatilidade e produtividade do equipamento, além do fato de não produzir qualquer tipo de vibração no terreno, e permitir a amostragem do solo escavado.

Tabela 10: Capacidade de carga das estacas escavadas

Escavada circular ϕ (cm)	Carga Usual de compressão (kN)
30	300
35	400
40	500
45	650
50	800
60	900
80	1500
100	2400
120	3400

Obs: Escavação estabilizada com lama ou água (quando se usa camisa de aço)

Fonte: (Velloso e Lopes ,2010)

5.3 Capacidade de carga das estacas/solo

Conforme a norma brasileira NBR 6122:2010, a carga admissível sobre uma fundação profunda é definida como a força aplicada sobre a estaca ou tubulão isolado, provocando recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes, e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura, ou o escoamento do solo, ou do elemento de fundação.

Um grupo de estacas forma um complexo sistema por ser formado pelo conjunto de estacas próximas entre si interagindo com o solo, altamente hiperestático pelas condições de contorno, além de ser ligado pelo bloco rígido que normalmente está em contato com o solo.

A transferência de carga ocorre através das interações entre a estrutura (estacas + blocos de coroamento + superestrutura) e os solos.

Conforme Cintra e Aoki (2010), com a aplicação gradativa de carga, serão mobilizadas tensões resistentes por adesão ou atrito lateral, entre o solo e o fuste da estaca, e também tensões resistentes normais na base ou ponta da estaca, termos esses que são relacionados ao tipo de solo como, adesão para argilas e atrito para areia, porém, predomina-se o uso da expressão atrito lateral para qualquer tipo de solo.

A determinação do diagrama de transferência de carga ao longo da estaca-solo depende intimamente de como o sistema comporta no estado de ruptura. Existem vários métodos para a estimativa de ruptura do sistema estaca-solo.

A seguir será descrito o método de Aoki-Velloso para os cálculos de capacidade de carga lateral e de ponta.

5.3.1 Método Aoki-Velloso (1975)

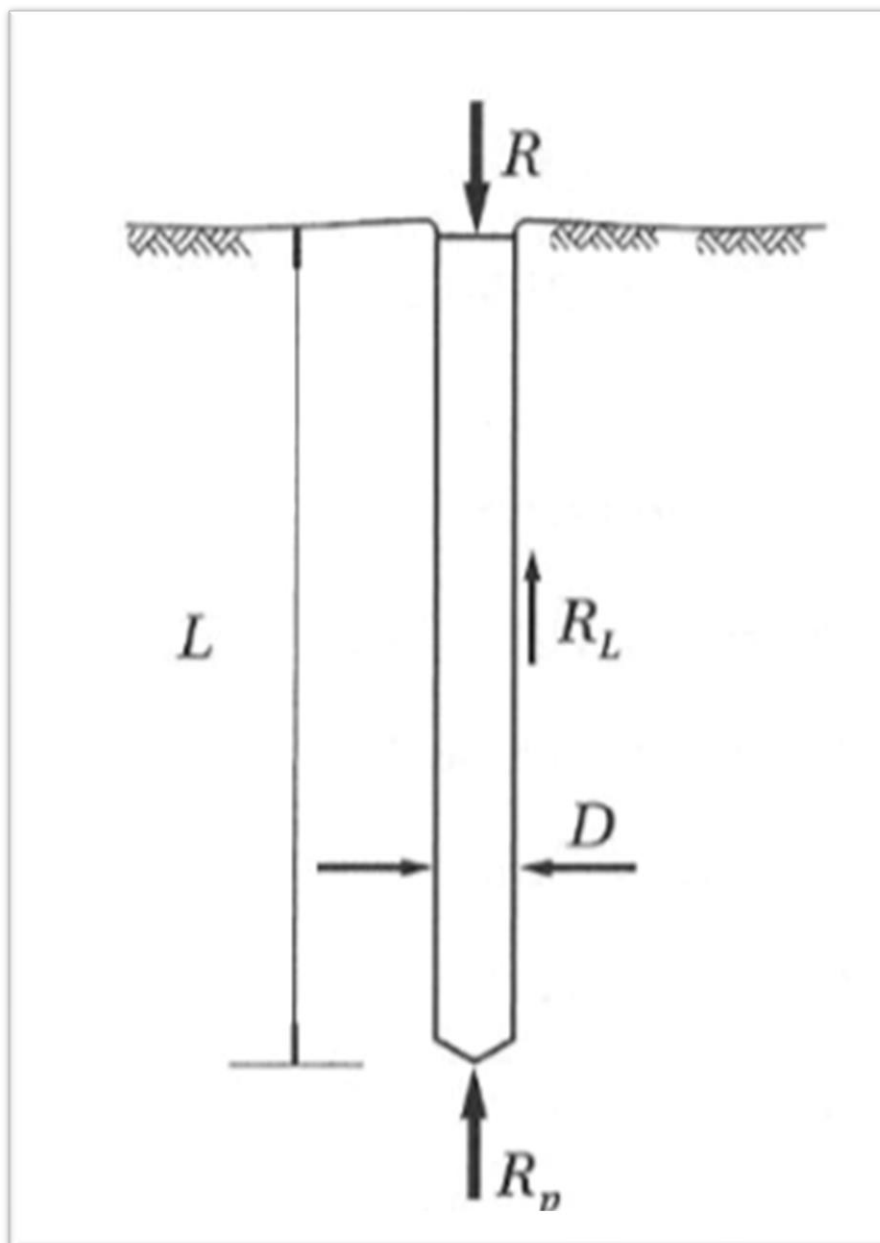
O método de Aoki-Velloso, parte da ideia geral de que a capacidade de carga de uma estaca isolada pode ser decomposta em uma parcela de resistência de ponta (R_p) e outra de atrito lateral (R_L), de acordo com a equação 05 e conforme esquematizado na figura 06, em que D (cm) é o diâmetro (CINTRA E AOKI, 2010).

$$R_{rup} = R_L + R_p \quad (05)$$

Onde:

- R_{rup} : carga de ruptura da estaca;(kgf/cm²)
- R_L : resistência lateral e; (kgf/cm²)
- R_p : resistência de ponta (kgf/cm²)

Figura 07: Parcela de resistência que constituem a capacidade de carga



Fonte: (CINTRA E AOKI, 2010)

As parcelas de resistência lateral e de ponta são dadas pelas equações 06 e 07, respectivamente.

$$R_L = U \cdot \Sigma + (r_L \cdot \Delta_L) \quad (06)$$

e

$$R_p = r_p + A_p \quad (07)$$

Onde:

- U: Perímetro da seção transversal;
- r_L : Tensão cisalhamento atuante no fuste;
- r_p : Tensão normal na base;
- ΔL : Espessura da camada;
- A_p : Área da seção transversal da ponta da estaca

Os parâmetros r_p e r_L (equações 08 e 09) são inicialmente correlacionados com ensaios de penetração estática CPT, por meio dos valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s).

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (08)$$

e

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (09)$$

As variáveis F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT, e a influência do método executivo de cada tipo de estaca. Todavia, como no Brasil o CPT não é tão empregado quanto o SPT, o valor da resistência de ponta (q_c) pode ser substituído por uma correlação com o índice de resistência a penetração (N_{SPT}), conforme mostra a equação 10:

$$q_c = k \cdot N_{SPT} \quad (10)$$

Essa correlação possibilita relacionar o atrito lateral também em função do N_{SPT} com a utilização da razão de atrito (α), sendo (equação 11):

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (11)$$

Os valores para o coeficiente k (fator que depende do tipo do solo) em razão de atrito (α) e as incógnitas F_1 e F_2 são mostradas nas tabelas 11 e 12.

Tabela 11: Coeficiente k e razão de atrito (α)

Solo		k (MPa)	α (%)
Areia	Areia	1,00	1,4
	Areia Siltosa	0,80	2,0
	Areia silto argilosa	0,70	2,4
	Areia argilosa	0,60	3,0
	Areia argilo siltosa	0,50	2,8
Silte	Silte	0,40	3,0
	Silte arenoso	0,55	2,2
	Silte areno argiloso	0,45	2,8
	Sile argiloso	0,23	3,4
	Silte argilo arenoso	0,25	3,0
Argila	Argila	0,20	6,0
	Argila arenosa	0,35	2,8
	Argila areno siltosa	0,30	2,8
	Argila siltosa	0,22	4,0
	Argila silto arenosa	0,33	3,0

Fonte: (CINTRA & AOKI, 2010)

Tabela 12: Fatores de correção F1 e F2 atualizados

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-Moldada	1,75	3,50

Fonte: (CINTRA E AOKI, 2010)

Para o cálculo da carga admissível deverá ser usado um coeficiente de segurança de no mínimo 2 (equação 12):

$$P_{adm} = \frac{R_{rup}}{2} \quad (12)$$

A norma NBR 6122:2010, afirma que as cargas admissíveis em elementos de fundação são obtidas pela aplicação de fatores de segurança, conforme a tabela 13, sobre os valores de capacidade de carga obtidos por cálculo ou experimentalmente e para a fixação da carga admissível.

Tabela 13: Fatores de segurança globais mínimos (Fs)

Condições	Fator de segurança
Capacidade de carga de fundação superficiais	3,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões com prova de carga	1,6

Fonte: (NBR 6122:2010)

Deve-se enfatizar que o conceito de carga admissível não é aplicável a uma estaca individual, mas a todas as estacas, desde que seja de mesma seção, do estaqueamento. Isto porque cada elemento de fundação por estaca tem seu próprio fator de segurança, dado pela relação entre sua capacidade de carga e a carga admissível, e assim, o fator de segurança global representa o fator de segurança médio de todos os elementos de fundação por estaca. É o estaqueamento que tem uma carga admissível (CINTRA E AOKI, 2010).

5.4 Requisitos de um projeto de fundações

Segundo Velloso e Lopes (2010), os requisitos tradicionais básicos aos quais um projeto de fundações deve atender são:

- Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho (verificação dos estados limites últimos de serviço);
- Segurança ao colapso do solo de fundação (verificação dos estados limites últimos);
- Segurança ao colapso dos elementos estruturais (verificação dos estados limites últimos).

6 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O estudo da interação solo-estrutura é a ação recíproca entre os elementos componentes do conjunto, formado pelo sistema estrutural e pelo sistema geotécnico (maciço de solo) de uma obra submetida às diversas ações externas. O equilíbrio estático desse sistema tridimensional hiperestático envolve a interação entre o sistema geotécnico e os elementos da estrutura (AOKI E CINTRA, 2005).

A NBR 6122:2010 define interação solo-estrutura como mecanismos de análise estrutural que consideram a deformabilidade das fundações juntamente com a superestrutura.

Ainda de acordo com a NBR 6122:2010, deve-se analisar a interação solo-estrutura em edificações nas quais a deformabilidade da fundação pode influenciar na distribuição dos esforços.

O mecanismo de ISE constitui a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, em que ocorre a transferência de esforços dos pilares mais carregados (normalmente os pilares centrais), para os menos carregados (geralmente os pilares de extremidade), o que por muitas vezes pode ocasionar o esmagamento desses elementos estruturais, devido à sobrecarga não prevista no projeto.

6.1 Dificuldades na modelagem da interação solo-estrutura

Crespo (2004) destaca que quase sempre os projetos estruturais admitem apoios indeslocáveis e supõem o terreno com rigidez infinita. O projeto de fundações é normalmente desenvolvido considerando as cargas nos apoios obtidas no projeto estrutural convencional e as propriedades do terreno desprezando-se os efeitos da rigidez da estrutura. Este processo é denominado cálculo estrutural convencional.

Segundo Crespo (2004), o desempenho da fundação pode ser bastante alterado pela interação solo-estrutura, dependendo do grau de deformação do solo e da rigidez da estrutura. Ao se considerar a interação solo-estrutura são encontradas algumas dificuldades na modelagem, sendo as principais:

- A sequência de construção;
- As propriedades dos materiais e o carregamento externo na superestrutura;
- A transferência de carga ao terreno e os aspectos de execução na infraestrutura;
- A heterogeneidade vertical e horizontal;
- A influência do tempo nos parâmetros geotécnicos e a representatividade da análise dos ensaios no terreno de fundação.

6.2 Efeitos da interação solo-estrutura - Redistribuição dos esforços nos elementos estruturais

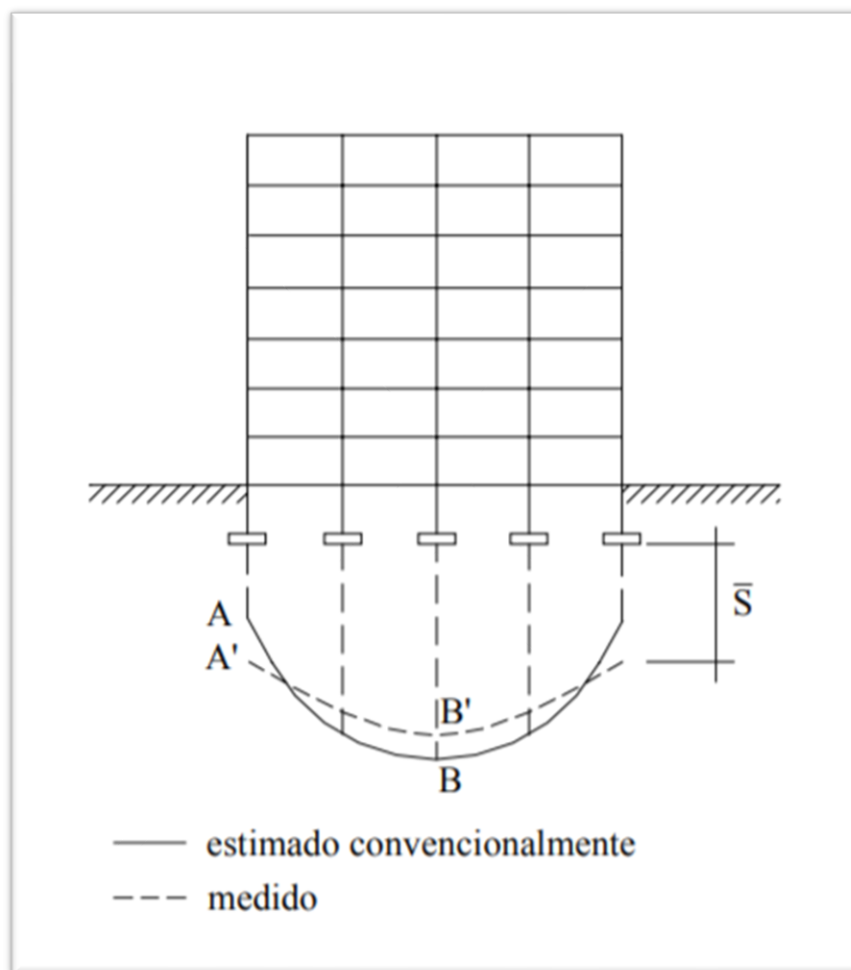
O recalque dos apoios provoca uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais podendo provocar o aparecimento de danos na edificação como fissuras em vigas e lajes e esmagamento de pilares.

