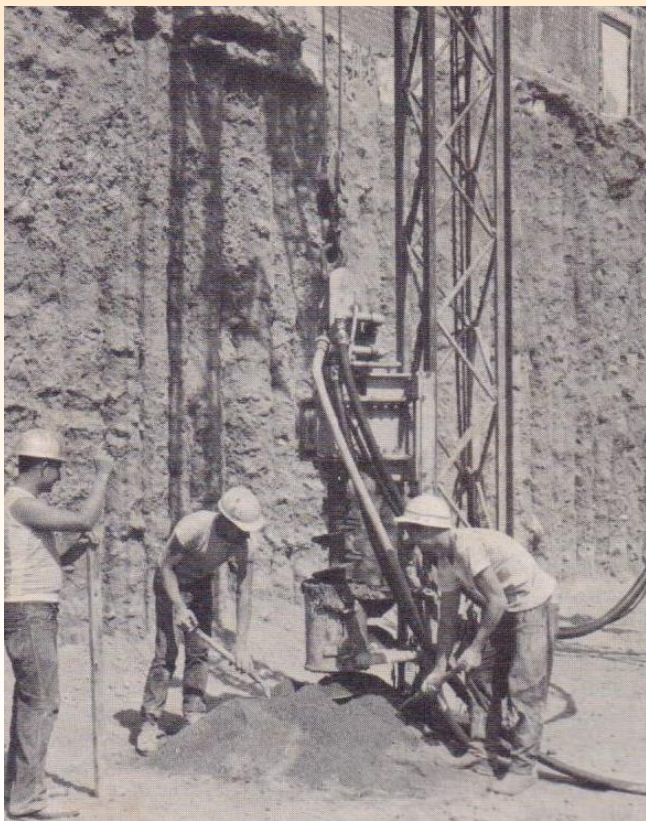


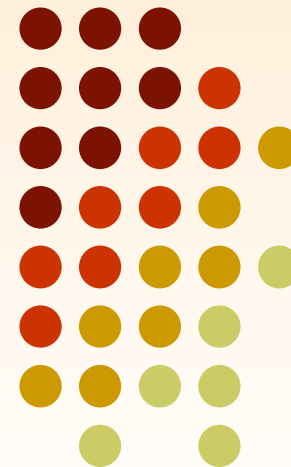
## ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

(sua história no Brasil incluindo sua evolução entre nós com respeito aos aspectos executivos, controles da capacidade de carga e patologias mais comuns)



Urbano Rodriguez Alonso

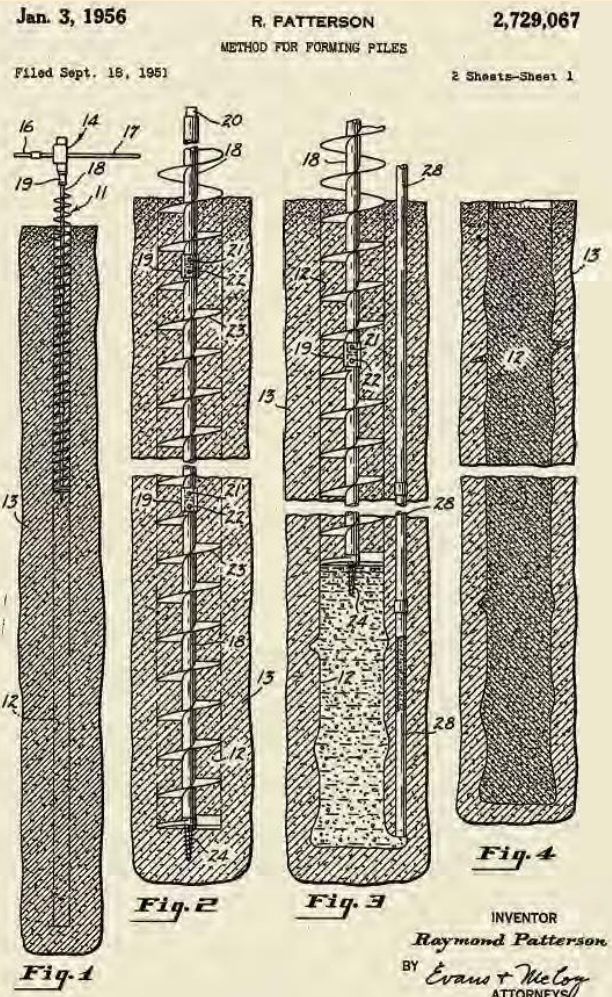
[u.rodriguez@uol.com.br](mailto:u.rodriguez@uol.com.br)



# HISTÓRICO



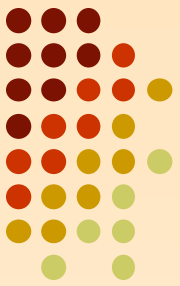
As estacas executadas com um trado hélice contínuo teve seu início nos Estados Unidos na década de 50, conforme relato apresentado na revista DEEP FOUNDATIONS datada de nov/dez 2013. A patente, sob o nome “Método para Formar Estacas”, foi requerida por Raymond Patterson em 1951 e concedida em 1956.



