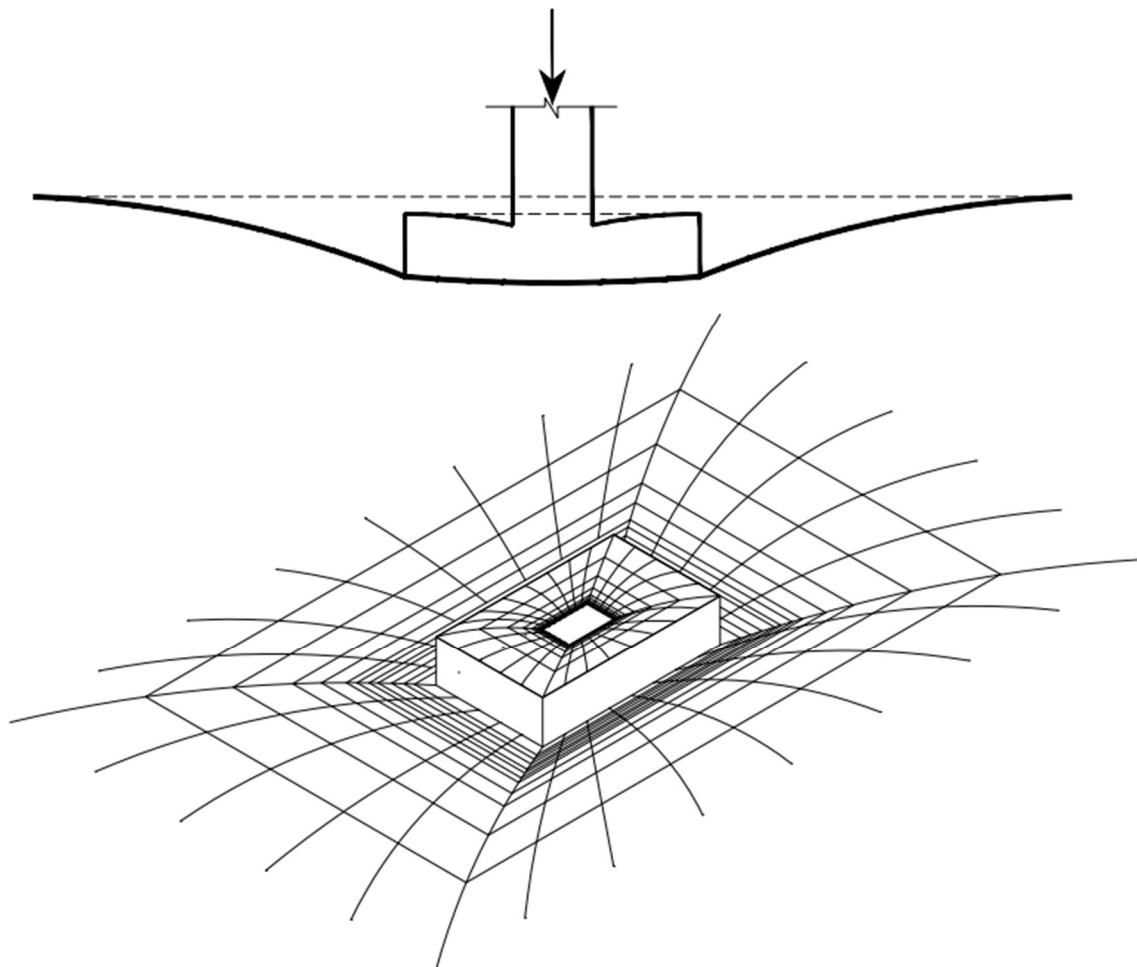




**ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**  
**Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica**

## FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS



## 1. GENERALIDADES

Os elementos estruturais de fundações são também chamados de estruturas geotécnicas, e têm a função de transmitir esforços de uma estrutura para o solo. As fundações pode ser rasas, profundas ou especiais – quando combinam conceitos de fundações rasas e profundas.

As fundações rasas são assim chamadas porque transmitem os esforços a pequena profundidade. Usualmente, essa pequena profundidade é definida em relação à menor dimensão do elemento de fundação em planta. Dessa forma, conforme a figura abaixo, em uma fundação rasa, a profundidade  $D_f$  é menor que  $B$ , largura do elemento de fundação – por exemplo,  $D_f \leq 2,0 B$  [1].

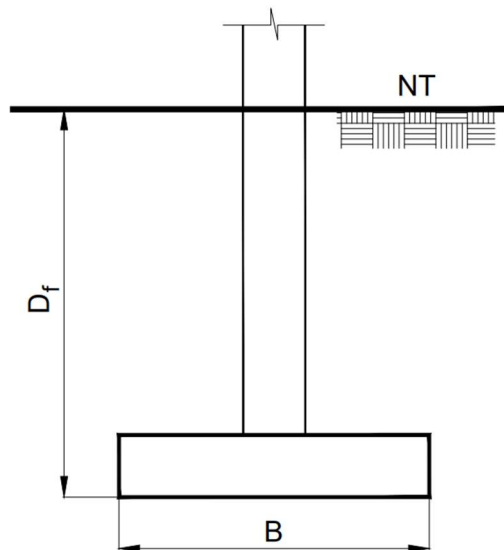


Figura 1 – Corte esquemático de uma fundação rasa

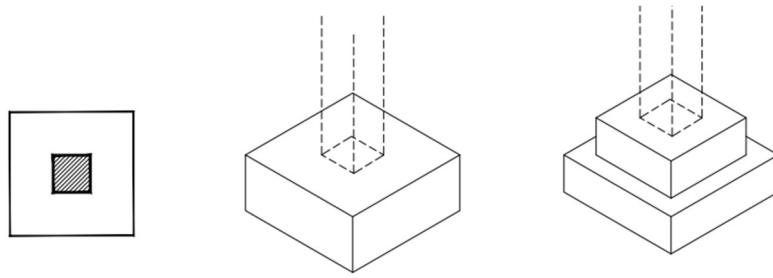
Os tipos usuais de fundações rasas são:

- Blocos;
- Sapatas:
  - Isoladas;
  - Corridas;
  - Associadas;
  - Excêntricas com viga de equilíbrio (ou viga alavanca);
- Radier;

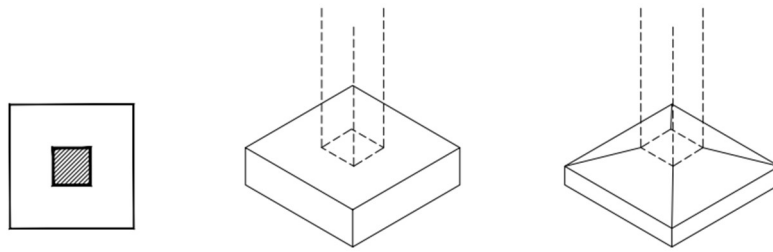
A figura abaixo ilustra alguns desses tipos de fundações rasas. As definições precisas podem ser vistas na NBR 6122 [1].

As fundações rasas também são chamadas de fundações diretas.

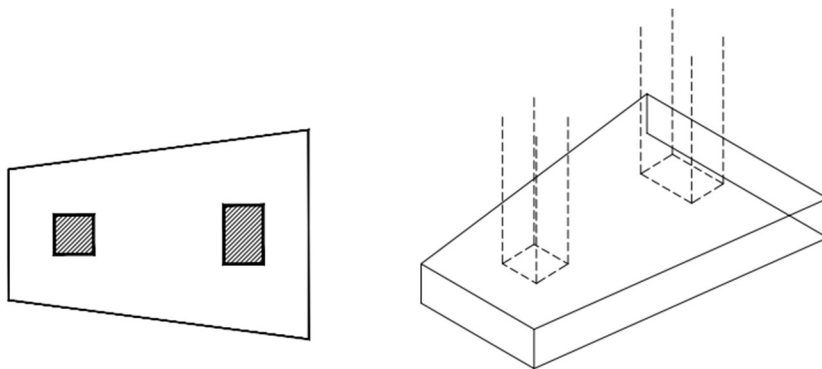
PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES



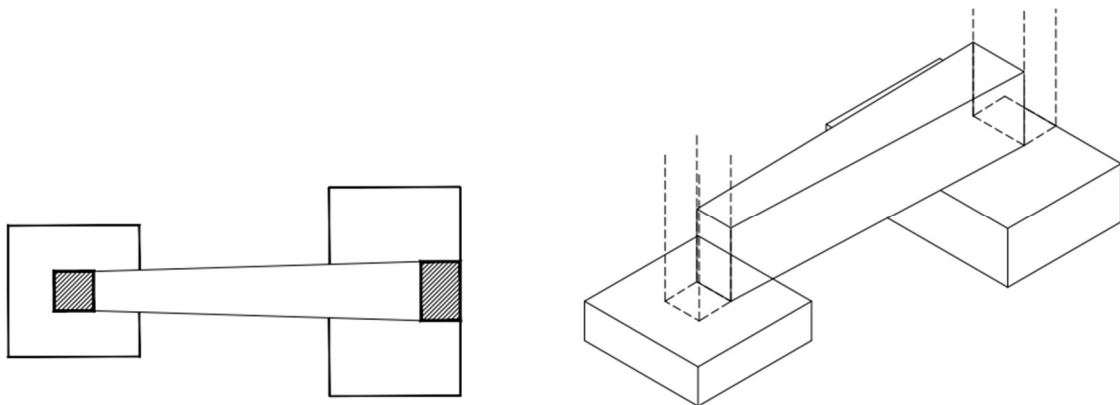
(a)



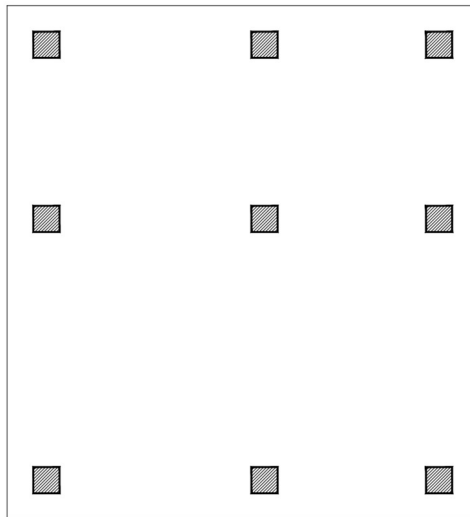
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 2 – Tipos usuais de fundações rasas

Fundações rasas podem ser feitas com diversos materiais, sendo muito usual o emprego de concreto armado. Porém, é possível empregar madeira ou aço, conforme ilustrado na figura abaixo.

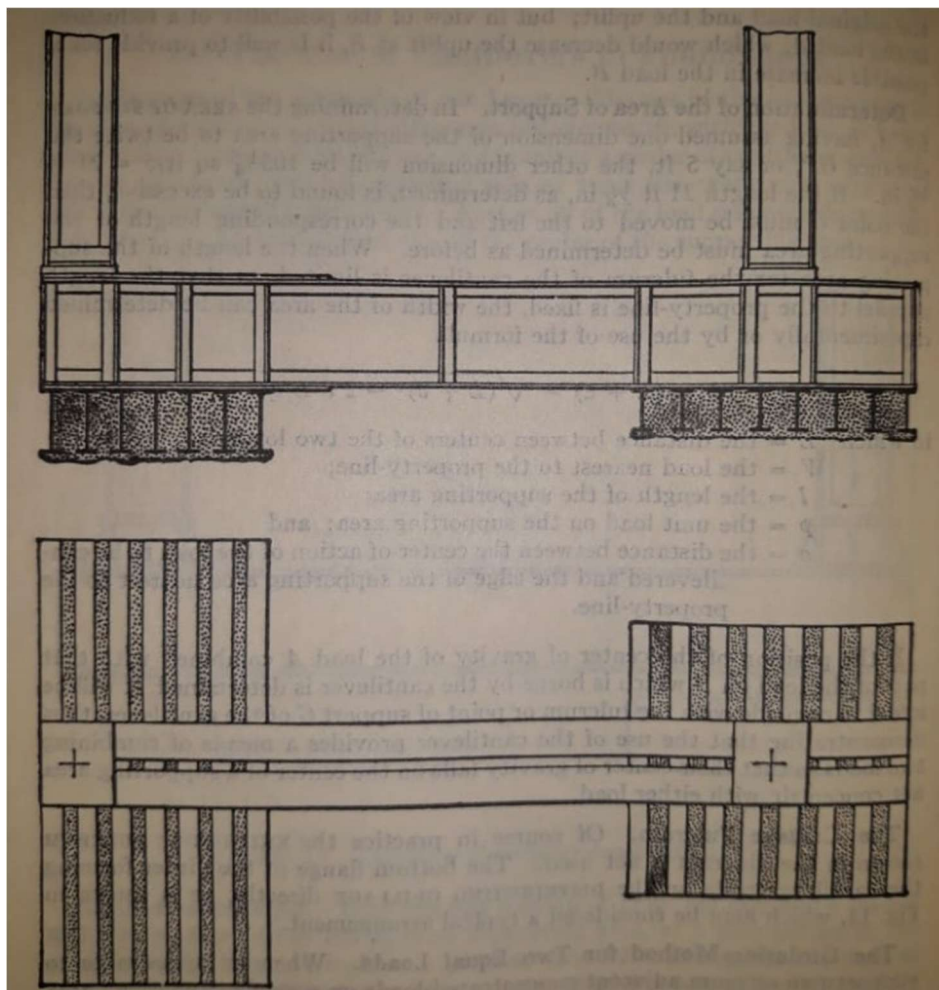


Figura 3 – Sapata com viga alavanca com vigas mistas de aço e concreto [7].

O projeto de uma fundação rasa normalmente é dividido em:

- Projeto geotécnico:
  - Determinação da cota de assentamento;
  - Definição da tensão admissível;
  - Dimensionamento geométrico, ou projeto geométrico – definição da forma e dimensões em planta;
  - Cálculo de recalques;
  - Outros elementos, tais como definição de cuidados no processo executivo.
- Projeto estrutural:
  - Definição das dimensões finais e especificação dos elementos estruturais;

A transferência dos esforços para o solo – ou para o maciço, que pode ser de solo ou rocha – envolve a determinação de tensões na interface entre o elemento de fundação e o solo, bem como das tensões e deformações no interior do maciço.

A análise deve considerar estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS).