Em decorrência da interação solo-estrutura, a redistribuição de esforços faz com que os pilares que tendem a recalcar menos tenham um acréscimo de carga (Gusmão,1990).

Gusmão (1994) analisou três casos reais de edifícios comparando-os com resultados medidos em campo e através destas comparações, concluiu que os efeitos da interação solo-estrutura realmente tendem a redistribuir as cargas nos pilares e a uniformizar os recalques da edificação.

A consideração deste efeito pode viabilizar projetos de fundações que não seriam aceitos em uma análise convencional devido á magnitude dos recalques.

Figura 08: Estimativa de recalques de edificação



Fonte: (Gusmão,1994)

6.3 Mecanismo de transferência axial de carregamento

Segundo Aoki (1979), as observações são que, o atrito lateral no momento da ruptura é quase totalmente mobilizado com o pequeno deslocamento no topo da estaca de 4 mm a 10 mm, aparentemente independentemente do tipo ou dimensão da estaca; já a resistência de ponta na ruptura é mobilizada para grandes deslocamentos, sendo dependente das dimensões da estaca, entre 8% do diâmetro para as estacas cravadas e até 30% do diâmetro para as estacas escavadas.

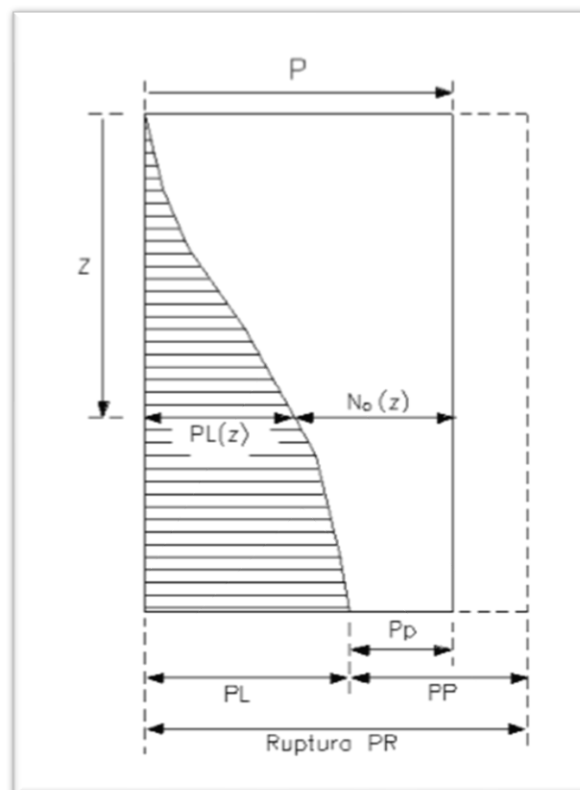
Fatos estes evidenciados anteriormente que o atrito lateral, muita das vezes, é mobilizado antes da resistência de ponta, pode-se admitir que a reação da base da estaca só se inicia após a total mobilização do atrito lateral.

Considerando uma carga (P) aplicada no topo de uma estaca, menor que a carga de ruptura (R_{RUP}) e maior que a carga de ruptura lateral (R_L), admite-se que toda a resistência lateral é mobilizada no fuste e a diferença entre P e R_L transfere a para a base da estaca (R_P) (figura 09).

$$R_L < P < R_{RUP} \quad (13)$$

$$R_P = P - R_L \quad (14)$$

Figura 09: Modelo de transferência de carga



Fonte: (Aoki,1979)

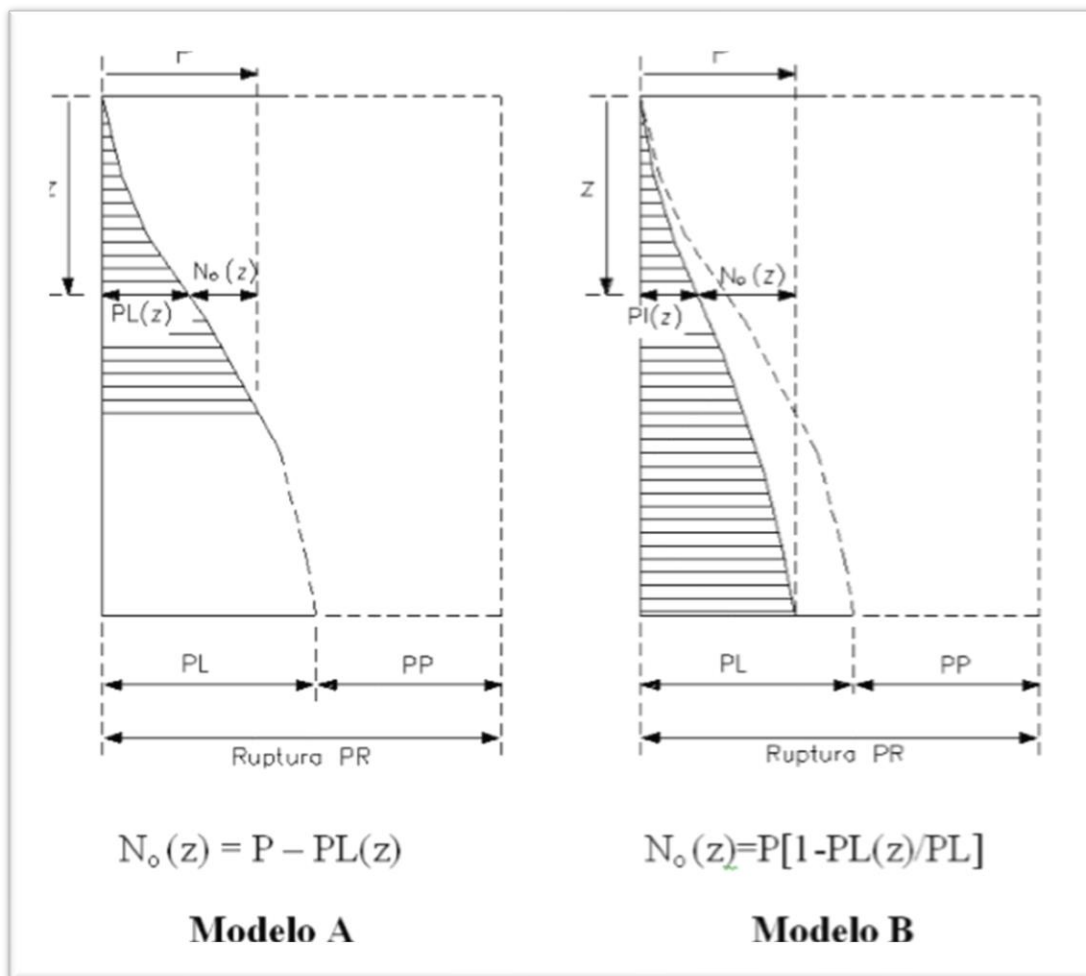
Neste caso, o diagrama de força normal na profundidade (z) da estaca é (equação 15):

$$N_0(z) = P - P_L(z) \quad (15)$$

No caso em que P for menor que a resistência lateral P_L , o recalque é da ordem de alguns milímetros e admite-se que todas as cargas serão resistidas pelo contato lateral do fuste da estaca e o solo. Nesta condição, a base da estaca não recebe carregamento, ou seja, $P_p = 0$. Neste caso, pode-se recorrer a duas hipóteses (figura 10):

- Hipótese a, admite a distribuição parcial da carga à medida que vai vencendo a resistência lateral máxima ao longo do fuste.
- Ou hipótese b, admite que a distribuição se manifesta ao longo do fuste da estaca, redistribuindo as cargas.

Figura 10: Modelo de transferência de carga A e B



Nesta proposição, o diagrama de transferência de carga depende somente do conhecimento do diagrama de ruptura estaca-solo e da carga aplicada no topo da estaca.

Desta forma o problema deixa de ser indeterminado e o diagrama de transferência de carga passa a ser conhecido, AOKI (1979).

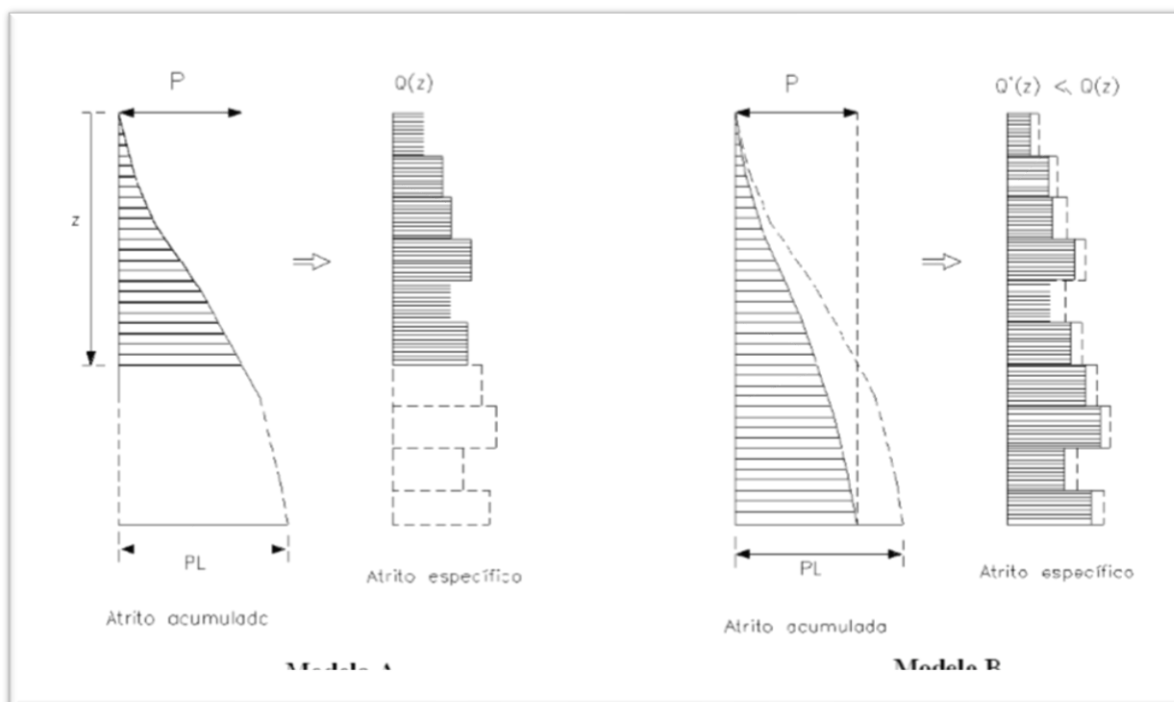
A simplificação empregada neste processo é que apesar de levar em consideração os efeitos do grupo de estacas para estimar os recalques, o diagrama de transferência de carregamento continua sendo o mesmo da estaca isolada.

Para o caso, considerando uma carga (P) aplicada no topo de uma estaca for menor que a resistência lateral acumulada do fuste, a transferência de carga local para trechos de estacas, segue dois modelos (figura 11):

$$P < R_L \quad (16)$$

- Modelo A: a carga P somente passará para camadas mais profundas se vencer a resistência de ruptura de contato solo-fuste, podendo subdividir em duas partes: região A' onde $P - P_L(z) = 0$ é a profundidade onde cessa a transferência de atrito lateral, abaixo deste ponto o atrito lateral é nulo.
- Modelo B: a carga P passará para camadas mais profundas, vencendo proporcionalmente a resistência do contato fuste-solo. Assim, os atritos laterais serão distribuídos proporcionalmente de acordo com o nível de carregamento e somente atingira a resistência local $Q(z)$ quando a carga no topo da estaca se igualar a resistência lateral.

Figura 11: Diagrama de atrito lateral específico



Fonte: (Aoki,1979)

6.4 Estimativa de Recalques nas fundações profundas

A estimativa de tensões e recalques em um ponto no maciço do solo, induzido por uma estaca sob uma solicitação de carregamento vertical é um problema extremamente complexo que envolve vários aspectos:

- A interação solo-elemento de fundação;
- A deformação do solo;
- A deformação do próprio elemento de fundação;
- A mudança nas características do solo e das tensões originais, decorrentes da instalação da estaca.

Para se efetuar o cálculo da parcela δ_s (recalque na base da estaca) deve-se adotar um modelo matemático representativo do comportamento do solo.

Neste trabalho será abordado apenas as expressões utilizadas no SISEs, e são considerados dois modelos para cálculo de recalque para um determinado ponto no maciço do solo:

- Recalque sem efeito de grupo: leva em consideração a influência das estacas contidas no mesmo bloco.
- Recalque com efeito de grupo: leva em consideração a influência de todas as estacas do projeto.

6.4.1 Recalque Sem Efeito de Grupo

Para o cálculo dos recalques da ponta de uma estaca (i) as parcelas das forças laterais e de ponta desta estaca têm mais influência do que as forças advindas de outras estacas. Neste modelo, leva apenas em consideração este efeito local. Uma grande vantagem deste modelo é o baixo custo, visto que não é necessário avaliar a influência de todas as estacas para o cálculo deste recalque na estaca i .