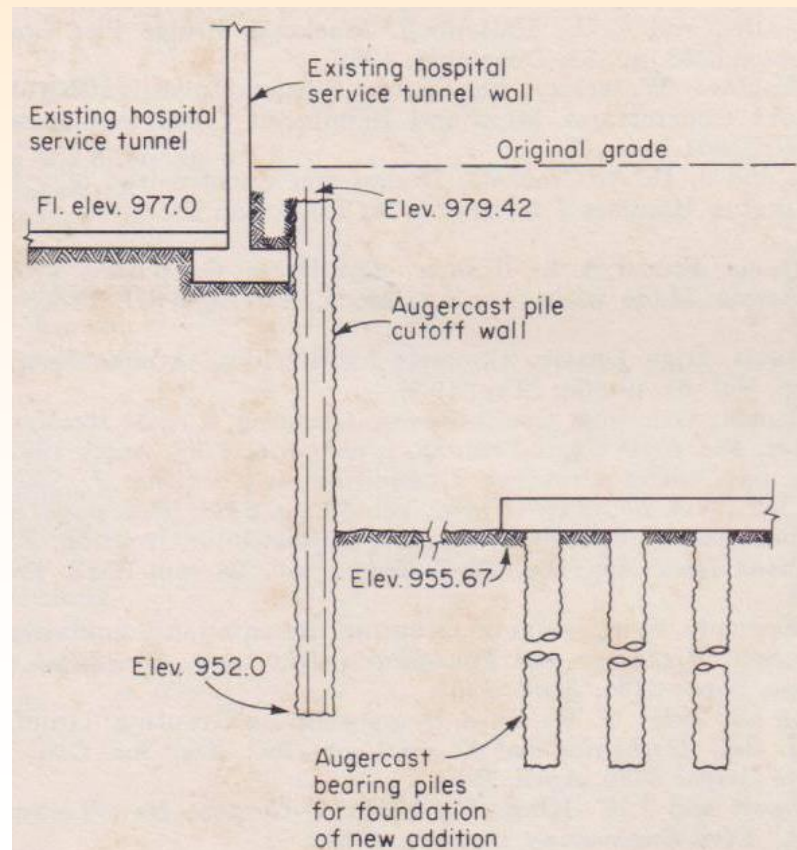
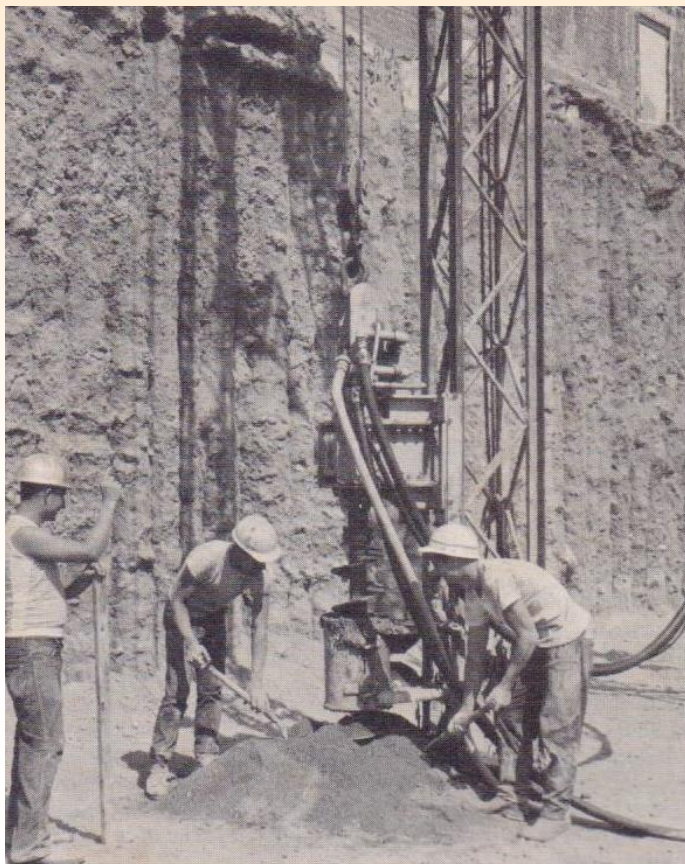
No decorrer do tempo foram surgindo algumas modificações principalmente com respeito à haste oca do trado e as licenças foram também concedidas pela Raymond à Turzillo Corporation e à Berkel & Company Contractors no final da década de 50. Cada uma dessas três empresas evoluiu em seus próprios conhecimentos e na técnica de execução desse processo executivo, visto que a Turzillo e a Berkel tinham funcionários que participaram do grupo original do desenvolvimento do processo.

O aumento no uso desse tipo de estaca cresceu, de forma significativa, no início dos anos 70, época de transição industrial no desenvolvimento dos equipamentos cada vez com maior torque.

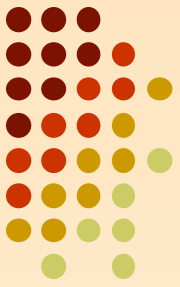
Um registro da execução de uma dessas estacas está apresentado por Havers & Stubbs (1971) do qual extraímos a Figura abaixo. Trata-se de uma fundação para ampliação do Hospital St. Thomas, em Akron, Ohio executada por Turzillo Corporation.



B  
MS  
NRMG



Esse tipo de estacas foi difundido em toda a Europa a partir da década de 70, chegando até o Japão na década de 80. Isto porque na década de 1980 subiu significativamente o preço do aço que aumentou o custo das estacas metálicas (perfis e tubos) e os equipamentos de hélice contínua continuavam a evoluir principalmente no aumento do torque.



Outro fator que contribuiu com o crescimento desse tipo de estaca deu-se em função do aumento do conhecimento da geotecnia que criou uma crescente confiança no processo de controle da qualidade dessa estaca. A análise da capacidade de carga e o controle do processo executivo permitiram, em 1990, a Deep Foundation Institute (DFI) publicar vários manuais dando origem ao “Augered Cast-in-Place (ACIP) Pile Manual” que foi revisto e atualizado em 2003.

Com a evolução dos equipamentos ao longo do tempo, foi possível obter importantes avanços na tecnologia da execução desse tipo de estacas tanto na potência das mesas giratórias quanto no momento torsor (torque) aplicado às hastes bem como, o mais importante:

**a monitoração eletrônica de toda a execução.**

No Brasil esse tipo de estacas foi introduzido pelo engº HÉlvio Tarozzo, da empresa ESTEIO, em 1987, que trouxe esse tipo de estacas dos EUA e adaptou os equipamentos aqui existentes montados em guindastes sobre esteiras. Porém, ainda eram equipamentos com torque da cabeça de rotação baixa, comparados com os de nossos dias. Tinham torque de 35kN.m (3,5 tf.m) que só permitiam executar estacas com diâmetro máximo de 42,5 cm, comprimento de até 15 m e não dispunham de monitoramento durante sua execução.



A partir do início dos anos 90, (por volta de 1993, com a importação facilitada) o Brasil conseguiu importar equipamentos da Europa, principalmente da Itália, construídos especialmente para executar este tipo de estacas com torques mais elevados, possibilitando a execução, àquela época, de estacas com até 24 m (na maioria dos casos) e diâmetro máximo de 100 cm a 120 cm e, com a “grande inovação” que foi a monitoração eletrônica em todo o processo executivo.

**A GEOFIX, empresa que executava estacas do tipo Franki, através de seus diretores eng<sup>os</sup> Heitor Manrubia e Roberto Carlos Nahas, investiram capital nesse novo tipo de estacas adquirindo equipamentos da SOILMEC que gradativamente passaram a substituir as estacas do tipo Franki que vinha, até então, sendo o tipo de estacas mais comercializado por essa empresa.**

Os equipamentos que executam estacas hélice contínua são classificados em função de três parâmetros: **peso**, **torque** e **força de arranque do trado** (sem gira-lo → maioria dos equipamentos)



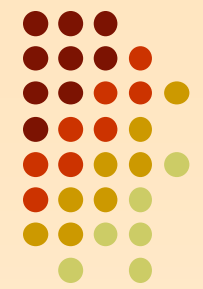
## Características de alguns equipamentos existentes no Brasil

Fabricante	Nome	PESO (tf)	TORQUE (tf.m)	ARRANQUE (tf)	Ø MÁXIMO (cm)	L MÁXIMO (m)
Soilmec	CM 48	35	9	40	60	22
	R 622	73	21	73	100	27
Casagrande	B 250	95	24	80	100	27
	B 300	103	30	88	100	29
	C 850	145	40	100	120	34
	B 450	182	45	120	150	38
Mait	HR 180	60	23	72	120	24
	HR 300	85	30	92	120	32
CZM	EM 800	45	22	70	80	23
	EM 1000	70	24	80	100	32
Llamada	P 150	80	26	gira o trado	120	30

Equipamento que executa estacas até 50 m (obra em Camboriú – foto cedida pelo colega Ricardo Born.