## **2. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS**

### **2.1. RECOMENDAÇÕES DA NBR 6122 (2019)**

A NBR 6122 (2019) [1] apresenta algumas recomendações construtivas para elementos de fundações superficiais, que são relacionados abaixo de forma resumida:

- Em planta, as sapatas isoladas não podem ter dimensões inferiores a 60 cm;
  - Observar que está indicado sapatas isoladas; em sapatas corridas de pequenas obras é relativamente comum empregar-se como dimensão mínima em planta, a largura de 40 cm;
- Nas divisas com terrenos vizinhos, a profundidade de apoio não pode ser inferior a 1,50 m;
- A cota de apoio deve ser tal que a capacidade de suporte não seja influenciada por variações sazonais de clima ou por alterações de umidade;
- No caso de fundações próximas, porém situadas em cotas diferentes, deve-se respeitar o exposto abaixo, referente ao ângulo  $\alpha$  (correspondente à reta de maior declive que passa pelos bordos das fundações próximas). Além disso, “a fundação situada em cota mais baixa deve ser executada em primeiro lugar, a não ser que se tomem cuidados especiais, durante o processo executivo, contra desmoronamentos.”:

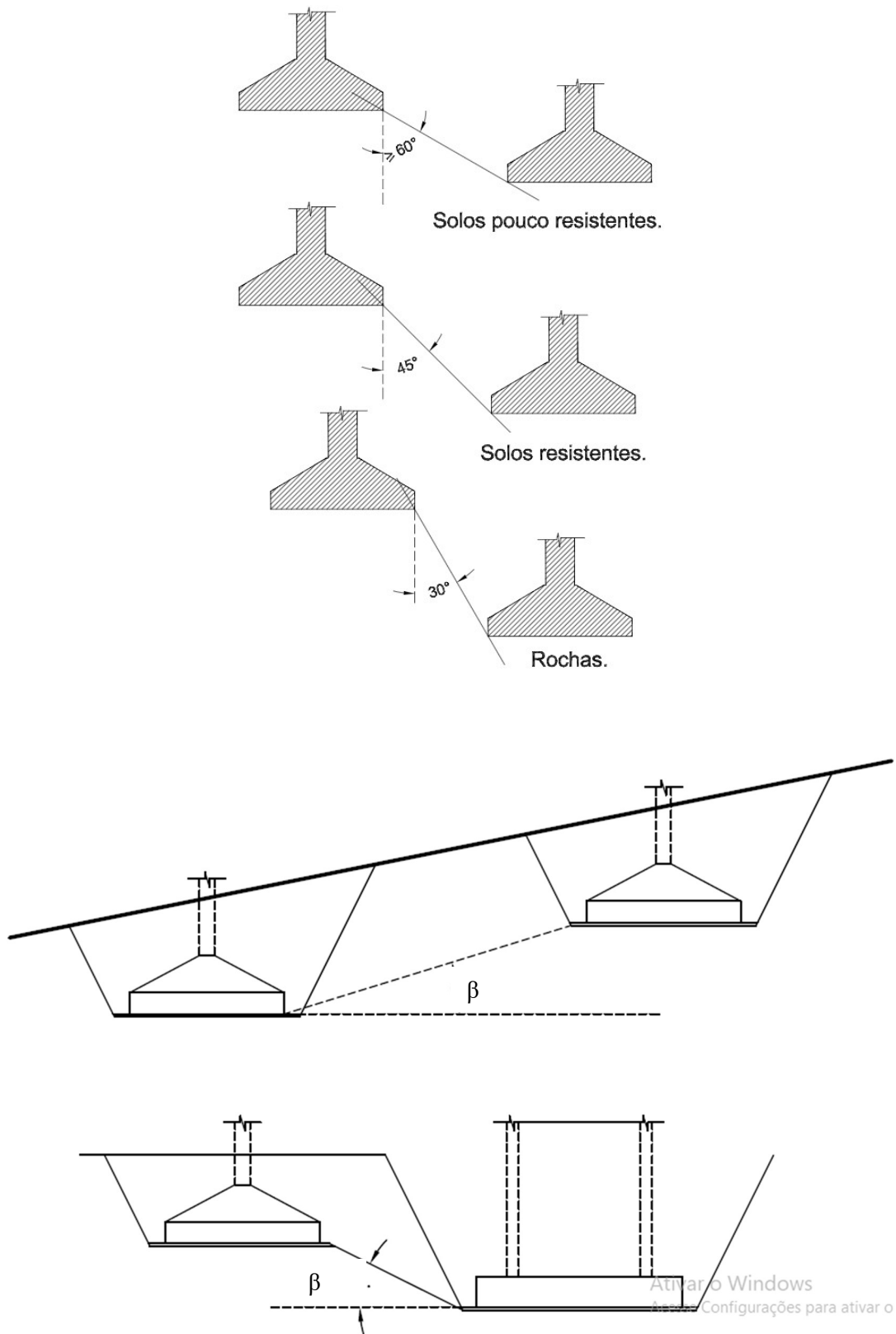


Figura 4 – Fundações próximas em cotas diferentes [1].

- Diz ainda a NBR 6122 (2019) que os blocos de fundação devem ser dimensionados de tal maneira que o  $\beta \geq 60^\circ$  (ver figura abaixo):

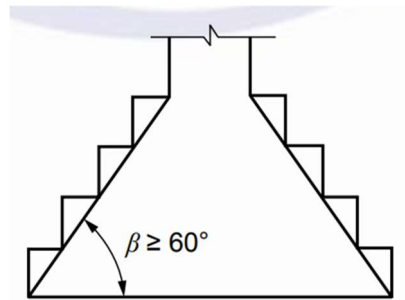
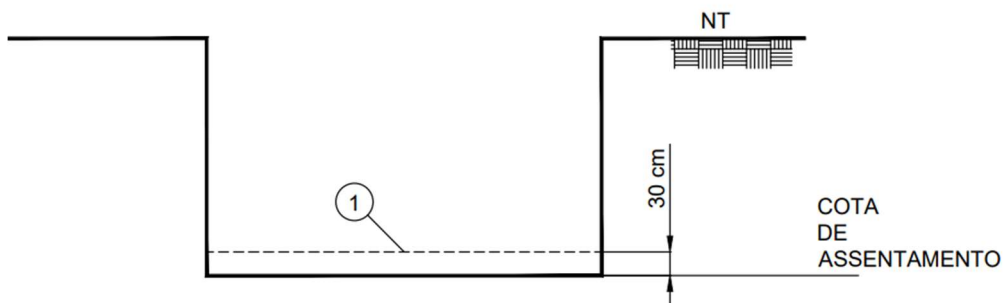


Figura 5 – Ângulo  $\beta$  dos blocos segundo NBR 6122 (2019).

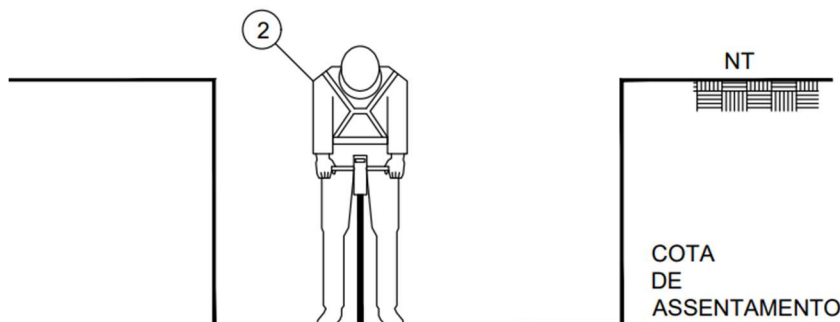
Cumpra-se observar que os blocos são elementos de concreto simples. Dessa forma, as tensões de tração são resistidas pelo concreto e a observação sobre o ângulo  $\beta$  diz respeito a essa questão. A referência [3] traz mais detalhes sobre este assunto.

A sequência executiva é descrita abaixo, para o caso de sapatas em solo, de acordo com a NBR 6122 (2019):

- Inicialmente é feita a escavação até a cota de assentamento definida em projeto. Caso se utilizem equipamentos mecânicos, deve-se paralisar a escavação no mínimo 30 cm acima da cota de assentamento e prosseguir com escavação manual;

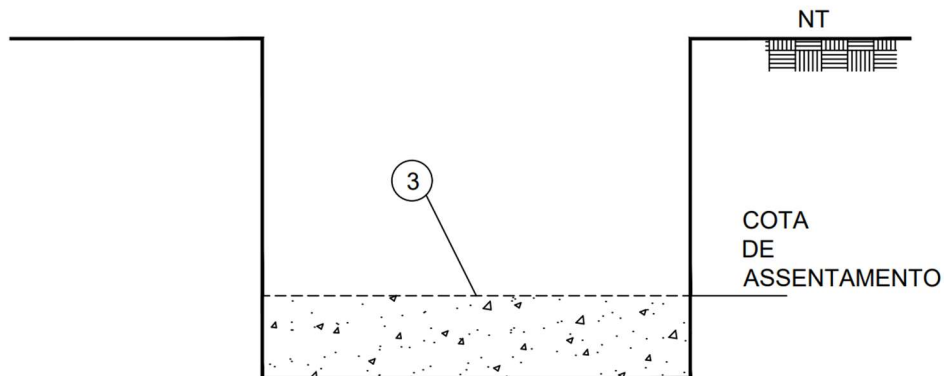


- Antes da concretagem, o solo de apoio deve ser inspecionado. Essa inspeção pode ser feita com auxílio de penetrômetro de barra manual.

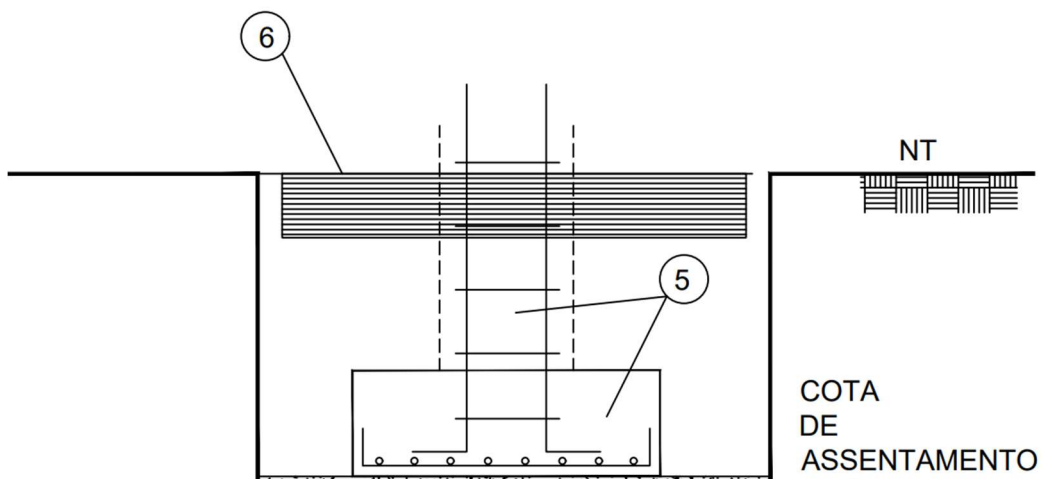


## PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

- Caso a inspeção indique a necessidade de aprofundar a base, a diferença deve ser preenchida com concreto com consumo de cimento mínimo de  $150 \text{ kgf/m}^3$ .



- O fundo da cava então deve ser regularizado com lastro de concreto (mínimo de 5 cm), resultando em superfície final plana e horizontal. Procede-se à concretagem e, após cura do concreto, é feito reaterro compactado da cava;



Uma situação que merece comentário é o caso de uma fundação corrida em terreno inclinado – por exemplo, a fundação de uma parede. Nesse caso, o projeto deve prever a execução em degraus, conforme ilustrado na figura abaixo.



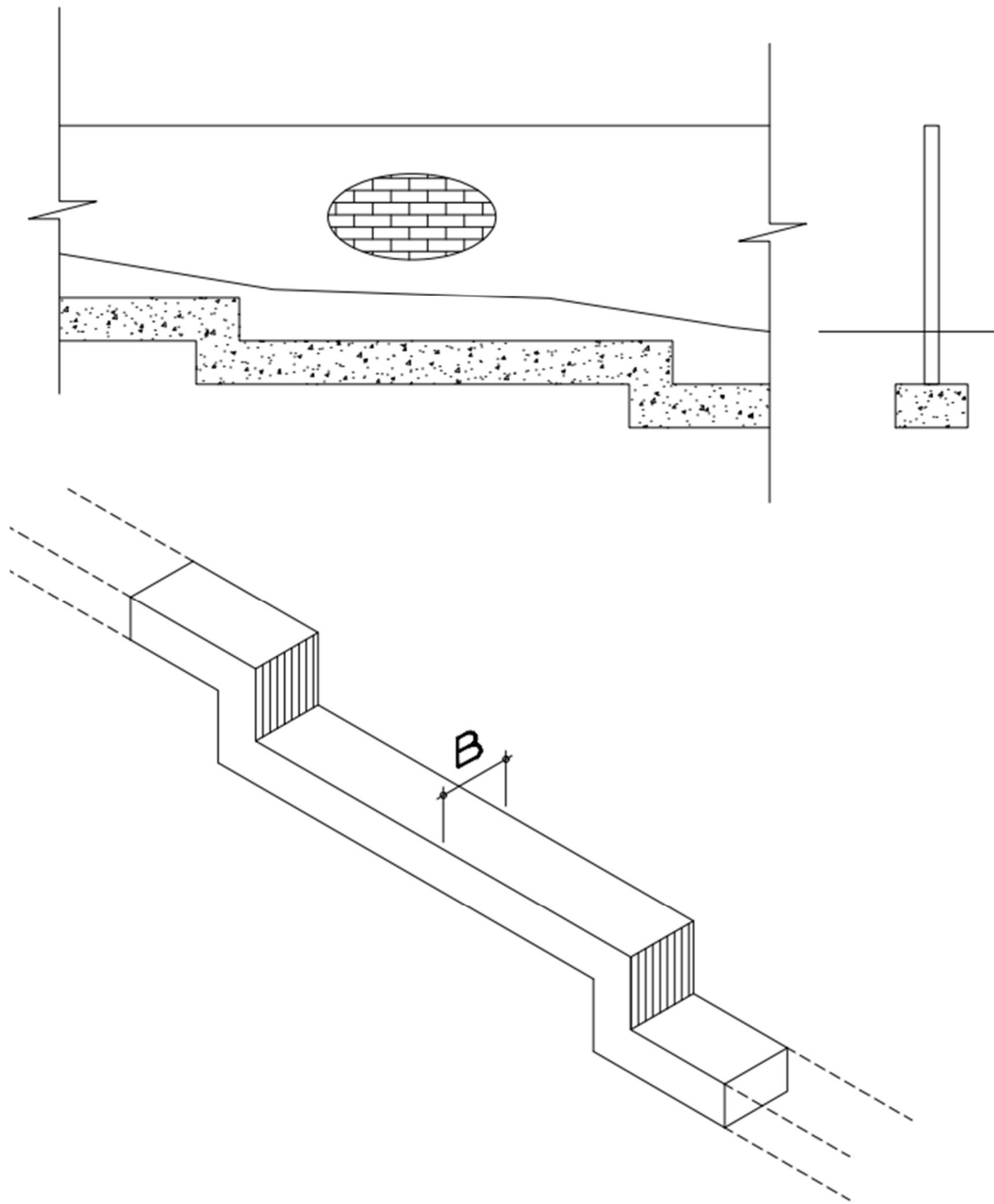


Figura 6 – Sapata corrida em terreno inclinado.

## 2.2. ILUSTRAÇÃO COM FOTOS DE UMA OBRA

Abaixo, segue ilustração de uma sapata isolada. O chanfro na superfície superior é desejável pois proporciona redução do volume de concreto e também proporciona melhor comportamento da laje de piso, conforme ilustrado. Apresenta-se também ilustração de uma fundação corrida.

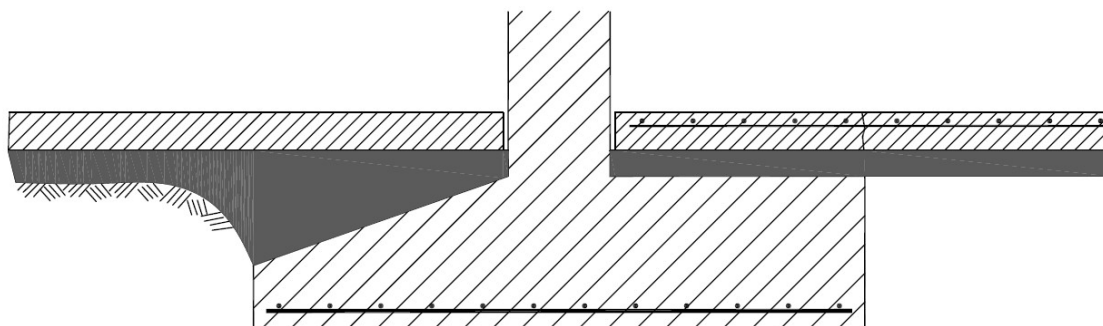
No caso específico, a fundação isolada servirá de apoio para pilares de aço enquanto a fundação corrida apoia uma parede de concreto armado, sendo ambas da mesma obra.