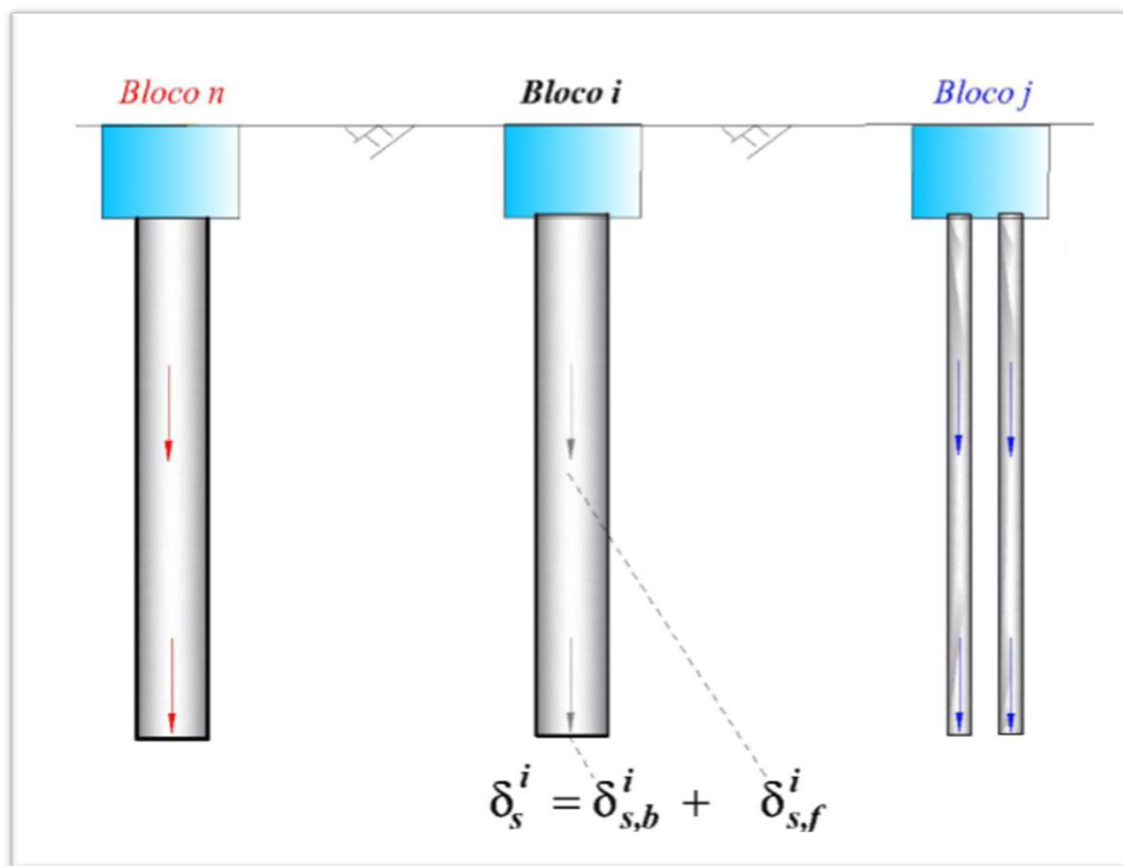
Assim, para um bloco que contém um total de N_{estacas} , a base da estaca i pode se deslocar devido às cargas aplicadas ao longo do fuste e ou da ponta (figura 12). De acordo com VESIC (1975) pode escrever pela equação 17:

$$\delta_s^i = \sum_{j=1}^{N \text{ estaca do bloco}} \delta_{s,f}^j + \sum_{j=1}^{N \text{ estaca do bloco}} \delta_{s,b}^j \quad (17)$$

Onde:

- i : estaca analisada
- δ_s^i : recalque total da base da estaca analisada;
- $\sum_{j=1}^{N \text{ estaca do bloco}} \delta_{s,f}^j$: parcela de deslocamento na base da estaca devido á ação no fuste;
- $\sum_{j=1}^{N \text{ estaca do bloco}} \delta_{s,b}^j$: parcela de deslocamento na base da estaca devido á ação na base da estaca;

Figura 12: Cálculo de recalque sem efeito de grupo



Fonte: (VESIC,1975)

6.4.2 Recalque Com Efeito de Grupo

Neste caso, o modelo é mais realista, pois leva em conta a influência de todas as estacas do projeto para o cálculo de recalque da estaca i . Desta forma, a mobilização de uma estaca influencia em todo o maciço contínuo. A desvantagem deste modelo é o seu alto custo.

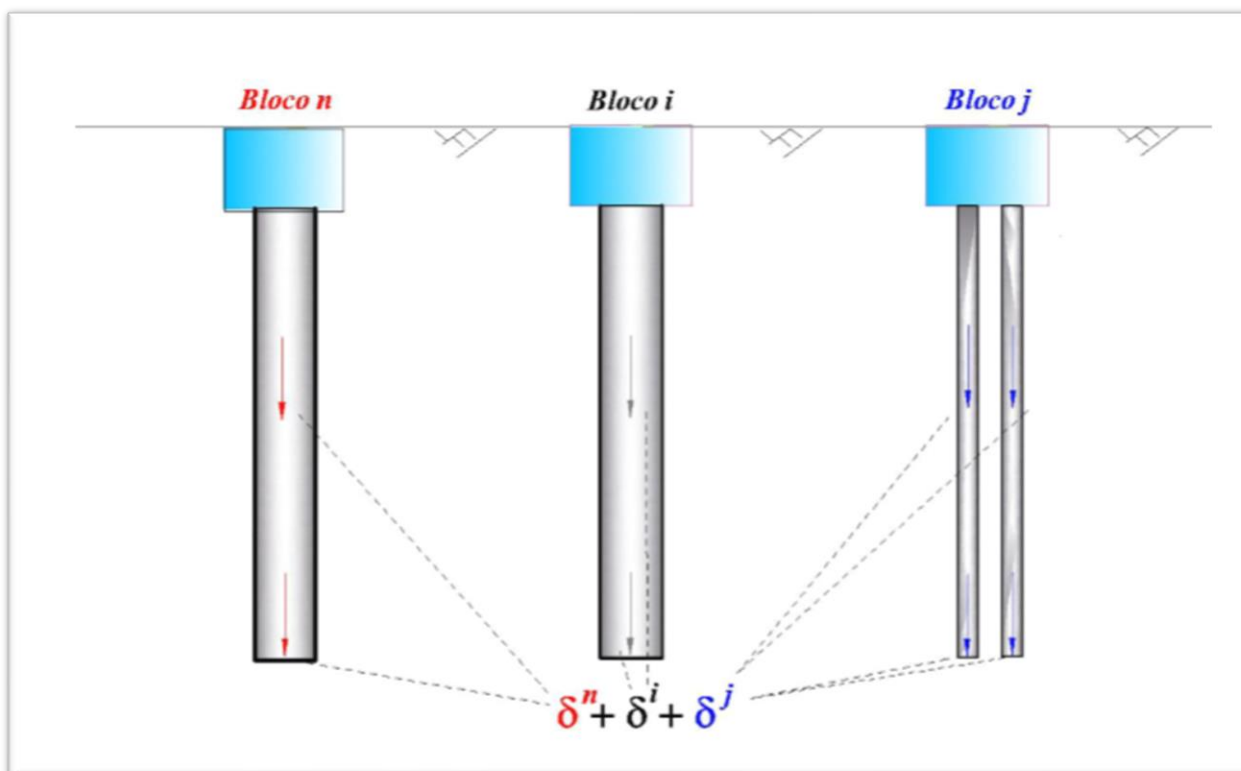
Desta forma, para um projeto que integra um número total de blocos (N), sendo que cada bloco contém estacas (n°_{estaca}), a base da estaca analisada pode se deslocar devido às cargas aplicadas ao longo do fuste $Q(z)$ e ou da ponta devido a todas as estacas do projeto. VESIC (1975) descreve como (equação 18) (figura 16):

$$\delta_s^i = \sum_{k=1}^{N \text{ blocos}} \left[\sum_{j=1}^{n^{\circ} est \text{ bloco } k} \delta_{s,f}^j + \sum_{j=1}^{n^{\circ} est \text{ bloco } k} \delta_{s,b}^j \right] \quad (18)$$

Onde:

- δ_s^j : recalque total da base da estaca;
- $\delta_{s,f}^j$: parcela de deslocamento na base da estaca analisada devido á ação no fuste da estaca j do bloco k;
- $\delta_{s,b}^j$: parcela de deslocamento na base da estaca analisada devido á ação na base da estaca j do bloco k.

Figura 13: Cálculo de recalque com efeito de grupo



Fonte: (VESIC,1975)

6.5 Coeficiente de Reação Vertical para Estacas

O coeficiente de reação vertical pode ser entendido como rigidez do contato estaca-solo. Aplica-se no topo de cada estaca a qual será analisada o carregamento obtido pela resolução de pórtico espacial, considerando inicialmente como apoiado em base rígida. O coeficiente de reação vertical da estaca é a razão entre a carga aplicada e o deslocamento ocorrido na base da estaca, que pode ser resolvido pelo método de Aoki-Lopes, com efeito de grupo pela equação 19:

$$CRV_{estaca\ i} = \frac{P}{\delta_1} \quad (19)$$

Onde:

- $CRV_{estaca\ i}$: Coeficiente de reação vertical
- P: carga aplicada no topo da estaca
- δ_1 : recalque na base da estaca + deformação elástica do fuste (caso for considerado).

O somatório dos coeficientes de reações verticais do fuste e da ponta deverá resultar em coeficiente de reação da estaca analisada (equação 20).

$$\sum_{j=1}^m CRV_{fuste\ z,i} + CRV_{ponta,i} = CRV_{geral,i} \quad (20)$$

Onde:

$$CRV_{fuste\ h,i} = \frac{CRV_{estaca\ i} F_{fuste\ z,i}}{\sum_{k=l}^n F_{fuste\ z,i} + F_{ponta,i}} \quad (21)$$

$$CRV_{ponta\ i} = \frac{F_{ponta,i}}{\delta_1} \quad (22)$$

- z: profundidade
- i: estaca analisada
- $CRV_{fuste\ ,i}$: coeficiente de reação vertical do fuste
- $CRV_{ponta\ ,i}$: coeficiente de reação vertical de ponta
- $F_{fuste\ z,i}$: força ao longo do fuste

A expressão 20 acima pode ser entendida como um conjunto de “molas” que se distribuem ao longo do fuste e na base da estaca, e que estas “molas” representam proporcionalmente a distribuição de rigidez do contato estaca-solo segundo a lei de transferência de cargas.

Portanto, é importante compreender que não existe coeficiente de mola constante para um determinado solo. O seu valor depende da interação completa da rigidez da estrutura e solo. Por exemplo, os coeficientes de mola da fundação de um edifício sobre um tipo de

solo não são os mesmos se for construído sobre esse mesmo solo um edifício com outra rigidez (número de pavimentos ou sistemas estruturais diferentes).

6.6 Coeficiente de Rigidez Horizontal para Estacas

O coeficiente de reação horizontal pode ser entendido como a rigidez do contato estaca- solo, na direção horizontal. As forças horizontais podem ser causadas por vento, empuxo de terra, sismo, etc. No projeto de uma fundação profunda submetida a um carregamento deste tipo é necessário calcular os deslocamentos e obter os diagramas de momento fletor e esforço cortante.

Para o estudo de estacas submetidas a esforços de tração são frequentemente utilizados métodos decorrentes do coeficiente de reação horizontal estimado, na grande maioria dos casos a partir dos resultados de sondagens a percussão (SPT) associada à classificação táctil-visual dos solos.

O coeficiente de reação horizontal do solo é conforme mostra a equação 23:

$$k_h = \frac{\sigma_z}{y} \quad (23)$$

Onde:

- k_h : coeficiente de reação horizontal
- σ_z : pressão
- y : deslocamento horizontal

Esta teoria, semelhante à hipótese de Winkler, embora aplicada ao caso de viga sobre apoio elástico, sendo o comportamento do solo simulado por um conjunto de molas idênticas e igualmente espaçadas, cada uma delas independente das outras.

No caso de estacas o problema é mais complexo que o de vigas sobre apoio elástico, pois em vigas é possível admitir que elas estejam apoiadas sobre um solo uniforme horizontalmente, o que representa a mesma sequência de camadas, e já para o caso das estacas isto não acontece, pois a estaca atravessa camadas de solo com naturezas diversas, sendo que em alguns solos as características elásticas variam sensivelmente com a profundidade, sendo assim aplica-se o módulo de reação horizontal (K), (equação 24):

$$K = \frac{p}{y} \quad (24)$$

Onde:

- K : módulo de reação horizontal
- p : reação do solo na profundidade z

O valor do módulo de reação horizontal possuiu dois tipos de variação: constante ou linearmente crescente com a profundidade. Nas argilas pré-adensadas, o módulo (K) é constante com a profundidade, mas nas areias e argilas normalmente adensadas varia linearmente com a profundidade, de acordo com a equação 25:

$$K = n_H \cdot z \quad (25)$$

Onde:

- n_H : constante do coeficiente de reação horizontal

As tabelas apresentam valores típicos para K (tabela 14) e n_H (tabela 15):

Tabela 14: Valores do módulo de reação K para argilas pré-adensadas

ARGILAS PRÉ-ADENSADAS	VALOR DE K (MPa)	
	ORDEM DE GRANDEZA	VALOR PROVÁVEL
Média	0,70 a 4,0	0,8
Rija	3,0 a 6,5	5,0
Muito Rija	6,5 a 13,0	10,0
Dura	> 13,0	19,5

Fonte: (ALLONSO,1989)

Tabela 15: Valores da constante de coeficiente de reação horizontal n_H

COMPACIDADE DA AREIA ou CONSISTÊNCIA DA ARGILA	VALOR DE n_H (MPa)	
	SECA	SUBMERSA
Areia fofa	2,6	1,5
Areia medianamente	8,0	5,0
Areia compacta	20,0	12,5
Silte muito fofo	-	0,2
Argila muito mole	-	0,55

Fonte: (ALLONSO,1989)

7. METODOLOGIA

Com a finalidade de fazer um estudo comparativo dos resultados a partir de modelagens do projeto com e sem a interação solo-estrutura, os modelos de cálculo serão gerados no programa TQS, sendo a estaca representada como elemento de barra e o solo representado por molas linearmente elásticas. Para isto será apresentado um edifício multifamiliar, cujos resultados são analisados com o intuito de se obter algumas conclusões importantes a respeito do comportamento da edificação com e sem os efeitos da interação solo-estrutura com o uso do software TQS e o módulo SISEs.

O edifício será submetido a cargas verticais e ações horizontais para analisar os efeitos mais comuns da interação solo – estrutura como o deslocamento horizontal, momentos fletores e força normal na base dos pilares. Para a análise com interação solo-estrutura será utilizado dois perfis de solo, um preponderante argiloso e o segundo arenoso.

7.1 SISEs

O módulo SISEs tem o propósito de tratar a estrutura de fundação exatamente como ela deve se comportar na realidade, isto é, integrada a estrutura de concreto armado composta por vigas, lajes e pilares.

Os elementos de fundação, constituídos por estacas, são convenientemente discretizados em elementos de barras com uma determinada dimensão simulando o comportamento de toda a infra e superestrutura.

O efeito do solo é simulado no SISEs através de vínculos elásticos (coeficiente de reação vertical e horizontal) atrelados aos nós da estrutura.

Podemos, assim, simular os seguintes passos:

- 1- Inicialmente procede-se ao cálculo convencional da superestrutura considerando apoios indeslocáveis e calcula-se as reações nas estacas (apoio do bloco de coroamento);
- 2- Com estas reações, calcula-se os recalques (deslocamentos na ponta da estaca + encurtamento do fuste da estaca), considerando-os efeitos do grupo. Calcula-se a rigidez equivalente, dividindo as forças (reações de apoio) aplicadas pelos respectivos deslocamentos;

- 3- Volta-se na estrutura substituindo os apoios por blocos efetivos (rígidos e/ou flexíveis) e as estacas devidamente discretizados até a base;
- 4- Aplica-se aos nós da estrutura da fundação discretizados os CRV e CRH, através de vínculos elásticos e representativos da presença do solo;
- 5- Resolve-se toda a estrutura integrada (fundação + superestrutura). Os resultados obtidos serão os finais nos elementos de fundação nas vigas e pilares do edifício;
- 6- Comparação dos resultados obtidos através do modelo matemático da estrutura considerando-o primeiramente com apoios indeslocáveis, e em seguida, com interação solo-estrutura.

No anexo é apresentado o fluxograma do programa SISEs.

7.2 Estudo de caso

O edifício residencial multifamiliar, calculado em concreto armado, é composta por 6 pavimentos e 2 torres para caixa d'água, com fundação profunda tipo estaca escavada. Os pavimentos são subdivididos da seguinte forma:

- O primeiro pavimento de garagem com área de 160 m²;
- Quatro pavimentos tipos com 160 m²;
- Uma cobertura com 80 m² com área social;
- Duas torres que foi estabelecido para caixas d'água.

O projeto arquitetônico de cada pavimento está no Apêndice A.

