

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE
MECÂNICA DE SOLOS - ABMS**

PALESTRA MILTON VARGAS

2017

QUEBRANDO PARADIGMAS NA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

Luciano Décourt

Engenheiro Civil – Professor Universitário

COMMON PROCEDURES FOR FOUNDATION SETTLEMENT ANALYSIS - ARE THEY ADEQUATE ?

POULOS, H.G.

**8TH AUSTRALIAN – NEW ZEALAND
CONFERENCE ON GEOMECHANICS
1999**

“It is axiomatic that an essential ingredient for successful settlement prediction is the selection of appropriate geotechnical parameters. It is the author’s experience that settlement predictions are far more sensitive to the geotechnical parameters and site characterization than to the method of analysis (e.g. Poulos, 1989).”

PARTE 1

CONHECENDO O SOLO
SPT – SPT-T

PARTE 2

FUNDAÇÕES
DIRETAS

PARTE 3

FUNDAÇÕES
PROFUNDAS

PARTE 4

EVENTOS DE PREVISÃO
A HORA DA VERDADE
“CONTRA FACTUM
NON VALET
ARGUMENTUM”

SPT – SPT-T

THE DYNAMIC PENETRATION TEST A STANDARD THAT IS NOT STANDARDIZED

IRELAND, H. O., MORETO, O. VARGAS, M.

GÉOTECHNIQUE, VOLUME 20, ISSUE 2

LONDON, U.K., 1970

UM CASO ONDE O SPT FALHOU NA PREVISÃO DO COMPRIMENTO DE ESTACAS

DÉCOURT, L.

VII COBRAMSEF

PORTO ALEGRE, BRASIL, 1986

STANDARD PENETRATION TEST (SPT) INTERNATIONAL REFERENCE TEST PROCEDURE

**DÉCOURT, L.; MUROMACHI, T.;
NIXON, I.K.; SCHMERTMANN, J.H.;
THORBURN, S.; ZOLKOV, E.**

**ISOPT I
ORLANDO, USA, 1988**

THE STANDARD PENETRATION TEST STATE OF THE ART REPORT

DÉCOURT, L.

**XII ICSMFE/CIMSTF
RIO DE JANEIRO, BRAZIL, 1989**

SPT

STATE OF THE ART - REPORT

- SPT A STANDARD TEST THAT REALLY HASN'T BEEN STANDARDIZED
- THE SITUATION HAS CHANGED FOR THE BETTER
- IT IS NOW POSSIBLE TO MEASURE, OR AT LEAST TO EVALUATE APPROXIMATELY, THE ENERGY OF THE SPT
- THE RESULTS OF SPT TESTS PERFORMED IN DIFFERENT WAYS, IN DIFFERENT PARTS OF THE WORLD, CAN NOW BE COMPARABLE
- THE MOST IMPORTANT CRITICISM AGAINST THE SPT CAN NOW BE DISPELLED

THE INFLUENCE OF AGING

THE VERY IMPORTANT CONCLUSION THAT CAN BE DERIVED IS THAT VALUES OF "N" (AND PERHAPS OF q_c OF THE CPT) SHOULD BE MULTIPLIED BY ABOUT 0,50-0,60 (INVERSE OF THE AGING FACTOR) IN ORDER THAT THE CORRELATIONS OBTAINED IN CALIBRATION CHAMBERS CAN BE PROPERLY USED IN ENGINEERING PRACTICE

$$N_{cc} = (0,5 - 0,6) N_F$$

“THE MECHANICAL AGING OF SOILS”

25th Terzaghi Lecture....1991

John H. Schmertmann

L. Décourt (1989) observed that the Bazaraa (1967) correlations, based on field data, if adjusted by an aging factor of 0.4–0.6 would approximately match the SPT vs. relative density correlations previously obtained by Gibbs and Holtz (1957) and Marcuson and Bieganouski (1977). The writer believes that the above aging explanation helps greatly to explain a big mystery – namely why the Bazaraa correlations did not fit well with the others.

BRAZILIAN EXPERIENCE ON SPT

**DÉCOURT, L.; BELICANTA, A.;
QUARESMA FILHO, A.R.**

**XII ICSMFE
SUPPLEMENTARY CONTRIBUTIONS BY
ABMS**

RIO DE JANEIRO, BRAZIL, 1989

THE SPT-T AN IMPROVED SPT

DÉCOURT, L.
QUARESMA FILHO, A.R.

SEFE II

SÃO PAULO, BRAZIL, 1991

Em 1991, postulei que, para solos fora da Bacia Sedimentar Terceária de São Paulo, BSTSP, as correlações estabelecidas para essa região poderiam ser utilizadas, com sucesso, em outros locais, desde que os valores de N_{eq} viessem a ser utilizados no lugar dos valores medidos de SPT.

N_{eq} foi definido como sendo o valor do torque, T , medido em kgf.m dividido por 1,2.

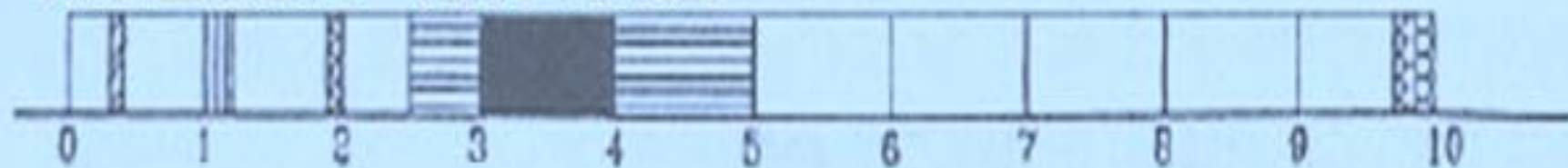
PRACTICAL APPLICATIONS OF THE STANDARD PENETRATION TEST COMPLEMENTED BY TORQUE MEASUREMENTS

DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A.R.

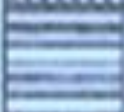
XIII ICSMFE

NEW DELHI, INDIA , 1994

INCREASING "STRUCTURE" →



TORQUE RATIO (T/N)

	SOIL	T/N
	SEDIMENTARY SANDS, LOWER BOUND	$\cong 0.3$
	SOILS FROM THE TSBSP	$\cong 1.2$
	SAPROLITIC SOILS - SP	$\cong 2.0$
	COLLAPSIBLE POROUS CLAYS	2.5/5.0
	SOFT MARINE CLAYS OF SANTOS	3.0/4.0
	SEDIMENTARY SANDS, UPPER BOUND	$\cong 10$

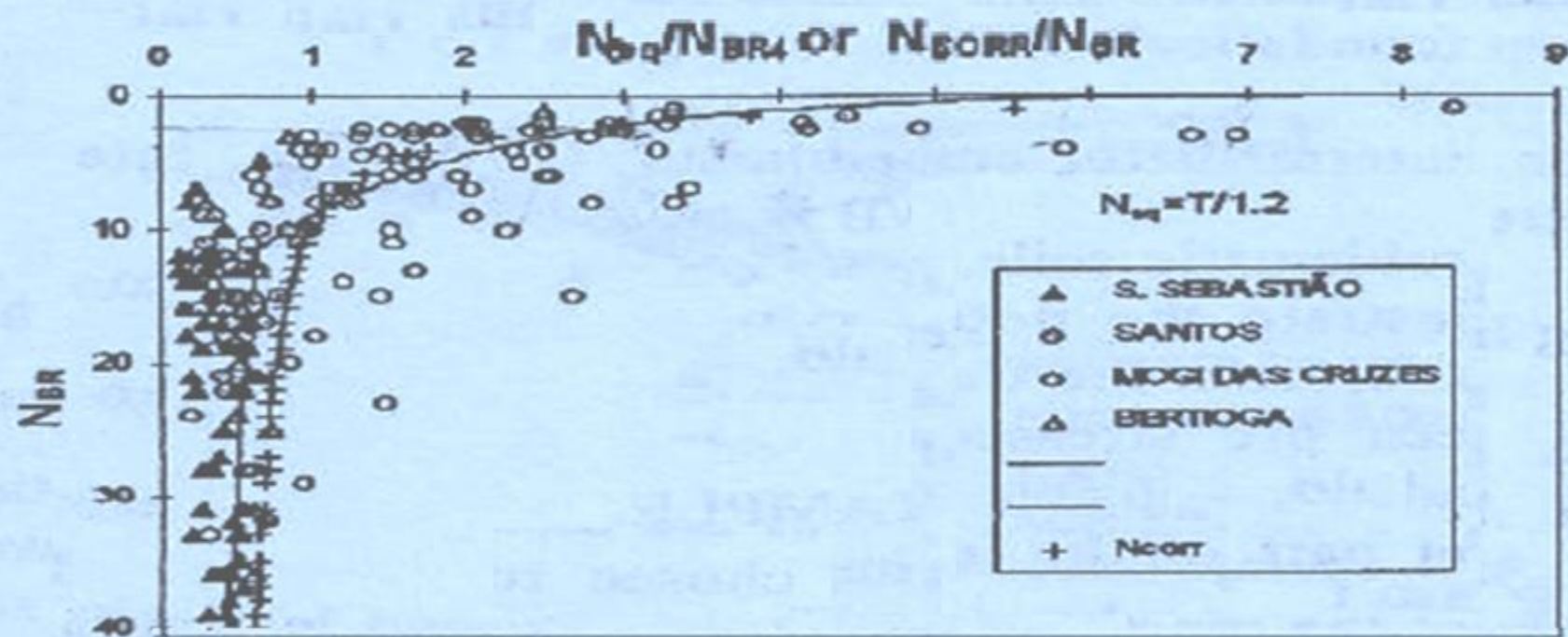
A MORE RATIONAL UTILIZATION OF SOME OLD IN SITU TESTS

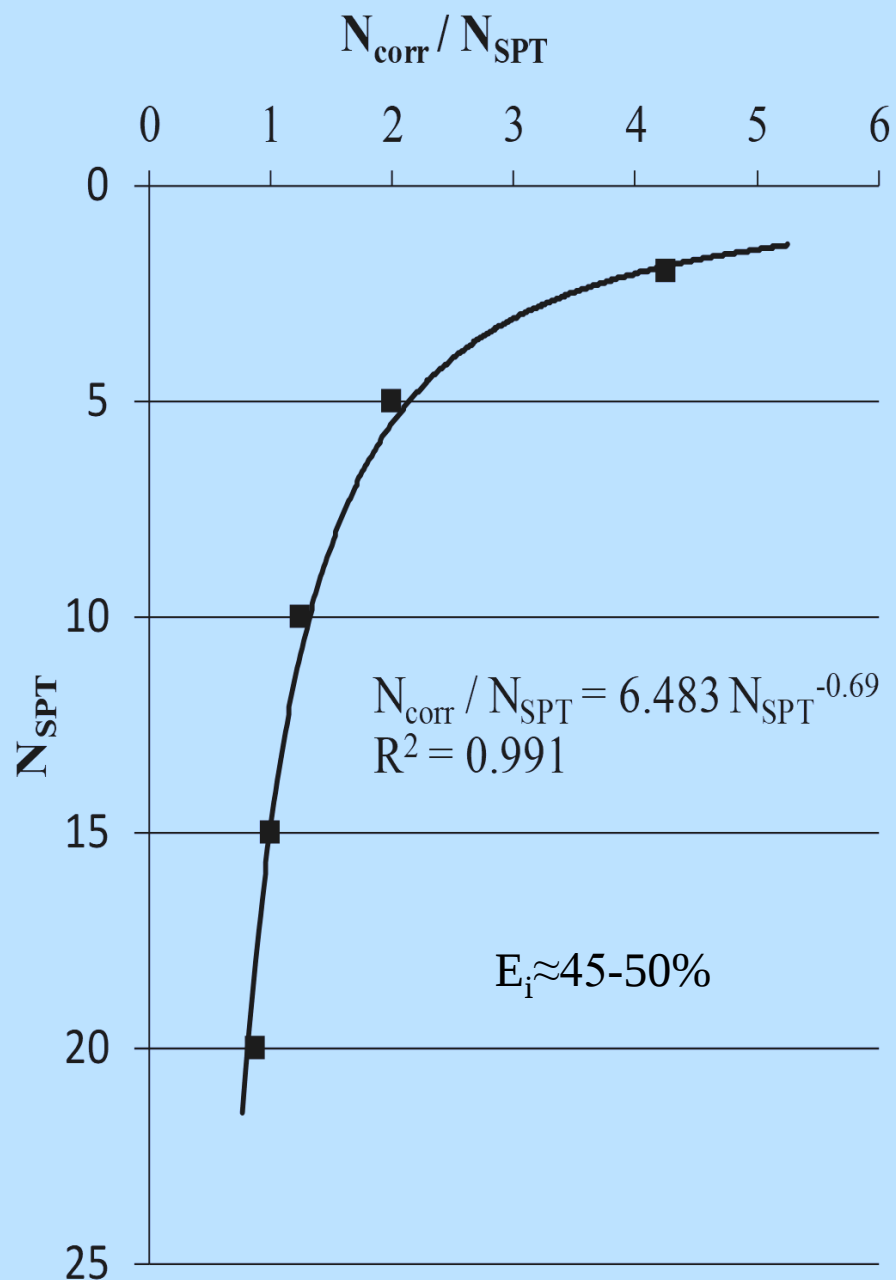
DÉCOURT, L.

**FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE
ON SITE CHARACTERIZATION – ISC**

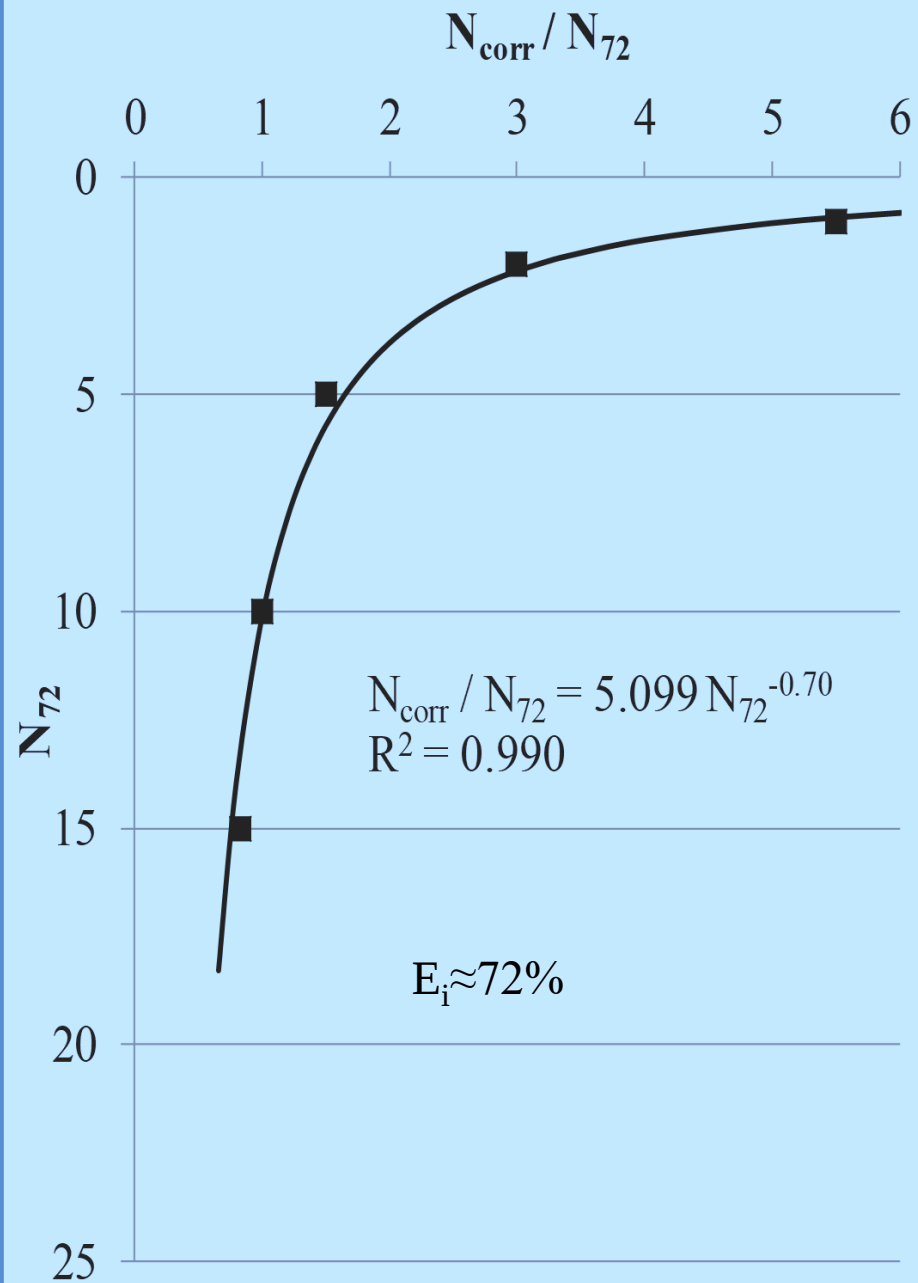
ATLANTA, U.S.A., 1998

Variation of N_{eq}/N_{BR} and N_{corr}/N_{BR} with N_{BR}





Correção dos valores medidos de N_{SPT} , em areias finas, abaixo do nível d'água ($E_i \approx 45-50\%$)



Correção dos valores medidos de N_{SPT} , em areias finas, abaixo do nível d'água ($E_i \approx 72\%$)

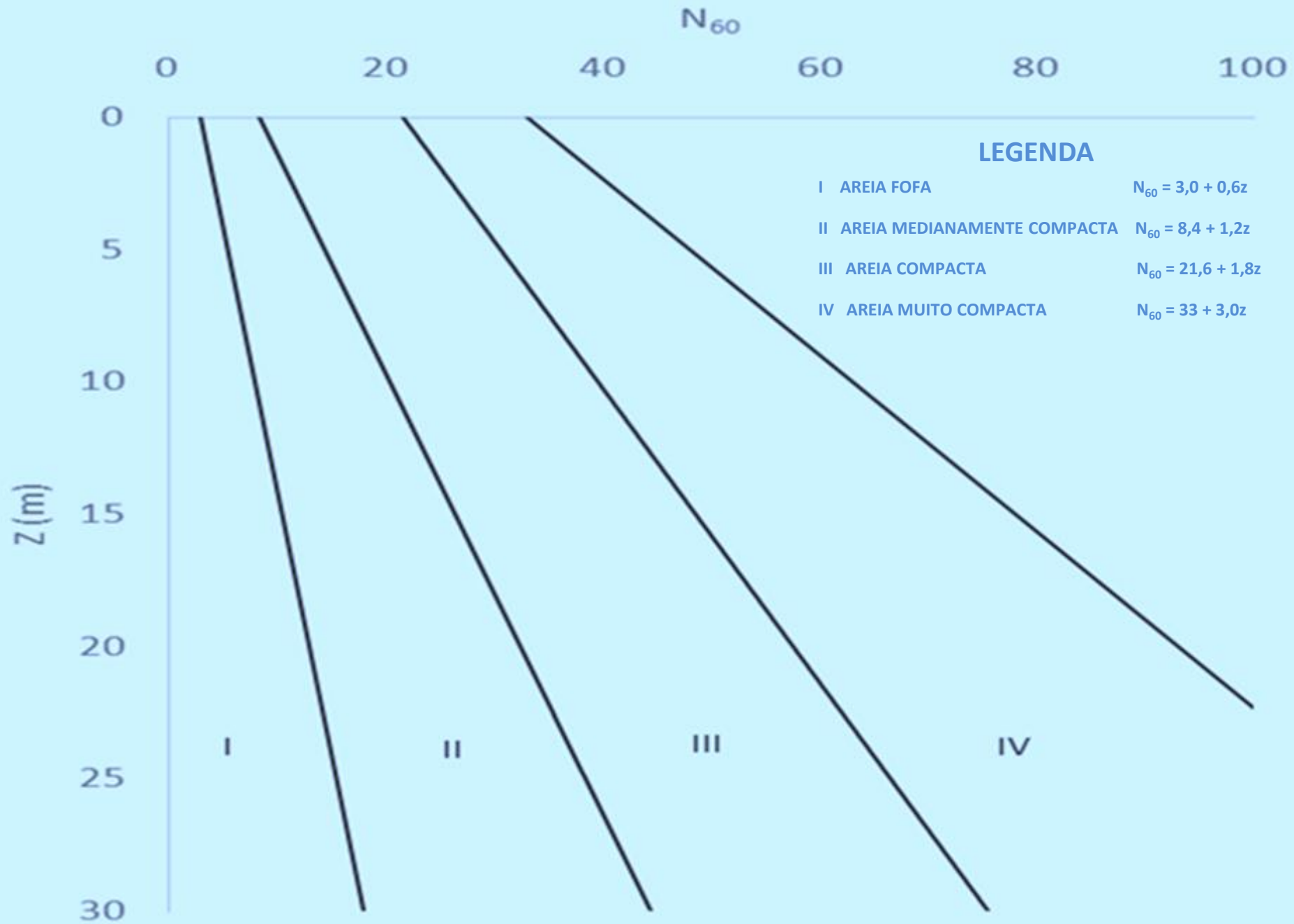
SPT, SPT-T. A PRÁTICA BRASILEIRA: VANTAGENS, LIMITAÇÕES E CRÍTICAS

DÉCOURT, L.