(a)



(b)



(c)

Figura 7 – Ilustração de fundação rasa de um edifício de múltiplos pisos: (a) vista geral; (b) detalhe de uma sapata isolada quadrada; (c) vantagem adicional de utilização de chanfro na face superior da sapata;





(a)



(b)

Figura 8 – Ilustração de uma sapata corrida: (a) posicionamento da armação; (b) vista do elemento após a concretagem.

### 3. ESTADOS LIMITES

#### 3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)

Os ELU são estados que, “pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção” [8]. De acordo com a NBR 6122 (2019) tais estados representam os mecanismos que conduzem ao colapso da fundação, sendo que os seguintes mecanismos podem caracterizar o ELU no projeto de uma fundação, seja ela rasa ou profunda:

- Perda de estabilidade global;
- Ruptura por esgotamento da resistência do terreno;
- Ruptura por deslizamento (fundações rasas);
- Ruptura **estrutural** em decorrência de movimentos da fundação;
- Arrancamento ou insuficiência de resistência por tração;
- Ruptura do terreno decorrente de carregamentos transversais;
- Ruptura **estrutural** por compressão, tração, flexão ou cisalhamento, considerados também os efeitos de segunda ordem nas situações destacadas na NBR 6122 (2019);

No projeto devem ser feitas verificações analíticas que comprovem a segurança. No caso particular de uma fundação rasa submetida a solicitação axial de compressão a verificação pode ser feita por:

- Métodos semiempíricos, válidos para o terreno local;
- Métodos analíticos;

Para ambos os procedimentos, o fator de segurança global ( $FS_g$ ) deve ser, no mínimo 3,00. Conforme se executem duas ou mais provas de carga na fase de projeto, o valor de  $FS_g$  pode ser 2,00.

O método de ensaio para provas de carga estática em fundação direta é definido na NBR 6489 [9]. A realização da prova de carga possibilita:

- Traçar a curva tensão-deslocamento;
- Estimar os parâmetros de deformabilidade (coeficiente de reação vertical e módulo de deformabilidade);
- Estimar parâmetros de resistência (tensão admissível) do solo em análise;

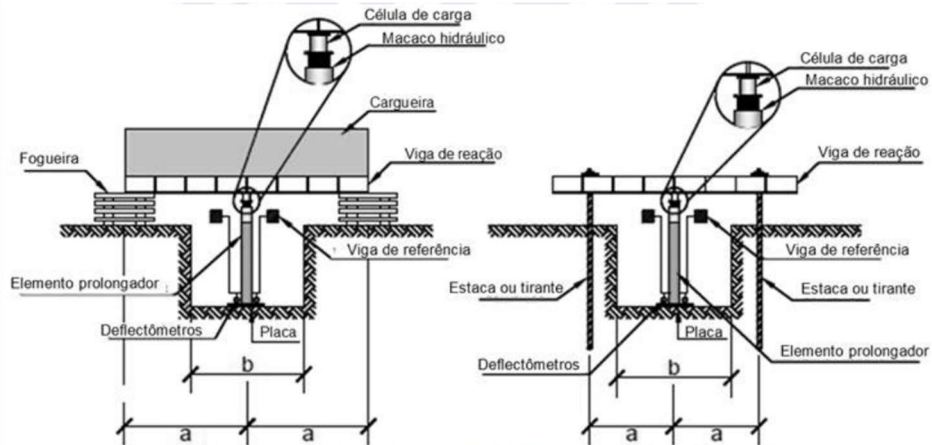
A figura abaixo ilustra o esquema de uma prova de carga com escavação do terreno, bem como os elementos de uma curva tensão-deslocamento conforme a referida norma.

O planejamento e a interpretação de uma prova de carga em fundação direta devem levar em conta o perfil geotécnico do terreno. Este ensaio também é útil para as verificações de Estado Limites de Serviço (ELS).

Analisando-se o gráfico tensão x deslocamento da figura abaixo, podem-se estimar:

## PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

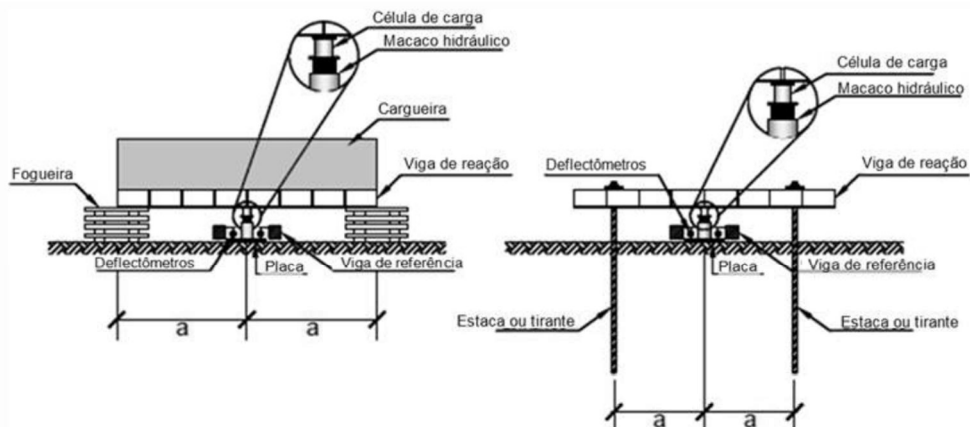
- Um valor de tensão da ordem de 2000 kPa que pode ser associado ao ELU de ruptura por esgotamento da resistência do terreno;
- Valores de tensão até próximo de 1000 kPa associados com pequenos deslocamentos (cerca de 5 mm) e com comportamento aproximadamente linear da curva tensão x deslocamento;



### Legenda

- a 1,5 vez o diâmetro da placa ou 1,5 vez o maior lado (mínimo 1,5 m)
- b Para o caso de poços – diâmetro da placa + 0,60 m ou maior lado + 0,60 m

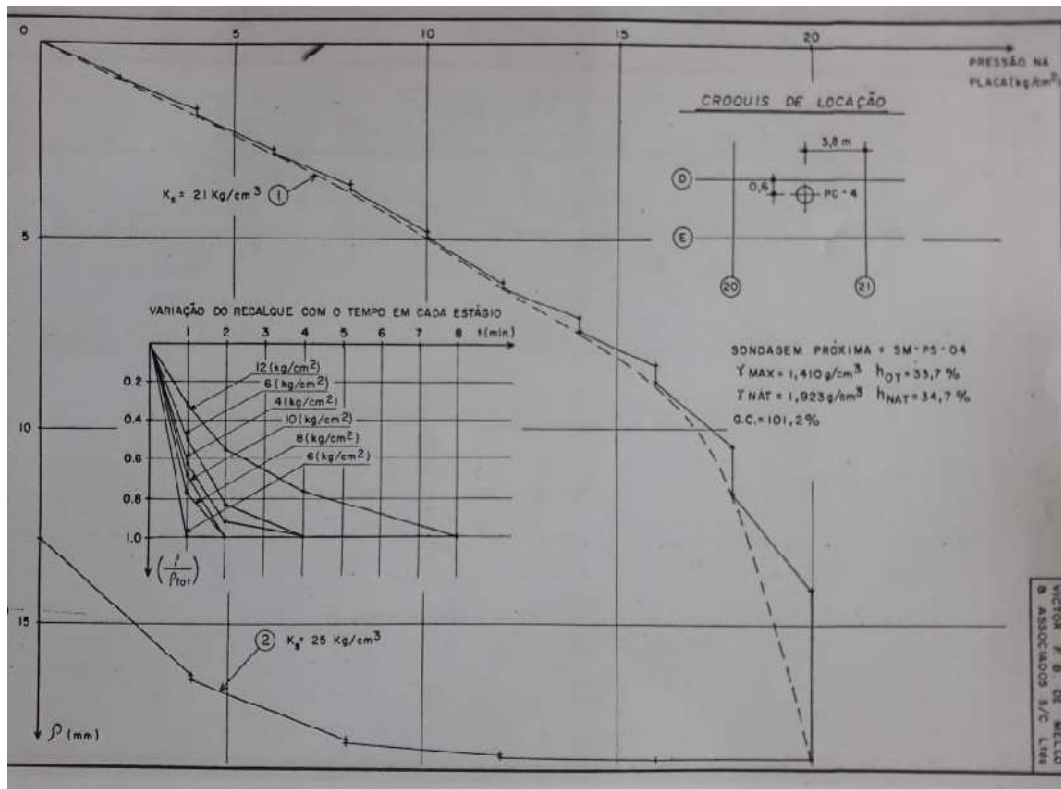
(a)



### Legenda

- a 1,5 vez o diâmetro da placa ou 1,5 vez o maior lado (mínimo 1,0 m)

(b)



(c)

Figura 9 – Prova de carga: (a) esquema de ensaio com escavação do terreno conforme NBR 6489 (2019); (b) esquema de ensaio sem escavação no terreno; (c) exemplo de curva tensão-deslocamento.

Naturalmente, a extrapolação desses resultados deve levar em conta, entre outros fatores, o fato de que as dimensões da placa empregada na prova de carga em geral são bem menores que as dimensões que a fundação irá apresentar.

### 3.2. ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS)

De acordo com a NBR 8681 (2004) [8] os ELS são estados que, “por sua **ocorrência, repetição ou duração**, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura. Estão normalmente associados a **deformações, fissuras e vibrações que comprometem o uso da obra** [1]. Por sua vez, esses efeitos estão intimamente relacionados com os valores dos recalques de apoio.

A NBR 6122 (2019) define **recalque como deslocamento vertical descendente da fundação**. Essa definição diverge daquela dada pelo Vocabulário de Teoria das Estruturas da ABCP, segundo o qual:



**“Recalque de apoio é o deslocamento de um apoio incompatível com as ligações nele admitidas. (ABCP, 1967)”**

Na opinião deste autor, a definição do VTE da ABCP é mais adequada que a da NBR 6122 (2019). Deve-se observar a diferença entre um recalque e um deslocamento do apoio compatível com as ligações admitidas no vínculo, as quais não se constituem em recalques. Além disso, pelas definições da NBR 6122 (2019) há dificuldade em se definirem recalques horizontais ou angulares em um apoio. A figura abaixo ilustra o que se disse.

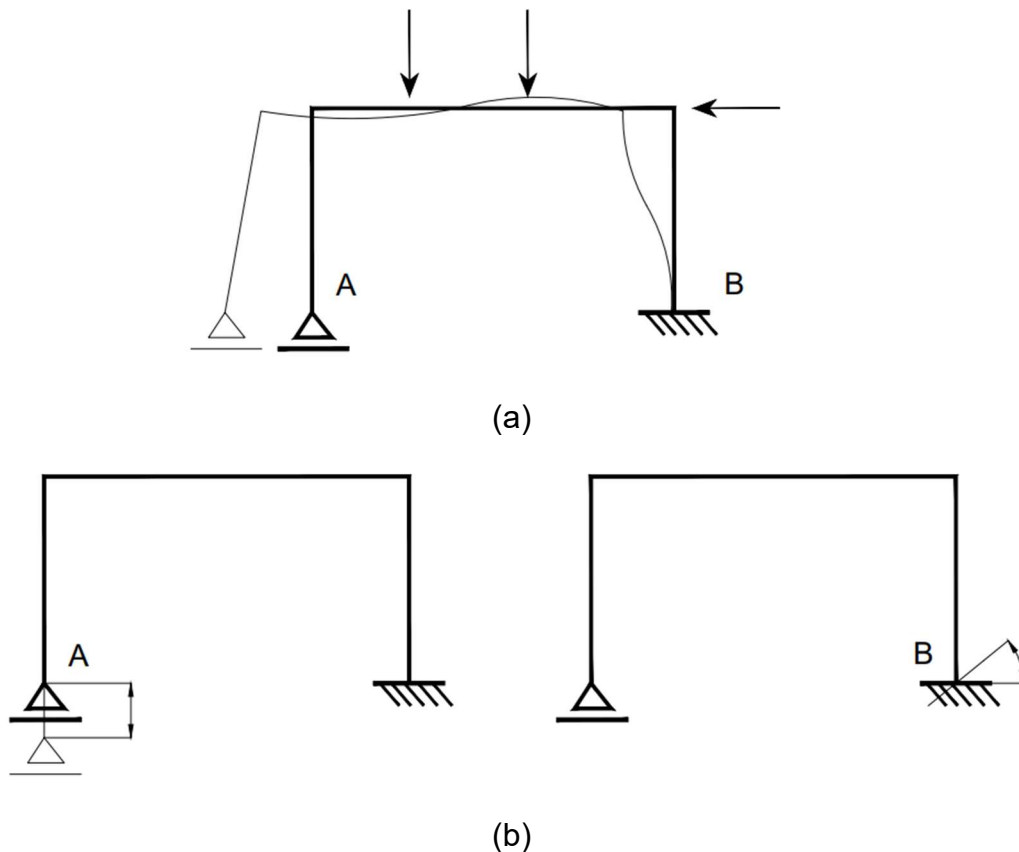


Figura 10 – Deslocamentos de apoio: (a) compatíveis com as ligações nele admitidas; (b) incompatíveis (recalques).

Outro aspecto importante a considerar é que o recalque de uma fundação rasa ocorre devido às deformações do maciço e da estrutura. Em geral, apenas a primeira parcela é considerada, pois normalmente apresenta maiores valores, conforme se ilustra de forma esquemática na figura abaixo.

Entende-se que o uso do termo **recalque** para expressar apenas um deslocamento vertical ascendente de uma fundação é justificável pelo fato de que a tradição tem sido efetuar medições de deslocamentos verticais em estruturas com vários apoios para monitoramento dos recalques em uma obra.