A modelagem no TQS 21 foi feita a partir de uma máscara criada com o software AutoCAD, e a estrutura foi lançada diretamente no programa. Foram fornecidos os dados iniciais solicitados pelo programa, que foram:

- Concreto adotado $F_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Aço a ser utilizado (CA 50 e CA 60)
- Consideração do vento:
- $V_0 = 35 \text{ m/s}$;
- $S_1 = \text{Fator topográfico} = 1,0$
- $S_2 = \text{Fator de rugosidade} - \text{Categoria IV} - \text{Classe A} = 0,906$
- $S_3 = \text{Fator estatístico} - \text{Grupo 2} = 1,0$

- Classe de agressividade = Classe II – Moderada
- Coeficiente de arrasaste (CA): - Direção 90° e 270° = 1,29
- Direção 0° e 180° = 0,84
- Revestimento de argamassa cimento e areia
- Sobrecarga = 1,5 kN/m²
- Carga Permanente (revestimento) = 0,8 kN/m²
- Carregamento de paredes: cargas lineares em vigas: 6,0 kN/m
- Pé- direito dos andares: 300cm
- Pé- direito das torres: 250 cm

A princípio os dados estruturais foram:

- Diâmetro das estacas: 30 cm
- Bloco de coroamento com 4 estacas de dimensões de 160 x 160 cm
- Cota de assentamento das estacas: -8,0 metros
- Laje maciça
- Espessuras das lajes: 10 cm, 12cm e 15 cm
- Vigas do pavimento tipo: dimensões de 15 x 30 cm
- Dimensões de cada pilar na tabela 16.

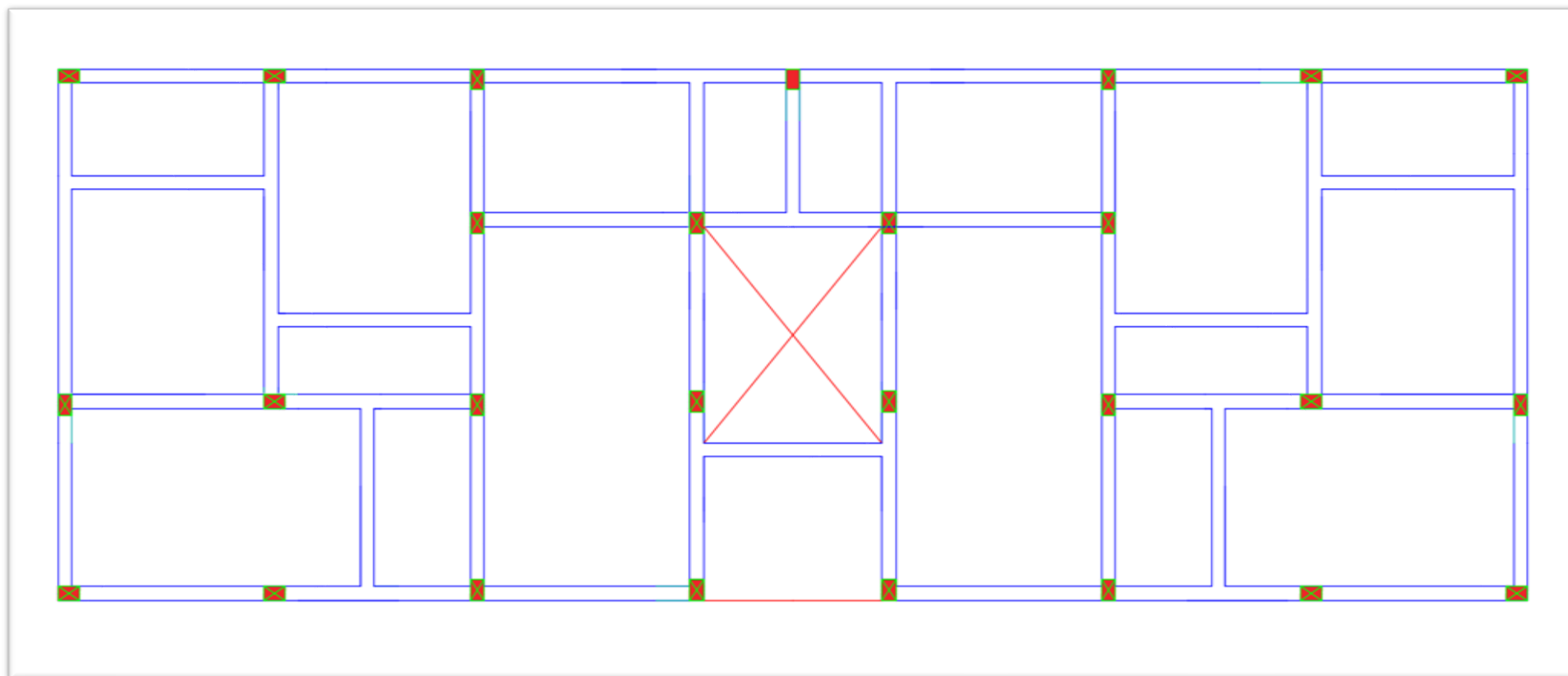
Cada pilar está apoiado em um bloco de coroamento com 4 estacas, todas as estacas estão apoiadas aproximadamente a 8 metros de profundidade. A figura 15 apresenta a planta de fundação.

No apêndice B encontra-se as imagens do projeto estrutural.

Na figura 14 é mostrado o esquema da planta do pavimento tipo.

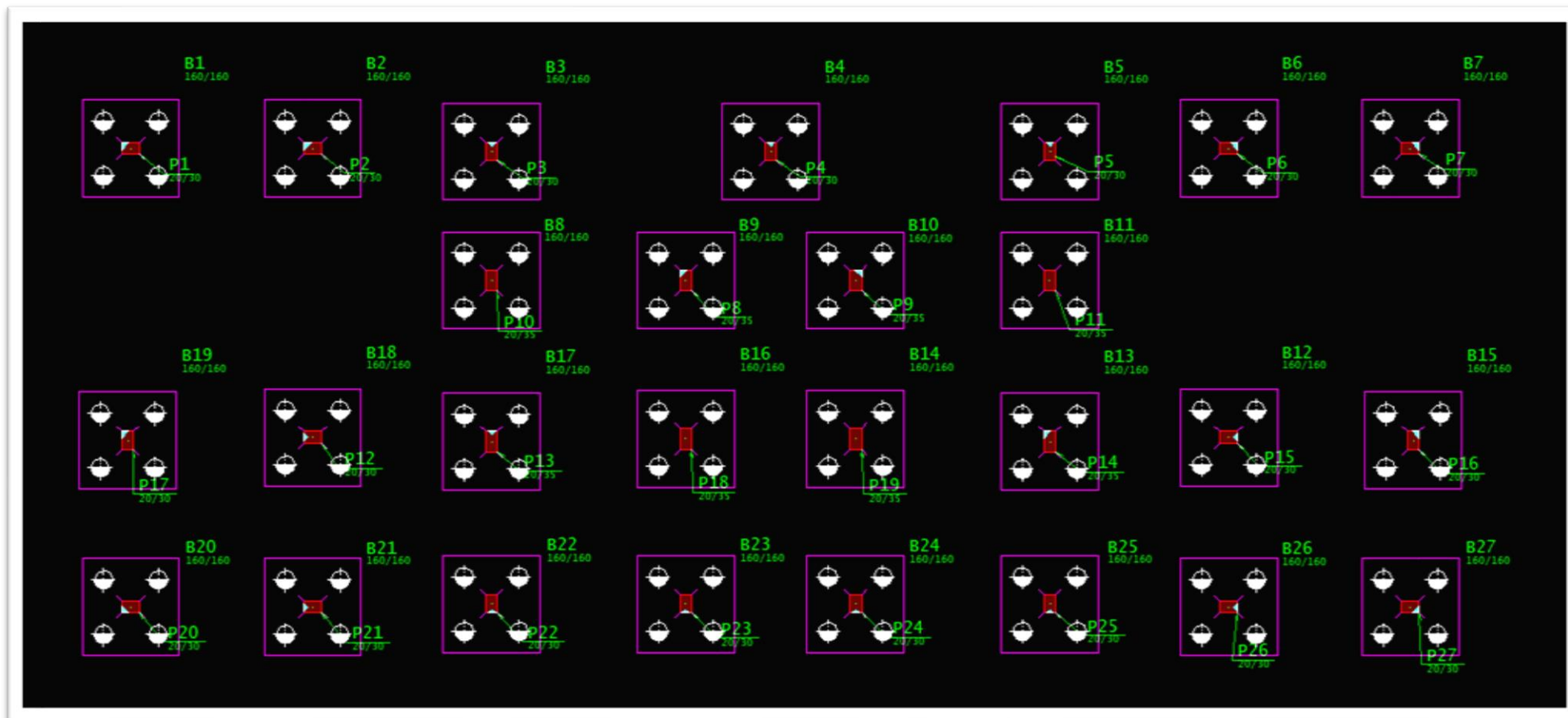
Na figura 15 é representado a fundação e os respectivos blocos de coroamento e sua dimensão de cada pilar.

Figura 14: Planta de forma pavimento tipo



Fonte: (Autor,2019)

Figura 15: Pavimento de fundação



Fonte: (Autor,2019)

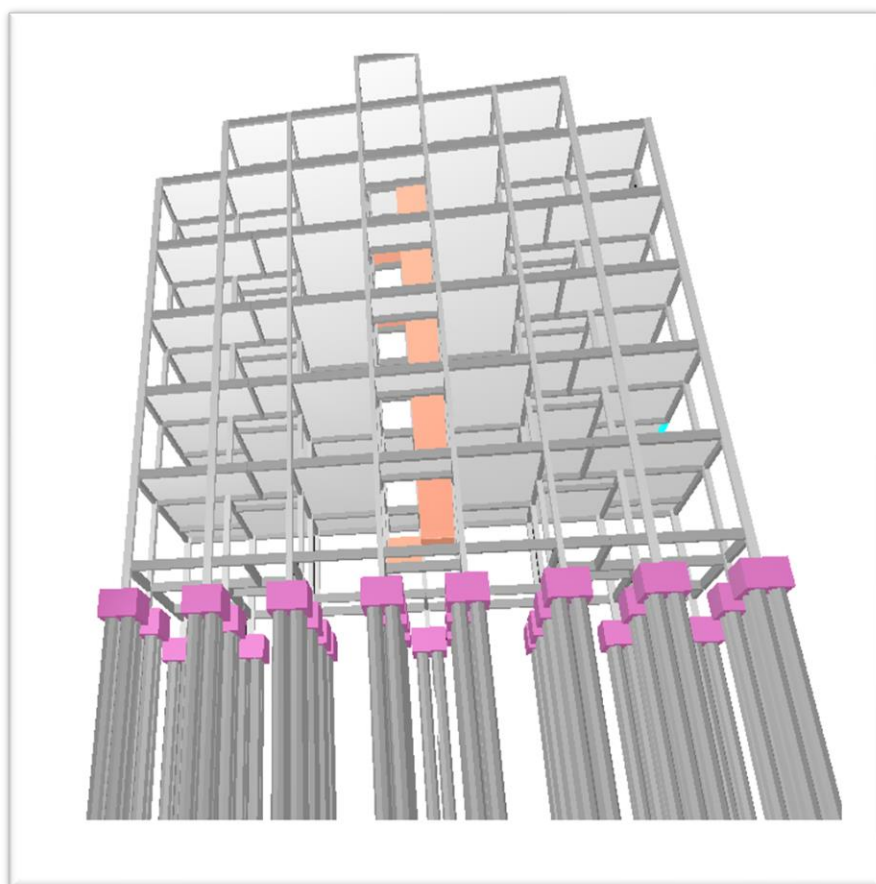
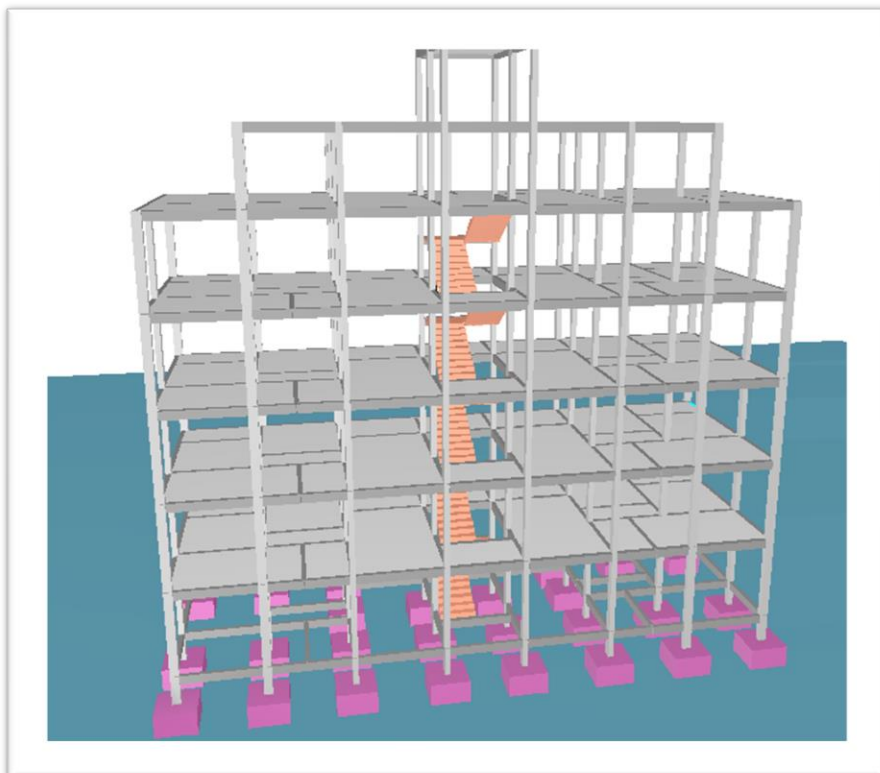
Tabela 16: Dimensões dos pilares

Pilar	Dimensões dos pilares (cm)	Pilar	Dimensões dos pilares (cm)
P1	20x30	P15	20x35
P2	20x30	P16	20x35
P3	20x30	P17	20x35
P4	20x30	P18	20x30
P5	20x30	P19	20x30
P6	20x30	P20	20x30
P7	20x30	P21	20x30
P8	20x35	P22	20x30
P9	20x35	P23	20x30
P10	20x35	P24	20x30
P11	20x35	P25	20x30
P12	20x30	P26	20x30
P13	20x30	P27	20x30
P14	20x35		

Fonte: (Autor,2019)