**ABMS, NÚCLEO REGIONAL
DE SÃO PAULO**

SÃO PAULO, BRASIL, 2002

SUGESTÃO



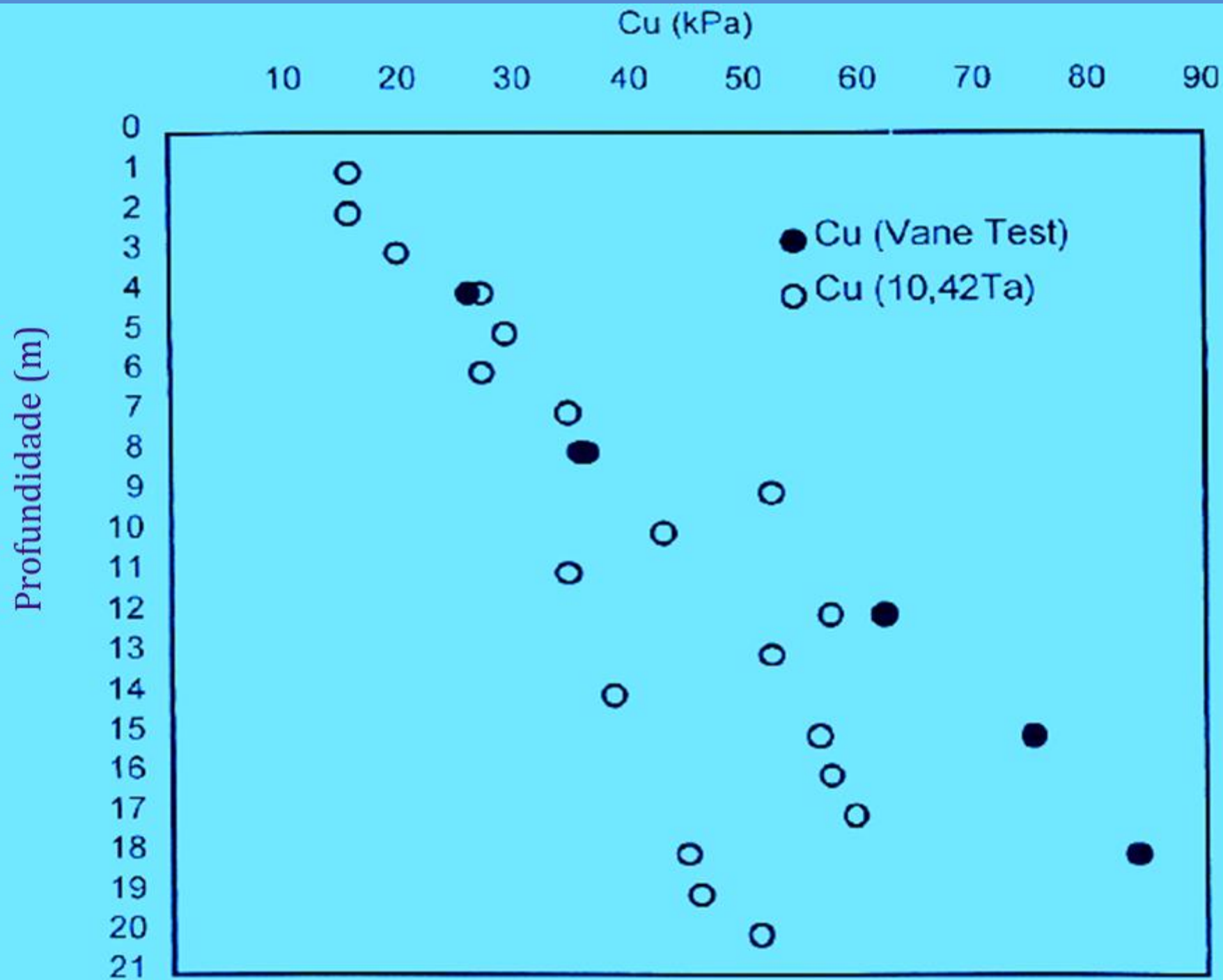
PARA ARGILAS RIJAS E DURAS DA BSTSP

$$C_u \text{ (kPa)} = 12,5 N_{72}$$

$$C_u \text{ (kPa)} = 10,42 T$$

Valores de N_{SPT} ; Torque, T; C_u (Vane Test) e C_u , aplicadas para uma argila quaternária, muito mole, do Guarujá.

Profundidade (m)	N	T	C_u (kPa) "Vane Test"	C_u (kPa) $10.42T$
1	0	1,5		
2	0	1,5		
3	0	1,9		
4	0	2,6	26	27,09
5	0	2,8		
6	0	2,6		
7	0	3,3		
8	0	3,4	36	35,43
9	0	5,0		
10	0,5	4,1		
11	0,6	3,3		
12	0	5,5	62	57,31
13	0,7	5,0		
14	0,9	3,68		
15	0	5,4	75	56,27



ÍNDICE de BOSIO

Para solos muito duros/ muito densos

$$(N_{60} \geq 60)$$

$$IB = 22 / P_{50} - P_{30}$$

P_{50}Penetração do amostrador
para 50 golpes(cm)

P_{30}Penetração do amostrador
para 30 golpes(cm)



CONCLUSÃO

SPT-T+ IB

BOM PARA SOLOS NÃO LATERÍTICOS

S-SPT-T + IB

BOM PARA TODOS OS SOLOS

**O CONCEITO DE N EQUIVALENTE,
 N_{eq} , NA PRÁTICA DA ENGENHARIA.
AINDA UM POSTULADO OU JÁ
UMA REALIDADE COMPROVADA?**

DÉCOURT, L.

XII COBRAMSEG

SÃO PAULO, BRASIL, 2002

FUNDAÇÕES DIRETAS

BEARING CAPACITY OF LONG FOOTINGS, q_u

TERZAGHI

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$$

**ALGUMAS OPINIÕES RELATIVAS
À VALIDADE DAS TEORIAS
DE CAPACIDADE DE CARGA**

BRIAUD AND JEANJEAN (1994)

“If $\frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}$ is a constant and independent of B, then N_{γ} cannot be a constant and must carry a scale effect in $1/B$.

This major shortcoming plus the difficulty in obtaining an accurate value of the needed soil parameter ϕ and the documented poor accuracy of this method (Amar et al. 1984) lead to the recommendation that:

- The use of this equation should be discontinued”.

DÉCOURT (1999)

“What has been done in the past 60 years was adequate, but, only for that time.

On the threshold of the 21st century, however, it is mandatory that we clear our minds of some concepts that helped for a while, but now prevent any further development of the art of designing foundations.

It is being proposed that design approaches

based on these concepts be abandoned. Emphasis has to be given to settlements. Foundation designs in the 21st century, other than for displacement piles, should rely exclusively on settlement computations, leaving the ghosts of bearing capacity theories and failures to the past, duly exorcised and buried, to show up never more”.

FELLENIIUS, B.H. (1999)

“It is amazing that the arbitrary nature of the calculated N-factors has not long ago sent the formula to the place where it belongs – the museum of old paradigms whose time has passed. However, the bearing capacity is so well entrenched that stating that it is wrong and should not be used would seem to border on committing heresy. When I now say so, should I fear being burned at the stake, or is the practice ready to accept new views ?”

POULOS, H.G. (2010)

“Unfortunately, there is now considerable evidence that demonstrates that this theoretical conclusion is not confirmed in practice.

Décourt (2008) has re-plotted data from tests on footings of various sizes and found that, when normalized with respect to settlement/diameter (s/b), the load-settlement curves are unique and not dependent on the footing size nor on the relative density.

Similar conclusions have been reached from recent centrifuge test carried out on model footings by Gavin et al (2009).

Akbas and Kulhawy (2009) have arrived to conclusions similar to those of Décourt and Gavin et al”.



Basics of Foundation Design

January 2017

Bengt H. Fellenius Dr. Tech., P. Eng.

“However, tests on full-size footings have shown that bearing capacity in terms of an ultimate resistance at which failure occurs, does not exist. It has been shown conclusively that the theoretical treatment of bearing capacity provides an incorrect picture of actual response of footings to load. The correct modeling of footing response is a settlement analysis (Chapter 3).

...

...

That the subject treatment in Section 6.2 through 6.5 is at all presented here is primarily in order to serve as a piece of historical geotechnics. The practicing design engineer is strongly advised against actually applying the formulas and relations presented. The details behind this recommendation are presented in Section 6.10. Sections 6.2 through 6.9 are only provided to present the historical or conventional approach. I do not suggest that the approach would in any way be correct.”

“THE INDISPUTABLE FACT IS THAT BEARING CAPACITY OF A REAL-SIZE FOOTING DOES NOT REALLY EXIST.”

O FATO INDISCUTÍVEL É QUE A CAPACIDADE DE CARGA DE SAPATAS DE TAMANHO REAL REALMENTE NÃO EXISTE.

“WHEN THE BASIC CONCEPT FOR A RESPONSE IS WRONG, SIMPLY, ANY INTERPRETATION OF THE RESULTS BASED ON THAT CONCEPT IS ALSO WRONG!”

QUANDO O CONCEITO BÁSICO ESTÁ ERRADO, SIMPLEMENTE, QUALQUER INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS BASEADA NESSE CONCEITO TAMBÉM ESTÁ ERRADA!

FUNDAÇÕES E INTERAÇÃO SOLO- ESTRUTURA

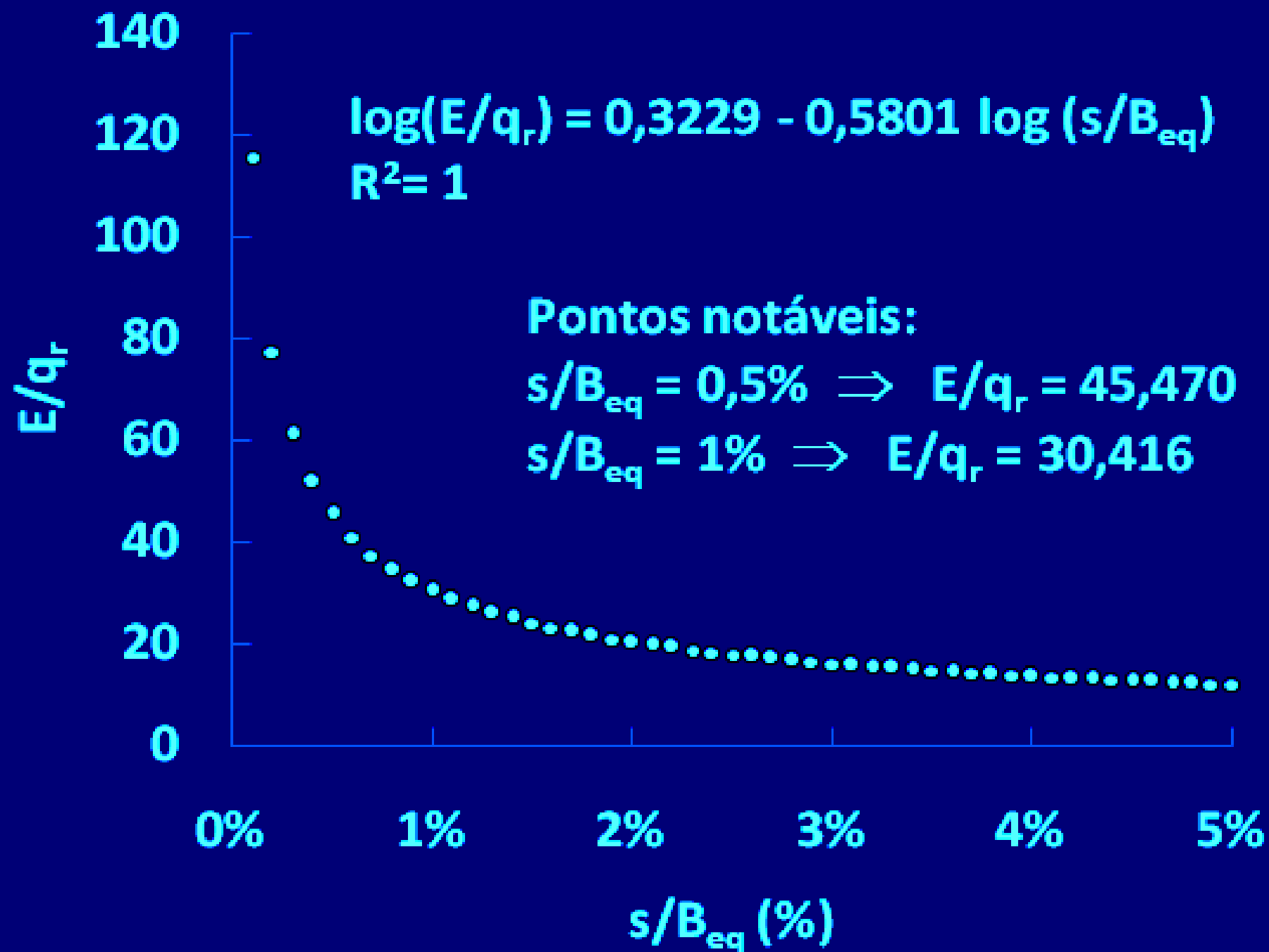
DÉCOURT, L.

**X COBRAMSEF
RELATO GERAL**

FOZ DO IGUAÇU, BRASIL , 1994

CURVA BÁSICA

$$\log (q/q_r) = 0,426 + 0,426 \log (s/B_{eq})$$



THE BEHAVIOR OF A BUILDING WITH SHALLOW FOUNDATIONS ON A STIFF LATERITIC CLAY

DÉCOURT, L.

ASCE, GSP 40

VERTICAL AND HORIZONTAL DEFORMATIONS
OF FOUNDATIONS AND ENBANKMENTS

TEXAS, U.S.A., 1994

PREDICTION OF LOAD SETTLEMENT RELATIONSHIPS FOR FOUNDATIONS ON THE BASIS OF THE SPT-T

DÉCOURT, L.

**CYCLE OF INTERNATIONAL
CONFERENCES LEONARDO ZEEVAERT**

MEXICO, 1995

ASSESSMENT OF THE REFERENCE STRESS, q_r ON BASIS OF N_{SPT} , N_{eq} AND T , FOR COMMON SOILS

Soil type I.....sands

Soils type II.....intermediate soils

Soils type III.....saturated clays ($\phi_u = \text{zero}$)

SOLO	q_r (kPa)	q_r (kgf/cm ²)	q_r (kPa)	q_r (kgf/cm ²)
I	95N ₆₀ /95T	0,95N ₆₀ /0,95T	114N ₇₂ /114N _{eq}	1,14 N ₇₂ /1,14N _{eq}
II	80N ₆₀ /80T	0,80N ₆₀ /0,80T	96N ₇₂ /9,6N _{eq}	0,96 N ₇₂ /0,96N _{eq}
III	65N ₆₀ /65T	0,65N ₆₀ /0,65T	78N ₇₂ /7,8N _{eq}	0,78 N ₇₂ /0,78N _{eq}

ASSESSMENT OF THE REFERENCE STRESS, q_r ON BASIS OF N_{SPT} , N_{eq} AND T , FOR LATERITIC SOILS

For the practicing foundation engineer, what matters is that lateritic soils (LS) are much stiffer than non lateritic soils (NLS).

The extraordinary stiffness characteristics of lateritic clays have been ignored by foundation engineers. Décourt (1994) showed, for the first time, that lateritic clays are much stiffer than non lateritic clays with equal SPT values.

O procedimento proposto para a avaliação de q_r com base no N_{SPT} não é aplicável para todos os solos. Para solos saprolíticos, o método dá resultados confiáveis, desde que se use valores de N_{eq} em lugar dos valores de N_{SPT} .

Entretanto, para solos lateríticos, o fator de majoração α_L , que leva em conta os benefícios da laterização, tem que ser usado.

Com base em experiência anterior, sugere-se valores de α_L entre 2.0 e 3.0.

Um outro importantíssimo parâmetro a ser considerado é o Coeficiente de Compressibilidade Intrínseca, “C”, Décourt (1999). Para a grande maioria dos solos, o valor $C = 0,42$, conduz a previsões adequadas.

Para solos lateríticos (LS), os valores de “C” estão na faixa de 0,21 a 0,45.

Valores mais precisos podem ser obtidos somente através de provas de carga. Na ausência destes ensaios, sugere-se, para solos lateríticos, valores entre 0,28 e 0,42.

Valores de recalque para fundações rasas, com $B=3,0\text{m}$, em função de q/q_r e “C”

Soil	q/q_r	“C”	s (mm)
NLS	0.4	0.42	33.86
LS	0.4	0.28	11.37
LS	0.2	0.42	6.50
LS	0.2	0.28	0.96

BEHAVIOR OF FOUNDATIONS UNDER WORKING LOAD CONDITIONS

DÉCOURT, L.

XI PAMCSMGE

FOZ DE IGUAÇU, BRAZIL, 1999

DÉCOURT PROPOSALS (1999)

$$\log (q/q_r) = C + C \log (s/B_{eq})$$

or

$$\log (q/q_r) = C (1 + \log s/B_{eq})$$

“C” is approximately constant for a given type of mineral. For quartz sands, either sedimentary or residual, the values of “C” are in the range $0.40 \pm 15\%$ and for calcareous sands in the range $0.70 \pm 15\%$.

FELLENIOUS PROPOSALS (1999)

$$q/q_r = (s/s_r)^e$$

The reference parameters q_r and s_r are the same used in Décourt's method.

The Fellenius “e” value is identical to the Décourt “C” value. The range of the proposed “e” values varies between 0.5 and 0.9, which is approximately, the same range proposed by Décourt (1999), for calcareous sands.