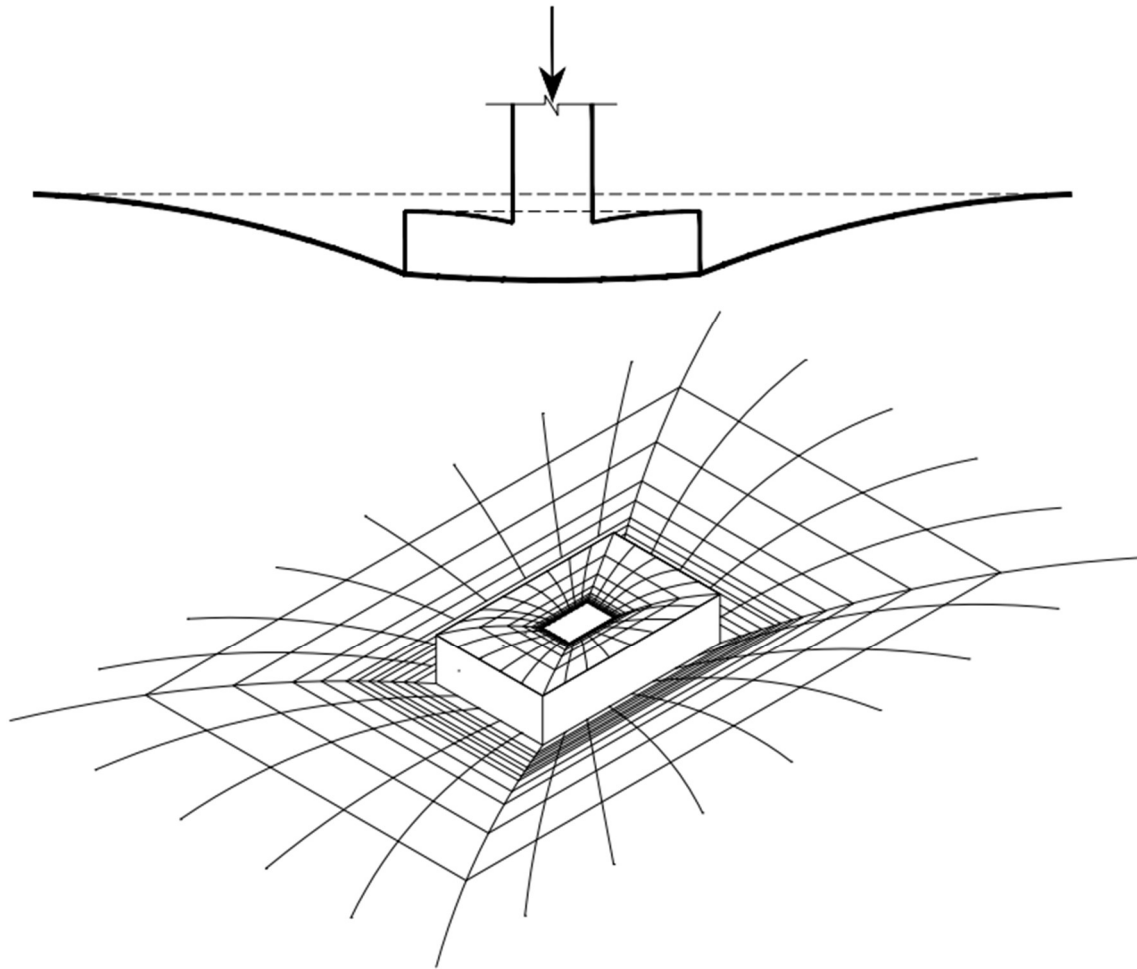


Figura 11 – Ilustração esquemática do recalque de uma sapata que decorrem de deformações do maciço e da estrutura.

A definição do valor de recalque que atenda as verificações de ELS não é simples. Para fornecer uma visão inicial desse problema, considere-se inicialmente a figura abaixo, onde se apresentam valores de recalques em pontos de uma estrutura. Com base nessa figura, podem-se definir [1]:

- $s$  = deslocamento vertical de um ponto da estrutura, o qual, conforme a NBR 6122 é definido como recalque quando é descendente, e levantamento quando ascendente – porém, pode ser chamado de recalque vertical de um ponto da estrutura;
- $\delta$  = recalque diferencial entre dois pontos da estrutura;
  - $\delta_{\text{máx}} = s_{\text{máx}} - s_{\text{mín}}$ ;
- $\delta/L$  = recalque diferencial específico entre dois pontos, usualmente expresso como  $1:\cot(\theta)$ ;
- $\beta$  = distorção angular;
- $\omega$  = rotação ou desaprumo quando a estrutura se comporta como corpo rígido;
- $\alpha$  = deformação angular entre dois trechos da estrutura;



- $\theta$  = rotação relativa entre dois pontos da estrutura;
- $\Delta$  = deflexão relativa;

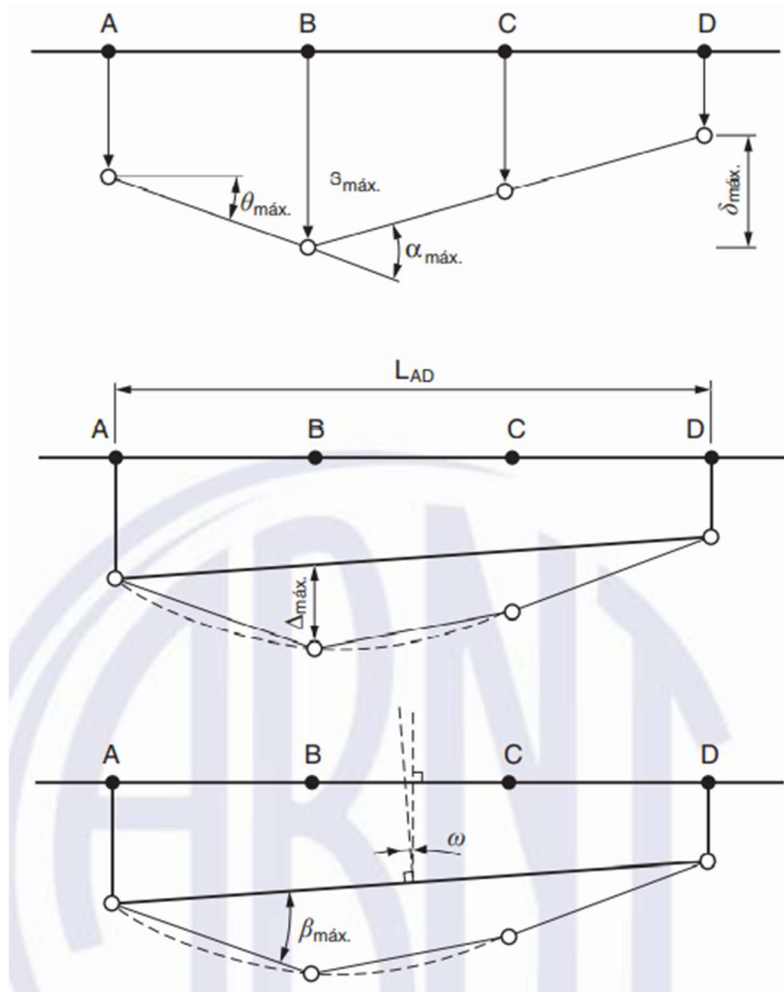
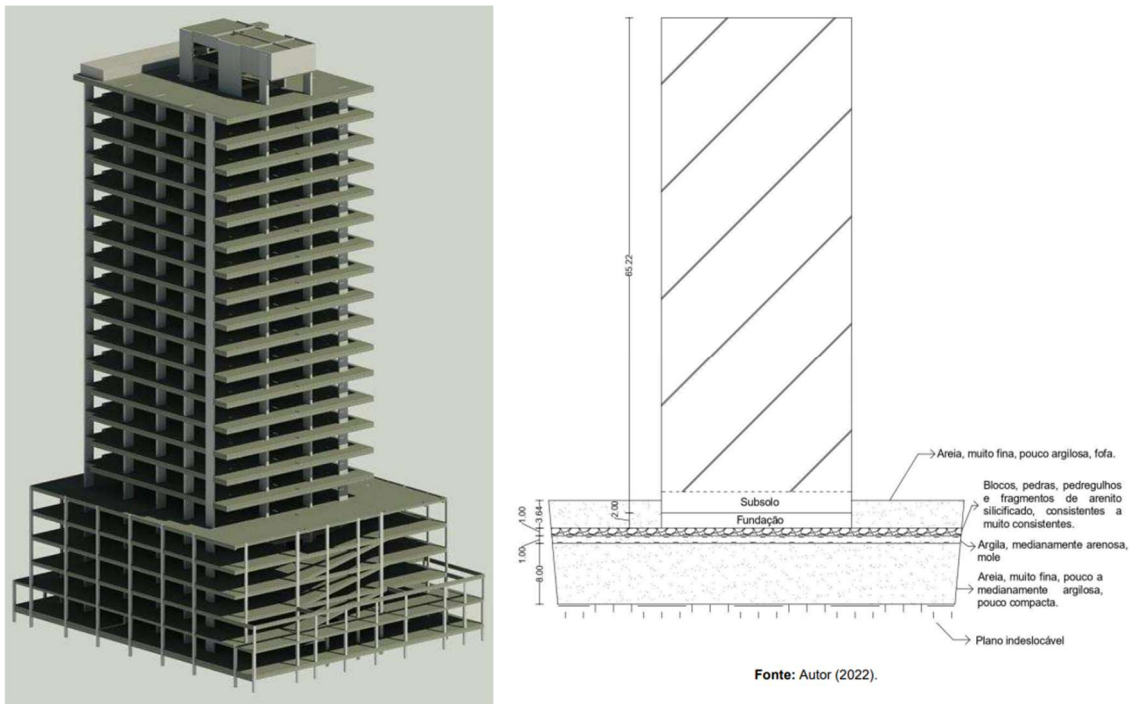


Figura 12 – Auxiliar para definições básicas referentes a recalques.

Embora seja possível, é menos usual que os recalques sejam todos iguais. Imaginando que numa determinada obra tais recalques sejam todos iguais, ter-se-iam:  $\delta = \Delta = \theta = \alpha = \omega = \beta = 0$ . Nesse caso a definição de um valor admissível talvez fosse mais simples, pois estaria mais relacionado à funcionalidade da obra. Cumpre observar que esses recalques iguais seriam apenas na estrutura pois geralmente se forma uma “cratera” de recalques em torno da estrutura. Elementos que estejam nessa cratera de recalques sofrerão recalques diferenciais.

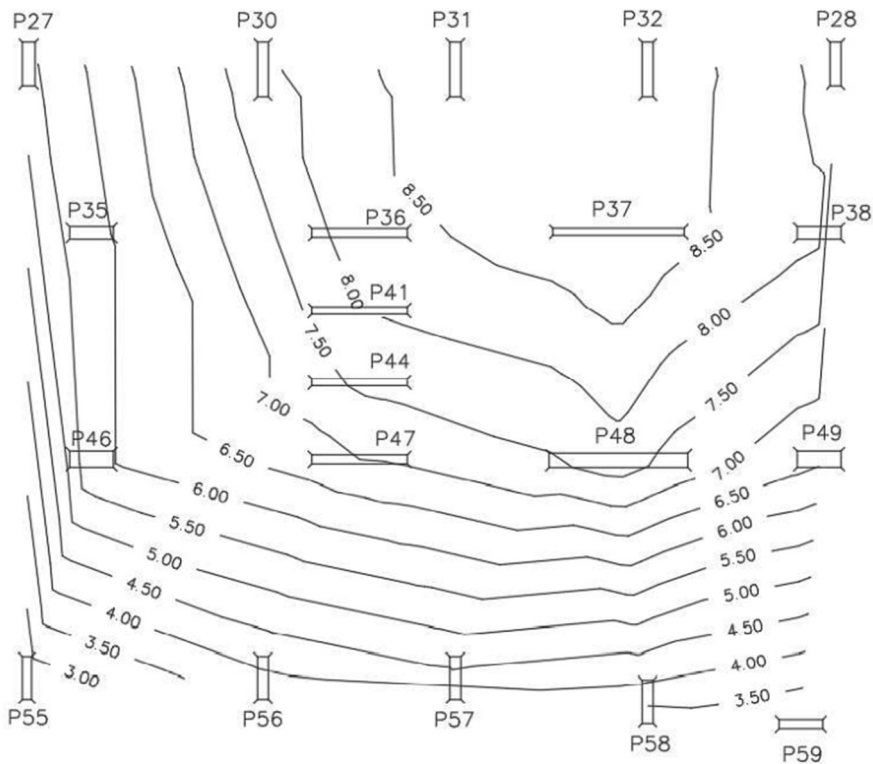
Na figura abaixo apresentam-se os resultados de leituras de recalques de um edifício [11].

# PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES



Fonte: Autor (2022).

(a)



(b)

Figura 14 – Recalques de um edifício de múltiplos pisos com fundação rasa (sapatas isoladas): (a) vista esquemática da obra; (b) recalques em mm – Fonte: CARVALHO (2022).

## PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

No caso usual, ocorrem recalques diferenciais e pode haver distorção e eventualmente desaprumos significativos, o que deixa a definição dos valores admissíveis mais complexa. Distorções podem produzir danos severos em elementos de acabamento e podem também produzir danos na própria estrutura. Os desaprumos que ocorrem quando a estrutura se comporta como corpo rígido também podem ocasionar efeitos de segunda ordem nos apoios.

Diversos autores têm estudado o problema de definição de valores admissíveis de recalques e apresentado sugestões, como a que pode ser vista na figura abaixo. Como as figuras foram extraídas de referências distintas, eventualmente a notação pode divergir daquela empregada na NBR 6122 (2019) e apresentada anteriormente.

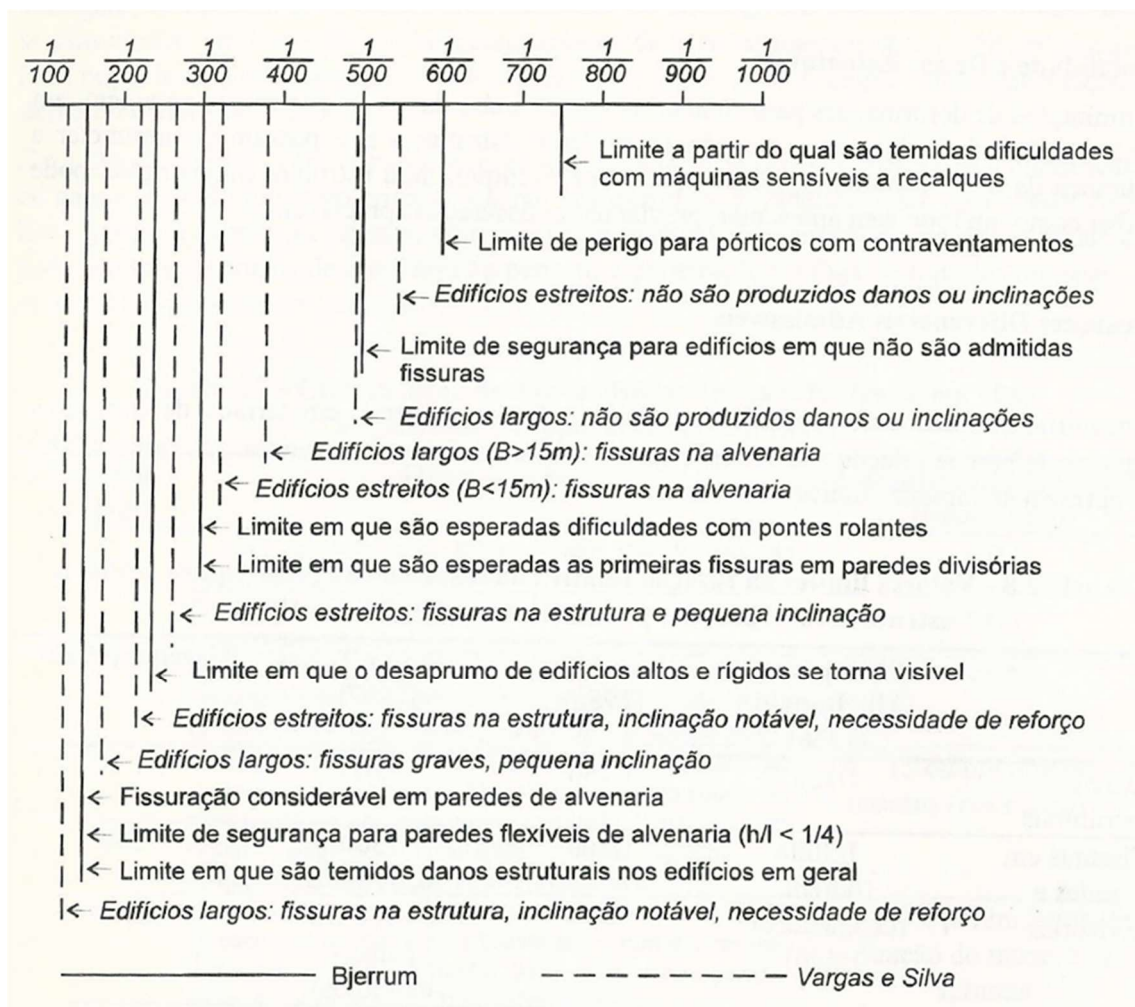


Figura 14 – Recalques admissíveis em edifícios (Bjerrum, 1963; US Navy, 1982)

Para o caso de edifícios de alvenaria não armada e outras estruturas especiais, que são extremamente sensíveis a distorções, as recomendações diferenciam

os casos em que os recalques definem uma superfície côncava (*sagging*) ou convexa (*hogging*), chegando-se aos valores abaixo.