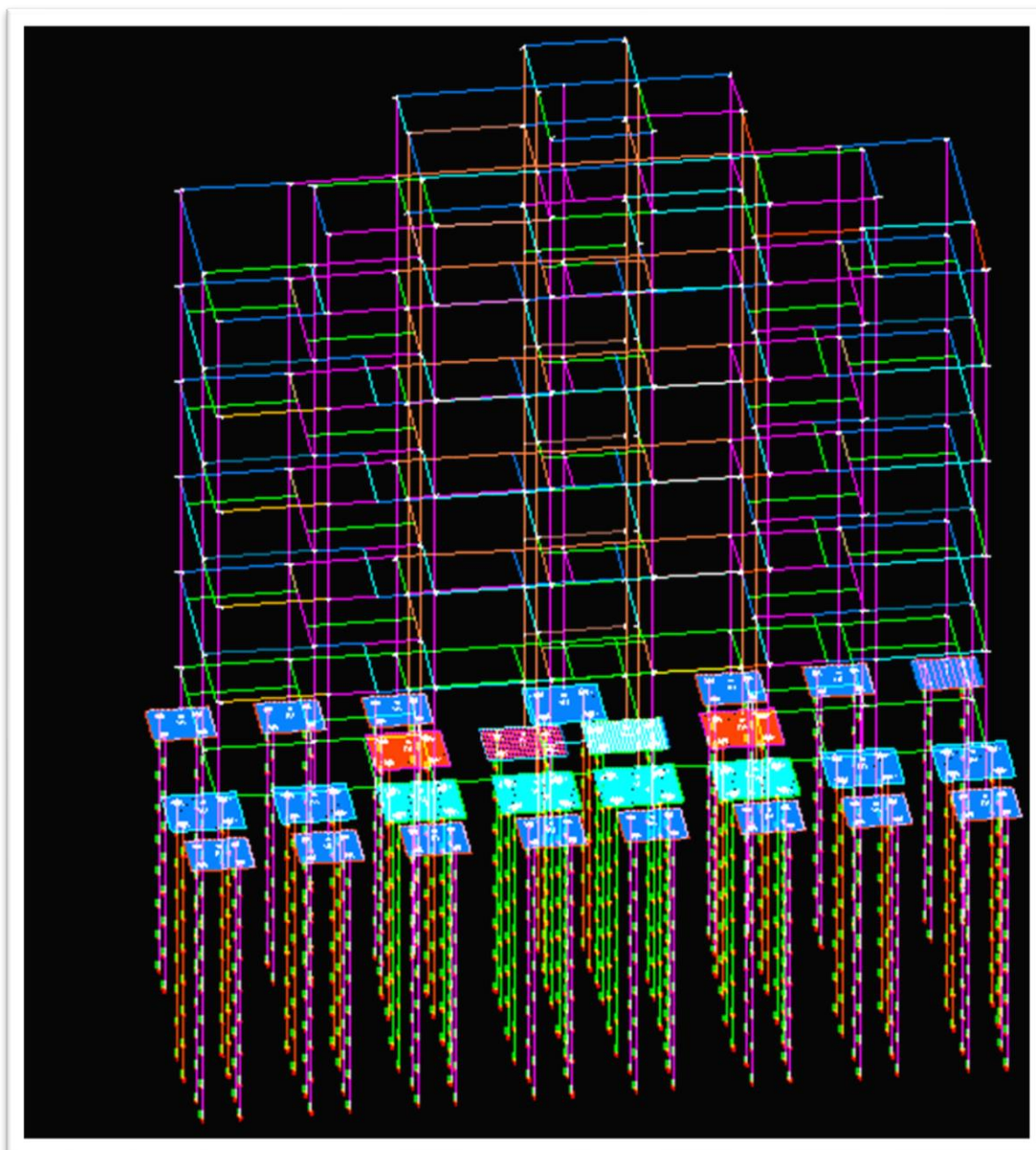
Com todos os dados lançados e processados a figura 16 apresenta a vista 3D de todos os grupos do sistema estrutural.

Figura 16: Sistema Estrutural



Fonte: (Autor, 2019)

Figura 17: Saída Gráfica do sistema estrutural



Fonte: (Autor,2019)

7.3 Descrição dos solos

Para a análise comparativa foram selecionados dois perfis de solos diferentes, tendo como embasamento o ensaio SPT realizado nos mesmos. (Apêndices C e D).

- Perfil do solo 1

O perfil do solo 1 é composto por camadas de argila siltosa mole do nível do terreno até -2,0 metros, uma segunda camada de profundidade - 3,0 até -4,0 metros argila siltosa média. A terceira camada de -5,0 metros a -8,0 metros de argila arenosa rijas. A última camada apresentada no ensaio SPT do solo é composta por argila dura, da profundidade de -9,0 metros até -12,0 metros, onde se encerrou o ensaio do exemplo.

- Perfil do Solo 2

O perfil do solo 2 é composto por uma camada areia siltosa fofa do nível do terreno até a uma profundidade de -2,0 metros. Uma segunda camada de silte arenoso medianamente compacto de -3,0 a -8,0 metros. Por fim, a última camada composta por areia compacta até a profundidade -12,0 metros, onde se encerrou o ensaio.

7.4 Parâmetros de solo e estaca

Para a determinação da capacidade de carga da estaca, são utilizados alguns parâmetros e tabelas. O método escolhido foi o de Aoki & Velloso (1975), estes dados são valores básicos dos coeficientes de F1 e F2 (fatores de correção) para a determinação da capacidade de carga e os coeficientes K e α (relativos ao tipo de solo) que são as informações utilizados no método de cálculo escolhido.

É de extrema importância fazer a associação das camadas de solo aos critérios de projeto. Esta associação tem por objetivo determinar o tipo de solo que a camada da sondagem representa dentro da teoria de cálculo escolhida.

Os valores de F1 e F2 são relacionados à estaca escavada circular geral.

- Solo 1 – Argiloso

Tabela 17: Parâmetros para o Solo 1

	Solo	Módulo de Elasticidades (kgf/cm ²)	Coef. De Poisson	Fator de correlação (tf/m ²)	Alfa	F1	F2
1 ^a camada	Argila Siltosa	20	0,3	22	0,04	3,5	7
2 ^a camada	Argila Siltosa	50		22	0,04	3,5	7
3 ^a camada	Argila Siltosa	80		22	0,04	3,5	7
4 ^a camada	Argila	150		20	0,06	3,5	7

Fonte: (Autor,2019)

- Solo 2 – Arenoso

Tabela 18: Parâmetros para o Solo 2

	Solo	Módulo de Elasticidades (kgf/cm ²)	Coef. De Poisson	Fator de correlação (tf/m ²)	Alfa	F1	F2
1 ^a camada	Areia Siltosa	50	0,35	80	0,02	3,5	7
2 ^a camada	Areia Siltosa	200		80	0,02	3,5	7
3 ^a camada	Areia Siltosa	500		80	0,02	3,5	7
4 ^a camada	Areia	700		100	0,014	3,5	7

Fonte: (Autor,2019)

8. RESULTADOS E DISCUSSÕES DOS COMPARATIVOS

Apresenta-se a seguir quatro comparativos:

- diâmetro das estacas e dimensões dos blocos;
- cargas verticais;
- momentos fletores;
- deslocamento horizontal.

O comparativo de carga vertical, momento fletor e deslocamento horizontal é realizado com dados retirados das bases dos pilares, pois são maiores nas imediações do pavimento inferior onde a influência da interação entre a estrutura e o solo são mais acentuados.

8.1 Dimensões estacas e blocos

Com os primeiros dados e o pré-dimensionamento citados anteriormente, lançados e processados, sem o uso da integração não foram encontrados problemas, entretanto quando se faz a análise com a interação solo-estrutura apareceram alguns erros, dentre o mais grave é a extrapolação da capacidade de carga admissível das estacas.

A verificação da capacidade de carga de uma estaca, tem como objetivo evitar seu colapso ou o escoamento do solo que lhe confere sustentação, é definida como:

- a) resistência estrutural do material que compõe o elemento de fundação;
- b) resistência do solo que lhe confere suporte.

A carga admissível é determinada pelo método Aoki e Velloso (1975), transferência axial do carregamento pelo modelo B e considerando o efeito de grupo.

Tabela 19: Comparativo de diâmetro de estacas e dimensões dos blocos

Blocos	Sem SISEs		Com SISEs - Perfil de Solo 1		Com SISEs - Perfil de Solo 2	
	Diâmetro estaca (cm)	Dimensão blocos (cm)	Diâmetro estaca (cm)	Dimensão blocos (cm)	Diâmetro estaca (cm)	Dimensão blocos (cm)
B1	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B2	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B3	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B4	30	160 x 160	40	200 x 200	40	200 x 200
B5	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B6	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B7	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B8	30	160 x 160	40	215 x 215	40	215 x 215
B9	30	160 x 160	45	215 x 215	45	215 x 215
B10	30	160 x 160	45	200 x 200	45	200 x 200
B11	30	160 x 160	40	200 x 200	40	200 x 200
B12	30	160 x 160	40	215 x 215	40	215 x 215
B13	30	160 x 160	40	215 x 215	40	215 x 215
B14	30	160 x 160	40	215 x 215	40	215 x 215
B15	30	160 x 160	45	215 x 215	45	215 x 215
B16	30	160 x 160	45	215 x 215	45	215 x 215
B17	30	160 x 160	40	200 x 200	40	200 x 200
B18	30	160 x 160	40	200 x 200	40	200 x 200
B19	30	160 x 160	40	175 x 175	40	175 x 175
B20	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B21	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B22	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B23	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B24	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B25	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B26	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175
B27	30	160 x 160	30	175 x 175	30	175 x 175

Fonte: (Autor,2019)

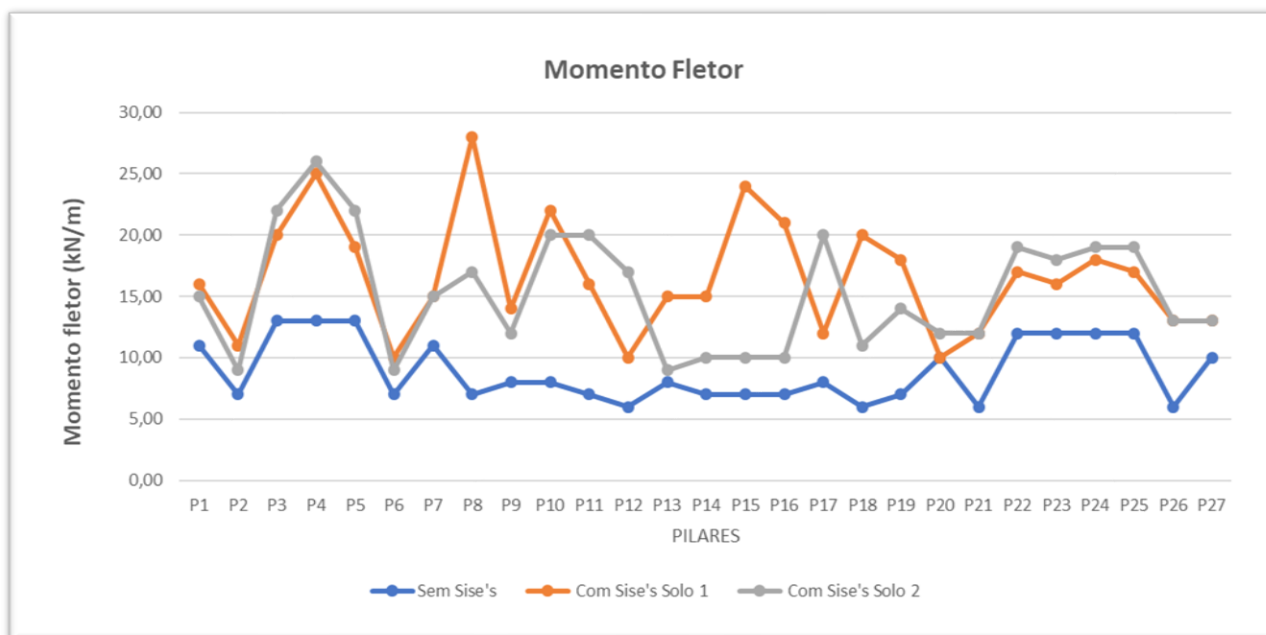
Para solucionar este erro foi necessário aumentar o diâmetro das estacas e consequentemente as dimensões dos blocos; na tabela 19 encontra-se os valores que foram modificados para que os critérios fossem aceitos.

Observa-se que as alterações aconteceram nos blocos e estacas centrais e no bloco 04, pois recebem os pilares mais solicitados da edificação, visto que são submetidos ao maior carregamento permanente.

8.2 Momento Fletor

É apresentado no gráfico 01 os resultados obtidos sem e com a integração para momentos fletores máximos. Para obtenção destes resultados foi considerada a combinação de todas as cargas permanentes e acidentais dos pavimentos no estado limite último.

Gráfico 01: Comparativo Momento Fletor

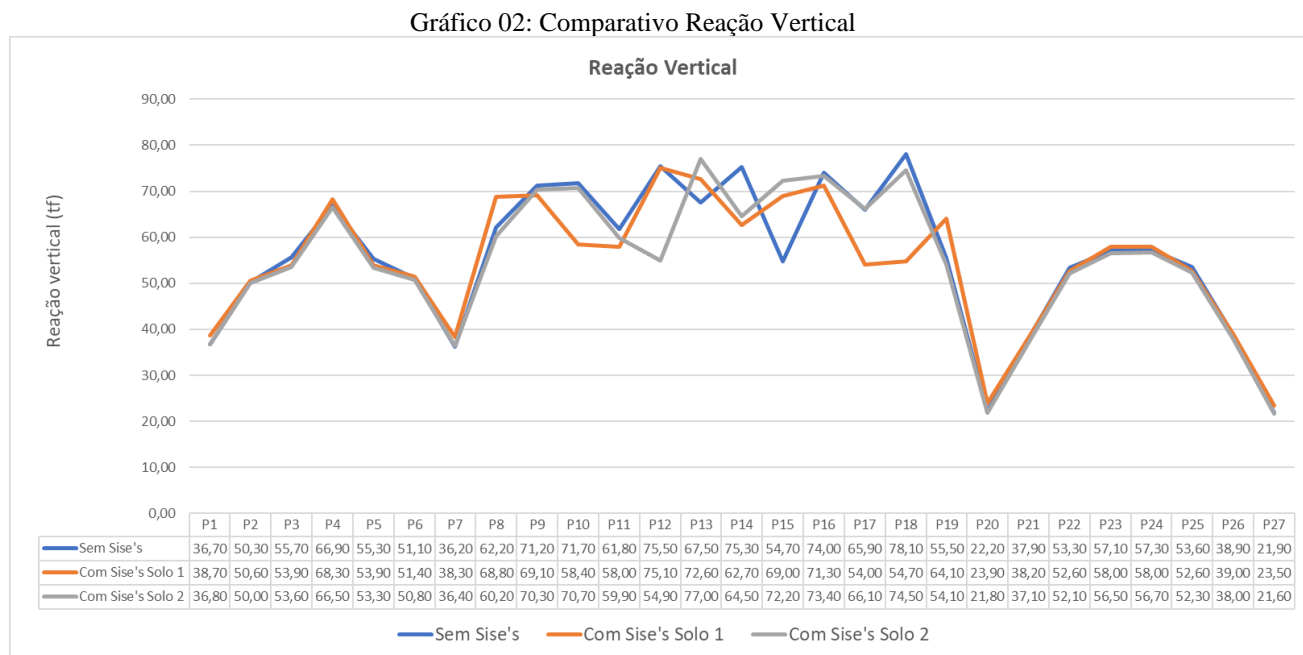


Fonte: (Autor,2019)

Os momentos fletores das bases dos pilares que trabalham no suporte dos carregamentos e transferência de cargas para a fundação foram verificadas mudanças significativas quando se leva em consideração a integração (infraestrutura + superestrutura) devido a redistribuição dos esforços.