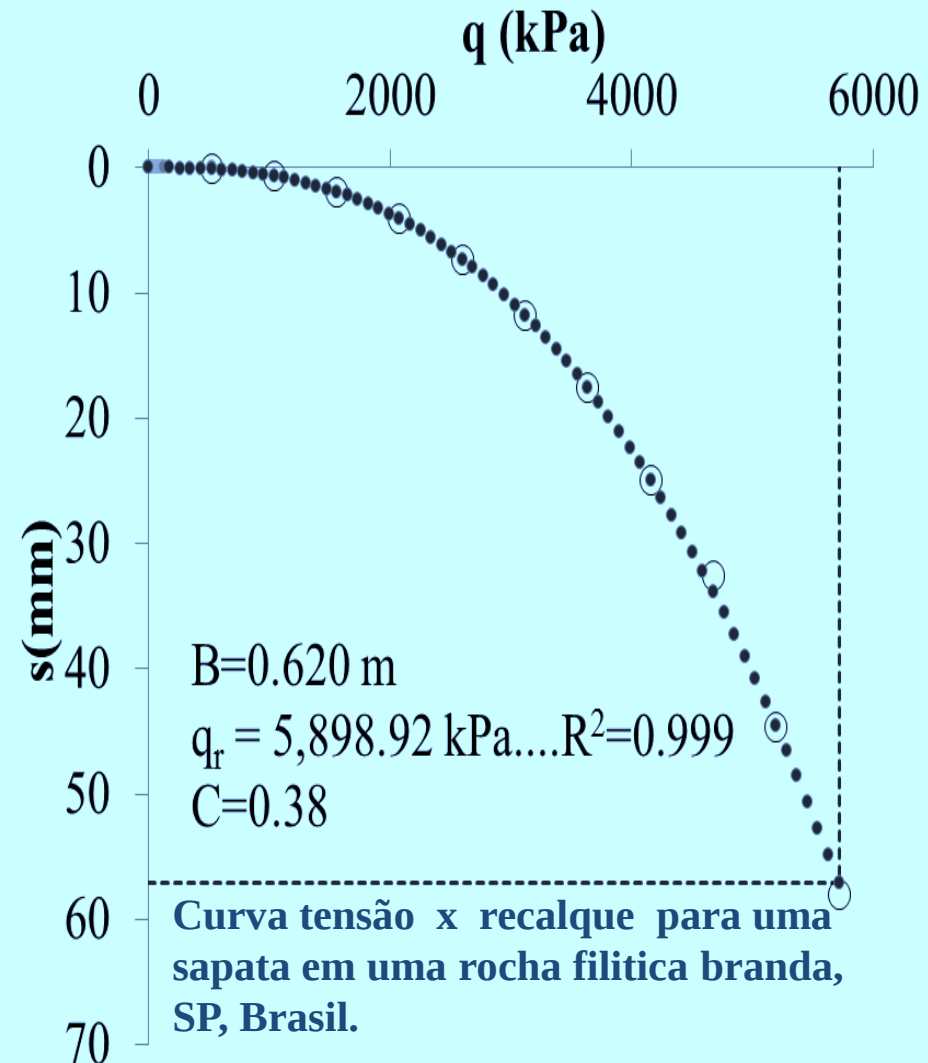
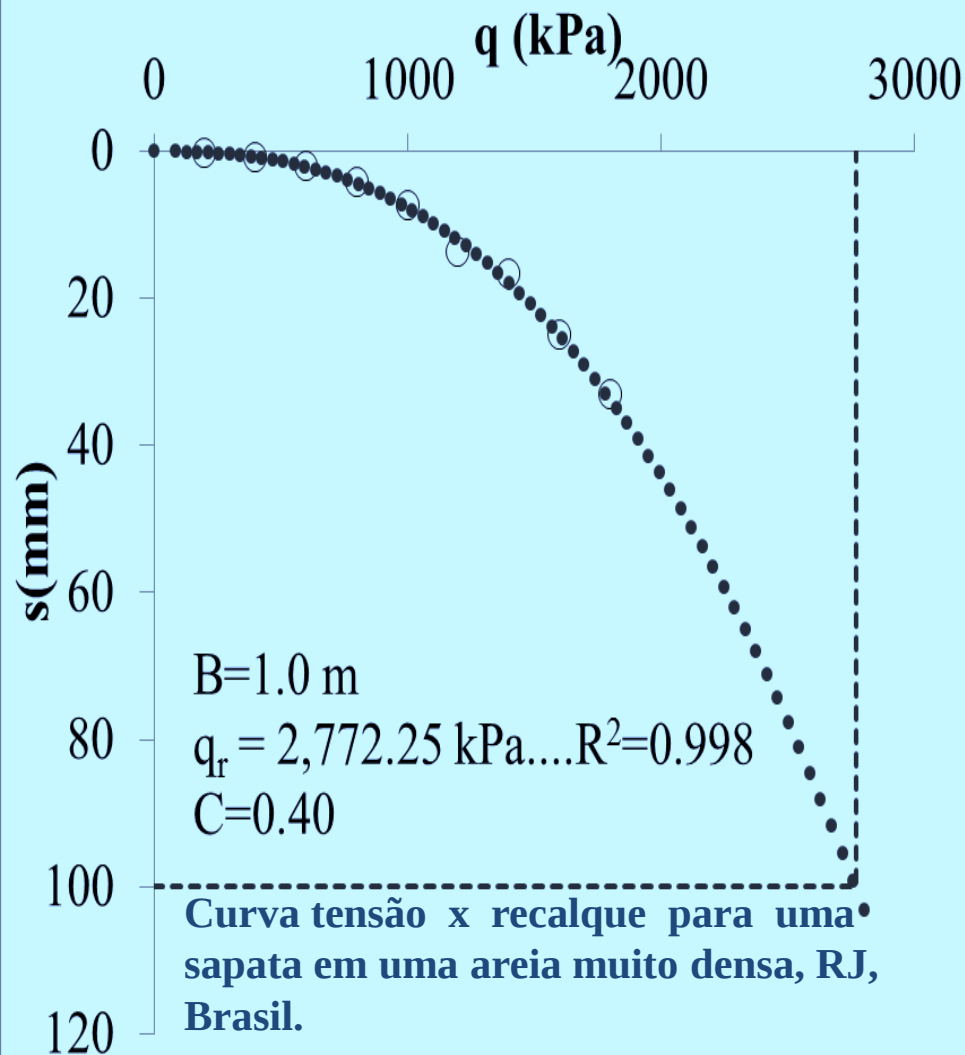
This is by no means surprising because Fellenius's analysis was based on load tests carried out in calcareous sands.

**FUNDAMENTOS DO
MÉTODO PROPOSTO
ALGUMAS EVIDÊNCIAS
DE SUA CONFIABILIDADE**

VESIC (1963)

Vesic (1963) and other authors suggested that for very dense sands, the stress-settlement curve displays a peak and next, stresses start declining with the displacements.

Os slides seguintes mostram resultados de provas de carga executadas em uma areia muito densa e em uma rocha branda, não evidenciando o comportamento sugerido por Vesic

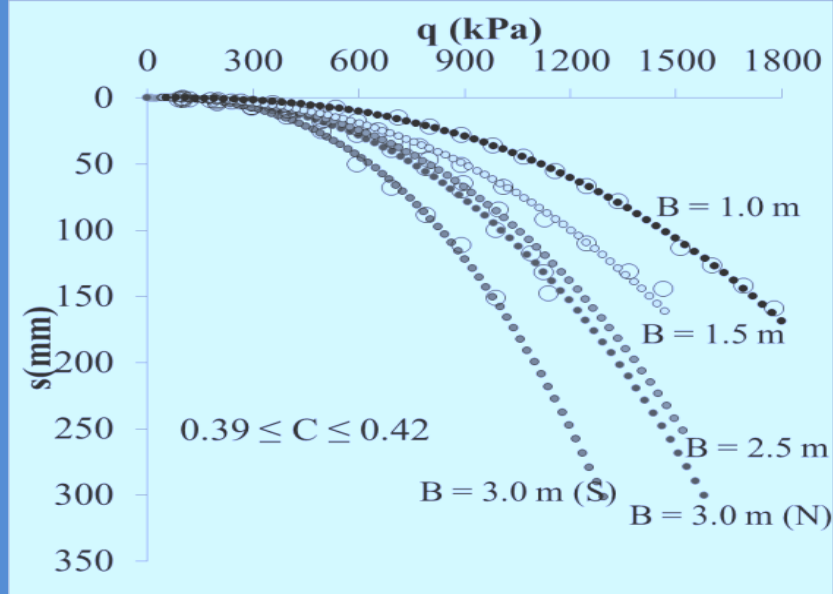


UNICIDADE DA CURVA NORMALIZADA CARGA (TENSÃO) - RECALQUE

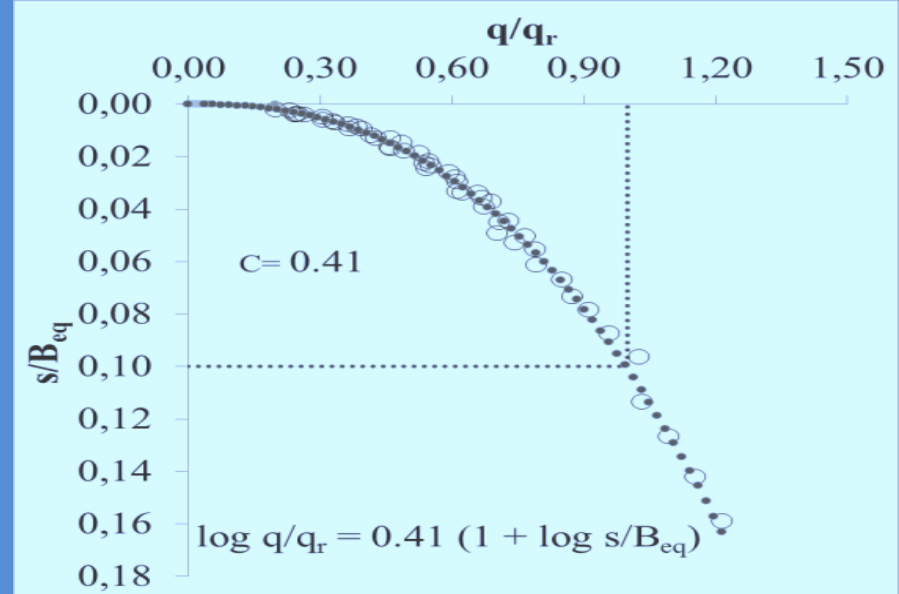
Em 1999, afirmei que a curva tensão-recalque, normalizada, era única, não dependendo da densidade da areia, do tamanho da sapata e de sua profundidade.

As tensões foram normalizadas pela tensão de referência, q_r , que é a tensão que corresponde a um recalque de 10% do lado de uma sapata quadrada e o recalque, pela largura da sapata (ou diâmetro da estaca).

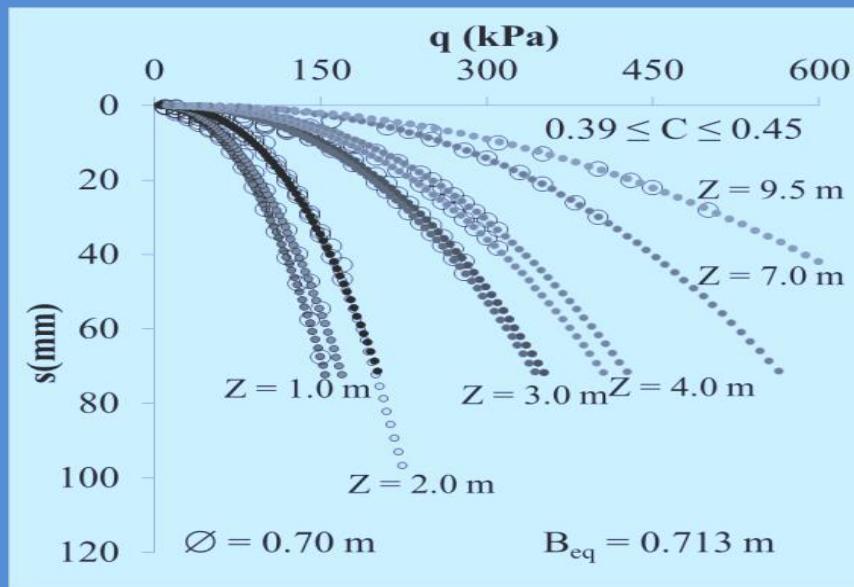
Todas as análises procedidas desde então, confirmaram essa assertiva.



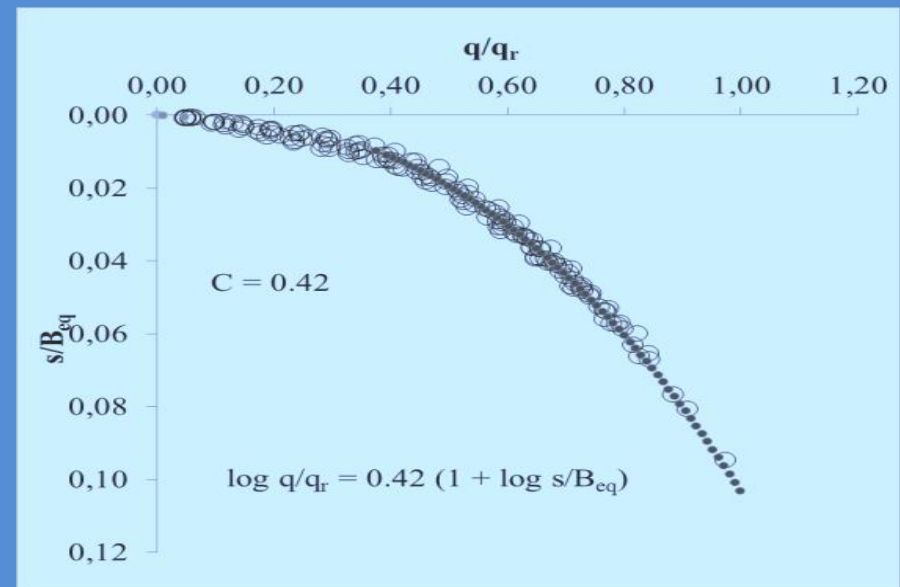
Curvas tensão x recalque , Texas, U.S.A.



Curvas normalizadas tensão x recalque, Texas, U.S.A.



Curvas tensão x recalque para sapatas em uma areia laterítica em diferentes profundidades, Bauru, S.P., Brasil



Curvas normalizadas tensão x recalque, Bauru, S.P., Brazil.

O MÉTODO RDZ

Contrariamente ao procedimento usual para dimensionamento de fundações que objetiva a obtenção de uma tensão admissível, o Método RDZ objetiva a obtenção de recalques diferenciais zero, entre todas as sapatas. Como consequência óbvia, as tensões a serem aplicadas ao solo pelas sapatas terão que ser diferentes.

É muito importante salientar que os “inputs” a serem utilizados são aqueles fornecidos por ensaios de rotina, SPT, SPT-T e CPT.

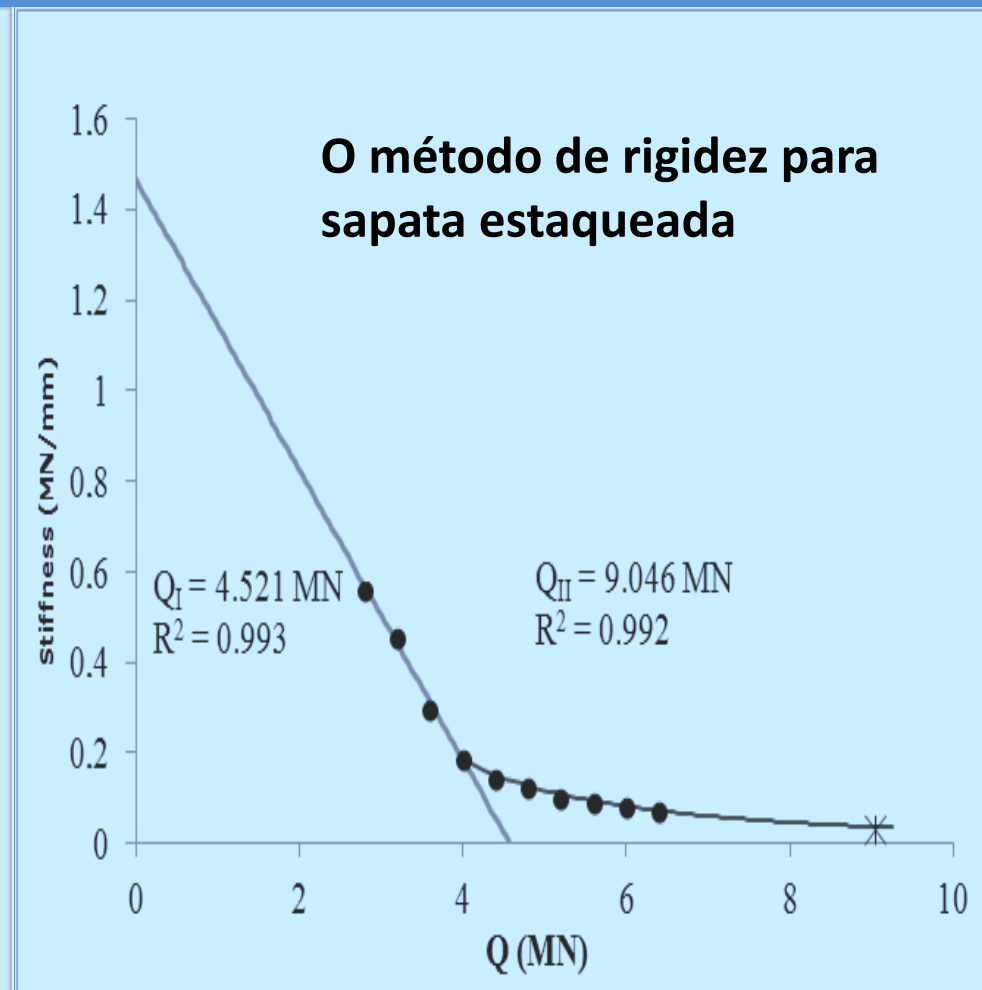
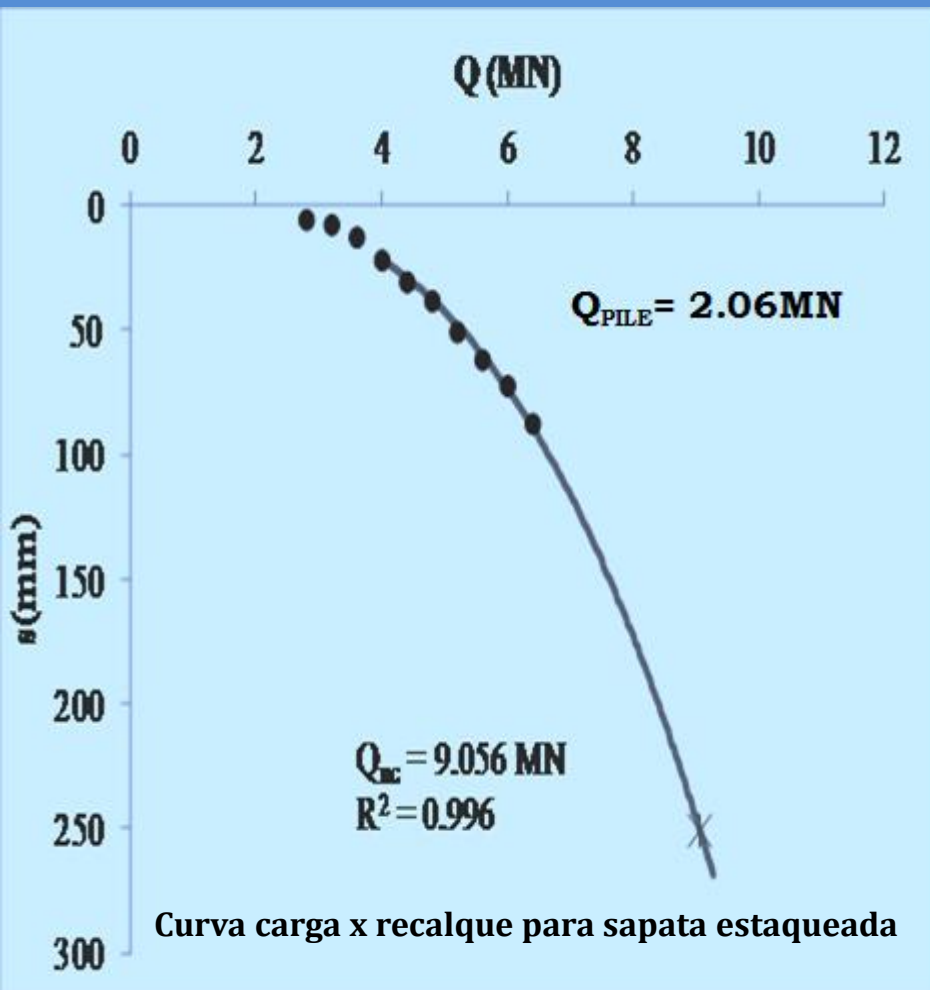
SAPATAS ESTAQUEADAS (ESTACAS-T)

O método Décourt é usado não apenas para fundações diretas. Ele também é usado para projetos de sapatas estaqueadas (Estacas-T).