Hoje em dia, também existem equipamentos dotados de “pull down” como o fabricado pela CZM mostrado na Figura abaixo



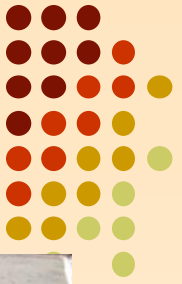


Um fato marcante na divulgação deste novo tipo de estaca entre nós ocorreu durante o **SEFE III** (Seminário de Engenharia de Fundações Especiais), em **1996**, promovido pela ABEF (Associação Brasileira de Engenharia de Fundações e Serviços Geotécnicos Especializados) que foi realizado no Instituto de Engenharia (I. E), em São Paulo onde as empresas que àquela época executavam este tipo de estaca, expuseram seus equipamentos no pátio desse Instituto.

O idealizador e mentor desses SEFE's, que sempre ocorreram em São Paulo, foi o engenheiro **José Luis Saes** que, juntamente com seus colaboradores da diretoria da ABEF, promoveu o primeiro SEFE, em 1985, realizado no Auditório da Faculdade de Engenharia da FAAP (Fundação Armando Álvares Penteado). Seguiu-se o SEFE II em 1991 e, finalmente este SEFE III, em 1996 do qual mostramos, na Figura a seguir, um dos grupos participantes desse evento.



# SEFE III – 1996 – instituto de Engenharia - SP



B  
MS  
MG



Eng. José Luis Saes

# SEFE III – 1996 – instituto de Engenharia – SP (apresentação do método Alonso 1996)



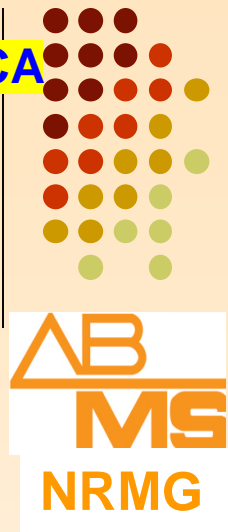
Eng. José Luis Saes

3º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA  
25 A 27/11/1996 - INSTITUTO DE ENGENHARIA - SÃO PAULO

## DIFICULDADES PARA CONSOLIDAR ENTRE NÓS ESSE TIPO DE ESTACA

**Cabe registrar que no início do uso desse tipo de estaca entre nós (pelo menos a partir de 1996 quando nos dedicamos ao estudo desse tipo de estaca), havia algumas restrições por parte de alguns projetistas, como era normal, pois se rompia uma tradição de que o estaqueamento só era iniciado quando esses projetistas o liberavam após assistirem às “estacas prova” ou descerem na base dos tubulões para liberar sua cota de apoio e dimensões de base.**

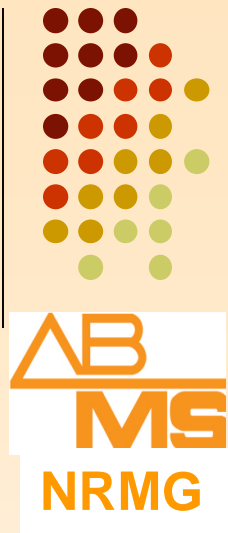
**Como a estaca hélice contínua ainda não era bem conhecida para eles, e por não se medirem negas como era tradição nas estacas cravadas, e mais ainda, não entendendo bem o que se registrava durante a execução da estaca (assunto a ser tratado mais adiante) a resistência ao uso deste tipo de estaca era compreensível.**



Só havia uma maneira de romper essa barreira e dar tranquilidade ao projetista do estaqueamento: **realizar provas de carga estáticas.**

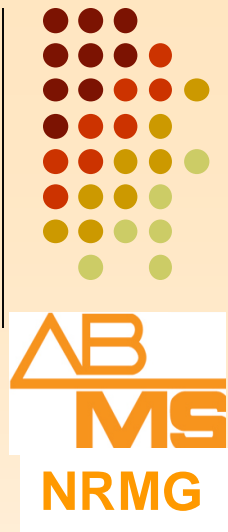
Mas àquela época as provas de carga aceitas pelos projetistas eram as realizadas com carregamento lento, o que demandava cerca de dois dias e, portanto, incompatível com o cronograma das obras normais de prédios residenciais ou comerciais.

Estávamos, portanto diante de um impasse: o projetista ainda não tinha confiança no tipo de estaca por falta de medidas de campo como ocorria com as estacas cravadas e o construtor não podia perder dois dias durante a execução do estaqueamento para realizar prova de carga. Além disso a NBR 6122:1996 não exigia provas de carga e, portanto, havia poucas empresas que realizavam esse serviço e, claro, por não serem realizadas com frequência, “eram caras”!

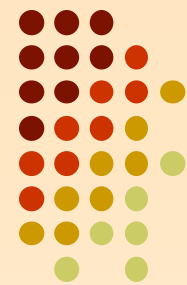


A GEOFIX, empresa na qual ingressei em 1996 (pouco antes do SEFE III), e outras empresas que executavam esse tipo de estacas, vinham fazendo algumas poucas provas de carga em obras de “clientes amigos” e até em terrenos de sua propriedade a fim de coletar dados que permitissem estimar a capacidade de carga dessas estacas. Várias dessas provas de carga eram realizadas pela **SONDASA** onde eu era gerente técnico e, portanto, realizava provas de carga para a **GEOFIX** e para a **BRASFOND**. Foi com base nessas primeiras provas de carga que estabeleci o método de Alonso (1996).

NOTA: **A FUNDESP**, que também executava esse tipo de estacas tinha equipe de prova de carga, com base nas quais os eng<sup>os</sup> William Antunes e David Cabral estabeleceram seu método, também em 1996.