8.3 Reação Vertical

Encontra-se no gráfico 02 os resultados obtidos sem e com a integração para as reações verticais. Para obtenção destes resultados foi considerada a combinação de todas as cargas permanentes e acidentais dos pavimentos no estado limite último.



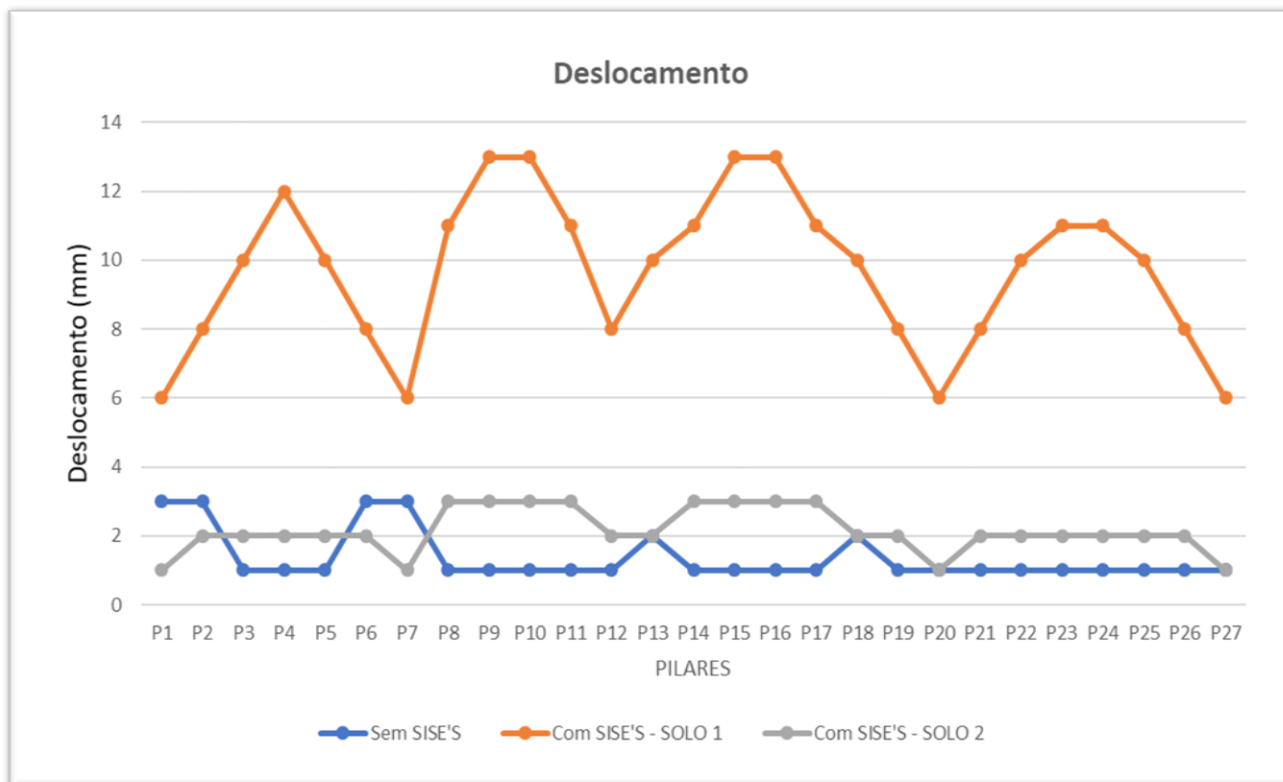
Fonte: (Autor,2019)

Como apresentado no gráfico, o desempenho entre a estrutura e o maciço de solo, pode existir diferenças consideráveis. Estas diferenças dos valores de reação vertical são encontradas na região central do edifício, não observando quase que nenhuma alteração da reação vertical na base dos pilares externos.

8.4 Deslocamento Horizontal

Situa-se no gráfico 03 os resultados obtidos sem e com a integração para as reações verticais. Para obtenção destes resultados foi considerada a combinação de todas as cargas permanentes e acidentais dos pavimentos no estado limite último.

Gráfico 03: Comparativo dos deslocamentos horizontais



Fonte: (Autor,2019)

A consideração da flexibilidade da fundação faz com que os deslocamentos do pórtico sejam maiores devido a ocorrência de recalques. Observa-se que os valores de estabilidade global variam quando a consideração de apoios indeslocáveis e interação solo-estrutura, tal variação ocorre devido á influência da geologia local na estabilidade da superestrutura.

Pode-se observar que o solo argiloso (solo 1) tem uma deformação significativamente maior que o solo arenoso (solo 2) e também quando se comparado sem a integração (infraestrutura + superestrutura). Isto aconteceu em razão de que a interação entra as articulações de solos argilosos é feita através de ligações elétricas e o contato é feito através da camada de água absorvida. Já os solos granulares transmitem os esforços diretamente entre partículas. Por esta razão, a compressibilidade dos solos argilosos é superior à dos solos arenosos, pois a camada lubrifica o contato e, portanto, facilita o deslocamento relativo entre partículas e conseqüentemente um deslocamento maior na superestrutura. É comum referir-se aos solos argilosos como solos compressíveis.

A figura 18 apresenta os pórticos espaciais tridimensionais da estrutura com o diagrama de deslocamento da estrutura com/sem sise's com os dois tipos de solo

Figura 18: Diagramas de deslocamento horizontal

Diagrama Sem Sise's

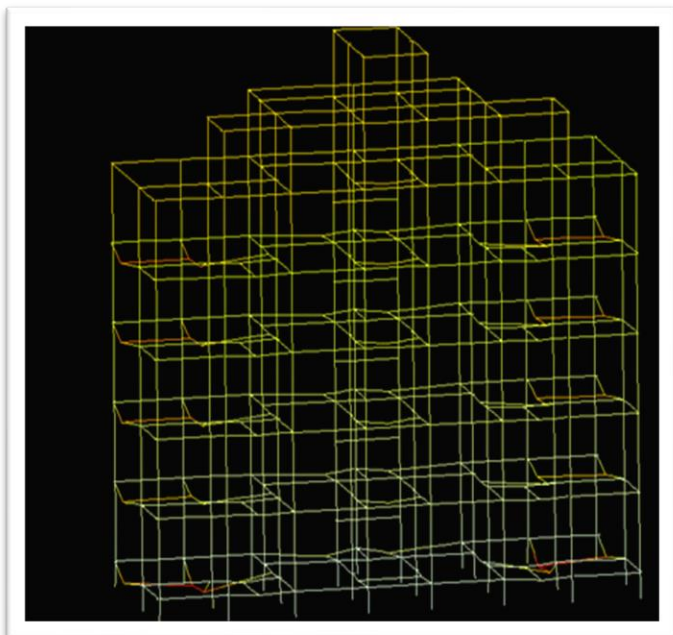


Diagrama Com Sise's – Solo 1

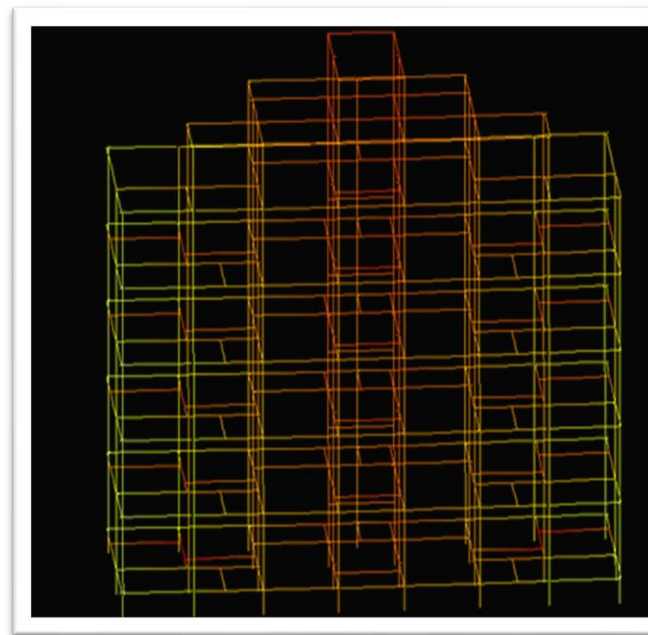
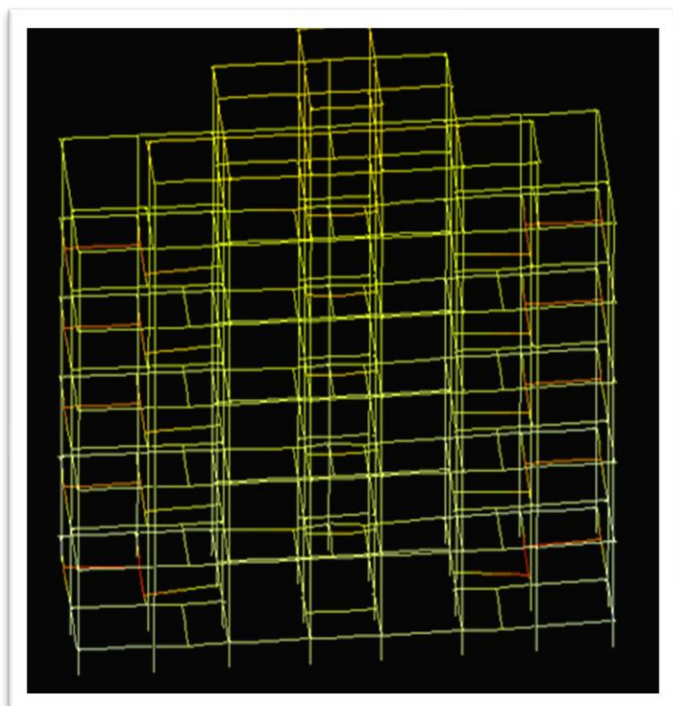
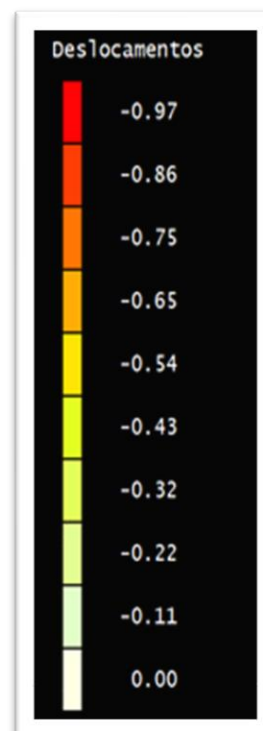


Diagrama Com Sise's – Solo 2



Legenda



Fonte: (Autor,2019)

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O modelo de interação solo-estrutura que considera a contribuição da rigidez dos elementos da superestrutura, aliado ao modelo de interação com o efeito de grupo das estacas, torna o presente processo uma grande vantagem em relação aos modelos tradicionais.

Nas análises comparativas integrada entre a estrutura e o maciço de solo estabelecidas entre os dois tipos de perfil de solo e levando em consideração ou não a integração, é possível perceber grandes divergências nos resultados, principalmente no aumento do deslocamento horizontal com a integração (infraestrutura + superestrutura).

Nota-se que o dimensionamento da fundação, reações verticais e momento fletor e deslocamento horizontal tendem a ser maiores quando considerado a interação solo-estrutura, pois os esforços são influenciados pela geologia local.

A simulação com dois tipos de solos diferentes, utilizando coeficientes de reação vertical diferentes torna possível a consideração da contribuição do solo na interação com a estrutura, e enfatiza que o conhecimento do terreno a ser edificado é de fundamental importância para o desenvolvimento de um projeto, pois alterações nos parâmetros de solo geram alterações nos esforços que influenciam na estrutura.

Conclui-se que é de suma importância que escritórios de engenharia leve em consideração a interação do solo-estrutura pois alguns elementos de fundação podem ser armados de forma ineficiente, provocando riscos à estabilidade da estrutura ou o elemento ser superdimensionado, tornando-o antieconômico.

A consideração do ISE traz como resultado mais próximo da realidade, o detalhamento do projeto a fim de que ele seja eficaz, com menor incidência de patologias e melhor comportamento e desempenho da estrutura.

10 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e Controle das Fundações: Uma introdução ao controle da qualidade em fundações**. São Paulo. Blucher. 2011. 2 ed.

ALVA, Gerson M. S. & MALITE M. **Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 7, n. 25, p. 51-84, 2005.

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação Solo-Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais**. 2011. 139 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

AOKI, Nelson; CINTRA, J. C. **Introdução ao estudo da interação solo-estrutura**. Notas de aula, Aula nº 3. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP, 2005.

ARAÚJO, J.M. **Curso de concreto armado**. Vol 1.Ed. Rio Grande:Dunas,2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905**: Solo- Ensaio de palheta in situ. Rio de Janeiro, ABNT, 1989, outubro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069**: Solo – Ensaio de penetração de cone in situ. Rio de Janeiro: ABNT, 1991, junho.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-1**: Laje pré-fabricada –Requisitos – Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro, ABNT, 2002, maio.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014, maio.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Rio de Janeiro, ABNT, 1980, novembro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, ABNT, 2010, maio.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, ABNT, 1988, junho.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT. Rio de Janeiro: ABNT, 2001, fevereiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos - Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995, setembro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundação de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 1983, junho.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas- Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2003, março.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Lajes de concreto**. Notas de aula, UNESP. Bauru:2015. Disponível em: < <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Lajes.pdf> >. Acesso em:02 de março de 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Vigas de concreto armado**. Notas de aula, UNESP. Bauru:2017. Disponível em: < <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Vigas.pdf> >. Acesso em:02 de março de 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Pilares de concreto armado**. Notas de aula, UNESP. Bauru:2017. Disponível em: < <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf> >. Acesso em:02 de março de 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Blocos de fundação**. Notas de aula, UNESP. Bauru:2017. Disponível em: < <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Blocos.pdf>>. Acesso em:02 de março de 2019.

BOWLES, Joseph. E. **Foundation Analysis and Design**. McGraw-Hill, Inc. Fifth Edition. International Edition 1997.

BUDHU, Muni. **Fundações estruturas de contenção**. Rio de Janeiro. LTC. 2015. 1 ed.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 1: fundamentos**. Rio de Janeiro. LTC. 2012. 6 ed.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 2: mecânica das rochas-fundações-obras de terra**. Rio de Janeiro. LTC. 2012. 6 ed.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. 4ªEd. São Carlos, 3ªreimpressão: Editora Ed. UFSCAR, 2017.

CINTRA, J.C. Ângelo. **Carregamento Lateral em Estacas**. Oficina de Textos. Departameto de Geotécnia, São Carlos, 2002.

CINTRA, J.C. Ângelo; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas – Projeto Geotécnico**. São Paulo, 2010.

CINTRA, J.C. Ângelo; AOKI, Nelson. **Fundações por Estacas – Projeto Geotécnico**. São Paulo, 2010.