Tipicamente, uma estaca (ou mais) é colocada sob a sapata no centro da coluna e sua capacidade de carga é calculada. Para a estaca, sua capacidade é admitida como sendo totalmente desenvolvida para o deslocamentos do seu topo, de 15mm.

O procedimento proposto é o de simplesmente subtrair da carga nominal da coluna o valor de 80% do correspondente à capacidade calculadada da estaca e prosseguir com o projeto, como se tratasse de uma simples sapata, com essa carga reduzida.

PROVA DE CARGA EM SAPATA ESTAQUEADA



PREDICTED AND MEASURED BEHAVIOR OF A TALL BUILDING IN A LATERITIC CLAY

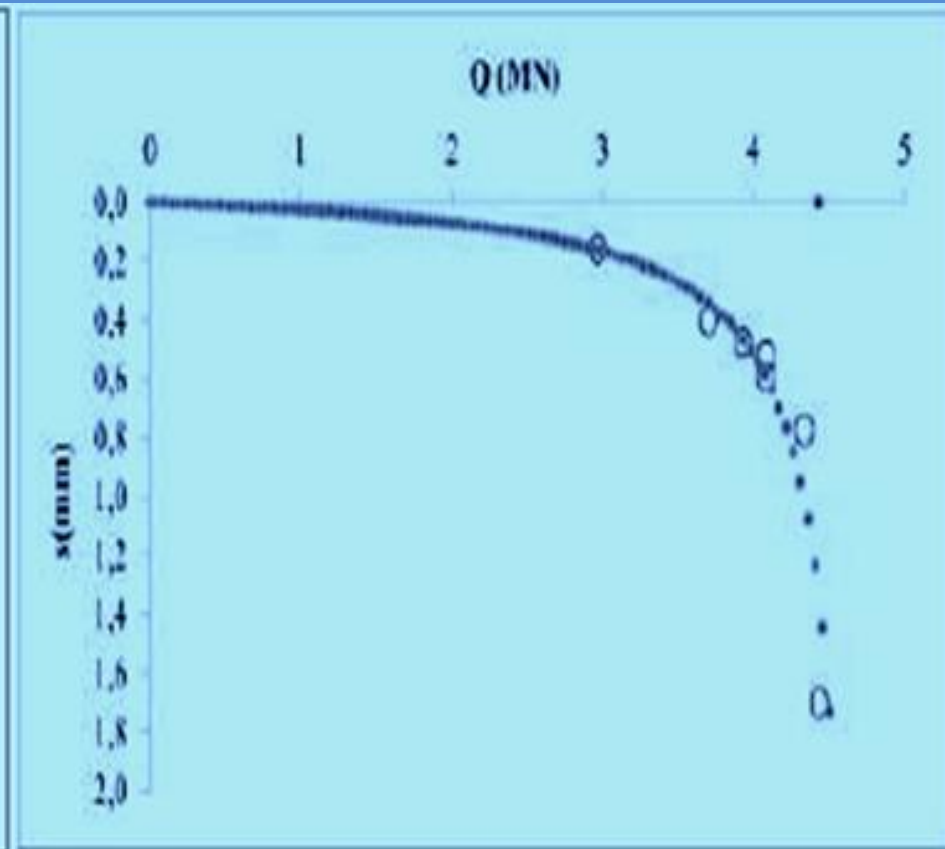
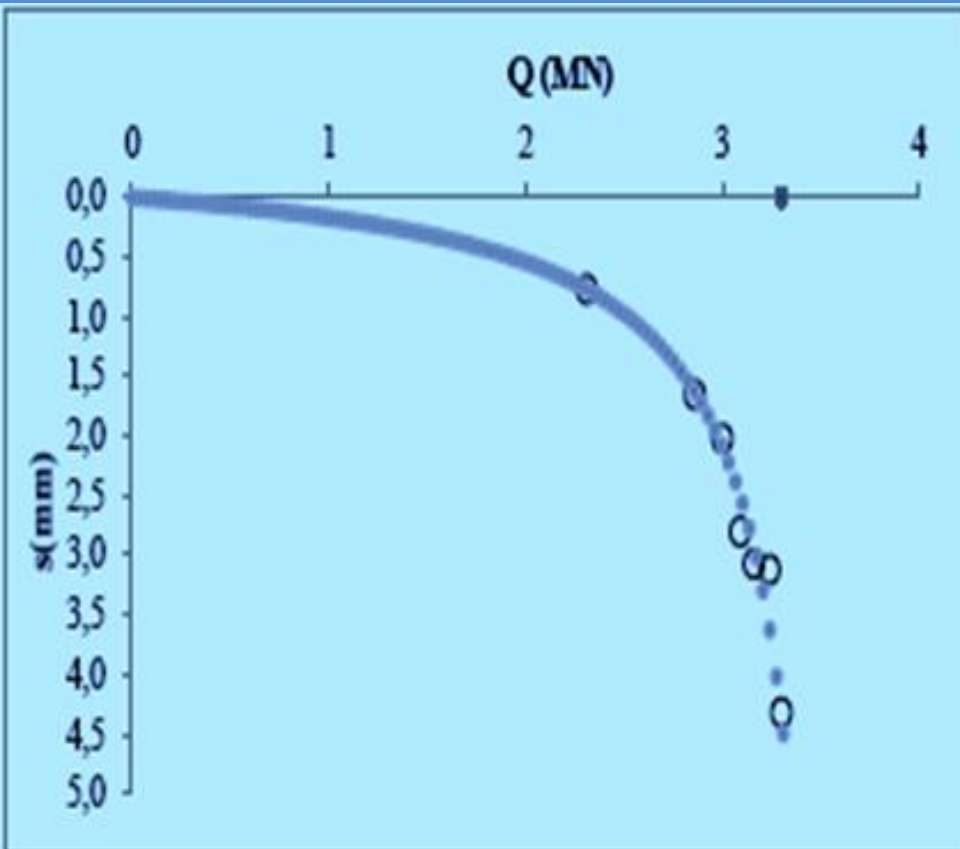
**DÉCOURT, L.; GROTTA JR., C.;
PENNA, A. S.; CAMPOS, G. C.**

**5th INTERNATIONAL CONFERENCE ON
SITE CHARACTERIZATION – ISC 5**

QUEENSLAND, AUSTRALIA, 2016

SIMULATED LOADING TESTS ON BASIS OF SETTLEMENT MEASUREMENTS

A couple of years ago, I developed a method for turning conventional settlement measurements into full scale loading tests. The program not only simulates load test results, but also determines the, eventually unknown, settlement values, at the date the measurements began. Besides, it makes a statistical adjustment of the measured values. The next slide below shows the results of one of these tests. In this particular case, the settlement measurements began when the column loads were about $2/3$ of their nominal values.



Curvas de carregamento corrigidas

PROGRAMAS DE INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA

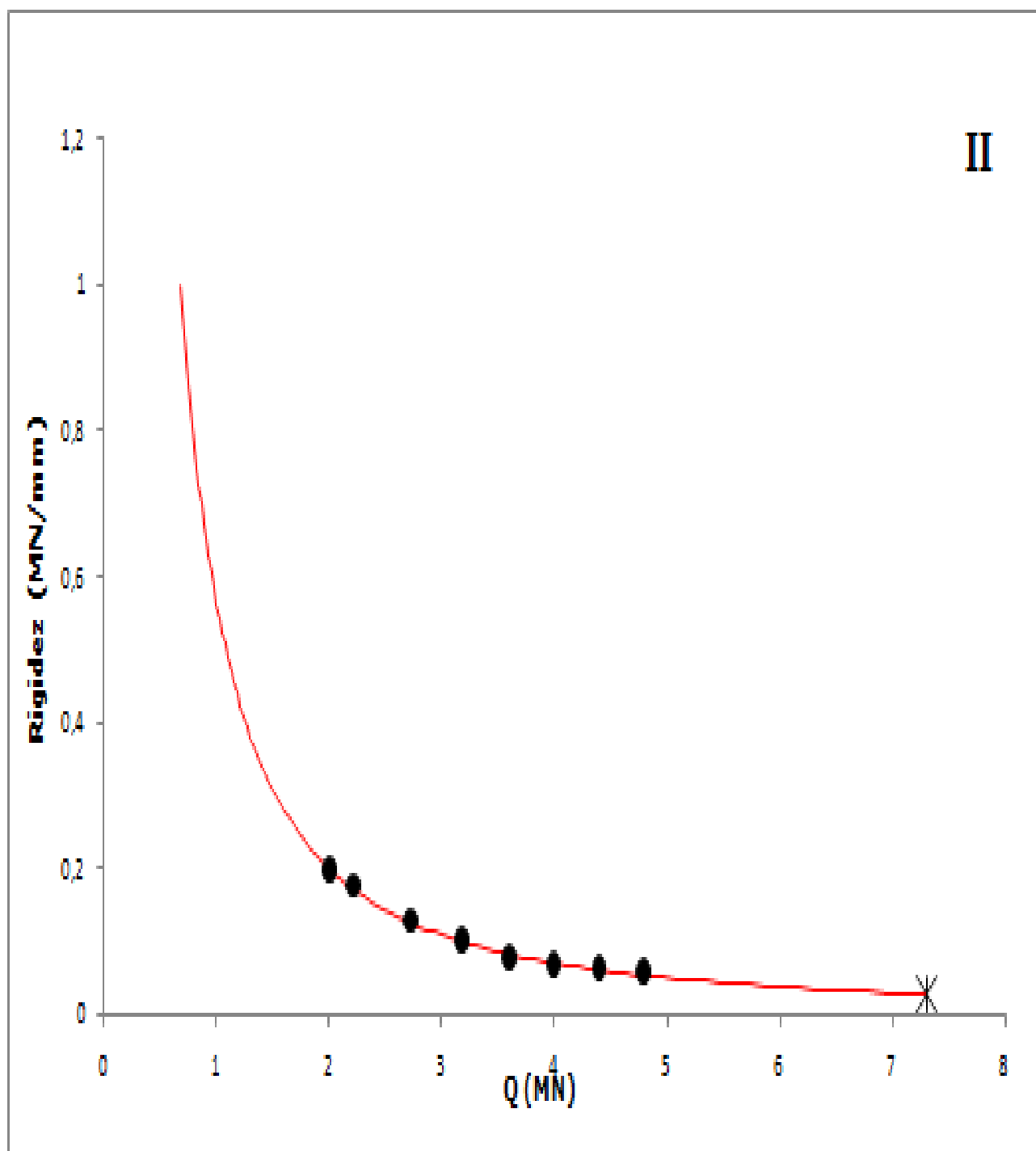
Log X Log		
P inicial	P final	
1	1	Quc
1	8	7,305

a	b	R2
-0,164	-0,670	0,9942

Linear		
P inicial	P final	
2	0	Qsc
Outros Pontos		#DIV/0!
P inicial	P final	
9	13	

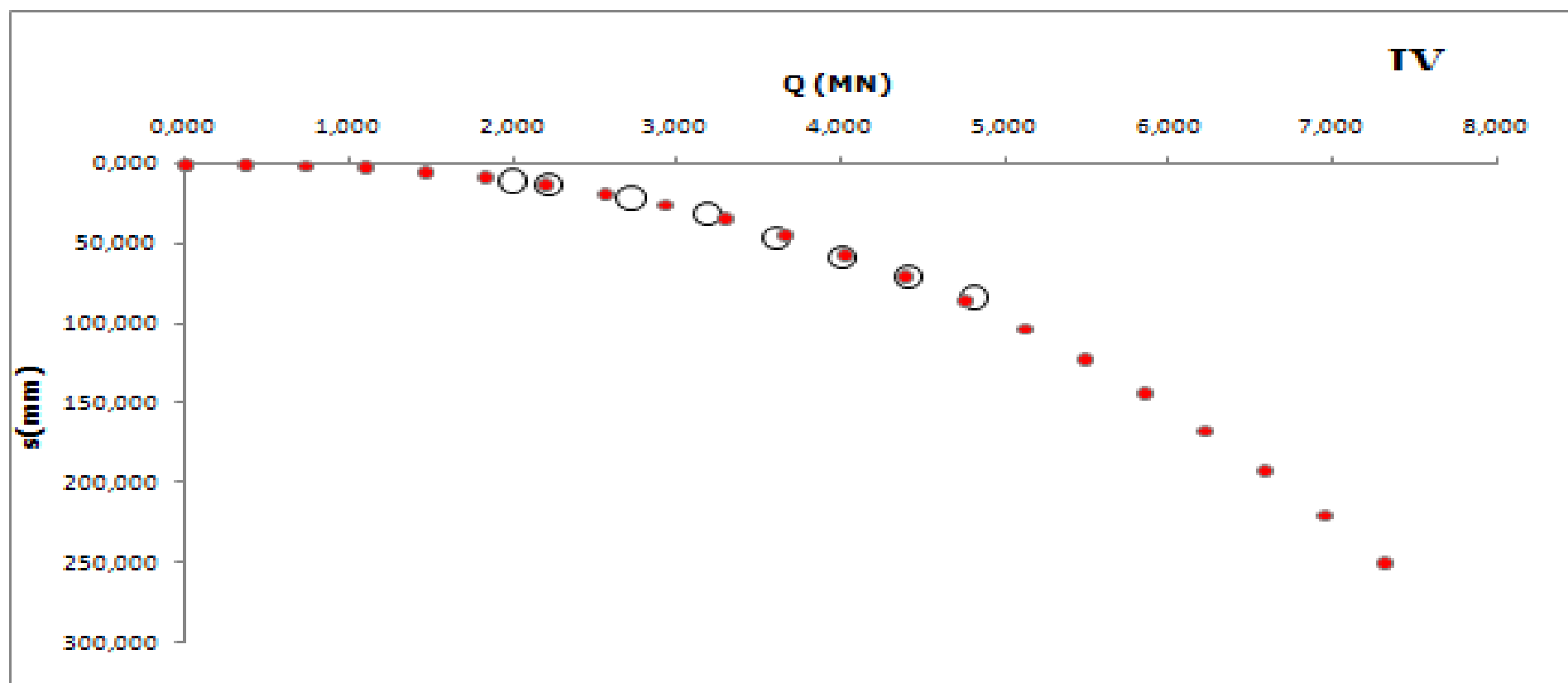
a	b	R2
#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!

F



Outros pontos - Linear					
s (mm)	Q (MN)	Q/Q _{sc}	E (MPa)	E _r (MPa)	E/E _r
250,0 (10%)	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	9,574	#DIV/0!
25,0 (1%)	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	36,408	#DIV/0!
12,5 (0,5%)	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	54,428	#DIV/0!
50	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	24,354	#DIV/0!
100	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	16,291	#DIV/0!

Outros pontos -Log x Log					
s (mm)	Q (MN)	Q/Q _{uc}	E (MPa)	E _r (MPa)	E/E _r
250,0 (10%)	7,305	1,000	9,350	9,574	0,977
25,0 (1%)	2,900	0,397	37,122	36,408	1,020
12,5 (0,5%)	2,196	0,301	56,221	54,428	1,033
50	3,830	0,524	24,511	24,354	1,006
250	7,305	1,000	9,350	9,574	0,977



Dados de entrada	
Obra	S+E...G-OK
Solo tipo	I
N _{SPT} OU N _{eq}	9,0
B _{eq}	2500,00 mm

Data estudo
18/09/2017

Ponto escolhido

13

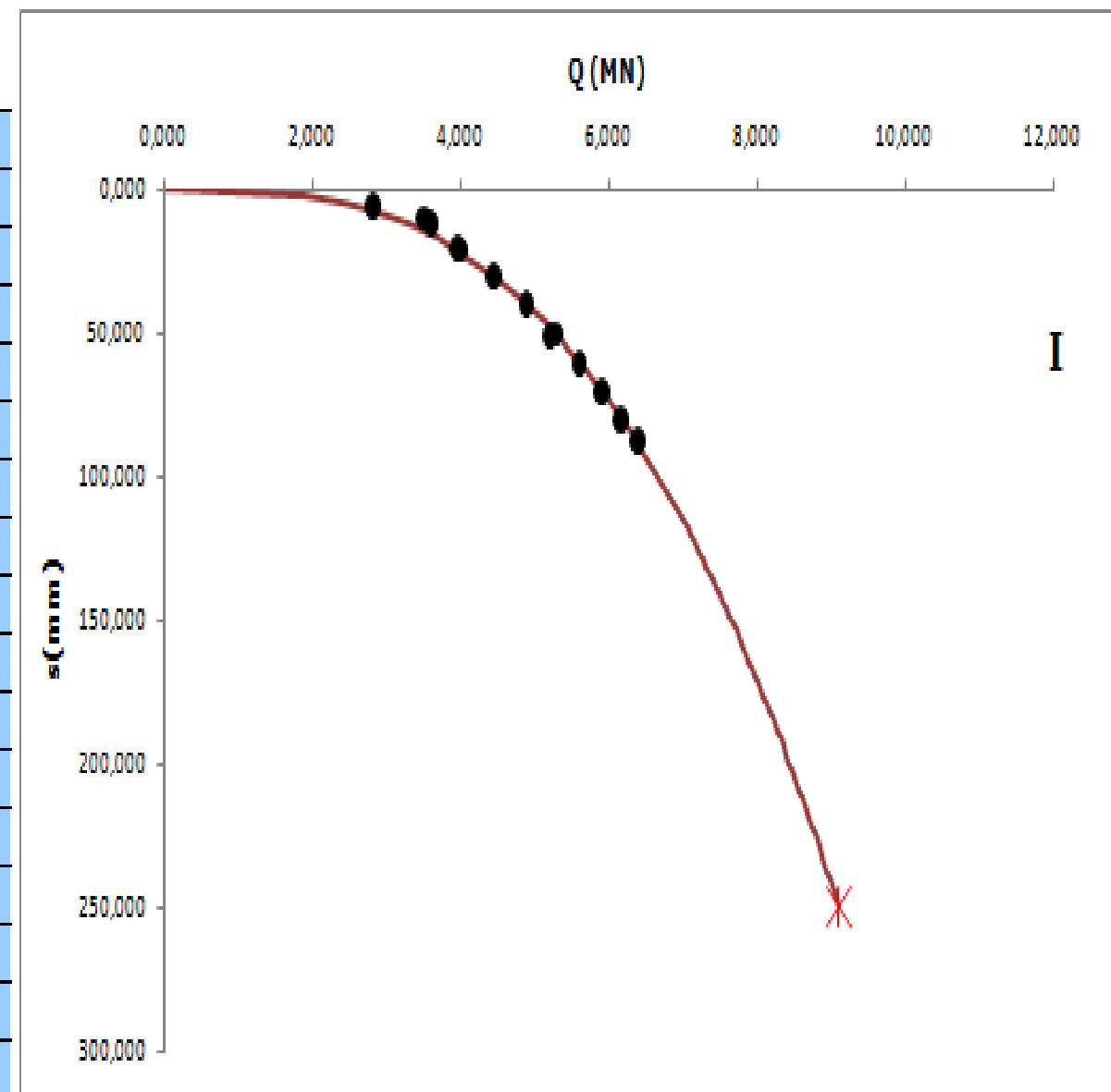
Se quiser outro ponto, digite abaixo.

8

$\text{LOG}(Q) \ 0,141 + \ 0,341 \ \text{LOG}(s)$

Q_{uc}= 9,110

Q (MN)	s (mm)	R2
6,400	87,250	
6,172	80,000	1,0000
5,900	70,000	0,9964
5,600	60,000	0,9981
5,271	50,000	0,9989
5,200	50,520	0,9951
4,890	40,000	0,9955
4,439	30,000	0,9972
4,000	21,020	0,9973
3,958	20,000	0,9974
3,600	11,900	0,9879
3,487	10,000	0,9849
2,800	5,440	0,9903
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!