STRUCTURE		TOLERABLE DISTORTION
		$\frac{\Delta_{\max}}{L}$ or $\beta$
A. Unreinforced load-bearing walls  ( $L$ and $H$ are respectively length and height of the wall from top of footing)	Sagging for $L/H < 3$	$\frac{\Delta_{\max}}{L} = 1/3500$ to $1/2500$
	for $L/H > 5$	$\frac{\Delta_{\max}}{L} = 1/2000$ to $1/1250$
	Hogging for $L/H = 1$	$\frac{\Delta_{\max}}{L} = 1/5000$
	for $L/H = 5$	$\frac{\Delta_{\max}}{L} = 1/2500$
B. Jointed rigid concrete pressure conduits  (Maximum angle change at joint 2 to 4 times average slope of settlement profile. Longitudinal extension affects damage.)		1/65
C. Circular steel petroleum or fluid storage tanks.		$\beta < 1/300$ $\beta' = 1/500$ to $1/300$

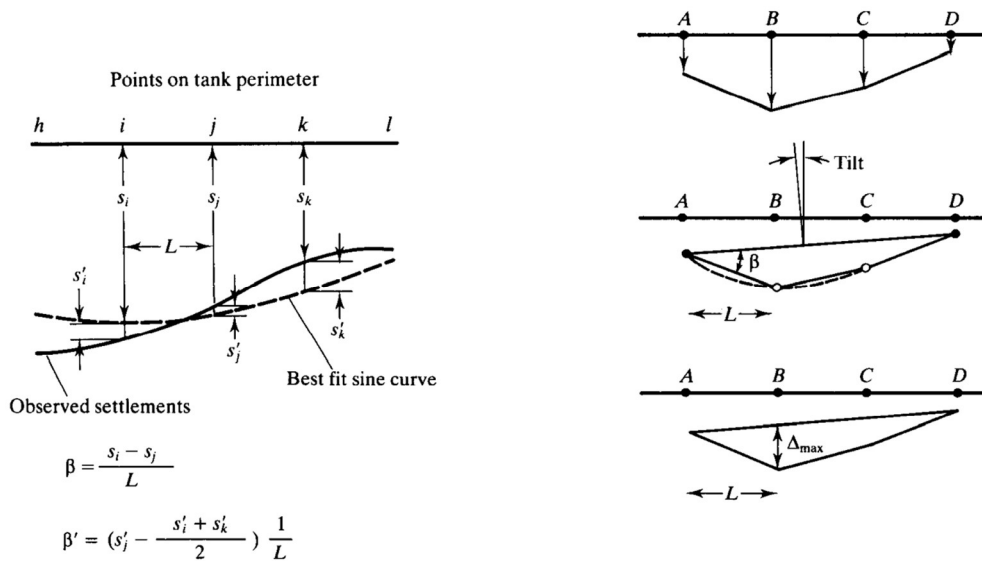


Figura 15 – Recalques admissíveis em algumas estruturas especiais: paredes portantes de alvenaria não armadas, condutos pressurizados de concreto e reservatórios de petróleo (US Navy, 1982)

Esses valores servem como referências iniciais para orientar a tomada de decisões deste problema complexo.

#### 4. CAPACIDADE DE CARGA OU TENSÃO DE RUPTURA

Define-se **tensão de ruptura** de uma fundação o valor de tensão que, se aplicada pela fundação ao terreno, provoca perda do equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho; corresponde à tensão resistente última (geotécnica) da fundação [1]. A tensão de ruptura será denominada por  $q_r$  neste texto.

Em 1942 Terzaghi, apresentou a seguinte fórmula, para determinação de  $q_r$  em uma sapata corrida de largura  $B$ , apoiada à profundidade  $D_f$ , em solo com peso específico  $\gamma$ , coesão efetiva  $c'$  e ângulo de atrito interno efetivo  $\varphi'$ :

$$q_r = c'N_c + q'N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Sendo

$$q' = \gamma D_f$$

$$N_\varphi = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi'}{1 - \operatorname{sen}\varphi'}$$

$$N_q = N_\varphi \exp(\pi \operatorname{tg}\varphi')$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg}\varphi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg}\varphi'$$

Conforme explicado pelo prof. J. J. Nader [12], “se o solo for insaturado, sem ser seco, ou se o carregamento for não-drenado, a equação será a mesma, mas devem-se usar parâmetros de resistência para envoltória de tensões totais. Em caso de carregamento não-drenado em solo saturado, devem-se usar  $s_u$ , em vez de  $c'$ , e 0 (zero), em vez de  $\varphi'$ : com isso  $N_c \cong 5,14$ ,  $N_q = 1$ ,  $N_\gamma = 0$ .”

A tabela abaixo apresenta alguns valores dos fatores  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$ .

Tabela 1 – Fatores de capacidade de carga de Terzaghi para cálculo de  $q_r$

$\varphi'$	$N_\varphi$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
25°	2,463	10,7	20,7	9,0
30°	3	18,4	30,1	20,1
35°	3,690	33,3	46,1	45,2
40°	4,599	64,2	75,3	106,1

Terzaghi recomenda ainda que para solos menos competentes os fatores de capacidade de carga sejam calculados adotando-se  $(2/3)\varphi'$  em vez de  $\varphi'$ . Valores de  $\gamma$  podem ser adotados conforme a referência [3].

## PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

A expressão de Terzaghi apresentada acima se refere a sapatas corridas ( $L \gg B$ ). Para outras formas de sapatas usam-se os fatores de forma  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$ . Dessa forma, tem-se:

Para condição não drenada em solo saturado ( $\varphi' = 0$ ;  $N_c = 5,14$ ,  $N_q = 1$ ,  $N_\gamma = 0$ ; coesão não-drenada =  $s_u$ ):

$$q_r = 5,14s_u b_c s_c i_c + q$$

Sendo

- $s_c = 1 + 0,2 (B/L)$  para sapata retangular;
- $s_c = 1,2$  para sapata quadrada ou circular;

Para condição drenada:


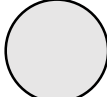

$$q_r = c' N_c s_c + q' N_q s_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma$$

Sendo

- $s_q = 1 + (B/L) \text{sen} \varphi'$ , para sapata retangular;
- $s_q = 1 + \text{sen} \varphi'$ , para sapata quadrada ou circular;
- $s_\gamma = 1 - 0,3(B/L)$ , para sapata retangular;
- $s_\gamma = 0,7$ , para sapata quadrada ou circular;
- $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$ , para sapata retangular, quadrada ou circular

A tabela abaixo ilustra valores dos fatores de forma.

Tabela 2 – Fatores de forma da equação de Terzaghi

			
<b><math>s_c</math></b>	1,3	1,3	$1+0,3(B/L)$
<b><math>s_q</math></b>	1,0	1,0	1,0
<b><math>s_\gamma</math></b>	0,8	0,6	$1-0,2(B/L)$

As duas expressões acima – para condição drenada e não drenada – se referem ao caso de sapatas com solicitação axial. Usualmente a situação de carregamento é de solicitações não axiais, onde a força normal é excêntrica e inclinada. Além disso, a expressão acima pressupõe terreno plano. Mais adiante serão vistas essas situações.

É interessante avaliar como varia a resistência de um solo arenoso e um solo argiloso, com uso da fórmula de Terzaghi.

- Em primeiro lugar, o valor de  $q_r$  aumenta com a profundidade da fundação  $D_f$ ;
- Numa situação não-drenada de um solo saturado  $q_r$  é independente da dimensão da base da sapata. Na superfície ( $D_f = 0$ ),  $q_r = 5,14 s_u s_c$ ;
- O valor de  $q_r$  em um solo não coesivo ( $c' = 0$ ) é diretamente dependente da dimensão da fundação, mas a profundidade é mais importante que a dimensão da fundação;

Quanto aos parâmetros de resistência, abaixo apresentam-se algumas correlações que podem ser usadas como orientação – devendo os mesmos serem definidos por ensaios.

**a) A partir do SPT ( $\phi'$  e  $s_u$ )**

As tabelas abaixo apresentam valores iniciais como orientação para ordem de grandeza.

Areias e siltes arenosos:

SPT	Estado	$\phi^\circ$
$\leq 4$	Fofo	$< 30$
5 a 8	Pouco compacto	30 a 35
9 a 18	Medianamente compacto	35 a 40
19 a 40	Compacto	40 a 45
$\geq 40$	Muito compacto	$> 45$

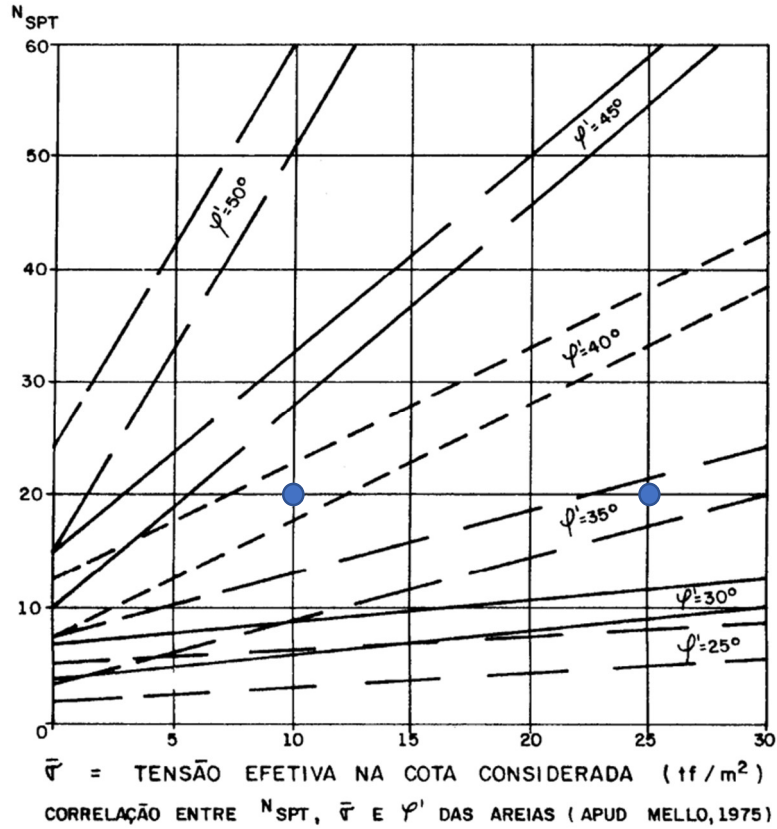
Argilas e siltes argilosos:

SPT	Estado	c (kPa)
$\leq 2$	Muito mole	$< 10$
3 a 5	Mole	10 a 25
6 a 10	Média	25 a 40
11 a 19	Rija	40 a 130
$\geq 19$	Dura	$> 130$

O ábaco elaborado pelo prof. Victor de Mello (figura abaixo) permite estimar valor de  $\phi'$  para areias em **função do SPT e da profundidade**. Por exemplo, imagine-se solo arenoso com  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , e admitamos que numa sondagem o valor de SPT desse solo é 20, a 12,5 m de profundidade ( $\sigma' = \gamma z = 250 \text{ kPa} = 25 \text{ tf/m}^2$ ); pelo ábaco encontra-se  $\phi' = 35^\circ$ . Porém, admitindo que o mesmo valor de SPT seja atingido, para um solo arenoso com mesmo peso específico, a 5 m de profundidade ( $\sigma' = \gamma z = 100 \text{ kPa} = 10,0 \text{ tf/m}^2$ ), resultaria, pelo ábaco  $\phi' = 40^\circ$ . Pelas tabelas acima, resultaria  $\phi' = 40^\circ$  a  $45^\circ$ , para os dois casos.



PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES



b) A partir de CR e de IC (PINTO, 2006)

Descrição da areia	$e_{min}$	$e_{max}$
Areia uniforme de grãos angulares	0,70	1,10
Areia bem graduada de grãos angulares	0,45	0,75
Areia uniforme de grãos arredondados	0,45	0,75
Areia bem graduada de grãos arredondados	0,35	0,65

$$CR = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}}$$

Classificação	CR
Areia fofa	abaixo de 0,33
Areia de compactidade média	entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	acima de 0,66



## PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

	Compacidade		
	fofo	a	compacto
<b>Areias bem-graduadas</b>			
de grãos angulares	37°	a	47°
de grãos arredondados	30°	a	40°
<b>Areias malgraduadas</b>			
de grãos angulares	35°	a	43°
de grãos arredondados	28°	a	35°

$$IC = \frac{LL - w}{LL - LP}$$

Consistência	Índice de consistência
mole	< 0,5
média	0,5 a 0,75
rija	0,75 a 1
dura	> 1

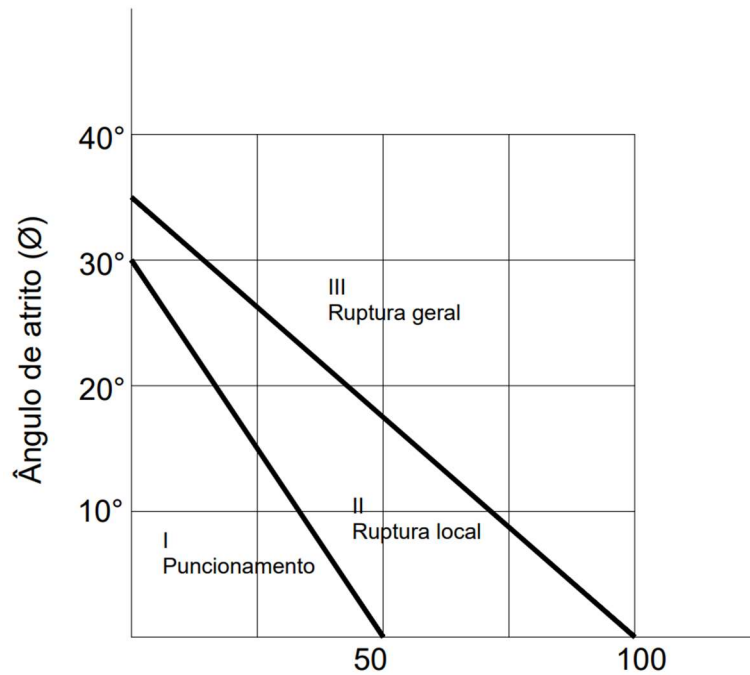
Consistência	Resistência, em kPa
muito mole	< 25
mole	25 a 50
média	50 a 100
rija	100 a 200
muito rija	200 a 400
dura	> 400

Outra correlação interessante é apresentada por PINTO (2006).

Índice de Plasticidade	Ângulo de atrito interno efetivo (°)	
	Geral	São Paulo
10	30 a 38	30 a 35
20	26 a 34	27 a 32
40	20 a 29	20 a 25
60	18 a 25	15 a 17

### c) Proposta de Aoki para solo genérico $c - \varphi$

Aoki apresenta o gráfico abaixo.