Como havia poucas empresas que realizavam provas de carga, montamos, na GEOFIX, uma equipe e equipamentos para realizar provas de carga até 1.000 tf. Com isso não dependíamos dos serviços de empresas externas, dando-nos mais agilidade na sua execução



**Montagens para até 250 tf:** 4 estaca HC c/ 1 barra DYWIDAG St 85/105 como reação



4 est. HC c/ 2 barras DYWIDAG 85/105

4 tirantes c/ 10 cordoalha 12,7 mm aço CP 190 RB

**Montagens típicas para 500 tf**



**Montagem típica p/ 1.000 tf – capitel metálico  
(6 tirantes c/ 12 cordoalhas de 12,7mm)**



**Prova de carga à tração até 125 tf**



**reação contra o solo**



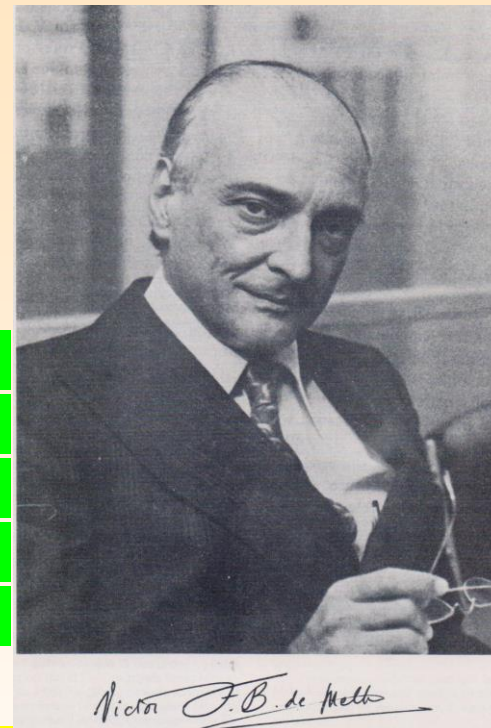
**macaco hidráulico entre duas estacas**

**Provas de carga horizontais**

Mas ainda não se havia resolvido o problema do tempo de realização das provas de carga que deveriam ser do tipo lento e, portanto, incompatível com o cronograma das obras.

A solução veio de um artigo do **prof. Victor F. B. de Mello** de **1975** publicado na **GEOTECNIA** - Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia que dizia:

*o que se espera de uma prova de carga é obter o limite superior para os recalques e o inferior para a carga de ruptura. Por esta razão, dizia ele, que até a carga de trabalho, a prova de carga deveria ser do tipo lenta e a partir daí do tipo rápida.*



Com base nesse trabalho do prof. Victor de Mello apenas alterando a carga com carregamento lento até 1,2 vezes a carga de trabalho, foi possível estabelecer um procedimento de execução de prova de carga que consumia 6 a 8 h, ou seja, montava-se de dia, sem interferir com os trabalhos de estaqueamento todo o sistema de carregamento da prova de carga durante o dia e à noite realizava-se a prova de carga. Com isso, no dia seguinte tinha-se a curva carga-recalque para mostrar ao projetista das fundações.



Com esse novo tipo de ensaio divulgamos todos os resultados que formaram um Banco de Dados que veio sendo publicado desde 1996 (Revista SOLOS E ROCHAS, vol 19, nº3 e vol. 21 nº 1; SEFE IV, vol 2; SEFE V, vol 2; SEFE VI, vol 1; XII COBRAMSEG, vol 3 e XIII COBRAMSEG, vol 2).

Vários outros colegas também apresentaram resultados de provas de carga por eles realizadas que se juntaram a essas do Banco de Dados permitindo vários trabalhos acadêmicos, inclusive ajustando os métodos semi-empíricos existentes (Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma, Teixeira etc.).



Curitiba (1998)



Brasília (2000)

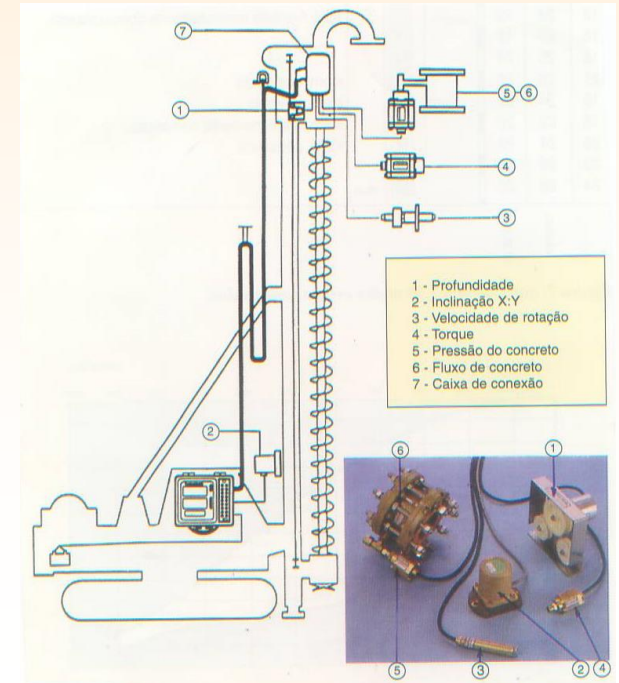
Este procedimento de execução de prova de carga foi denominado “carregamento misto” e foi incorporado à Norma de Prova de Carga em Estacas NBR 12131 e mantido na revisão desta Norma em 2020 quando recebeu a nova denominação NBR 16903:2020