Log X Log

P inicial

P final

1

1

Quc

1

8

9,103

a

b

R2

0,216

-0,517

0,9935

Linear

P inicial

P final

2

13

Qsc

Outros Pontos

4,633

P inicial

P final

9

13

a

b

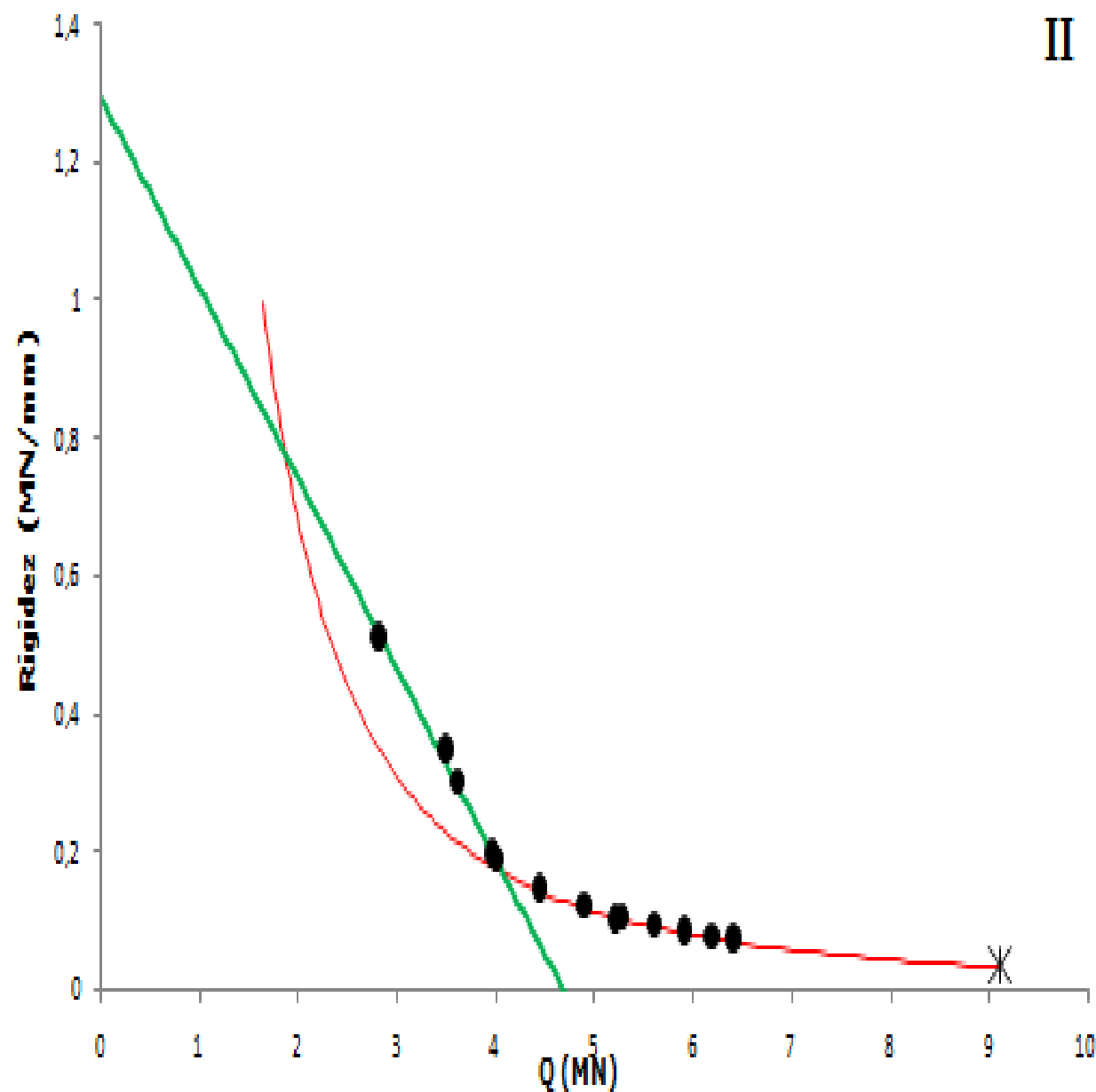
R2

4,700

-3,639

0,9953

E

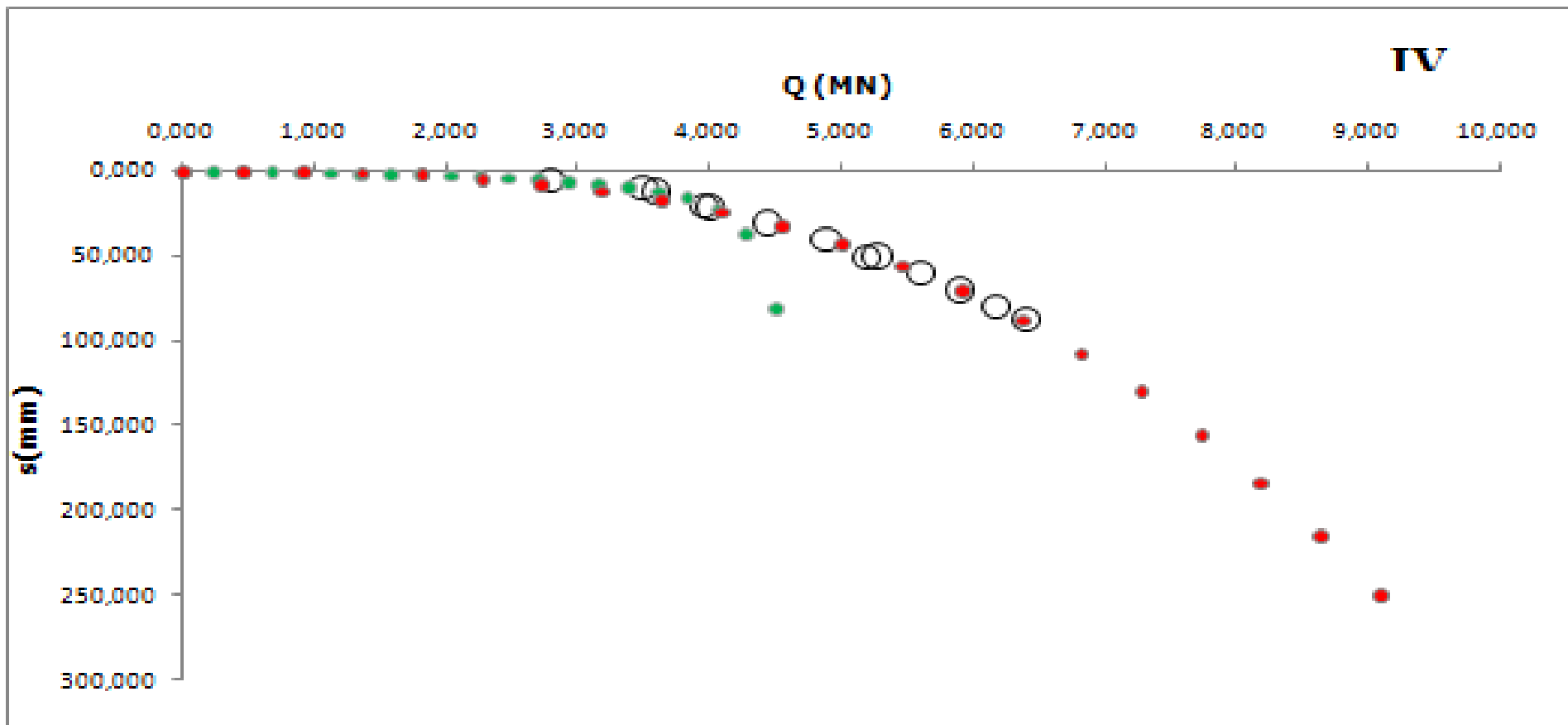


Outros pontos -Linear

s (mm)	Q (MN)	Q/Q _{sc}	E (MPa)	E _r (MPa)	E/E _r
250,0 (10%)	4,633	1,000	5,930	8,178	0,725
25,0 (1%)	4,103	0,886	52,517	31,099	1,689
12,5 (0,5%)	3,640	0,786	93,192	46,492	2,004
23,55	4,071	0,879	55,318	32,196	1,718
30	4,192	0,905	44,711	27,978	1,598

Outros pontos -Log x Log

s (mm)	Q (MN)	Q/Q _{uc}	E (MPa)	E _r (MPa)	E/E _r
250,0 (10%)	9,103	1,000	11,652	8,178	1,425
25,0 (1%)	4,154	0,456	53,176	31,099	1,710
12,5 (0,5%)	3,281	0,360	83,983	46,492	1,806
23,55	4,071	0,447	55,313	32,196	1,718
30	4,421	0,486	47,153	27,978	1,685



Dados de entrada	
Obra	BENEFICÊNCIA
Solo tipo	III
N _{SPT} OU N _{eq}	8,5
B _{eq}	1000,00 mm

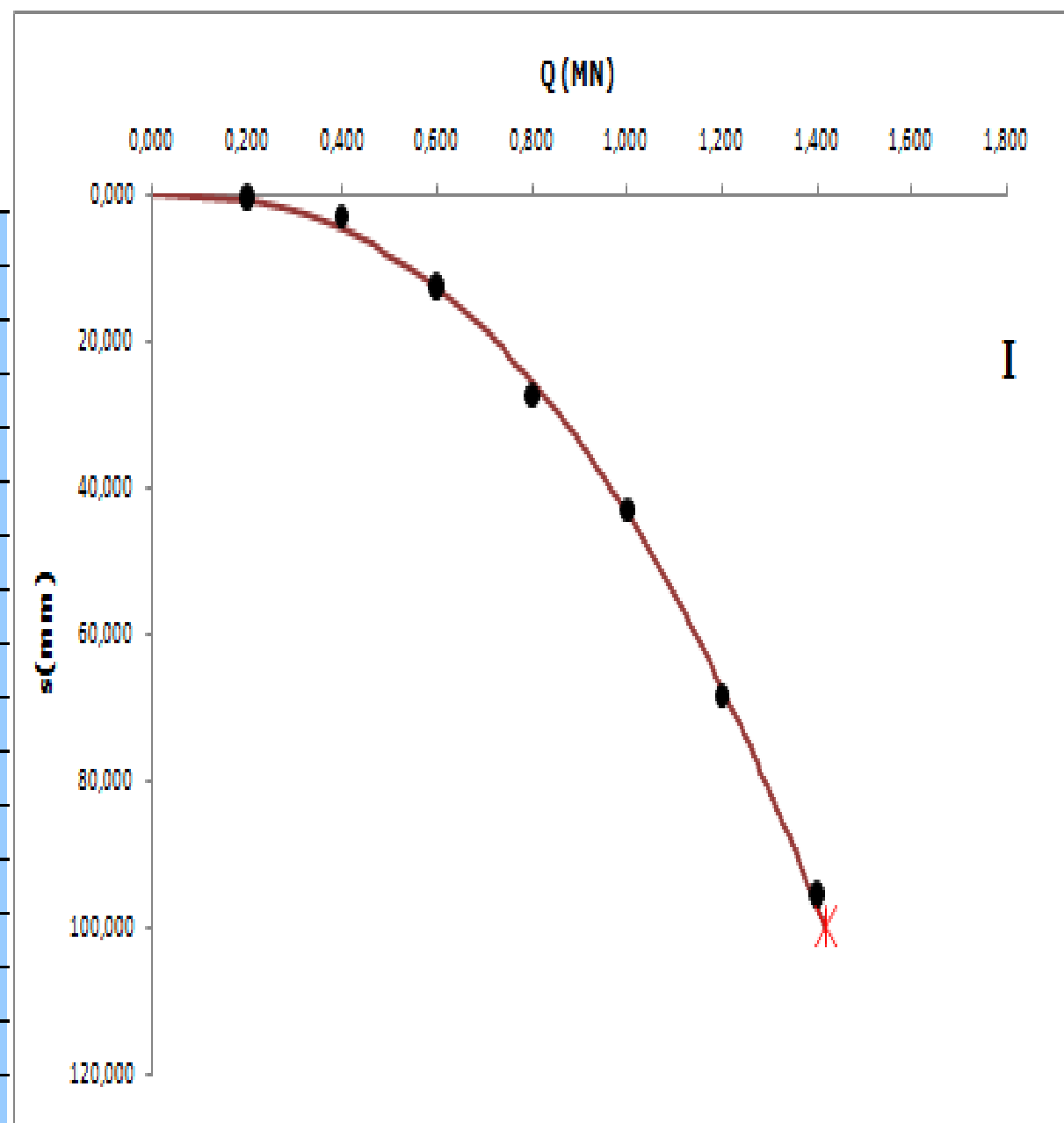
Data estudo
17/09/2017

Q _{uc} =	1,419
-------------------	-------

Ponto escolhido	7
-----------------	---

Se quiser outro ponto, digite abaixo.	3	LOG(Q) -0,690 + 0,421 LOG(s)
---------------------------------------	---	------------------------------

Q (MN)	s (mm)	R2
1,400	95,740	
1,200	68,550	1,0000
1,000	43,180	0,9980
0,800	27,690	0,9977
0,600	12,650	0,9974
0,400	3,280	0,9910
0,200	0,460	0,9957
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!



Log X Log

P inicial

P final

1

1

Quc

1

3

1,418

a

b

R2

-1,188

-0,725

0,9942

Linear

P inicial

P final

2

7

Qsc

Outros Pontos

0,475

P inicial

P final

6

7

a

b

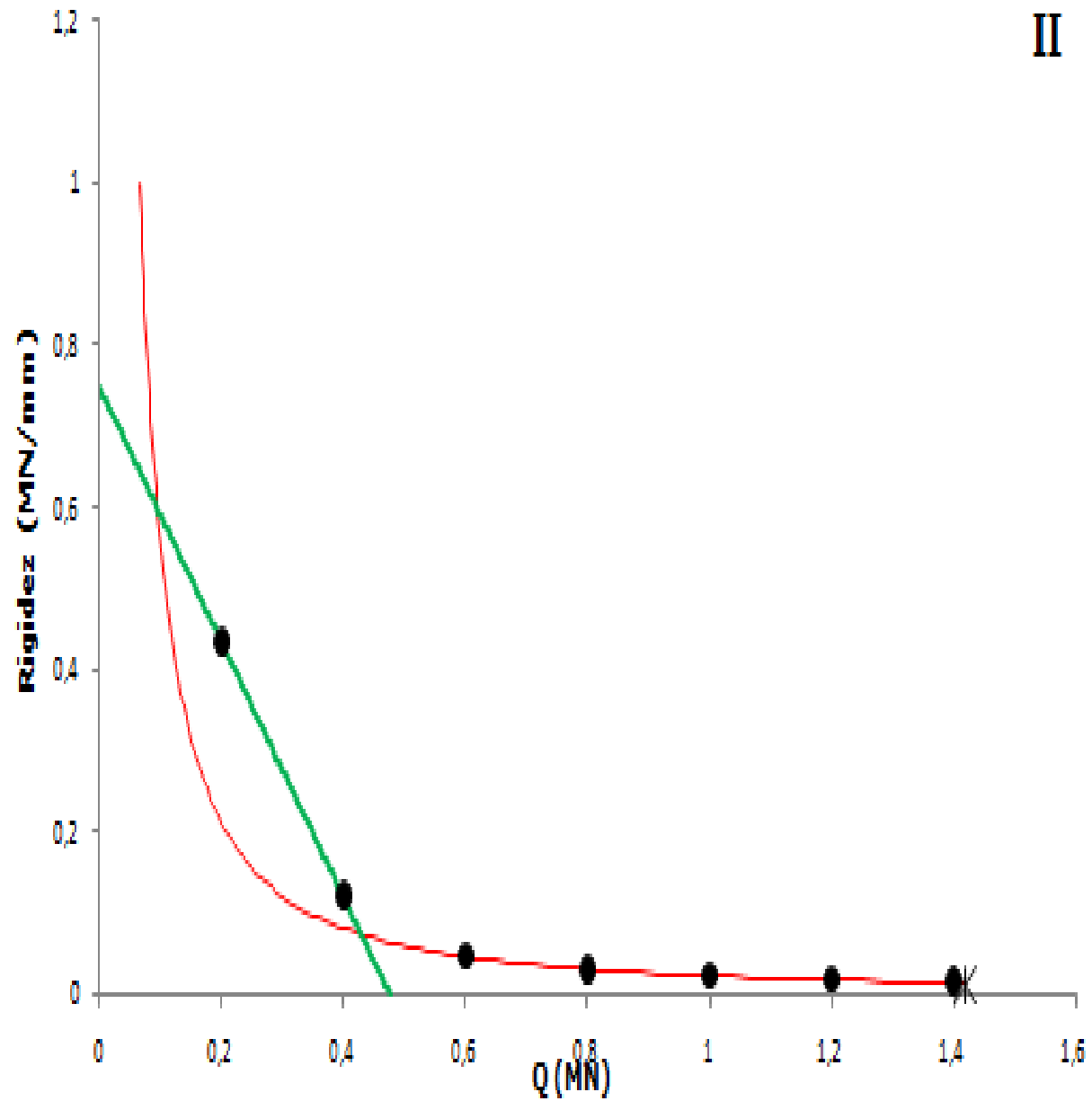
R2

0,478

-0,639

1,0000

F

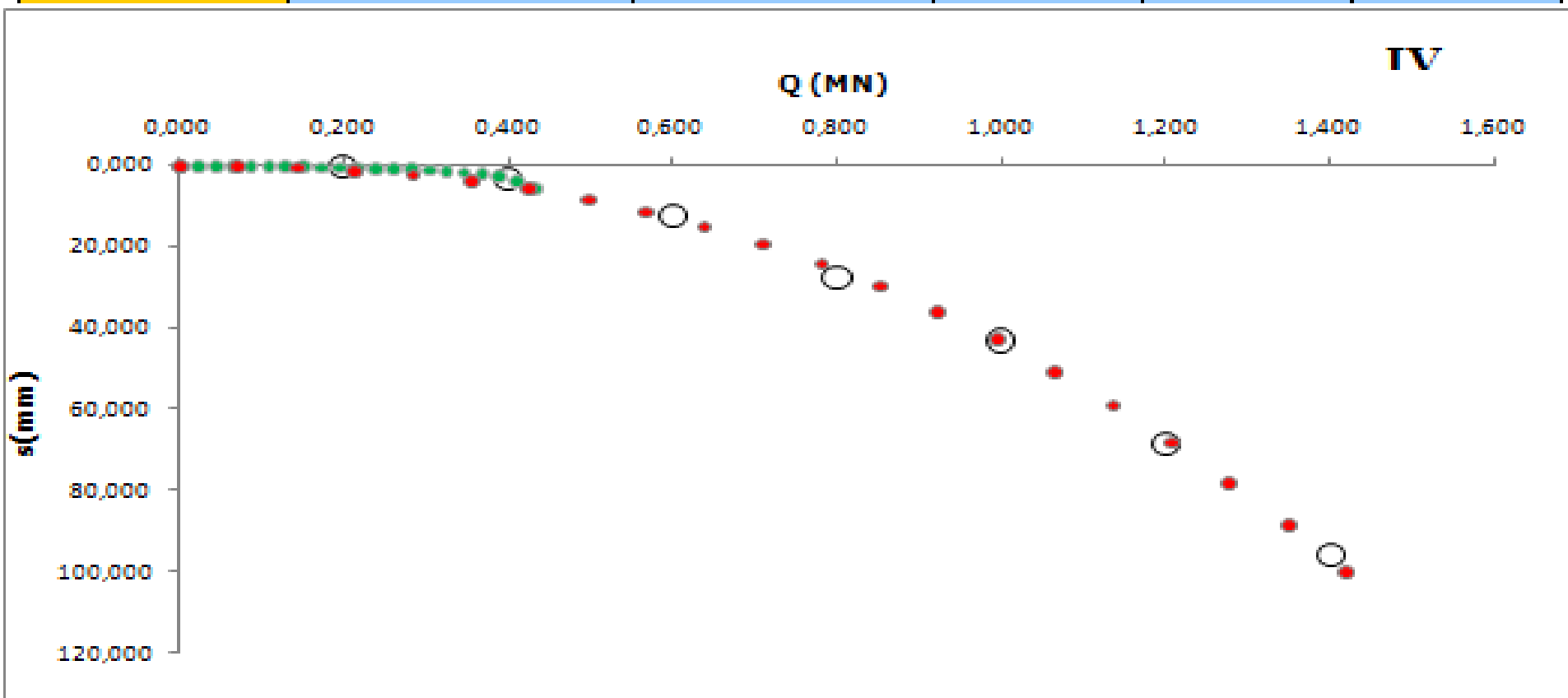


Outros pontos - Linear

s (mm)	Q (MN)	Q/Q _{sc}	E (MPa)	E _c (MPa)	E/E _c
100,0 (10%)	0,475	1,000	3,799	5,303	0,716
10,0 (1%)	0,449	0,946	35,940	20,166	1,782
5,0 (0,5%)	0,424	0,892	67,805	30,147	2,249
1	0,292	0,614	233,251	76,686	3,042
5,88	0,431	0,908	58,652	27,441	2,137

Outros pontos - Log x Log

s (mm)	Q (MN)	Q/Q _{uc}	E (MPa)	E _c (MPa)	E/E _c
100,0 (10%)	1,418	1,000	11,348	5,303	2,140
10,0 (1%)	0,539	0,380	43,119	20,166	2,138
5,0 (0,5%)	0,403	0,284	64,446	30,147	2,138
5,88	0,431	0,304	58,665	27,441	2,138
	*NÚM!	*NÚM!	*NÚM!	*NÚM!	*NÚM!