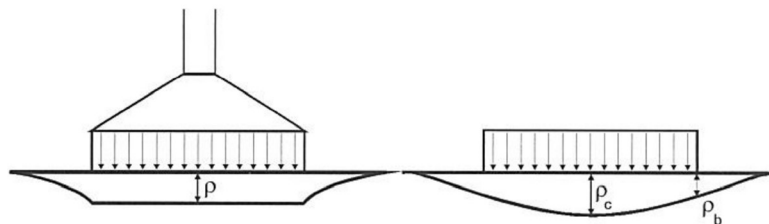
Para uso dessas correlações

## 5. ESTIMATIVA DE RECALQUES

### 5.1. TEORIA DA ELASTICIDADE

Em PINTO (2006), encontra-se a expressão para cálculo de recalques ( $\rho$ ) obtida da Teoria da Elasticidade:

$$\rho = I \cdot \frac{\sigma_o \cdot B}{E} \cdot (1 - \nu^2)$$



Onde o valor do fator I é dado pela tabela abaixo.

Tipo de Placa	Rígida	Flexível	
		Centro	Borda ou Canto
Circular	0,79	1,00	0,64
Quadrada	0,86	1,11	0,56
Retangular	L/B = 2	1,17	0,75
	L/B = 5	1,66	1,05
	L/B = 10	2,00	1,27

O mesmo autor apresenta alguns valores de referência para o módulo de Elasticidade, mostrados abaixo.

Argilas

Consistência	Módulo de elasticidade (MPa)
Muito mole	< 2,5
Mole	2,5 a 5
Consistência média	5 a 10
Rija	10 a 20
Muito rija	20 a 40
Dura	> 40

Areias com tensão de confinamento,  $P_a = 100$  kPa

Descrição da areia	Módulo de elasticidade (MPa)	
	Fofa	Compacta
Areias de grãos frágeis, angulares	15	35
Areias de grãos duros, arredondados	55	100
Areia basal de São Paulo, bem graduada, pouco argilosa	10	27

$$E_{\sigma} = E_a \cdot P_a \left( \frac{\sigma}{P_a} \right)^n$$

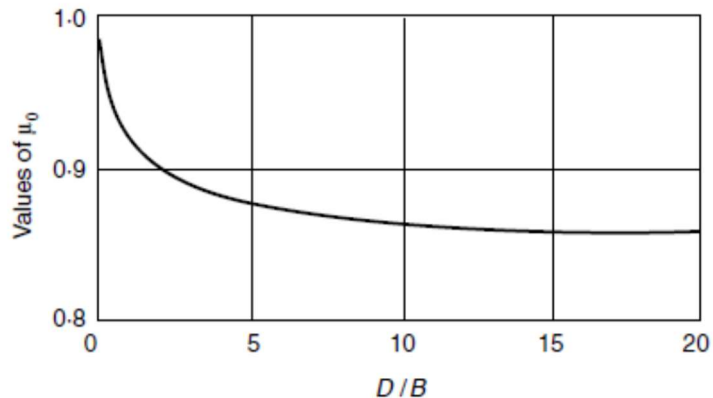
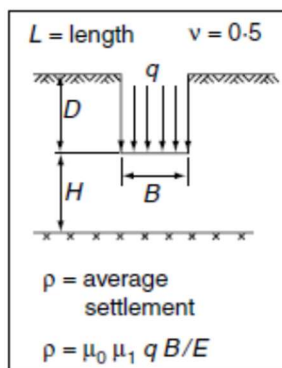
Para valores  $\sigma \neq P_a$ , o autor recomenda a expressão acima de  $E_{\sigma}$ , com  $n = 0,5$ .

O gráfico abaixo permite considerar outras situações, tais como:

- A existência de uma camada indeformável numa profundidade  $H$  contada a partir da cota de assentamento;
  - A expressão anterior, extraída de PINTO (2006), para estimativa de recalque com a Teoria da Elasticidade, pressupõe que o maciço se é semi-infinito;
- Cota de assentamento abaixo da cota do terreno;

A expressão anterior, extraída de PINTO (2006), para estimativa de recalque com a Teoria da Elasticidade, pressupõe que a sapata se encontra no nível do terreno, ou seja,  $D_f = 0$ ;

- Solos estratificados;



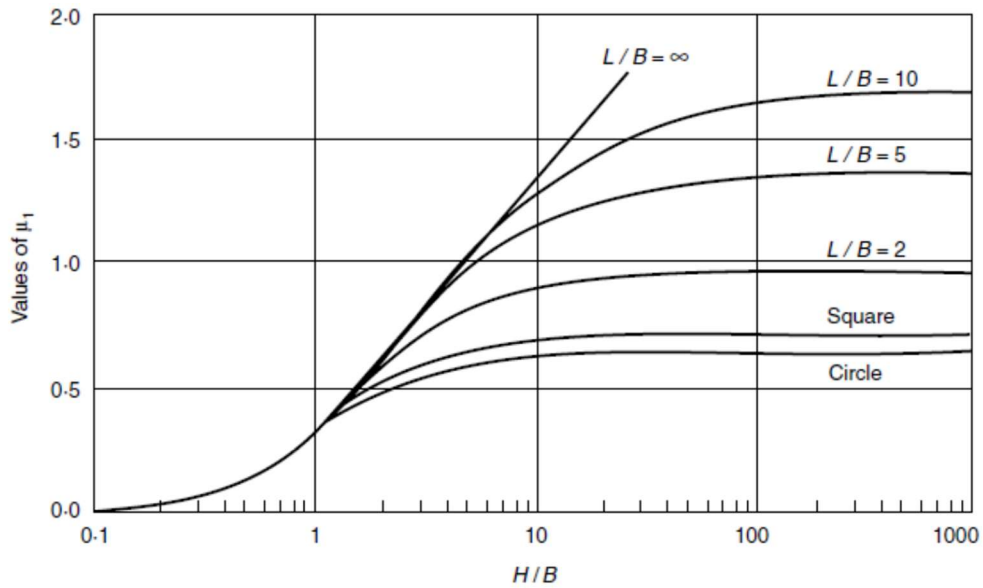


Fig. 3.6 Diagrams for the factors  $\mu_0$  and  $\mu_1$  used in the calculation of the immediate average settlement of uniformly loaded flexible areas on homogeneous isotropic saturated clay, after Janbu, Bjerrum and Kjaernsli (1956), as reinterpreted by Christian and Carrier (1978)

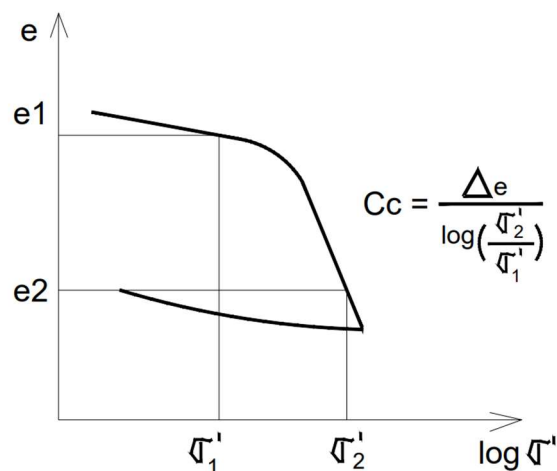
Simons, N. & Menzies, B.; A short course in foundation engineering (Thomas Telford, 2 ed., 2000, p.64)

## 5.2. TEORIA DO ADENSAMENTO

Em algumas situações pode ser mais adequado o emprego da teoria do adensamento de Terzaghi para estimativa de recalques. Para isso, usa-se a expressão clássica (PINTO, 2006):

$$\rho = \frac{H}{1 + e_1} \left( C_r \log \frac{\sigma'_a}{\sigma'_1} + C_c \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_a} \right)$$

E o valor de  $C_c$  sendo dado por:



Alguns valores orientativos do índice de compressão ( $C_c$ ) podem ser estimados em função do limite de liquidez do solo (LL), conforme Terzaghi:

$$C_c = 0,009(LL - 10)$$

Enquanto o índice de recompressão ( $C_r$ ) normalmente varia entre  $0,05C_c$  e  $0,3C_c$ , sendo mais usual entre  $0,10C_c$  e  $0,2C_c$ .

### 5.3. OUTROS MÉTODOS DE CÁLCULO DE RECALQUES

Existem outros métodos que podem ser empregados para estimativa de recalques, que podem ser encontrados na bibliografia citada [2], [3].

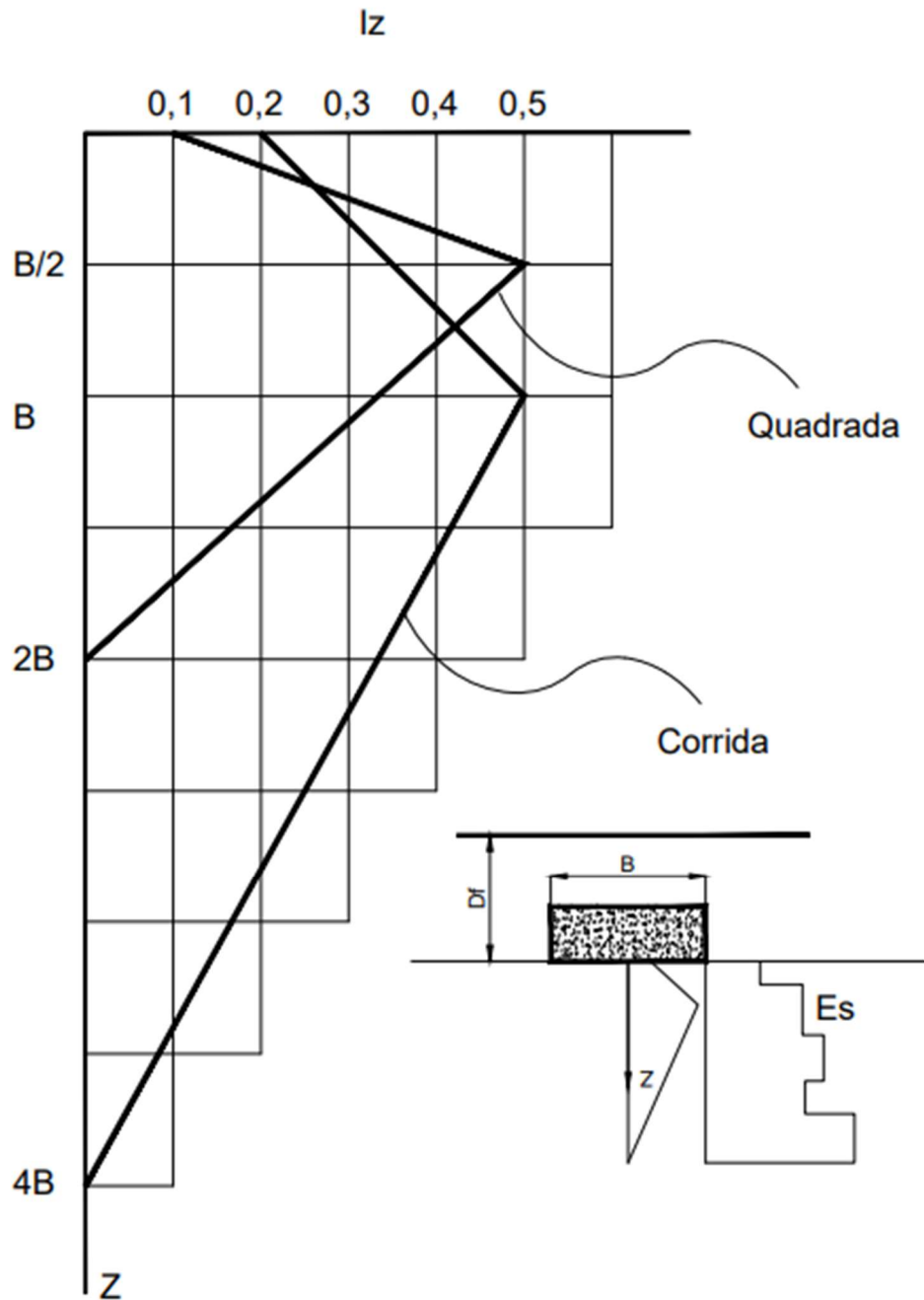
Um método muito empregado para o caso de sapatas em solo granular é o método de Schmertmann, que é descrito em detalhes em [3], e usa a seguinte formulação:

$$\rho = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \left( \frac{I_z}{E_s} \Delta z \right)_i$$

$$C_1 = 1 - 0,5 \left( \frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5$$

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

$$I_{z,máx} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}}$$



Além disso, atualmente é possível a elaboração de modelos de elementos finitos que são muito adequados para casos gerais.

De todo modo, ao aplicar qualquer método, deve-se entender as suas limitações frente ao problema de previsão de recalques que tem ocupado construtores e engenheiros desde sempre. Frente à dificuldade de se obterem métodos gerais, precisos, a experiência prévia é muito importante. O monitoramento de recalques também é uma ferramenta importante, sendo imprescindível em alguns casos [11].

## 6. TENSÃO ADMISSÍVEL

Define-se **tensão admissível** ( $\sigma_{adm}$ ) máxima o valor de tensão que, aplicada ao terreno pela fundação rasa, atende, com fatores de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.) [1].

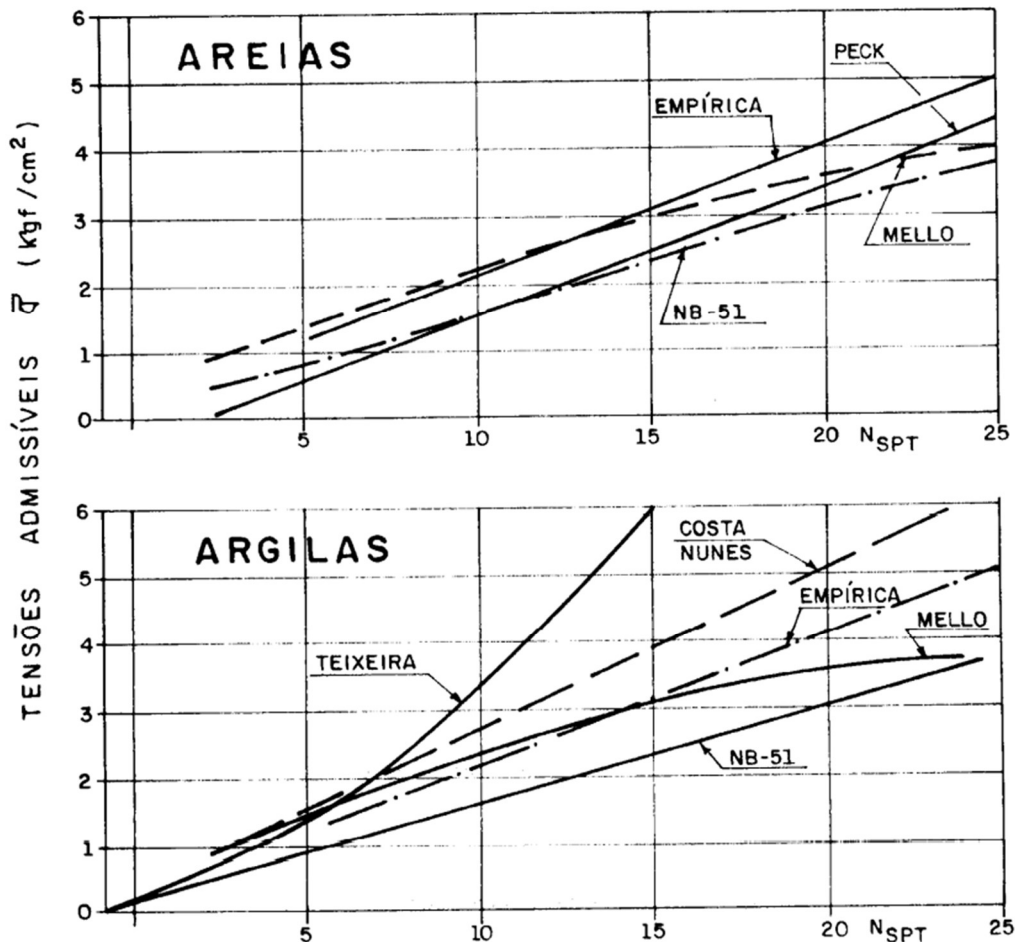
A tensão admissível é uma grandeza utilizada no projeto quando se trabalha com valores característicos das ações.