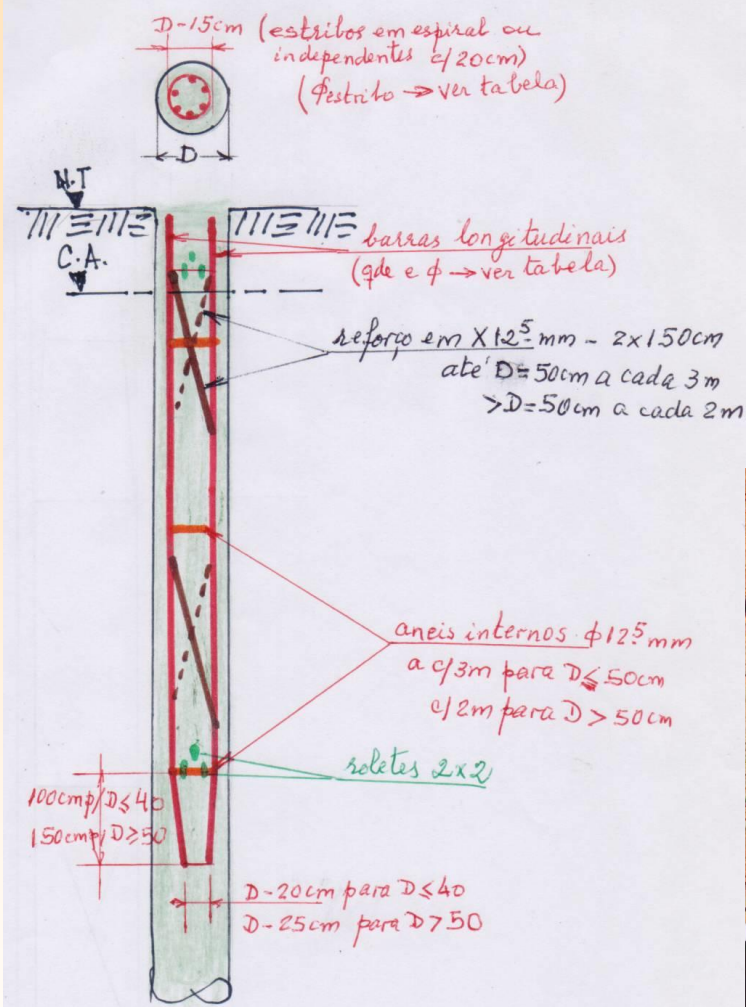


# PROCEDIMENTO EXECUTIVO

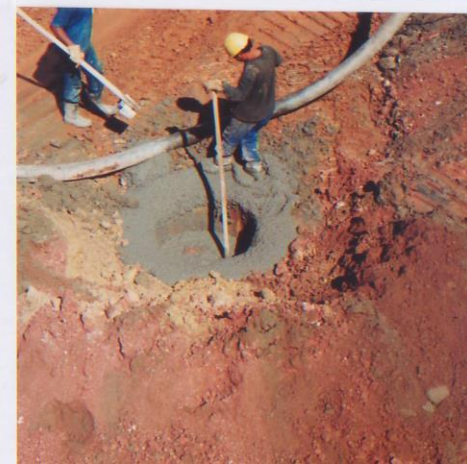


(a) introdução do trado (b) concretagem sem rodar o trado (c) introdução da armadura  
**(cuidado no início da concretagem!!!!!! – slide 33)**





No caso de armaduras com cerca de 6 m de comprimento sua instalação é feita “manualmente”, por gravidade e com auxílio do peso de alguns operários, conforme Figura abaixo, empurrando-a e “balançando-a” para facilitar sua penetração no concreto. **Por esta razão não se recomenda a prática do uso “excessivo” de roletes, pois ao contrário do que ocorre nas estacas escavadas com auxílio de fluido estabilizante (onde os roletes realmente “rolam”, quando batem nas paredes da escavação), nas estacas hélice contínua eles “não rolam”, pois, o concreto não deixa. Na realidade eles “rasgam” o concreto. O que se recomenda é que se coloquem 4 roletes na mudança da armadura acima do “pé” da mesma e no topo (ver item N6 do Anexo N da NBR 6122-2019).**



### Detalhe típico da armadura

**(Para armaduras longas pode-se colocar 4 roletes a cada 4 m ou 5 m ao longo do seu comprimento)**

Para armaduras longas, o concreto deve ser dimensionado adequadamente, sempre com a ajuda de um tecnólogo, que pode ser da própria concreteira, a fim de permitir a introdução da armadura em sua totalidade. Aumentar o slump do concreto para mais de 26 cm não resolve o problema pois, o pedrisco acaba descendo e ao se tentar empurrar a armadura ela embucha no pedrisco e não desce.

Normalmente o que se faz é utilizar aditivos modificadores de viscosidade e antisegregantes (Centrament VMA antigo MURAPOR), que evitam a perda de água do concreto, mesmo em trechos de solos acima do NA, principalmente os arenosos.

É muito comum em solos arenosos, onde o nível d'água está situado abaixo do nível do terreno, haverá uma perda de água do concreto recém lançado na estaca e dificultará a introdução da armadura. Neste caso deve-se utilizar um aditivo modificador de viscosidade.

A principal característica deste aditivo é alterar a viscosidade da água de amassamento, o que irá resultar em uma maior resistência à segregação.

A dosagem do aditivo irá variar dependendo de cada caso, e deve ser no máximo 1,0% sobre o peso do cimento.

Traço desenvolvido pelo eng. Carlos Britez da equipe do eng. Paulo Helene e o concreto fornecido pela CONCREVIT

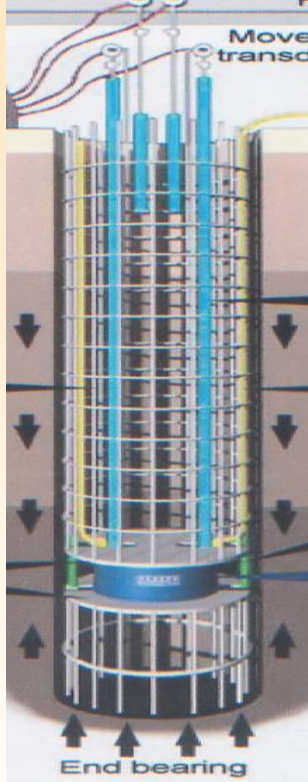


Armadura com 22 m

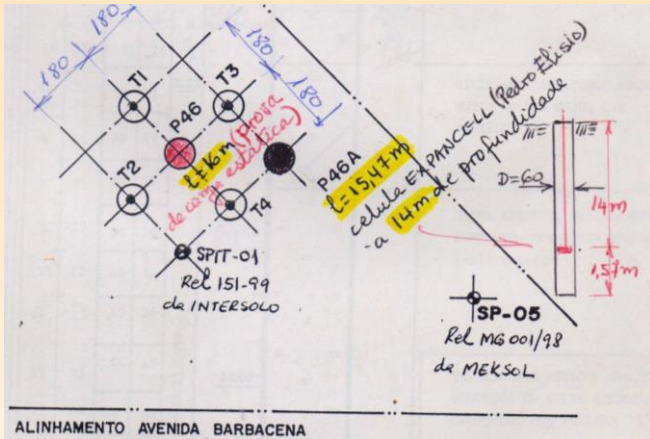
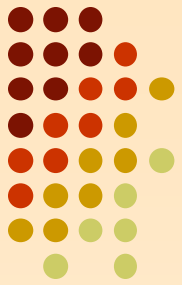
- Cimento – 455kg
- Areia média – 930kg
- Brita 0 (pedrisco) – 641kg
- Água – 230 kg
- Aditivo polif Mira Set 21 – 2,73 kg
- Aditivo super LM 310 – 2,70kg



Com traço de concreto, seguindo-se as recomendações acima, é possível introduzir, nas estacas hélice contínua, células hidrodinâmicas fabricadas pela ARCOS).