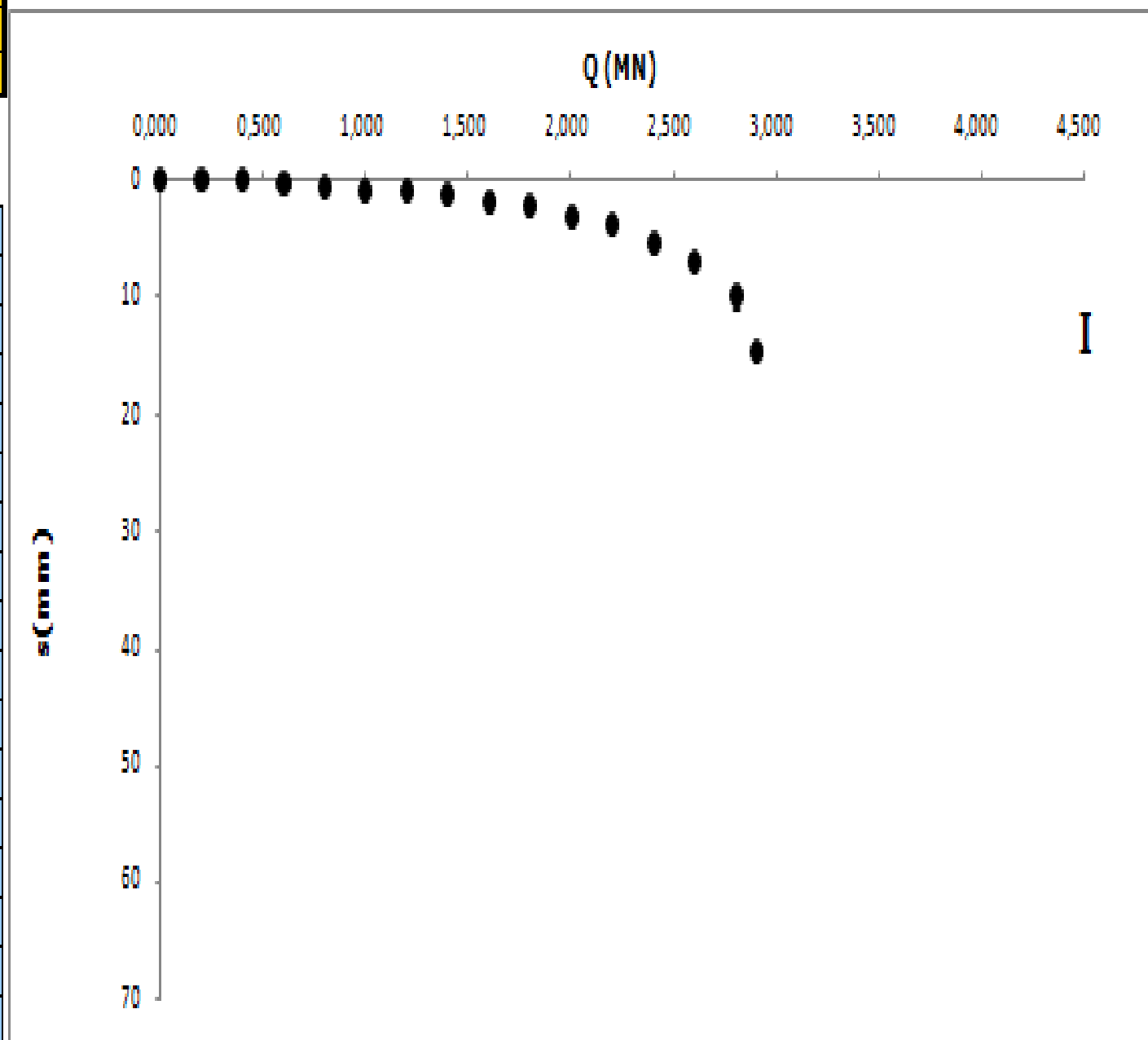
Dados de entrada	
Obra	CHAP CHAP
Solo tipo	
N _{SPT} ou N _{eq}	0,0
B _{eq}	500,00 mm

Data estudo
24/08/2017

Ponto escolhido
15

Se quiser outro ponto, digite abaixo.
 1 LOG(Q) #N/D + #N/D LOG(s)

Q (MN)	s (mm)	
2,900	14,66	
2,800	9,95	1,0000
2,600	6,9	0,9524
2,400	5,53	0,9299
2,200	3,84	0,9584
2,000	3,16	0,9539
1,800	2,32	0,9608
1,600	1,89	0,9566
1,400	1,24	0,9668
1,200	0,99	0,9652
1,000	0,80	0,9557
0,800	0,60	0,9465
0,600	0,40	0,9424
0,400	0,06	0,9601
0,200	0,02	0,9761
0,000	0,00	#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!



Linear total

P inicial	P final	Q _r
1	1	
1	13	3,101

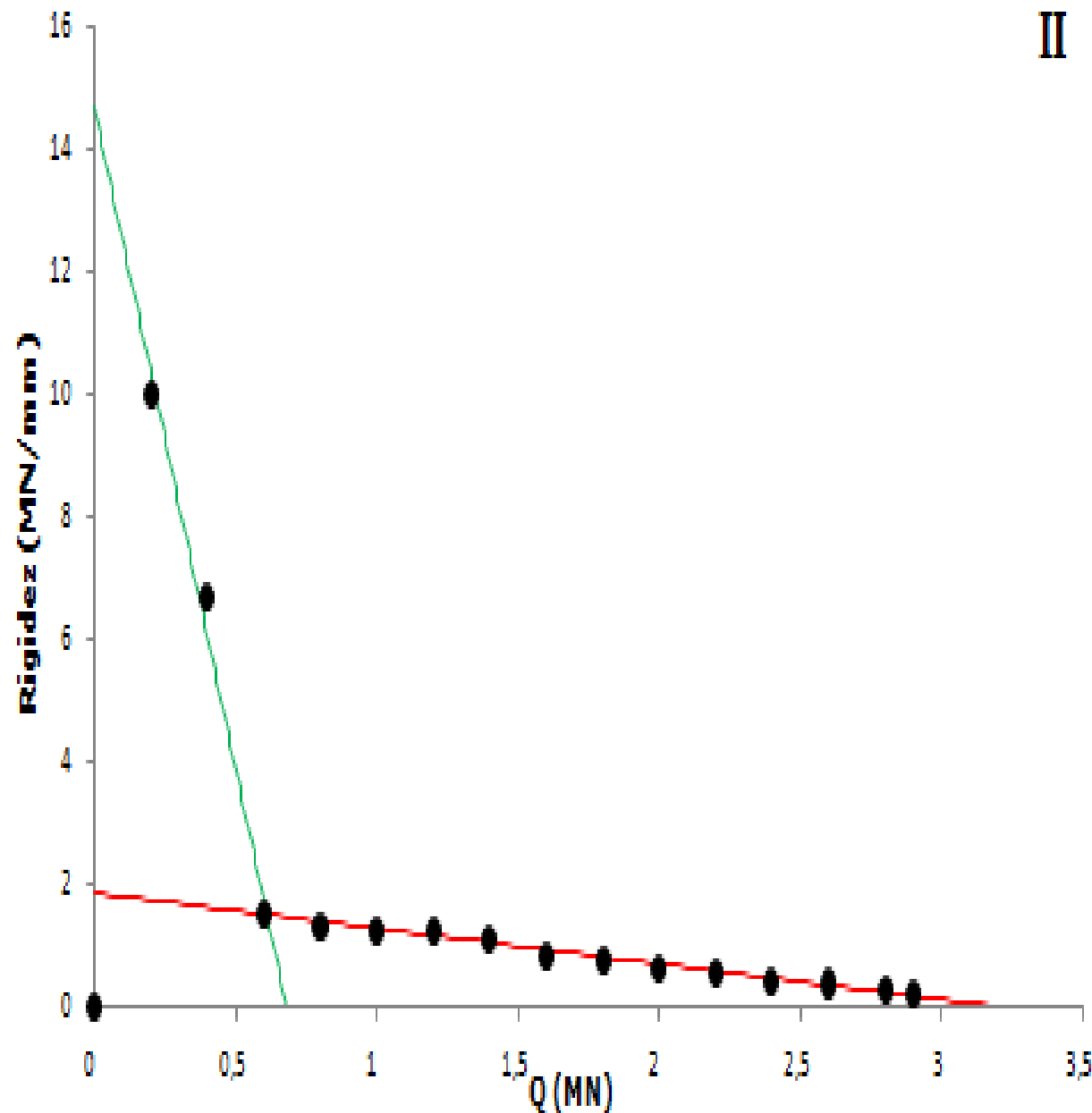
a	b	R2
3,209	-1,747	0,9873

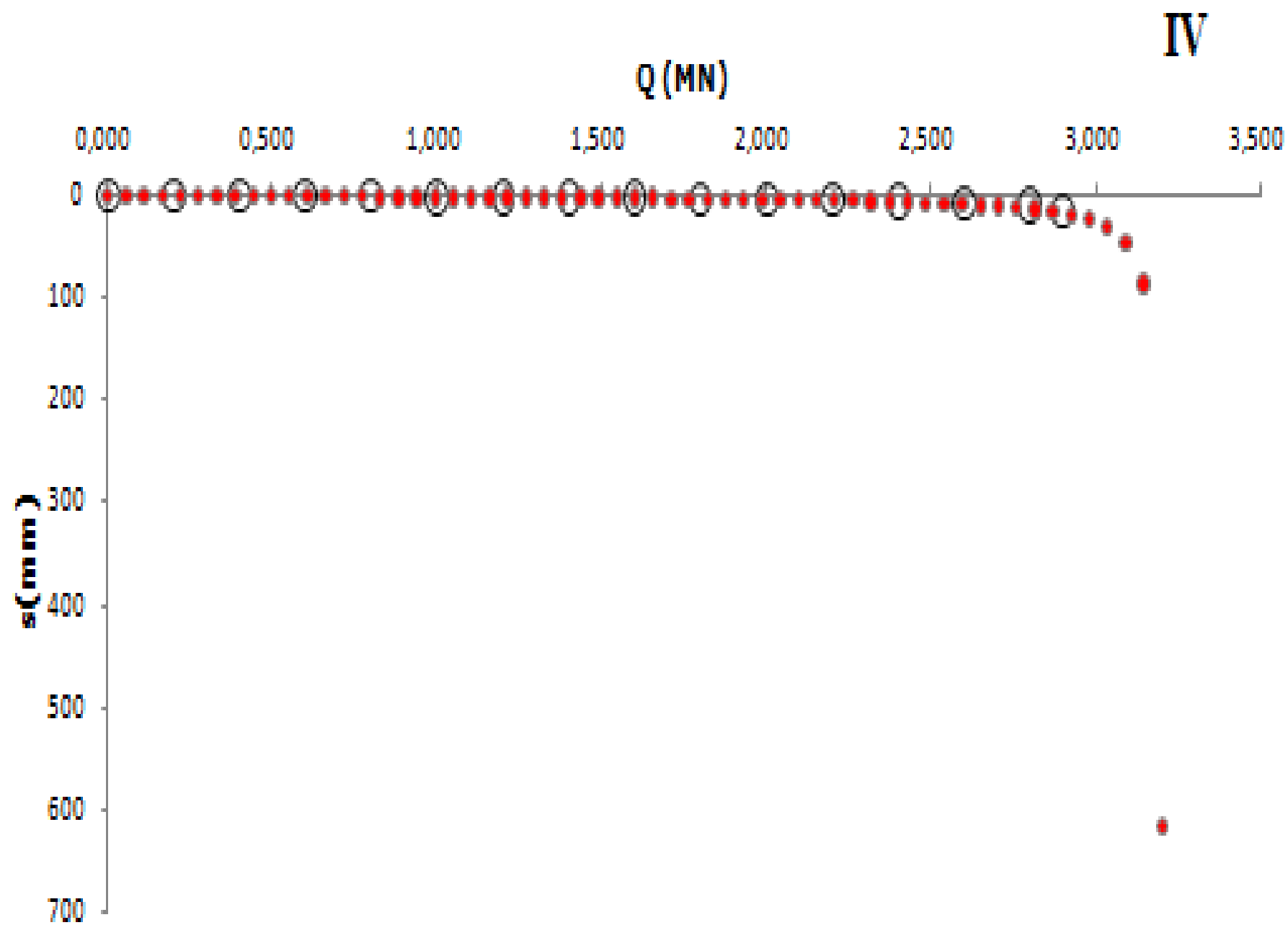
0,7632687

Linear parcial

P inicial	P final	Q _r
2	14	
Outros Pon	8	0,680
P inicial	P final	
13	15	

a	b	R2
0,681	-0,046	0,9847





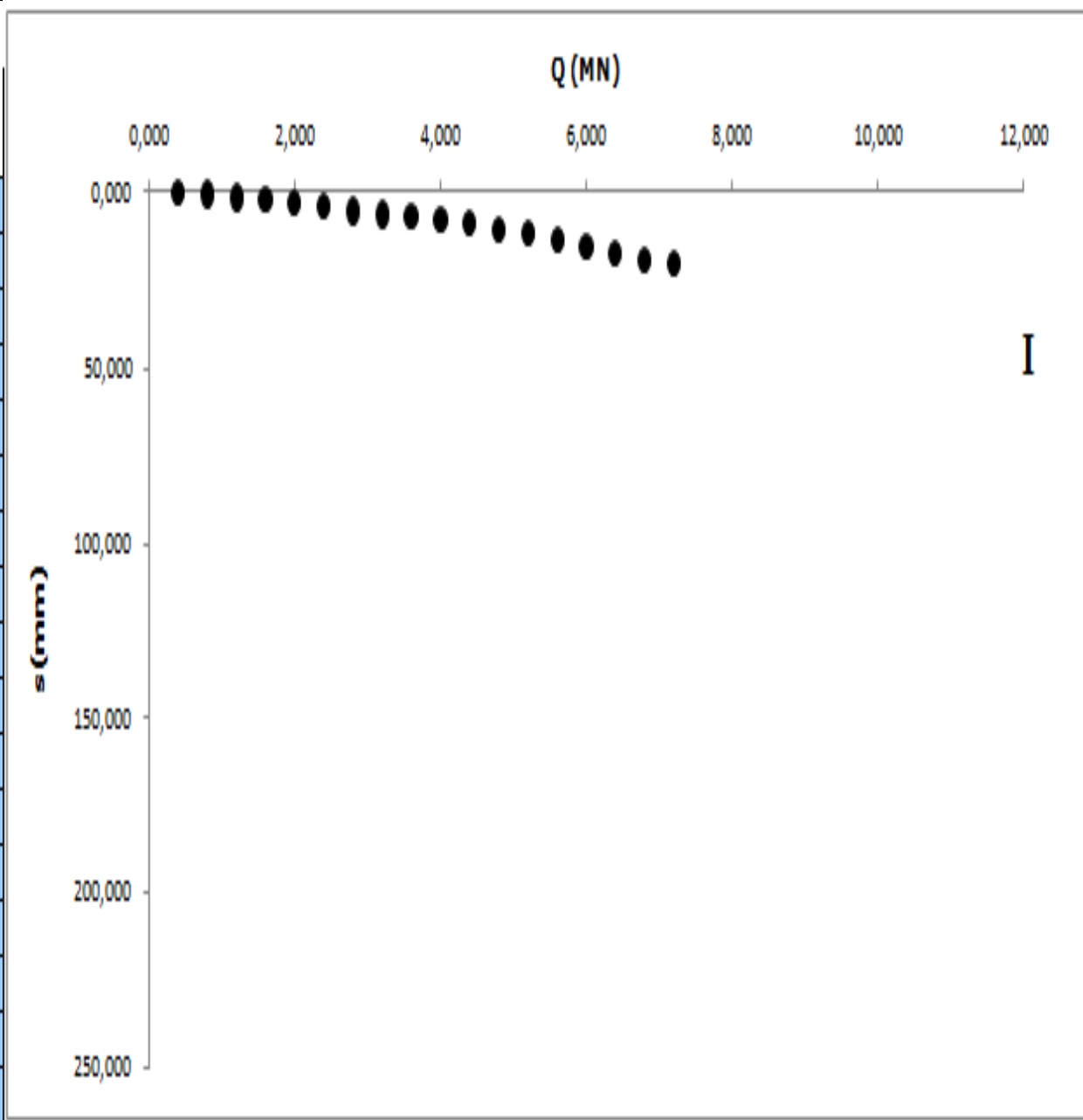
Dados de entrada		Data estudo
Obra	CHAP CHAP	
Estaca	d=500,0mm	
L=	9,60m	
d=	1800,00 mm	

19/09/2017

Ponto escolhido
18

Se quiser outro ponto, digite abaixo.
1 LOG(Q) #N/D + #N/D LOG(s)

Q (MN)	s (mm)	S _{ei}	R2
7,200	20,110	0,10	
6,800	19,490	0,09	1,0000
6,400	17,340	0,09	0,9099
6,000	15,630	0,08	0,9637
5,600	13,830	0,08	0,9809
5,200	11,750	0,07	0,9838
4,800	10,570	0,06	0,9905
4,400	9,040	0,06	0,9941
4,000	8,070	0,05	0,9948
3,600	6,930	0,05	0,9953
3,200	6,450	0,04	0,9885
2,800	5,530	0,04	0,9856
2,400	4,460	0,03	0,9872
2,000	3,39	0,03	0,9905
1,600	2,46	0,00	0,9933
1,200	1,79	0,00	0,9945
0,800	0,98	0,00	0,9963
0,400	0,64	0,00	0,9887