Com base no que foi dito anteriormente sobre ELU e ELS, a tensão admissível deve apresentar valor tal que não ultrapasse:

- $q_r/FS$ , com FS entre 2,0 e 3,0, satisfazendo assim a verificação analítica de segurança no ELU;
- A tensão correspondente ao recalque admissível, satisfazendo os requisitos de ELS;

A tensão admissível pode ser definida por métodos empíricos, métodos analíticos e ou provas de carga estática em fundações diretas.

A figura abaixo ilustra valores de tensão admissível obtidos por alguns métodos baseados em valores de SPT – usualmente com base no valor médio de SPT na profundidade 2,5 B abaixo da cota de apoio da sapata.

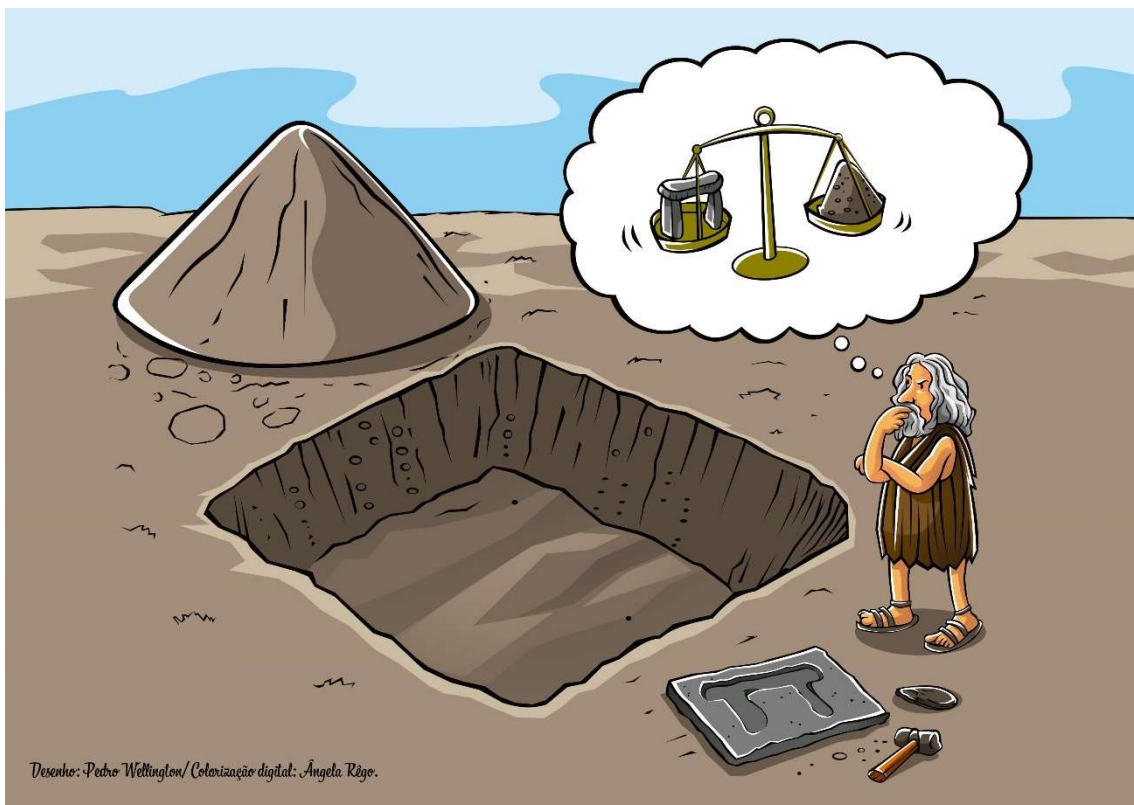


Observa-se grande dispersão de resultados, o que ilustra a dificuldade de definição desse parâmetro em um projeto.

Abaixo seguem alguns comentários interessantes feitos por Bowles:

“Normalmente, no cálculo de  $\sigma_{adm}$ , se o valor é superior a 50 kPa, é justificável adotar-se o valor mais próximo 25 kPa (exemplo:  $\sigma_{adm} = 63 \rightarrow 50$  kPa;  $\sigma_{adm} = 69 \rightarrow 75$  kPa). Para valores inferiores a 50 kPa, adota-se o mais próximo 5 kPa (22  $\rightarrow$  20 kPa; 27  $\rightarrow$  30 kPa). A razão para este procedimento é que para valores baixos de  $\sigma_{adm}$  (abaixo de 50,0 kPa) as propriedades do solo serão determinadas com maior precisão e arredondamentos podem resultar em erros apreciáveis. Para valores altos de  $\sigma_{adm}$ , os parâmetros do solo não são tão bem definidos. De qualquer forma, cumpre ressaltar que esses valores não são, em geral, números muito precisos.”

A figura abaixo ilustra um conceito primitivo de determinação de tensão admissível que corresponde a uma tentativa de preservar as condições originais do maciço – o solo escavado apresentando o mesmo peso da nova estrutura.





## 7. PROJETO GEOMÉTRICO DE FUNDAÇÕES RASAS

Uma vez definido um valor de tensão admissível deve ser feito o dimensionamento geométrico das fundações. Essa etapa é normalmente chamada de projeto geométrico. Neste item serão abordados alguns aspectos gerais do projeto geométrico de fundações rasas, tipo sapata. No item seguinte há alguns exemplos resolvidos. Considera-se apenas o casos de solicitações axiais.

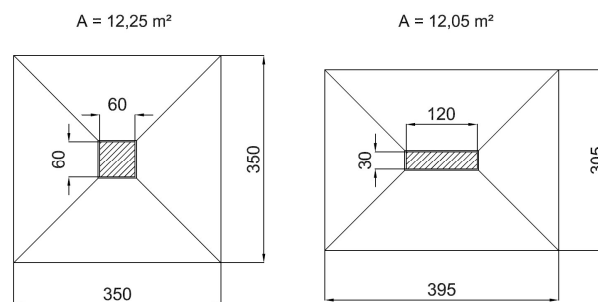
Como a solicitação é axial, a área em planta da sapata pode ser determinada fazendo-se

$$A \geq \frac{N_{Sk}}{\sigma_{adm}}$$

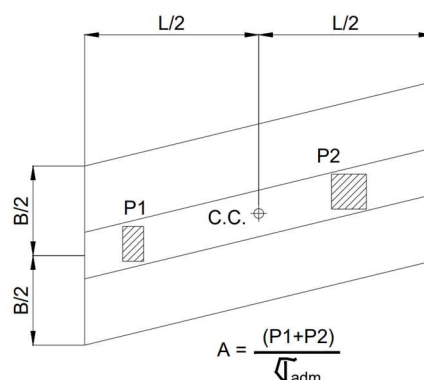
A forma da sapata deve ser compatível com a forma do pilar, e procura-se fazer os balanços “c” da sapata iguais. Assim num pilar retangular:

$$A = (a_{pilar} + 2c) \times (b_{pilar} + 2c)$$

Isso resulta numa equação do 2º grau em “c”. Abaixo, ilustra-se a solução para  $A \geq 12,0 \text{ m}^2$  para um pilar quadrado ( $a_{pilar} = b_{pilar} = 60 \text{ cm}$ ) e um pilar retangular ( $a_{pilar} = 30 \text{ cm}$ ;  $b_{pilar} = 120 \text{ cm}$ ). Normalmente arredondam-se as dimensões da sapata para múltiplos de 5 cm. Geralmente limita-se L/B a 2,5. Abaixo soluções para sapata com  $12,0 \text{ m}^2$  e pilares 60x60 e 30x120.



Quando há pilares próximos, pode haver superposição das sapatas caso se faça o procedimento indicado acima. Uma solução pode ser o uso de uma sapata única para os dois pilares, solução chamada sapata associada. Nesse caso, faz-se o centro de cargas (C.C.) dos pilares coincidir com o CG da sapata associada, conforme figura abaixo.

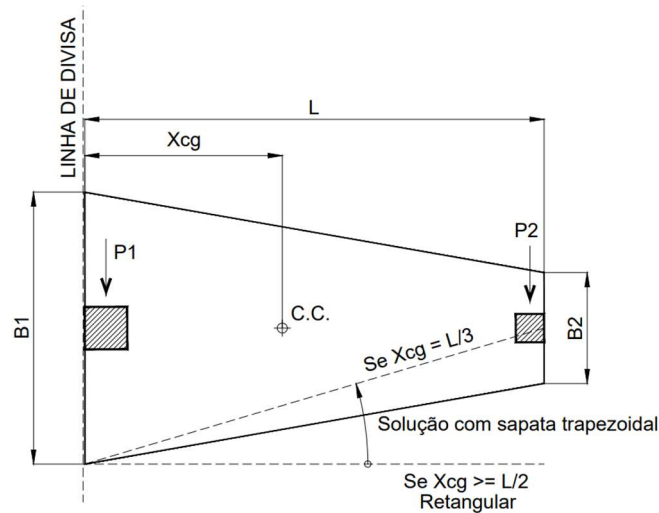


## PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

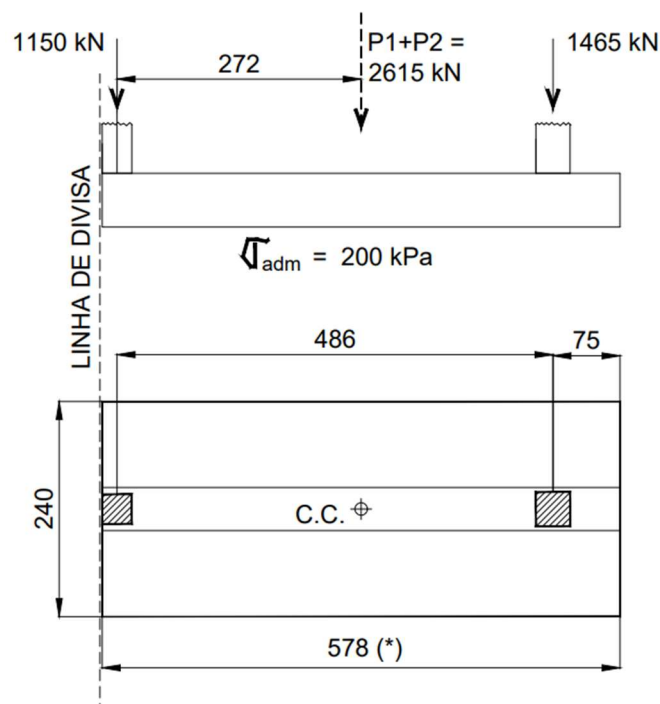
Caso um dos pilares fique na divisa, pode-se fazer uma sapata trapezoidal quando a carga maior fica próxima à divisa e desde que o centro de carga fique entre  $L/3$  e  $L/2$ . Caso seja igual a  $L/2$ , a solução é naturalmente uma sapata retangular. O dimensionamento é feito com as duas equações abaixo:

$$x_{CG} = \frac{L}{3} \left( \frac{2B_2 + B_1}{B_1 + B_2} \right)$$

$$A = \frac{(B_1 + B_2)}{2} L$$



A figura abaixo ilustra um exemplo com o centro de cargas situado a mais de  $L/2$ .



Existem situações nas quais a solução seria uma sapata excêntrica com viga de equilíbrio (ou viga alavanca). Sobre este assunto recomenda-se leitura do texto do prof. Augusto Carlos de Vasconcelos [13], reproduzido parcialmente abaixo.

## O CASO DO DESABAMENTO DA RUA DO ROSÁRIO

O acidente com o prédio construído pela firma Pires Santos S.A., à rua do Rosário, 171, no Rio de Janeiro, ocorrido em 19 de fevereiro de 1957, teve grande repercussão na época. Não obstante nada ter a ver com o concreto e sim com escavações mal conduzidas no vizinho em construção, o caso é aqui narrado porque está relacionado com a questão das vigas-alavancas (vigas de equilíbrio, na nomenclatura usada no Rio de Janeiro).

Ao se projetar as sapatas de fundação dos pilares que se situam nas divisas do terreno, não sendo permitido avançar além da área ocupada pelo mesmo, a solicitação do solo fica excêntrica em relação ao eixo do pilar. Em 1942 era usual armar a base do pilar de maneira a absorver a flexão que resultava da excentricidade. A distribuição das pressões no solo deixava de ser uniforme e, com as deformações, as tensões se tornavam mais elevadas na região externa da sapata. O livro de Mecânica dos Solos de Verdeyen mostrava que, pela consideração do atrito na base da sapata, era possível dimensionar satisfatoriamente a fundação sem o uso de vigas-alavancas.

De 1929 a 1946, Emilio Baumgart, com quem o Prof. Antonio Alves Noronha havia aprendido concreto armado, não empregava vigas-alavancas. A transmissão das pressões ao solo era considerada dentro dessa hipótese e era determinada de maneira compatível com os elementos resistentes disponíveis.

■ ■ ■

O prédio acidentado havia sido calculado pelo Eng. David Astrachan, que, trabalhava freqüentemente para a firma Pires Santos S.A., de acordo com os costumes da época (1942). Em 1948 Astrachan publicou um livro *Fundações: Equação sem empirismo*, onde abordava com bastante minúcia o problema das vigas de equilíbrio (Biblioteca do Clube de Engenharia do Rio de Janeiro). Nada havia a censurar no cálculo do edifício acidentado, que se comportou satisfatoriamente durante 11 anos. Depois do acidente, entretanto, o problema surgiu como elemento para debates.

Para construir a obra ao lado, devia ser feita uma escavação de 4 m em duas etapas, em que se retirariam 2 m de terra de cada vez em toda a área do terreno. Na primeira etapa foram retirados 950 m<sup>3</sup> de terra. Não havia ainda sido alcançado o nível da sapata do prédio vizinho, onde funcionava uma agência da Caixa Econômica Federal. O piso da nova construção deveria ficar na cota -3 m, porém, no local das sapatas, as escavações deveriam atingir a cota -4,2 m. Entretanto, na segunda etapa foram retirados mais 1.577 m<sup>3</sup> de terra. Isto causou muita discussão pois, se esses números fossem verdadeiros, a escavação total deveria estar na cota -5,3 m. Seria inadmissível retirar tanta terra e aterrar novamente para se ter o piso final na cota -3 m! Nunca se pôde comprovar estes fatos...