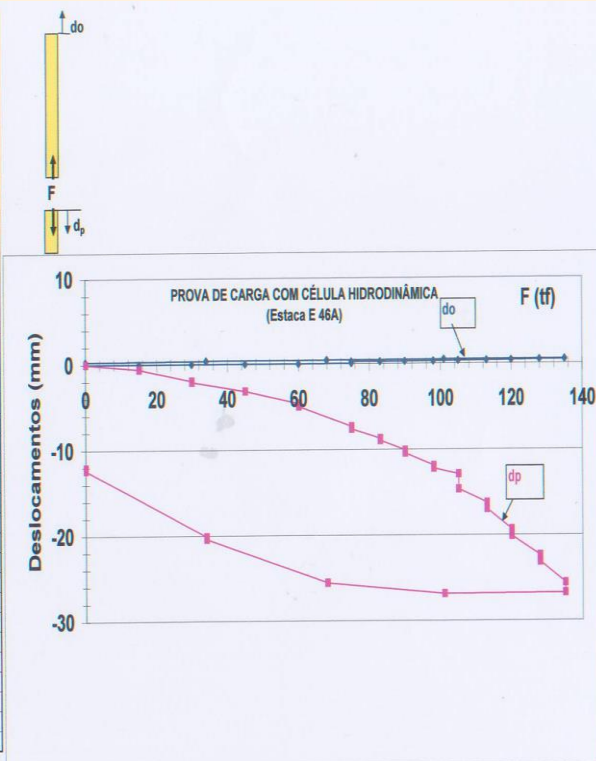


A primeira obra onde se instalou essa célula em estacas hélice contínua foi em Belo Horizonte, em 1999 → artigo de Alonso & da Silva (eng. Pedro Elísio) publicado no SEFE IV (2000, vol. 1 pág 416 – 421).



F (tf)	do (mm)	dp (mm)
0	0,00	0,00
15	0,00	-0,57
15	0,00	-0,60
30	0,00	-1,95
30	0,00	-2,06
45	0,00	-3,15
45	0,00	-3,16
60	0,00	-4,62
60	0,01	-4,96
75	0,06	-7,31
75	0,24	-7,62
83	0,25	-8,73
83	0,26	-8,96
90	0,28	-10,10
90	0,28	-10,45
98	0,29	-11,90
96	0,30	-12,22
105	0,32	-12,91
105	0,32	-14,65
113	0,35	-16,25
113	0,36	-16,98
120	0,38	-19,35
120	0,39	-20,14
128	0,43	-22,38
128	0,43	-23,18
135	0,47	-25,60
135	0,49	-26,75
101	0,49	-26,86
101	0,49	-26,86
68	0,44	-25,57
68	0,44	-25,55
34	0,40	-20,42
34	0,38	-20,12
0	0,30	-12,36
0	0,30	-12,06

2F (tf)	-do+dp (mm)
0	0,00
30	-0,57
30	-0,60
60	-1,95
60	-2,06
90	-3,15
90	-3,16
120	-4,62
120	-4,97
150	-7,37
150	-7,86
166	-8,98
166	-9,22
180	-10,38
180	-10,73
196	-12,19
196	-12,52
210	-13,23
210	-14,97
226	-16,60
226	-17,34
240	-19,73
240	-20,53
256	-22,81
256	-23,61
270	-26,07
270	-27,24
202	-27,35
202	-27,35
136	-26,01
136	-25,99
68	-20,82
68	-20,50
0	-12,66
0	-12,36



VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES  
P.Alegre: 12 a 16 de outubro de 1986.

CÉLULA EXPANSIVA HIDRODINÂMICA – UMA NOVA MANEIRA DE EXECUTAR PROVAS DE CARGA

*Em uso desde 1983*

Pedro Elísio Chaves Alves Ferreira da Silva  
Diretor Técnico da ARCOS - Arquitetura, Construções Ltda.

Analogamente ao processo de instalação das células hidrodinâmicas, o colega Carlos Medeiros, em comunicado pessoal, nos informou que tem conseguido introduzir a célula com expansão lateral (“expander body”) em hélice contínua até sua base para, segundo ele, garantir a capacidade de carga da ponta e, no caso de estacas tracionadas, aumentar sua capacidade de carga devido à formação de “cunha de solo”.



$$P_k = \frac{0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_f \cdot \gamma_c} \rightarrow \sigma_c = \frac{P_k}{A_c} = \frac{0,85 \times 300}{2,7 \times 1,4} = 67 \text{ kgf/cm}^2 > 60 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Tabela 4 NBR 6122:2019)}$$

$A_c$  = área da seção transversal da estaca

$f_{ck}$  = resistência característica do concreto (para C30 = 30 MPa = 300 kgf/cm<sup>2</sup>)

$\gamma_f$  = coeficiente de majoração das cargas = 1,4

$\gamma_c$  = coeficiente de minoração das resistências do concreto = 2,7 para C30 e 3,6 para C40