Linear atrito total

P inicial	P final	Qsc II
1	1	
2	10	11,845

a	b	R2
13,033	-18,052	0,9906

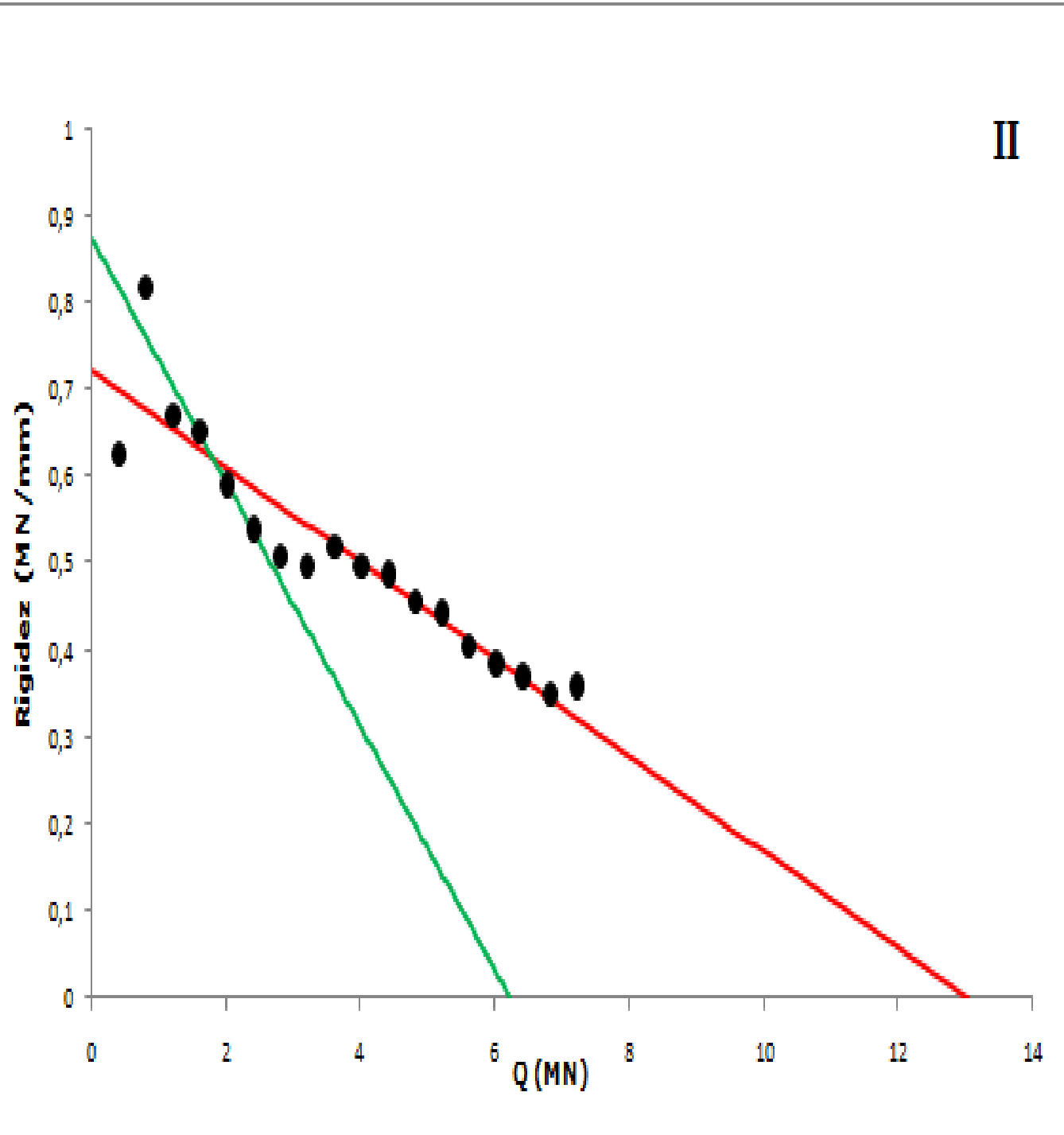
-59,17526

Linear atrito parcial

P inicial	P final	Qsc I
2	15	
Outros Pont	8	5,979

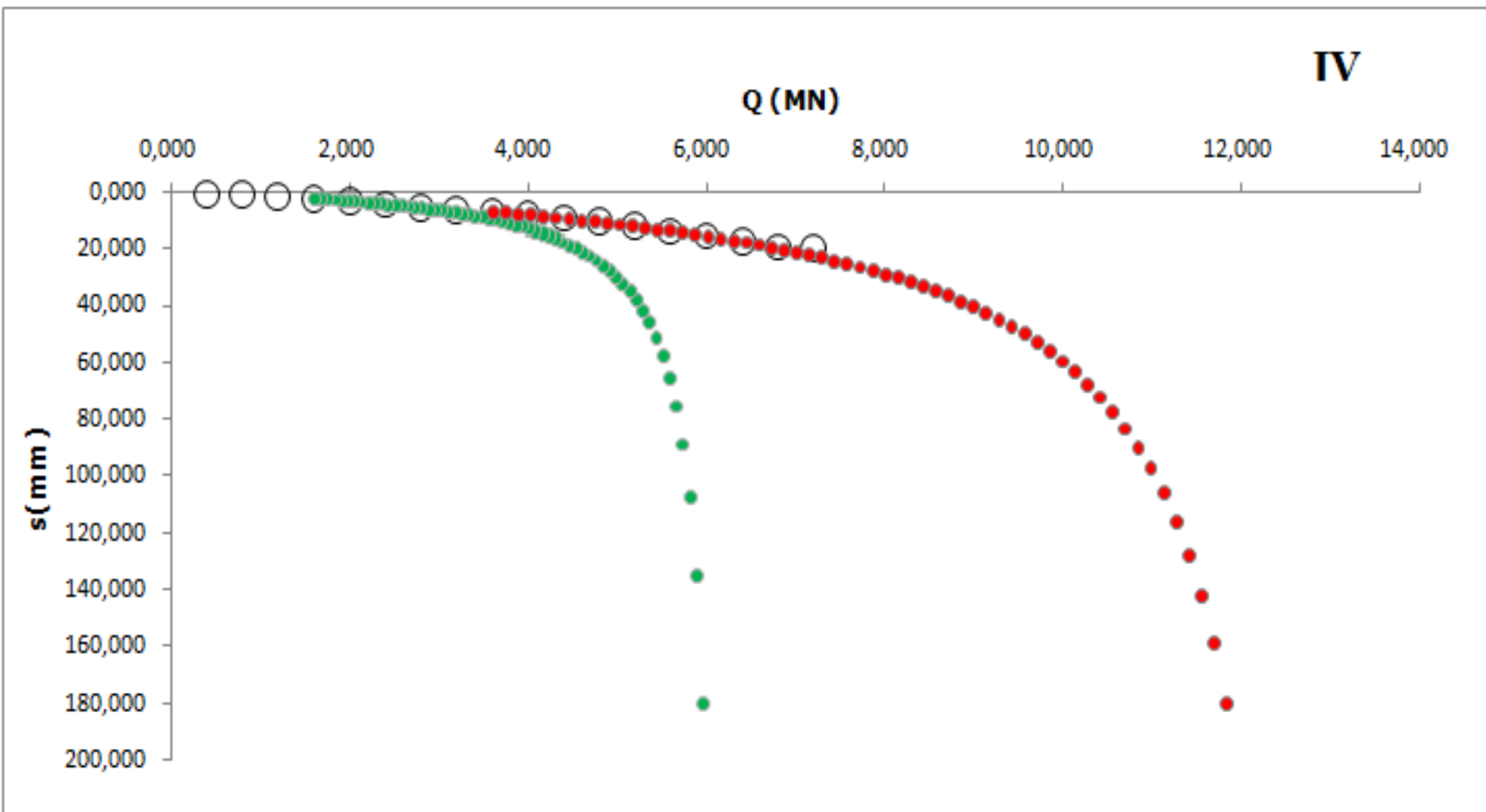
P inicial	P final
13	15

a	b	R2
6,215	-7,111	0,9981



Outros pontos - Linear

s (mm)	Q (MN)	Q/Q_{sc}	E (MPa)	E_s (MPa)	E/E_s
180,0 (10%)	11,845	1,000	29,248	8,984	3,256
18,0 (1%)	6,507	0,549	160,672	34,163	4,703
9,0 (0,5%)	4,336	0,366	214,126	51,072	4,193
10,31	4,738	0,400	204,236	47,201	4,327
5	2,827	0,239	251,281	71,824	3,499



Dados de entrada	
Obra	CARMEL
Solo tipo	III
N _{SPT} ou N _{eq}	21,0
B _{eq}	780,00 mm

Data estudo
18/08/2017

Ponto escolhido

7

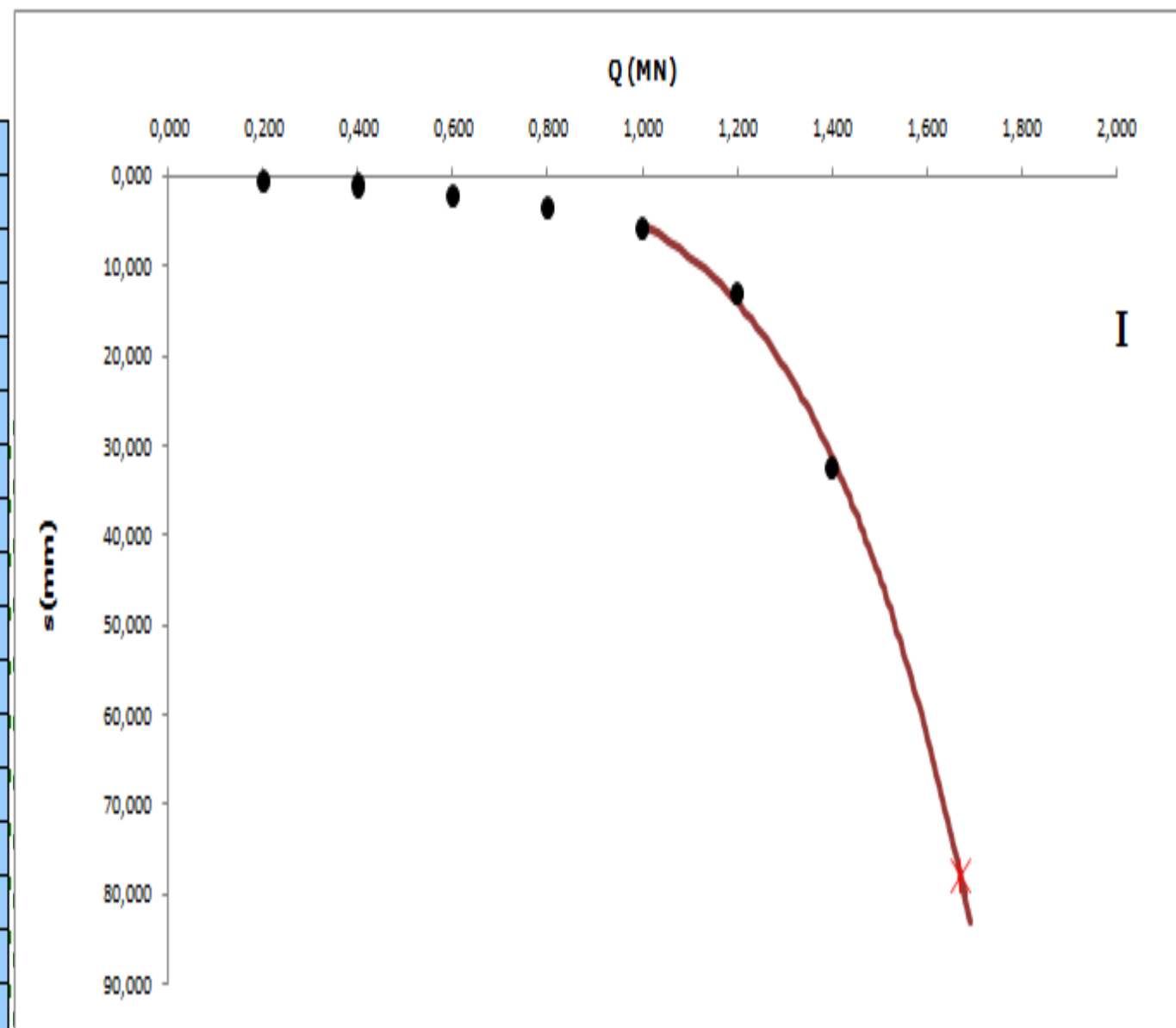
Se quiser outro ponto, digite abaixo.

3

LOG(Q)

-0,144 + 0,194 LOG(s)

Q (MN)	s (mm)	R2
1,400	32,600	
1,200	13,060	1,0000
1,000	5,790	0,9933
0,800	3,490	0,9580
0,600	2,010	0,9384
0,400	0,910	0,9420
0,200	0,460	0,9120
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!
		#NÚM!



Linear total

P inicial	P final	Q _r
1	1	
1	5	1,456

a	b	R2
1,513	-3,071	0,9957

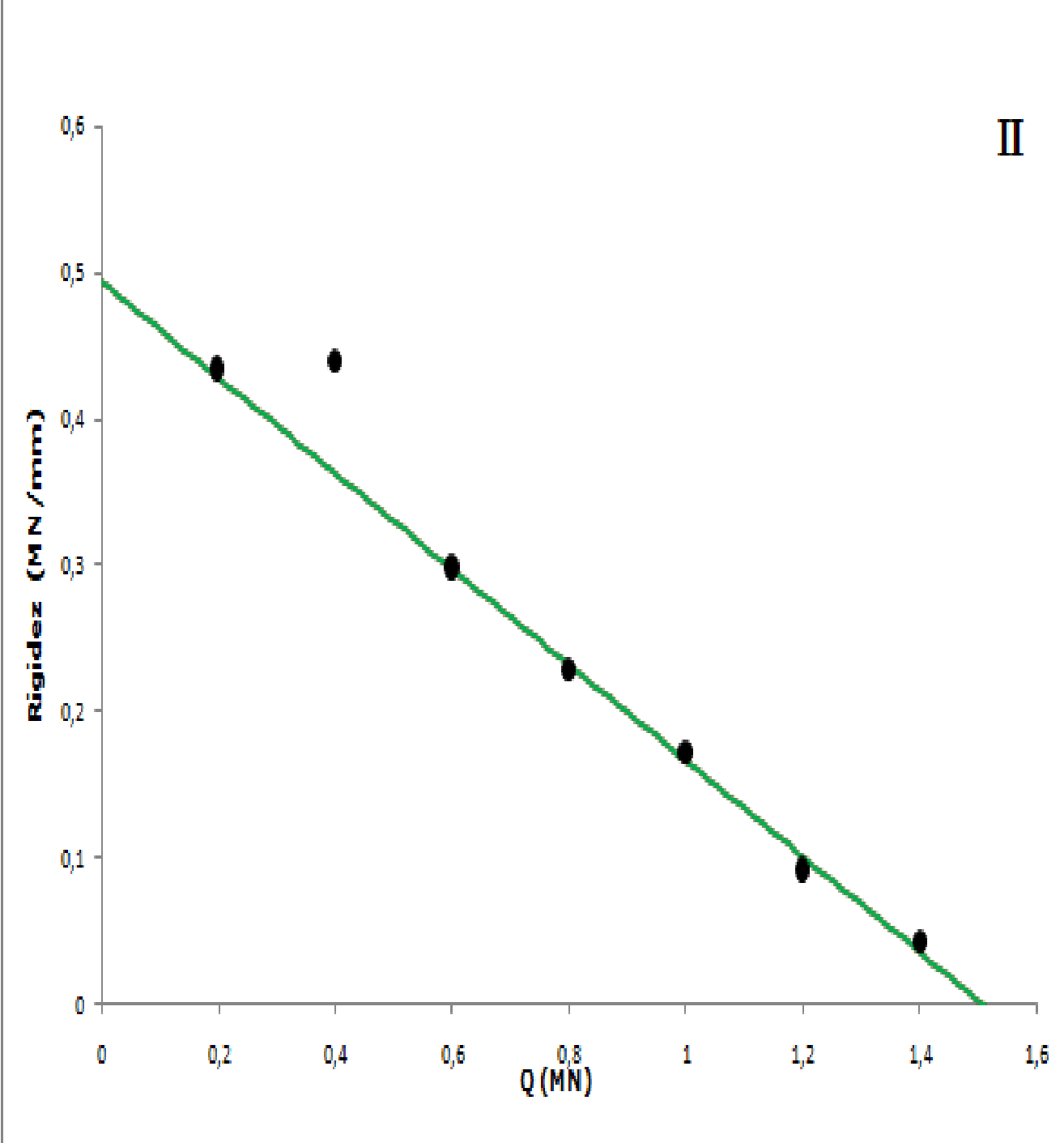
1,5130326

Linear parcial

P inicial	P final	Q _r
2	5	
Outros Pon	8	1,456

P inicial	P final
1	5

a	b	R2
1,513	-3,071	0,9957

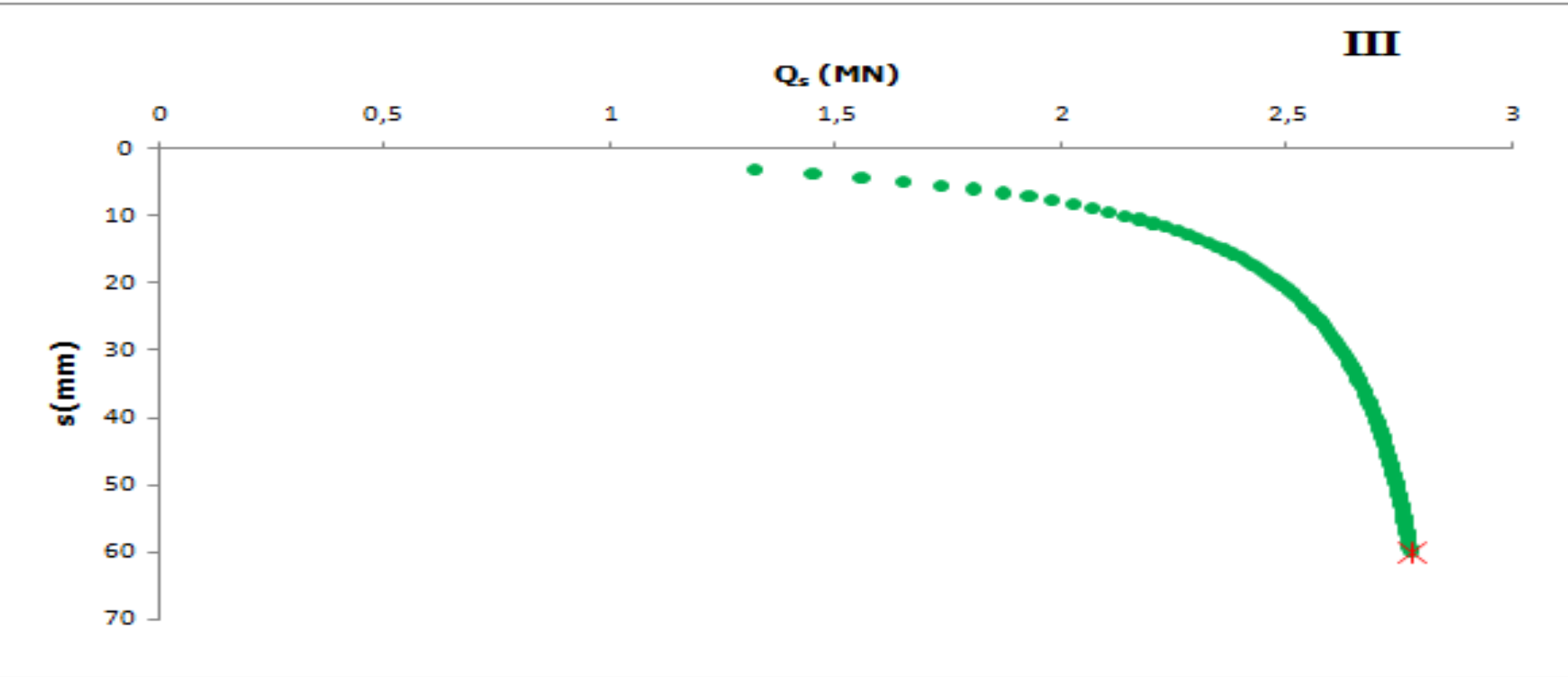


Outros pontos - Linear total

s (mm)	Q (MN)	Q/Q _{sc}	E (MPa)	E _r (MPa)	E/E _r
78,0 (10%)	1,456	1,000			
7,8 (1%)	1,086	0,746			
3,9 (0,5%)	0,846	0,581			
25	1,348	0,926			
30	1,373	0,943			

Outros pontos -Linear parcial

s (mm)	Q (MN)	Q/Q _{uc}	E (MPa)	E _r (MPa)	E/E _r
78,0 (10%)	1,456	1,000	19,142	13,101	1,461
7,8 (1%)	1,086	0,746	142,749	49,821	2,865
3,9 (0,5%)	0,846	0,581	222,611	74,480	2,989
7,8	1,086	0,746	142,749	49,821	2,865
1,8	0,559	0,384	318,582	116,636	2,731



FUNDAÇÕES PROFUNDAS





PROJETOS DE ESTACAS

DÉCOURT, L.