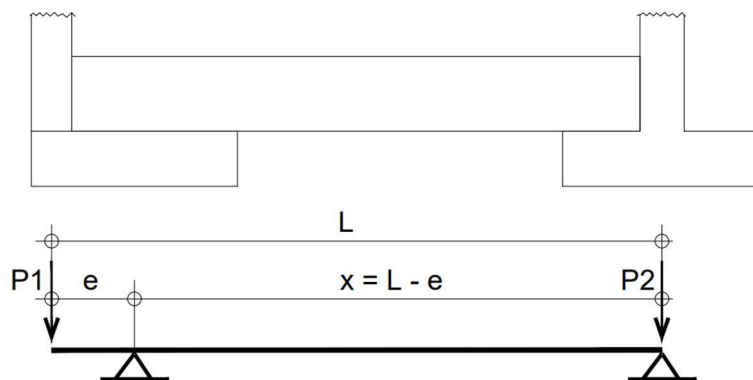
■ ■ ■

No processo tudo foi mencionado: falta de resistência das estacas de escoramento, falta de vigas de equilíbrio, profundidade insuficiente das estacas, imprevidência, fechamento dos três primeiros pavimentos do prédio sinistrado dificultando sua vistoria. Nada foi dito das escavações excessivas, da infiltração de água...

Hoje ninguém discute a necessidade do uso das vigas de equilíbrio ou vigas-alavancas...



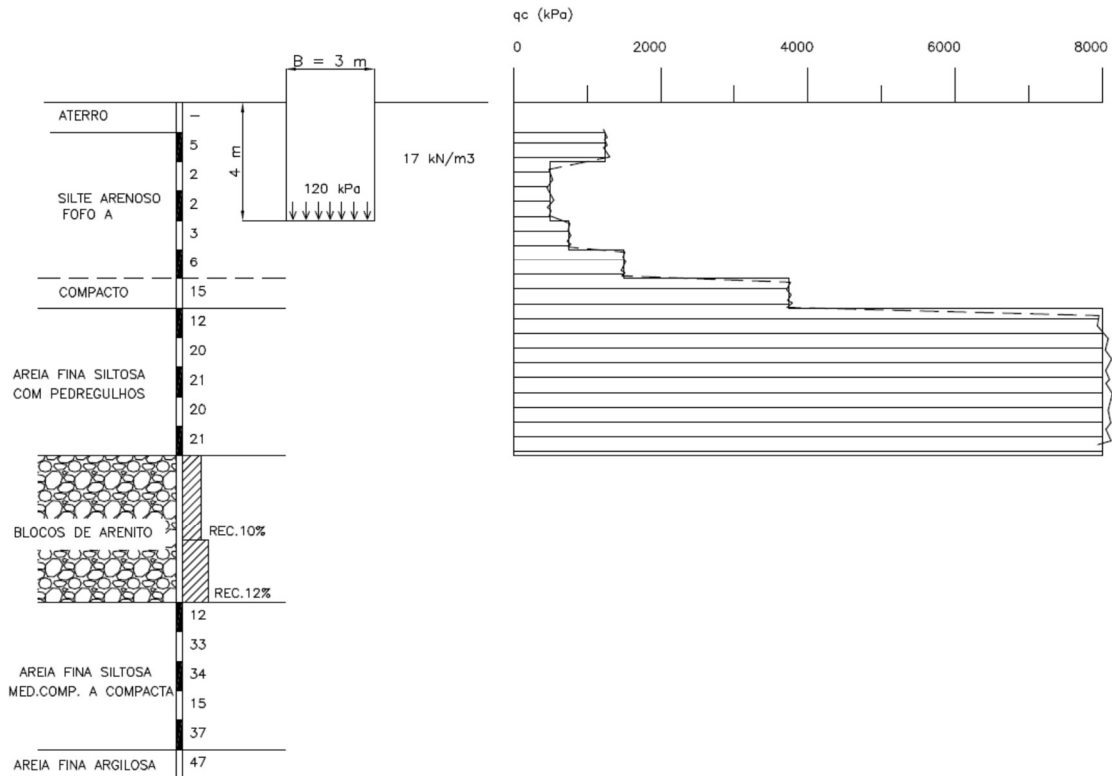
Para o projeto geométrico de sapatas excêntricas com vigas alavanca, utilizam-se as equações que se apresentam nos exercícios resolvidos. O esquema estático é indicado abaixo e a solução ocorre por iteração, adotando-se um valor inicial para a excentricidade “e”. O alívio de carga na sapata do pilar P2 deve ser reduzido, conforme recomendado inclusive pela NBR 6122.



## 8. EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

### 8.1. CÁLCULO DE RECALQUE

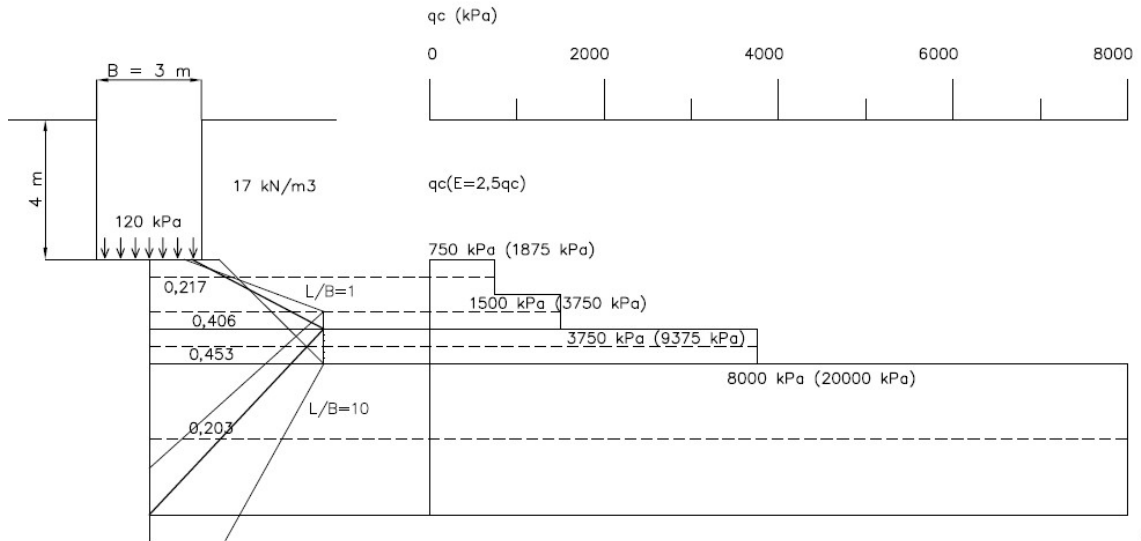
Determinar o recalque (inicial e no tempo  $t = 10$  anos) decorrente de uma sapata com largura de 3 m e comprimento de 12 m que será assente a 4 m de profundidade do terreno indicado abaixo. A tensão aplicada pela sapata é de 120 kPa. São fornecidos perfis de SPT e da resistência de ponta do cone de CPT típicos do subsolo de implantação da sapata.



**SOLUÇÃO:**

Inicialmente, interpolando os gráficos de  $I_z$  entre  $L/B=1$  e  $L/B=10$ , para  $L/B=4$ .

## PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES



A partir dos dados acima:

Camada	Deltaz	lz	Es	D*lz/E
1	1	0,217	1875	0,000116
2	1	0,406	3750	0,000108
3	1	0,453	9375	4,83E-05
4	5	0,208	20000	0,000052
				0,000324

Daí, sabendo que  $p=120$  kPa e  $p'_o=4 \cdot 17=68$  kPa, logo  $\text{Deltap}=52$  kPa, tem-se

$$C1 = 1 - 0,5 \cdot (52/68) = 0,62$$

$$C2 = 1,4 \quad (t = 10 \text{ anos})$$

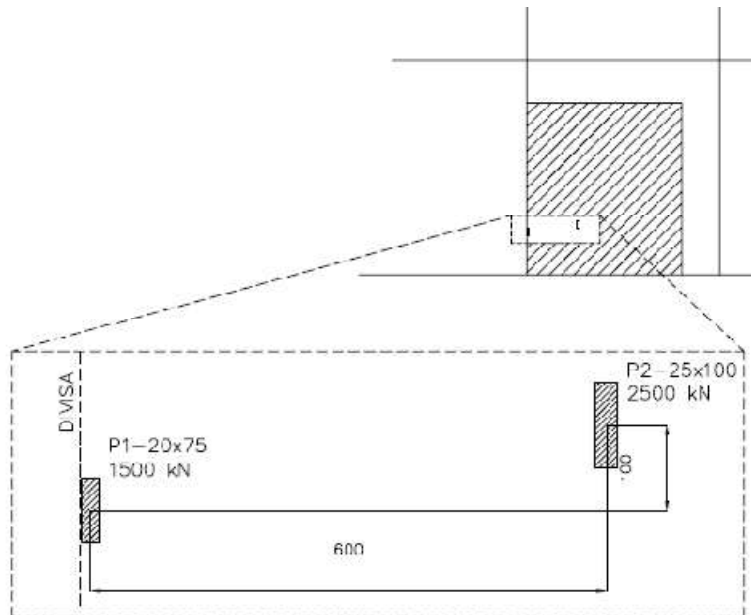
$$\text{Recalque} = 1,4 \cdot 0,62 \cdot 52 \cdot 0,000324 = 0,015 \text{ m}$$

### 8.2. PROJETO GEOMÉTRICO

A estrutura de um edifício de múltiplos pisos apresenta, em determinado trecho, pilares localizados próximos às divisas do terreno, conforme indicado de maneira esquemática na figura abaixo. Após análise inicial verificou-se ser viável adotar solução com fundações rasas, com tensão admissível de 250 kPa. Considerando os valores de esforços axiais de compressão indicados na figura para dois pilares, respectivamente P1 e P2, pede-se:

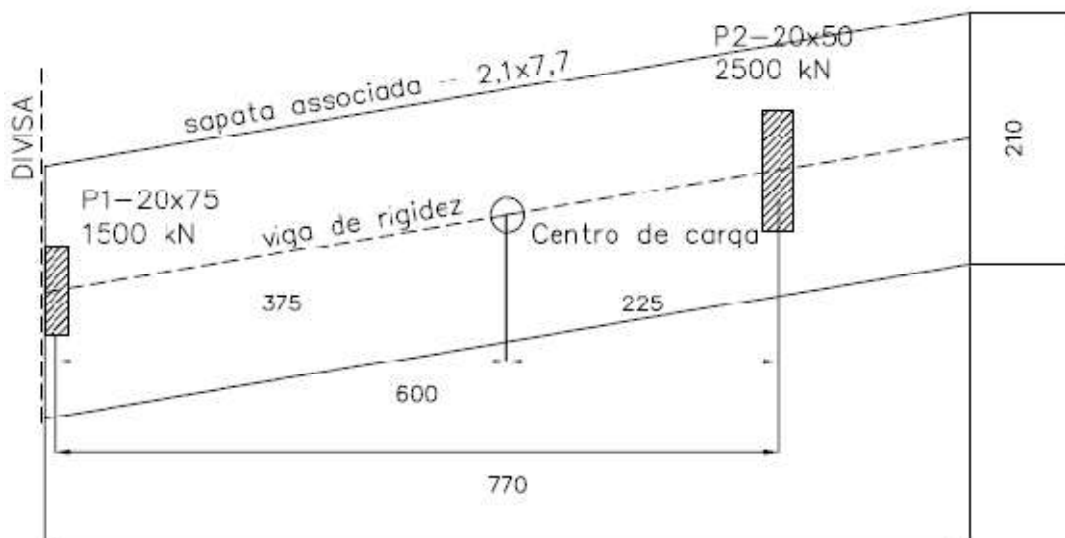
- Indicar qual solução você considera mais apropriada para esses dois pilares: sapatas isoladas, sapata associada ou sapatas excêntricas com viga de equilíbrio (ou viga alavanca)? Justifique sua resposta.
- Projeto geométrico básico da solução para a fundação desses dois pilares;

## PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES



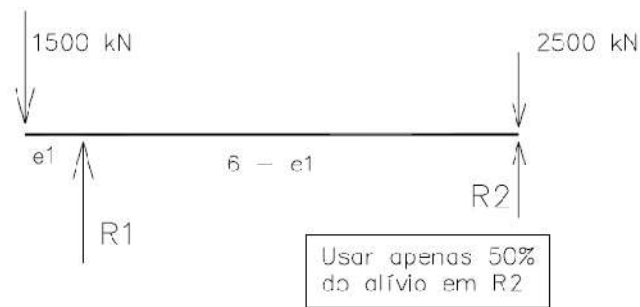
### Solução

- a) Sapata excêntrica com viga de equilíbrio (ou viga alavanca) para o P1 e sapata isolada para o P2. A sapata associada não é muito adequada devido à distância entre os pilares e os valores de cargas, pois resultaria em geometria muito alongada e comportamento estrutural ineficiente (trabalho na longitudinal não muito equilibrado com o da transversal – ver figura). Sapata isolada para o P1 invadiria o terreno vizinho, o que não é permitido.

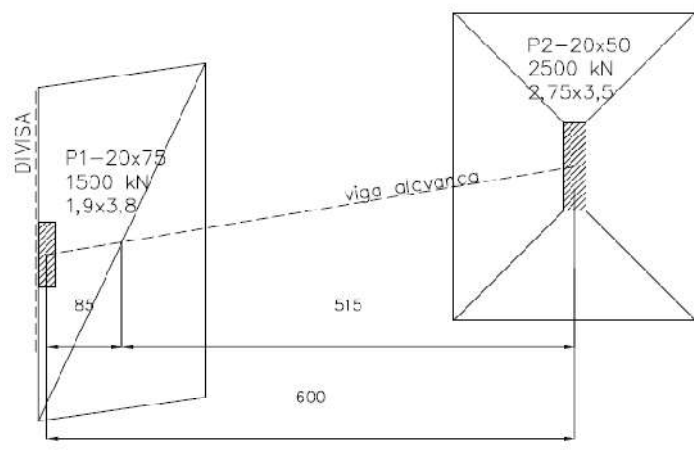


- b) Com o esquema abaixo, por iteração, chega-se à solução.

## PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES



Considerando apenas 50% dos alívios, onde se alcançou tensões de 242 kPa e 247 kPa, respectivamente, em P1 e P2.





**BIBLIOGRAFIA**

- [1] ABNT\_NBR 6118 (2019). Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- [2] Fundações: teoria e prática. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998. Vários autores: HACHICH, W. C.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. O.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S.
- [3] CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. Fundações diretas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- [4] Action of shallow foundations. In: TAYLOR, D. W. (1948) Fundamentals of soil mechanics. P. 560-639. New York: John Wiley & Sons, 1948.
- [5] BUHDU, M. (2015). Fundações e estruturas de contenção. Rio de Janeiro: LTC, 2015.
- [6] PINTO, C. S. (2006). Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas / 3ª. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- [7] Thomas Nolan. T. The use of cantilevers in foundations. Kidder-Parker architects and builders handbook. Wiley & Sons, 1949. 18a Ed. Cap. I, p. 170.
- [8] ABNT-NBR 8681 (2004). Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- [9] ABNT-NBR 6489 (2019). Solo — Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- [10] ABCP (1967). Vocabulário de Teoria das Estruturas.
- [11] CARVALHO, R. L. (2022). Monitoramento e previsão de recalques em edifício com fundação em sapatas. 157 f. Monografia (Graduação) – Universidade Federal do Piauí, Bacharelado em Engenharia Civil, Teresina, 2022. Orientador: Prof. Dr. Eduardo Martins Fontes do Rêgo.
- [12] NADER, J. J. (2019). Mecânica dos Solos e das Rochas II – 8ª lista de exercícios. EPUSP/PEF, 2019.
- [13] VASCONCELOS, A. C. (2002). O concreto no brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações, volume III. São Paulo: Studio Nobel, 2002.