### Cargas estruturais admissíveis à compressão (meio de agressividade I e II) ( $P_k = 60 \text{ kgf/cm}^2 \times A$ )



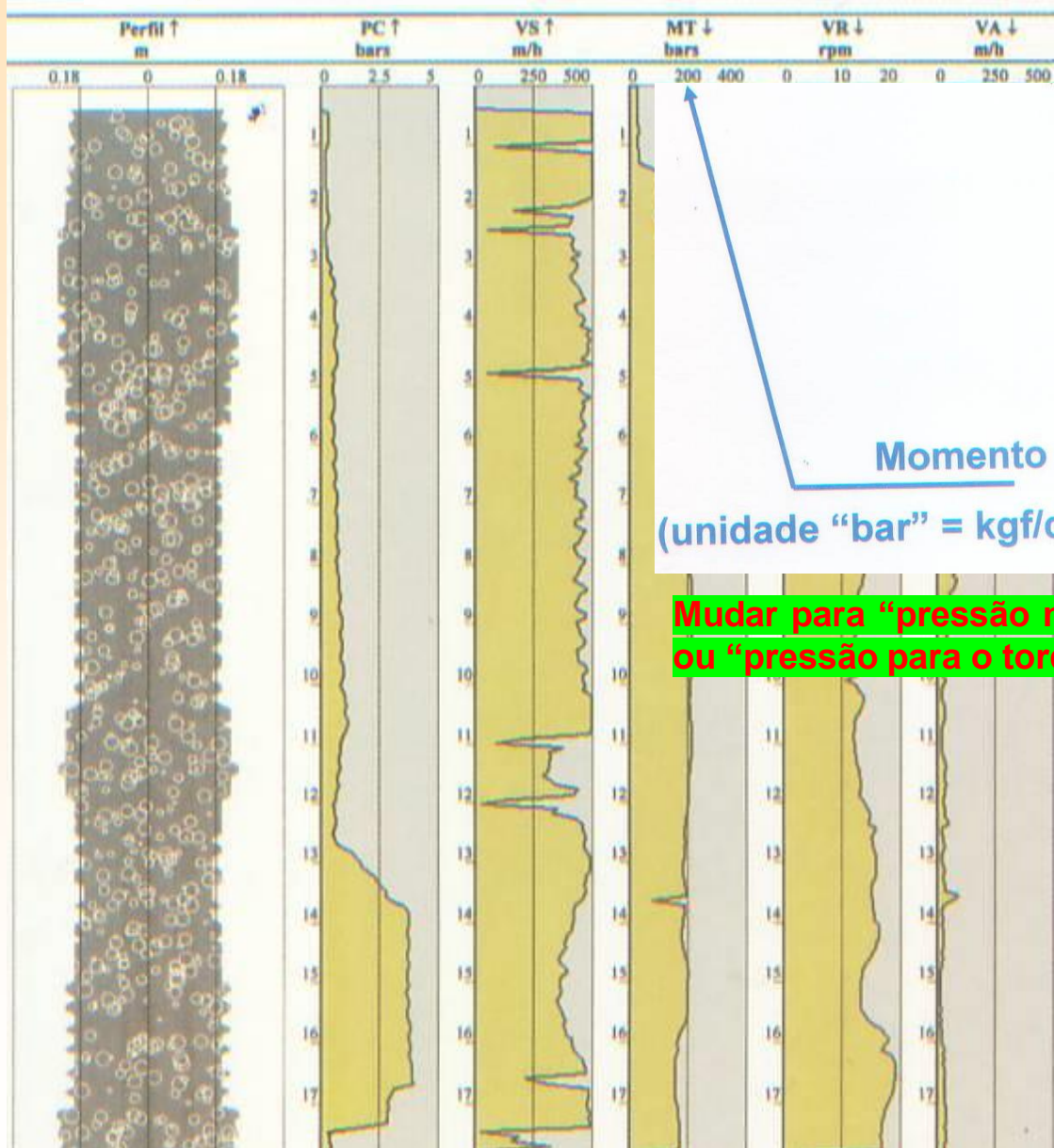
	un	Valores												
$\Phi$	cm	30	35	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
$P_k$	tf	40	55	75	120	170	230	300	380	470	570	675	795	920
e(eixos)	cm	75	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
d(divisa)	cm	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120
$A_c$	cm <sup>2</sup>	707	962	1257	1963	2827	3848	5027	6362	7854	9503	11310	13273	15394
U	cm	94	110	126	157	188	220	251	283	314	346	377	408	440
I	cm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	3,9	7,4	12,6	30,7	63,6	118	201	322	491	719	1018	1402	1886
W	cm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	2,7	4,2	6,3	12,3	21,2	33,7	50,3	71,6	98,2	130,7	169,7	215,7	269,4
I	cm	7,5	8,8	10,0	12,5	15,0	17,5	20,0	22,5	25,0	27,5	30,0	32,5	35,0

As cargas indicadas na Tabela acima referem-se à capacidade de carga estrutural, ou seja carga máxima que a estaca pode resistir mas a carga real depende da interação estaca-solo que é realizada através de uma análise geotécnica para cada obra utilizando-se os métodos tradicionais de capacidade de carga citados nos itens 2 (Alonso – 1996 revisto em 2000 e Antunes & Cabral – 1996) bem como outros que já existiam e foram sendo adaptados, mais tarde, para este tipo de estaca (Aoki & Velloso, Décourt, Teixeira etc.)



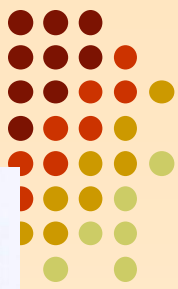
Durante a concretagem

Durante a introdução do trado



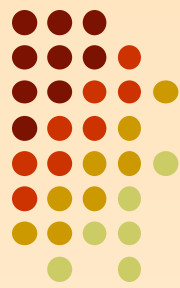
Momento torsor?  
(unidade "bar" = kgf/cm<sup>2</sup> ???)

Mudar para "pressão na torção"  
ou "pressão para o torque"



B  
MS  
NRMG

Por ser uma estaca que tem todas as fases de execução monitoradas por sensores acoplados a um computador de bordo (existente na cabine e à frente do operador) muitos pensam que esse monitoramento corresponde ao controle da execução da estaca. **Na realidade não é, pois o controle pressupõe uma interpretação desses registros realizados pelos sensores, no instante da execução (quando é possível tomar decisões) e não a posteriori, quando a estaca já se encontra executada. É por isso que este tipo de estaca é classificado como de “controle pouco abrangente”, ao contrário das estacas mega, pré-moldadas, metálicas, Franki etc., que por terem controles durante sua execução (carga medida nas estacas mega, negas, repiques etc., nas demais estacas) que, por isso, são classificadas como de “controle abrangente”.**

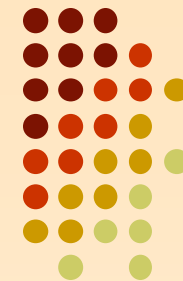


**Como a qualidade das sondagens está cada vez mais questionável (prof. Moacyr Schwab de Souza Menezes e prof. Carlos Medeiros Silva) em artigos na revista Fundações e Geotecnia, respectivamente, em outubro de 2013 e maio de 2014 tratam dessa “queda” na qualidade do ensaio SPT e por ser a estaca hélice contínua uma estaca que não tem um “controle abrangente” durante a execução, a primeira ação que devemos tomar é ver se a sondagem está ou não correta.**

Isso pode ser feito logo no início do estaqueamento escolhendo o local de uma sondagem da obra e fazendo um teste de introdução do trado até próximo do final da sondagem (sem concretar, mas ao final do teste removê-lo girando ao contrário para não retirar solo) que consiste em anotar, a cada metro de introdução do trado, a **velocidade de rotação**, a **velocidade de avanço** e a **pressão na torção**.

Se procurarmos manter a velocidade de rotação aproximadamente constante (ao longo de toda a introdução do trado ou em segmentos), podemos comparar a velocidade de avanço com a pressão na torção.