COLARES,G.M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo,São Carlos,2006.

CHAMEKIS (1969). **Novo conceito de recalque diferencial admissível**. II Congresso Brasileiro de mecânica dos solos.Recife-PE.

CHRISTAN, Priscila de .**Estudo da interação solo-estrutura sujeito a carregamento horizontal em ambiente submerso**.2012. Dissertação (Mestrado) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba,2012.

CRESPO, Vitor Augusto de Souza. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo** (dissertação). Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Curso de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 2004.

DAS. Braja M; SOBHAN, Khaled. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo. Thomson Learning. 2015. 8 ed.

DUTTA, S.C. & ROY, R.. **A Critical Review on Idealization and Modeling for Interaction Among Soil-Foundation-Structure System**. Computers and Structures, v.80 (2002).

FIGUEIREDO, Luciana M.B. **Projeto e construção de estacaes mistos aço-concreto** (dissertação). Mestrado em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1998.

GAUER, Emanuele Amanda. **Efeitos de velocidade em ensaios de palheta**.2015. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

HIBBELER, Russell Charles. **Resistência dos materiais**. São Paulo. Pearson Prentice Hall, 2010. 7 ed.

GUSMÃO, A.D.(1994). **Aspectos Relevantes da interação solo-estrutura em edificações. Solos e Rochas**, vol 17 n° 1, p.47-55

IWAMORO,R .K. (2000). **Alguns Aspectos dos Efeitos da Interação Solo-Estrutura em Edifícios de Múltiplos Andares com Fundação Profunda**. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MANUAL TEÓRICO,TQS – **SISES- Sistema de interação solo-estrutura**.2011

MARANGON, M – **Geotecnia de fundação e obras de terra - Geotecnia do subsolo**. 2018. Notas de aula – Universidade Federal de Juiz de Fora- MG , Juiz de Fora, 2018.

MENDES, Luane Carolina. **Análise comparativa do comportamento estrutural de radier sobre base elástica solicitado por diferentes ações verticais.**2016. Trabalho de conclusão de curso (TCC) – Centro Universitário do Sul de Minas – Unis, Minas Gerais,2016.

PEREIRA, Armando Belato Pereira. **Guia de Estudo – Mecânica dos Solos.** Varginha: GEaD-UNIS/MG, 2017.

PIEREZAN, JERÔNIMO. **Análise estrutural e dimensionamento de galpão em concreto pré-moldado visando obtenção de memorial de cálculo.**2013. Trabalho de conclusão de curso (TCC) – Universidade Federal Do Pampa- Unipampa, Rio Grande DO Sul,2013.

PROENC – **Programa de Ensino de Ciências. Instituto de Química.** Disponível em: <http://www.proenc.iq.unesp.br/index.php/ciencias/34-textos/50-o-solo>. Acessado em: 15 de março. 2019.

PORTO, Thiago Bomjardim. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação.** 2010. 243 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

PORTO, Thiago B. & SILVA, Roberto M. **Sudy of a structural masonry building with the analysis of soli-structure interaction.** Mecánica Computacional Vol XXIX, págs. 1555-1574 (artículo completo). Buenos Aires, Argentina, 15-18 Noviembre 2010.

PUPPI, Rogério F. K. **Mecânica dos Solos.** Notas de aula. Centro Federal de Educação Tecnológica do Paraná – CEFET-PR. Curitiba, 2004.

KHOURI, Magid Elie. **Contribuição ao projeto de estacaes de pontes de concreto armado com consideração das não-linearidades física e geométrica e interação solo-estrutura** (tese). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Curso de Engenharia Civil. São Paulo, 2001.

RODRIGUEZ, Tiago Garcia. **Caracterização Geotécnica de um solo de diabásico por meio de ensaios SPT E CPT.** 2013. 154 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas (Unicamp),Campinas,2013.

RODY, Henrique Apolinário. **Análise numérica de uma estrutura de cais por dois modelos de representação do solo** (dissertação). Mestrado em engenharia civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE. Rio de Janeiro, 2010.

SANTOS, Jaime A. **Fundações por estacas ações horizontais**. Elementos Teóricos. Instituto Superior Técnico. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura. Mestrado em Engenharia Civil. Obras Geotécnicas. Lisboa, 2008.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo, Oficina de Textos, 2000.

SILVA, Apolino José Nogueira da; CARVALHO, Fábíola Gomes de. **Coesão e resistência ao cisalhamento a atributos físicos e químicos de latossolo amarelo de tabuleiro costeiro**. Scielo. R. Bras. Ci. Solo, 2007.

SILVA, Nelson U. P. da. **Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura** (dissertação). Universidade Federal de Minas Gerais. Engenharia de Estruturas. Belo Horizonte, 2006.

TERZAGHI, K. **Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction**. Geotechnique, vol. 5, – Dez (1955).

VARGAS, M; SILVA, F. P. **O problema das fundações de edifícios altos-Experiencia de São Paulo e Santos**. Conferência Regional Sul Americana Sobre Edifícios Altos. Porto Alegre.(1973)

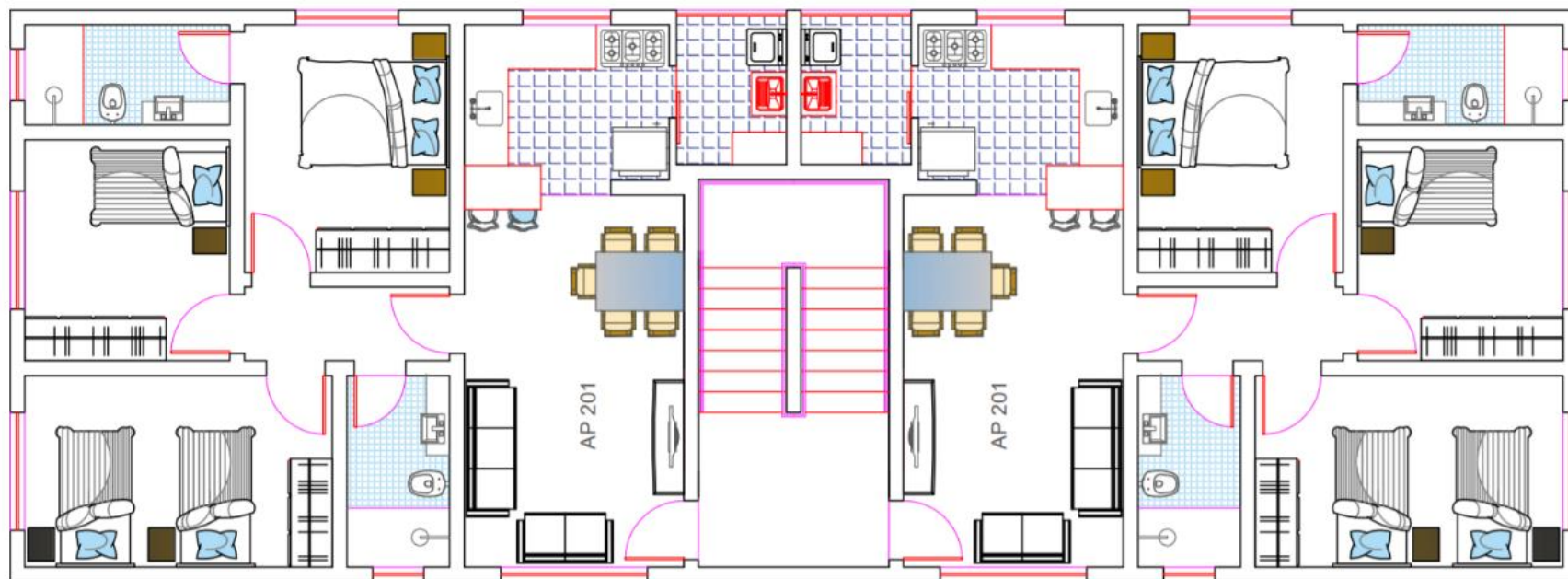
VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo. Oficina de Textos. 2010.

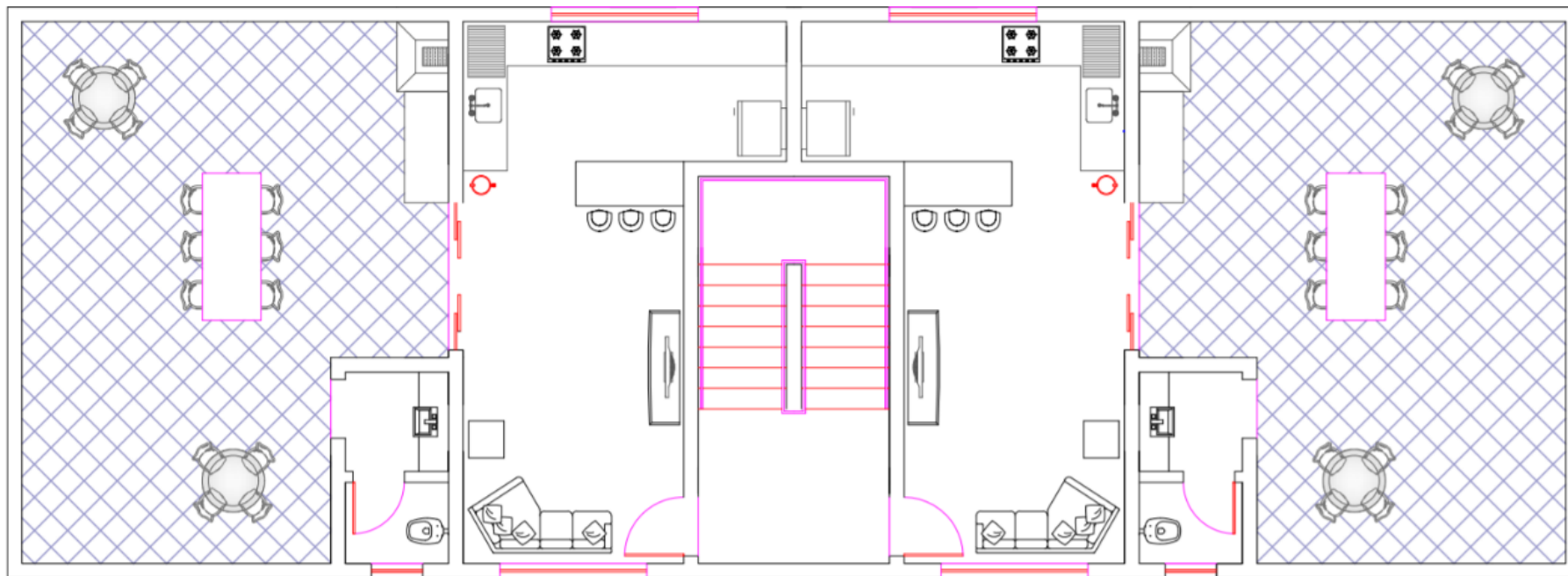
VESIC, A.S. **Principles of pile foundation design**.SM. Duke University.(1975)

WINKLER, E. **Die lehre von der Elastizität und Festigkeit**. Domicius. Prage. (1867)