CAPÍTULO 8.1 - FUNDAÇÕES, TEORIA E PRÁTICA – ABMS, ABEF

SÃO PAULO, BRASIL , 1996

PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA A FÓRMULA DÉCOURT & QUARESMA

$$Q_u = \alpha q_p A_p + \beta q_s A_s$$
$$Q_u = \alpha K N_p A_p + 10\beta (N_s/3+1) \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VALORES DE K (kN/m²)

Areias.....	400
Solos intermediários.....	200/250
Argilas saturadas.....	120

Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e solo

* Esses valores são não mais que indicativos, devido a escassez de dados disponíveis.

Tipo de Estaca Tipo de Solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	CFA	FDP (Ômega)	Raíz	Injetada sob altas pressões
Areias	$\leq ,30$	$\leq 0,30$	$\leq 0,30$	0,45	0,50*	1,0*
Solos Intermediários	$\leq 0,40$	$\leq 0,40$	$\leq 0,40$	0,45	0,50*	1,0*
Argilas Saturadas	$\leq 0,50$	$\leq 0,50$	$\leq 0,50$	0,45	0,50*	1,0*

Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e solo

•Esses valores são não mais que indicativos, devido a escassez de dados disponíveis.

Tipo de Estaca Tipo de Solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	CFA	FDP (Ômega)	Raíz	Injetada sob altas pressões
Areias	0,50	0,60	1,0	1,5*	1,50*	3,0*
Solos Intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5*	1,50*	3,0*
Argilas Saturadas	0,80	0,90	1,0	1,5*	1,50*	3,0*

LOADING TESTS: INTERPRETATION AND PREDICTION OF THEIR RESULTS

DÉCOURT, L.

**FROM RESEARCH TO PRACTICE IN GEOTECHNICAL
ENGINEERING.**

ASCE, GSP 180

**SYMPOSIUM HONORING DR. JOHN H.
SCHMERTMANN**

NEW ORLEANS, USA, 2008

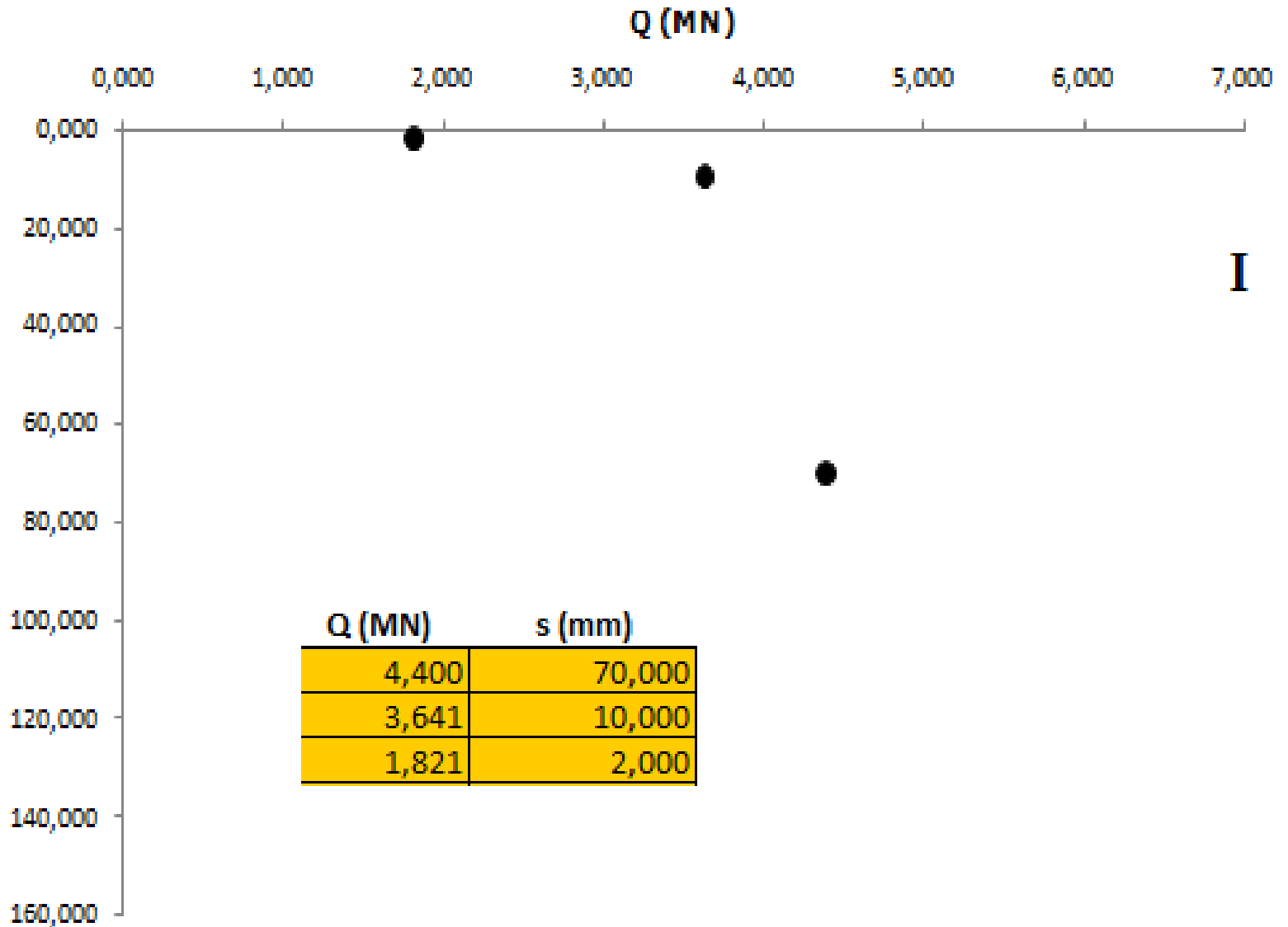
EXTRAPOLAÇÃO DOS RESULTADOS DOS TESTES DE CARREGAMENTO

FELLENIOUS (1980)	FELLENIOUS (2001)
Davisson	Davisson
De Beer	De Beer
Brinch Hansen 80%	Brinch Hansen 80%
Brinch Hansen 90%	---
Chin	Chin-Kondner
Mazurkiewicz	---
Fuller & Roy	---
Butler & Roy	---
Van der Veen	---
---	Décourt

PREVISÃO DAS CURVAS CARGAS - RECALQUE

	Load	Settlement (mm or %d)
I – Shaft Friction	$0.45 (Q_s)_c$	2.0
	$0.9 (Q_s)_c$	10.0
II – End Bearing	$0.9 (Q_s)_c$	10.0
	$(Q_u)_c$	0.1d

Pontos para prever a curva carga - recalque



Linear atrito total

P inicial	P final	Qsc II
1	1	
1	3	4,463

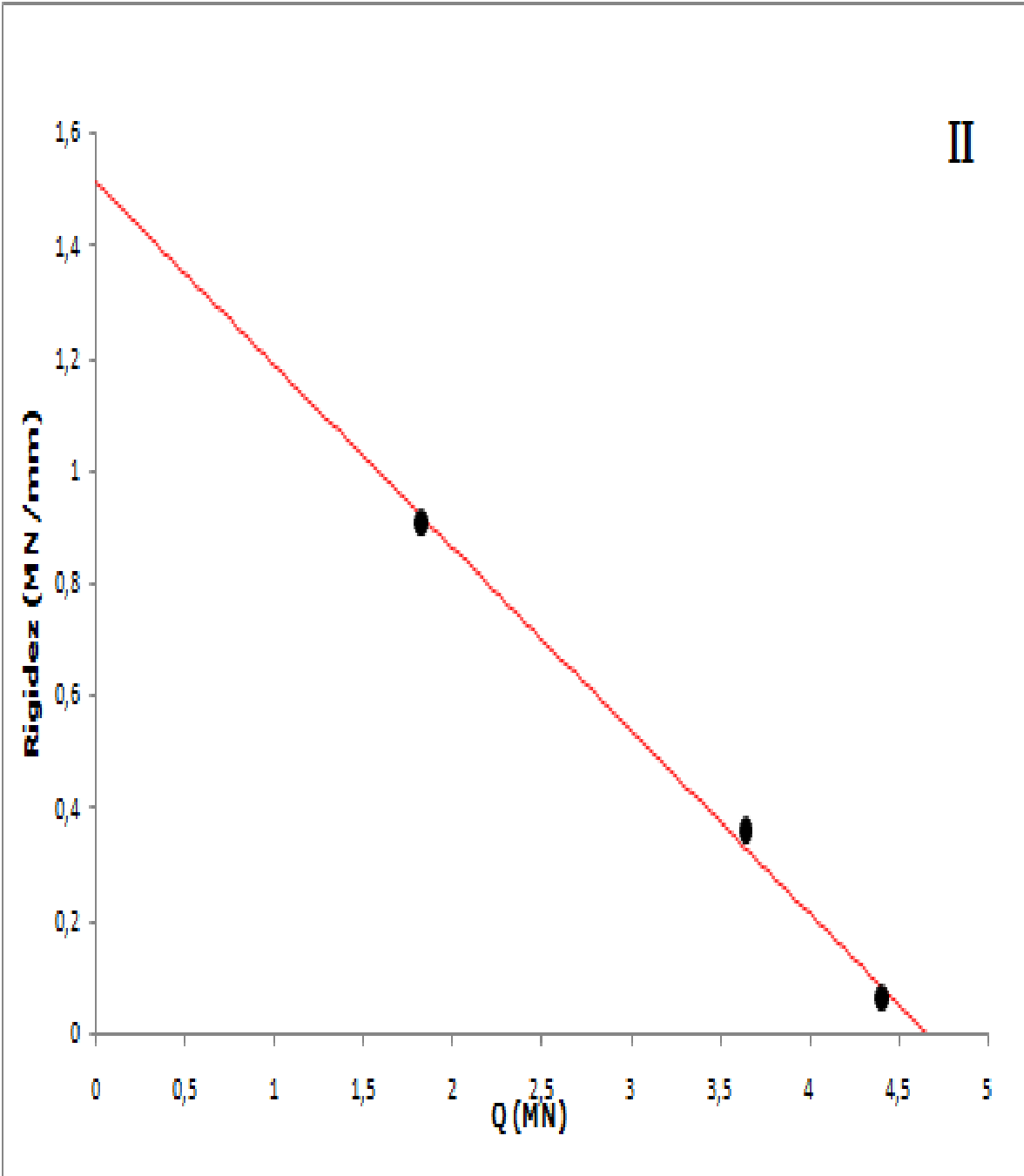
a	b	R2
4,660	-3,078	0,9954

4,6596939

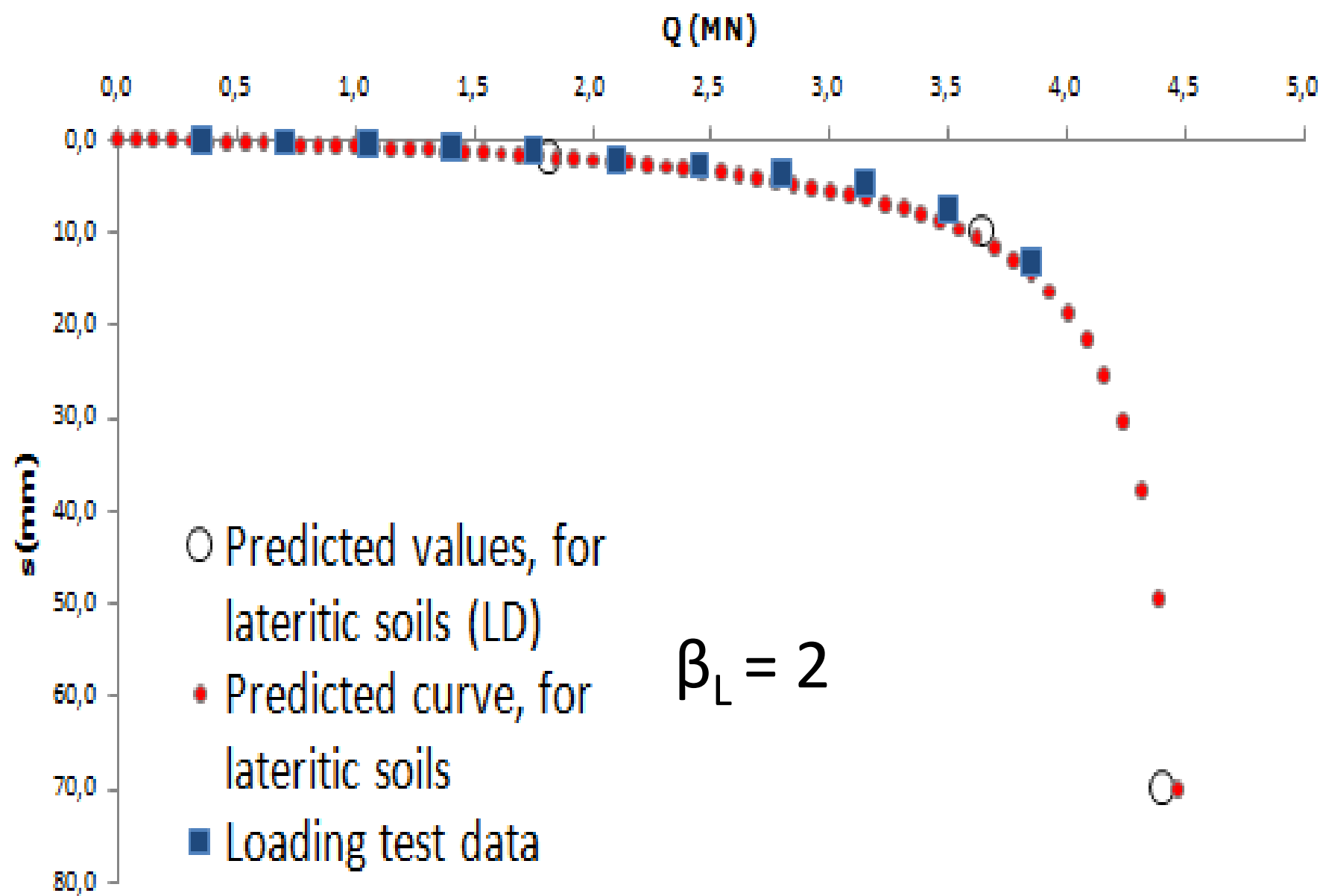
Linear atrito parcial

P inicial	P final	Qsc I
2	3	
P inicial	P final	#DIV/0!
1	1	

a	b	R2
#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!



IV



**EVENTOS DE
PREVISÃO DE CAPACIDADE
DE CARGA E DA CURVA
CARGA-RECALQUE DE
FUNDAÇÕES DIRETAS
E PROFUNDAS**

Entre os anos de 1982 e 2012, o autor participou de 5 concursos de previsão de capacidade de carga, a saber:

- 1º. Caso.....ESOPT II – Amsterdam.....1982**
- 2º. Caso.....Texas A&M University – Texas.....1994**
- 3º. Caso.....SEFE VI – São Paulo.....2004**
- 4º. Caso.....XV COBRAMSEG – Gramado.....2010**
- 5º. Caso.....XVI COBRAMSEG – Porto de Galinhas.....2012**

5º. CASO - XVI COBRAMSEG

Previsão da capacidade de carga de atrito lateral de duas estacas, uma do tipo Hélice Contínua (CFA) e outra do tipo Ômega (FDP), $L=15,0\text{m}$ e $d=500,0\text{mm}$ pelo método Décourt e Quaresma e pelo monitoramento.

Estaca Hélice Contínua (CFA)

$$Q_s = 81,64\text{tf (D\&Q)}$$

$$Q_s = 61,55\text{tf (monitoramento)}$$

$$Q_s(\text{tf}) = 71,5 \pm 10,1 \text{ ou } \pm 14\%$$

$$Q_s \leq 73,1\text{tf (PC)}$$

Estaca Omega (FDP)

$$Q_s = 107,25\text{tf (D\&Q)}$$

$$Q_s = 122,0\text{tf (monitoramento)}$$

$$Q_s(\text{tf}) = 114,6 \pm 7,4 \text{ ou } \pm 6,5\%$$

$$Q_s \leq 116,6\text{tf (PC)}$$

Segundo Coutinho et al, 2012, o vencedor do concurso foi Jean Rodrigo Ferreira Escobar, que utilizou o Método de Alonso para a estaca Hélice Contínua e o Método Décourt e Quaresma para a estaca Hélice de Deslocamento.

6º. CASO - IV COBRAE

CAPACIDADE DE CARGA DE UM TIRANTE

VENCEDOR: MARCO AURÉLIO DE OLIVEIRA

FÓRMULA UTILIZADA: DÉCOURT & QUARESMA

CLASS A PREDICTIONS AND BENEFITS DERIVED FROM THEIR ANALYSES

DÉCOURT, L.

ISC - 4

PORTO DE GALINHAS, BRAZIL, 2012

COMENTARIOS RELATIVOS AOS SEIS CASOS

- 1 – As previsões de capacidade de carga de 8 estacas e de um tirante efetuadas com base no método Décourt & Quaresma e dados de solo adequados, conduziram a resultados bastante satisfatórios .
- 2 – As previsões de carga, para recalque de 25,0mm, deram resultados satisfatórios para as 5 sapatas.
- 3 – As previsões de carga, para recalque de 150,0mm foram totalmente insatisfatórias, demonstrando, claramente, que os procedimentos de cálculo utilizados eram inadequados.
- 4 – Deve se enfatizar a imperiosa necessidade de se reconhecer que solos lateríticos não seguem o que foi estabelecido para solos não lateríticos.

CONCLUSÕES

1 – SPT

O uso do SPT deve ser descontinuado, devendo esse ensaio ser substituído, de imediato, pelo SPT-T e em futuro próximo , pelo SPT-T sísmico.

2 – Teorias clássicas de capacidade de carga de fundações diretas

São totalmente incorretas e inadequadas e devem, de imediato, deixar de serem utilizadas e acima de tudo, deixar de serem ensinadas nas escolas de engenharia.

3 – Provas de carga

Não necessitam mais dos arcaicos e pouco precisos critérios de interpretação. Seus resultados devem ser normalizados e convertidos na Curva Básica, que é totalmente independente de dimensões e profundidades. O método de rigidez, de aplicação muitíssimo simples e adequada é, a mais útil ferramenta atualmente disponível, para a correta interpretação desses ensaios.

4 – Tensão admissível

O conceito de tensão admissível é uma grande falácia. Um bom projeto de fundações deve almejar recalques iguais e não tensões iguais para todas as sapatas.

5 – Monitoramento de recalques

Trata-se de procedimento de extraordinária importância, além de obrigatório, para edifícios com mais de 60m de altura (aproximadamente 20 andares), de acordo com a Norma NBR 6122:2010 da ABNT.

Essas medidas podem ser complementadas por avaliações das cargas dos pilares, nas datas em que essas medições são feitas, o que permitiria transformá-las em provas de carga.

Assim, um edifício com “n” pilares instrumentados ,poderá vir a ter “n” provas de carga durante a sua execução, conferindo muito mais segurança à obra e permitindo, com grande antecedência, prever eventuais problemas que poderiam vir a ocorrer.

6 – Eventos de previsão de comportamento

Permitem verificar como está a capacidade do engenheiro de prever o desempenho das fundações.

Destaque para a fórmula Décourt e Quaresma, presente em todas as previsões bem sucedidas.

Exemplo notável foi o Evento de 1994 na Texas A&M University organizado pelo Prof. Jean-Louis Briaud, que foi fundamental para a comprovação da falácia das teorias de capacidade de carga de sapatas.

Esses concursos comprovaram também, de forma inequívoca, que os solos lateríticos não são suscetíveis de serem tratados como os demais solos. Ignorar Isso significa encarecer dramaticamente o custo de nossos projetos.

MUITO OBRIGADO