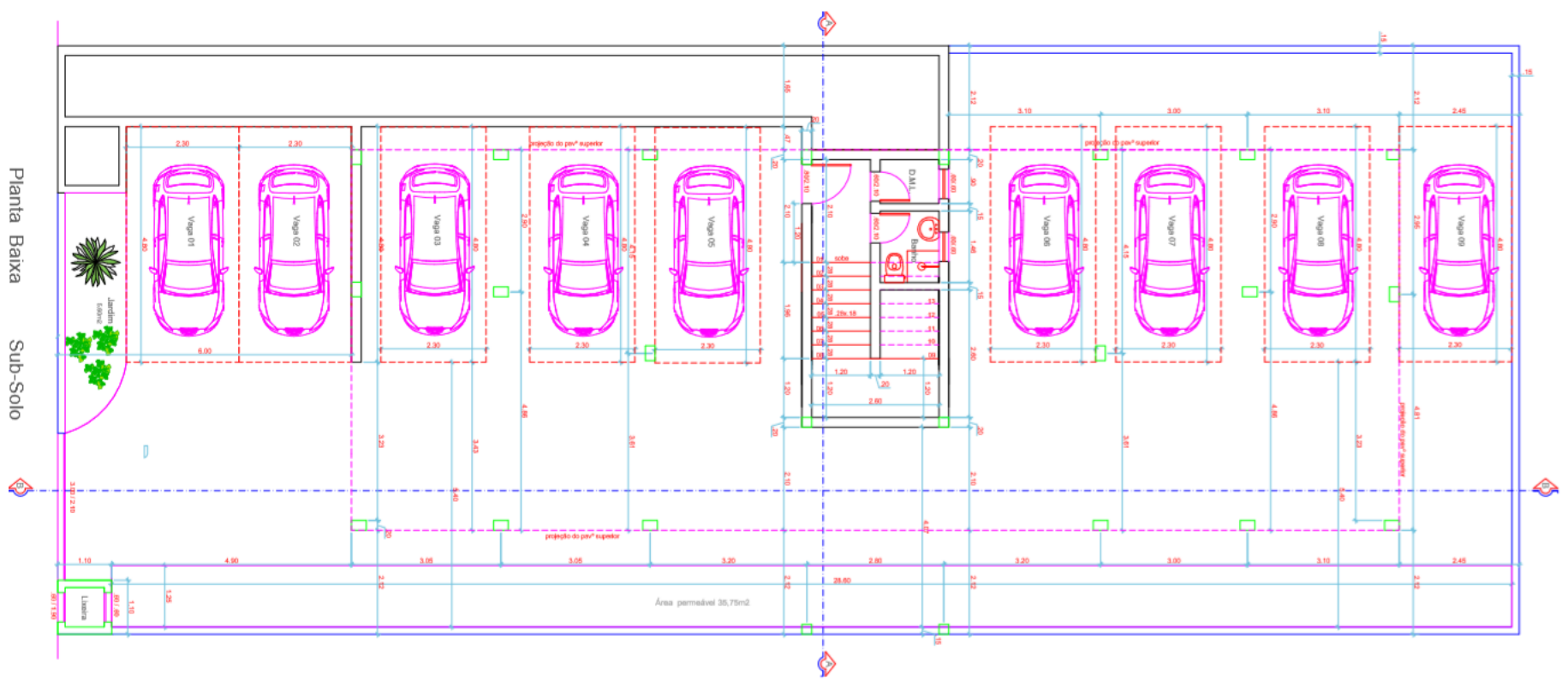
APÊNDICE A

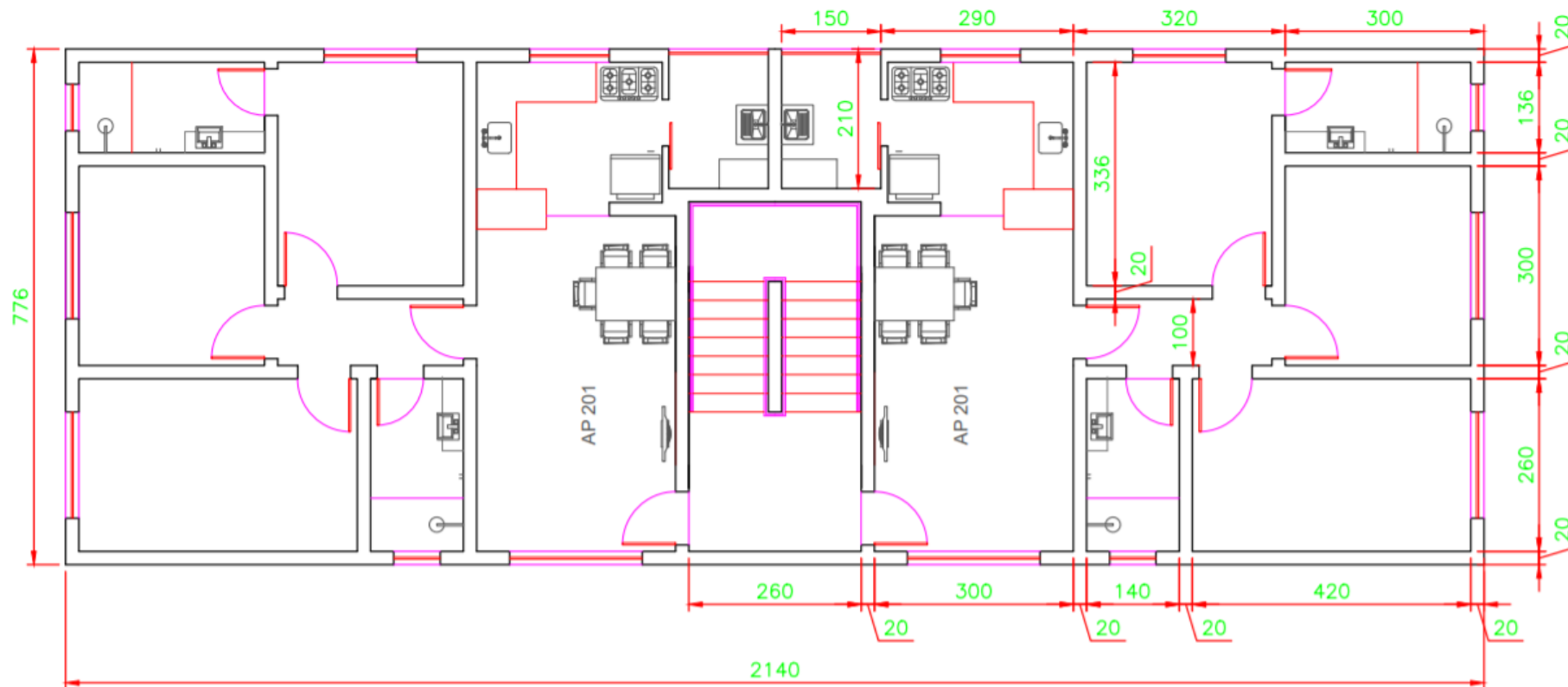
Projeto Arquitetônico

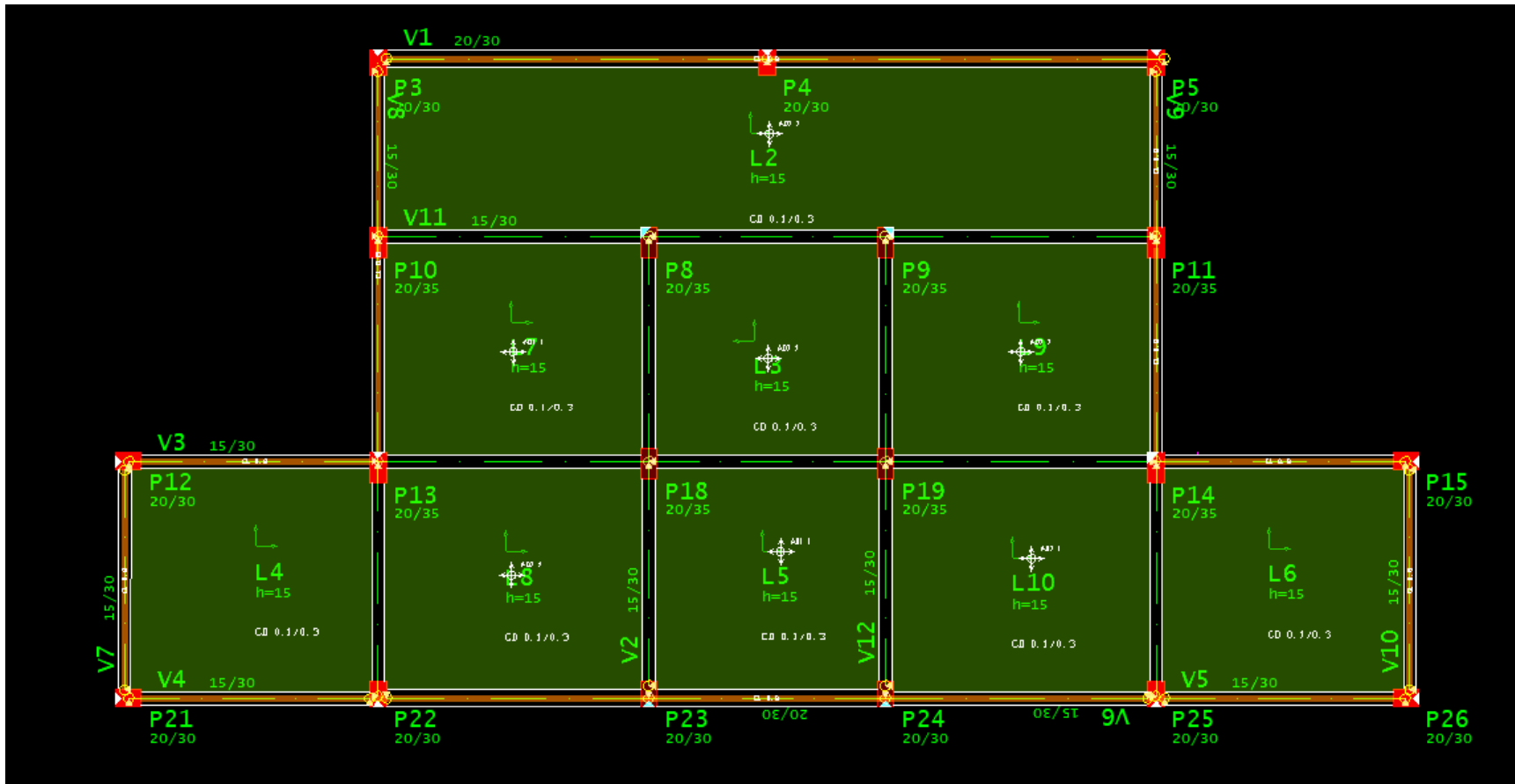


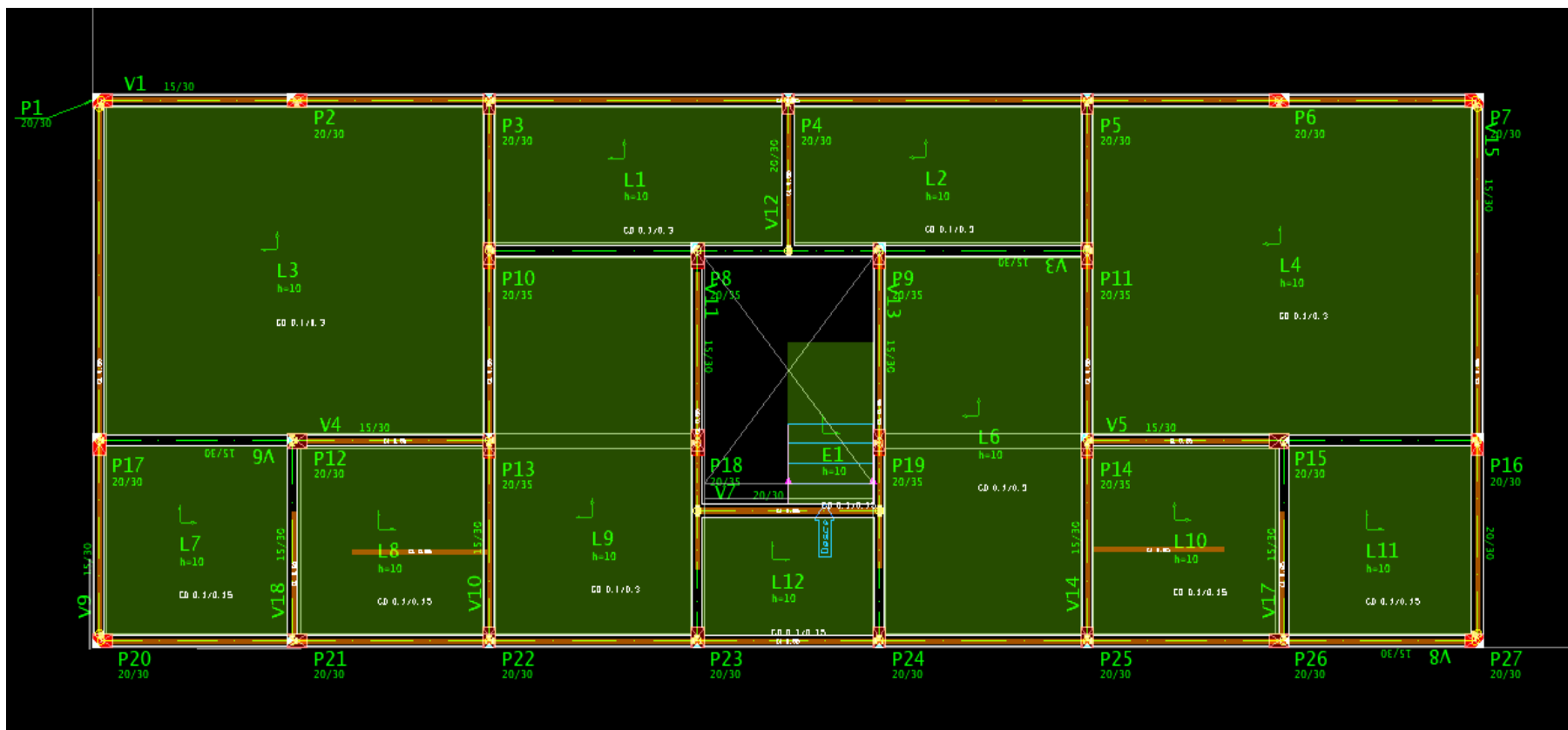


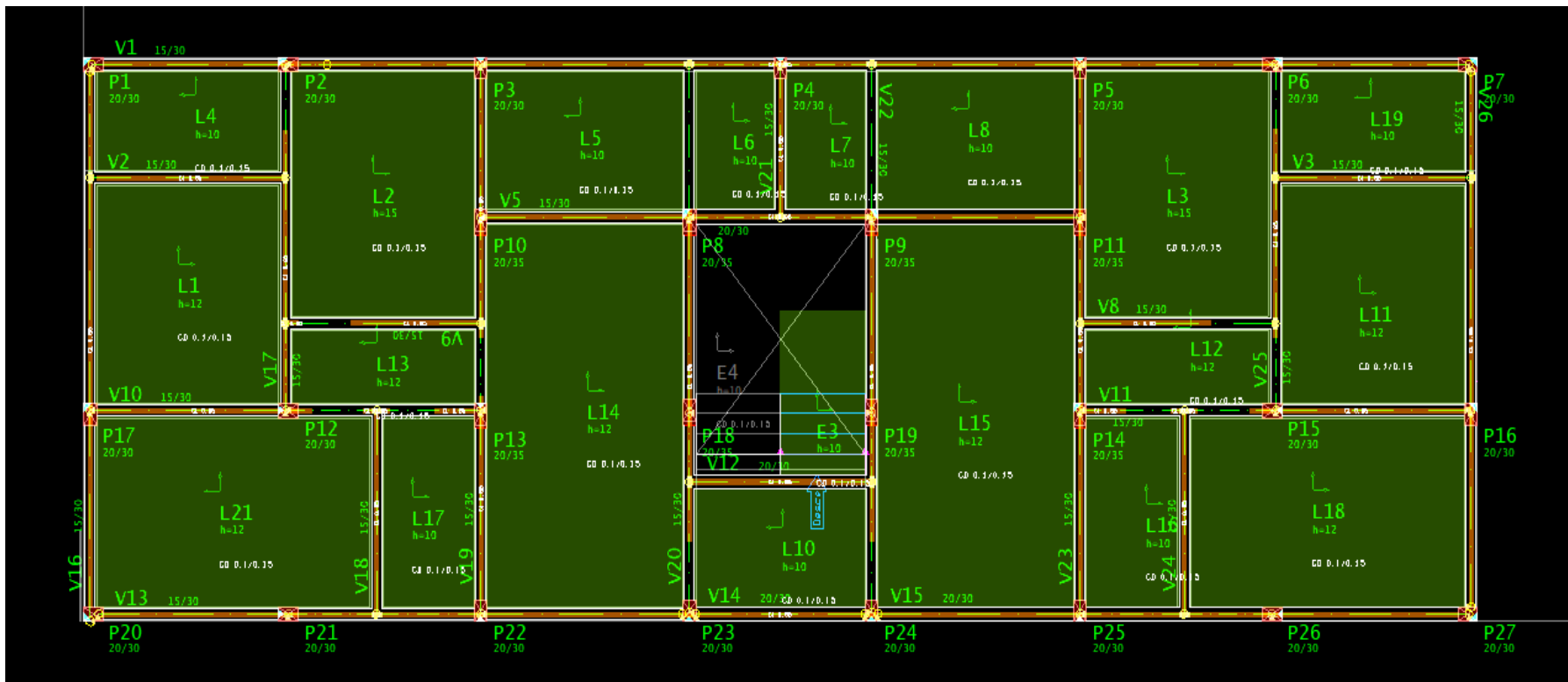
Planta Baixa Sub-Solo











APÊNDICE C

SONDAGEM			N. A.	FUSTE DA ESTACA
Profundidade (m)	N _{SPT}	Composição da Camada	Não ▼	
1	4	Argila siltosa ▼		1
2	4	Argila siltosa ▼		2
3	7	Argila siltosa ▼		3
4	7	Argila siltosa ▼		4
5	12	Argila siltosa ▼		5
6	12	Argila siltosa ▼		6
7	18	Argila siltosa ▼		7
8	18	Argila siltosa ▼		8
9	20	Argila ▼		9
10	25	Argila ▼		10
11	25	Argila ▼		11
12	30	Argila ▼		12

APÊNDICE D

SONDAGEM			N. A.	FUSTE DA ESTACA
Profundidade (m)	N _{SPT}	Composição da Camada	Não ▼	
1	3	Areia siltosa ▼		1
2	3	Areia siltosa ▼		2
3	8	Argila siltosa ▼		3
4	8	Areia siltosa ▼		4
5	8	Areia siltosa ▼		5
6	13	Areia siltosa ▼		6
7	15	Areia siltosa ▼		7
8	15	Areia siltosa ▼		8
9	23	Areia ▼		9
10	23	Areia ▼		10
11	25	Areia ▼		11
12	25	Areia ▼		12
13		- ▼		13

ANEXO