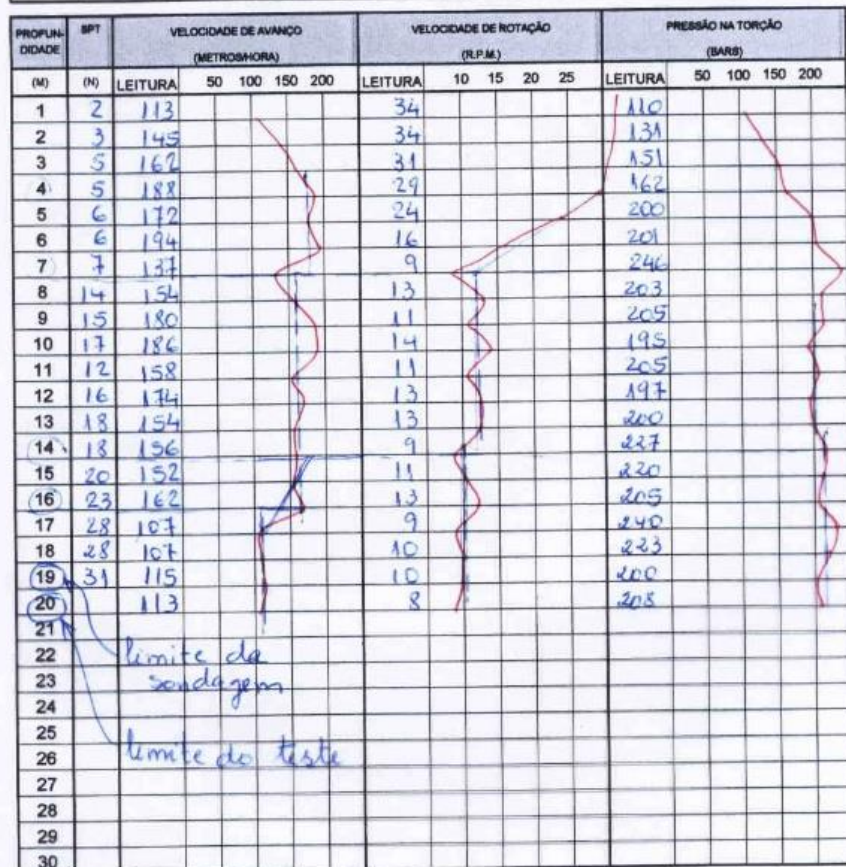
Se com a velocidade de rotação constante, a velocidade de avanço se mantiver constante e a pressão de torção aumentar estaremos diante de um solo resistente. Ao contrário, se com a velocidade de avanço constante a pressão de torque diminuir estaremos diante de um solo menos resistente quando comparado com o anterior.



**Controle de Estacas Hélice**

Data: 12,06,2002

Cota Terreno: 102,50 Estaca: TESTE 1 Diâmetro: 40 cm Sondagem: SP02



Raciocínio análogo pode ser feito quando a pressão de torque se mantiver constante e a velocidade de avanço diminuir. Isto mostra um solo mais resistente do que outro em que essa velocidade de avanço aumentar para pressão de torque constante

Esse gráfico assim interpretado deve ter uma similaridade “homotética” com os valores de  $N_{SP}$ . Se não estiverem deve-se providenciar uma nova sondagem com empresa qualificada.

### IMPORTANTE!!!!

Após haver consonância entre esse gráfico assim interpretado com a sondagem, aí sim, pode-se controlar o estaqueamento, dessa obra, pela pressão de torque desse equipamento específico parando a estaca na profundidade de projeto onde agora se sabe qual a pressão de torque nessa profundidade obtida quando se fez o teste.

Visto do Encarregado Visto do Engenheiro

Obs: 0-3m argila muito arenosa, mole, variegada NA= 3m  
 3-5m areia média, muito argilosa, pouco compacta  
 5-10m argila plástica, pouco arenosa, rija, vermelha  
 10-16m areia média argilosa, medianamente compacta, variegada  
 16-19m argila arenosa dura, variegada

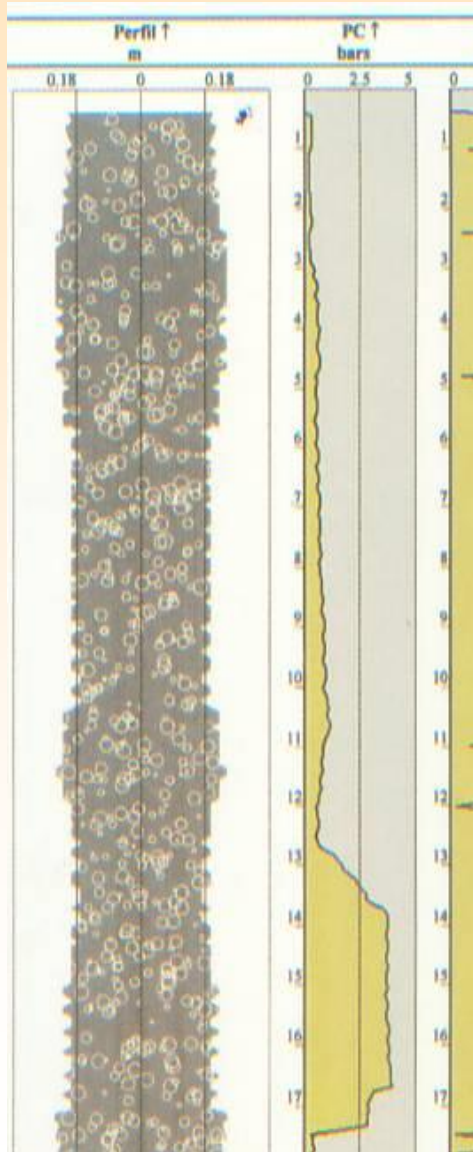
# Perfil da estaca ?????????

O “perfil” da estaca mostrado na Figura ao lado só corresponderá à realidade se o solo tiver resistência radial uniforme de modo a obter-se uma estaca com simetria em relação ao seu eixo. Isto não ocorre na maioria dos solos, conforme se mostra na Figura abaixo.



A interpretação “errada” do computador de bordo decorre do fato que seu programa interno interpreta que o volume consumido pela estaca (em incrementos de cerca de 20 cm de altura) corresponde a um cilindro de volume igual ao injetado. É por causa dessa interpretação que o gráfico é sempre simétrico em relação ao eixo da estaca o que, na maioria dos casos, não corresponde à realidade

Então para que serve o perfil mostrado na Figura ao lado? Serve para ver, percentualmente, em que regiões do solo se consome mais concreto na estaca o que deve corresponder a regiões de baixa resistência do solo, mostrado nas sondagens. Se isso não ocorrer devem ser questionadas as sondagens, já que a pressão utilizada durante a concretagem é praticamente igual ao longo de todo comprimento da estaca.



# ALGUNS PROBLEMA QUE EXISTIAM NO PASSADO

A NBR 6122:1996 dispensava o uso de armadura nas estacas submetidas apenas a esforços de compressão. Isso causou quebra de muitas estacas, por falta de armadura, quando a concha das escavadeiras batiam nessas estacas durante a escavação do solo para executar os blocos.



Mas também ocorria quebra por flexão devido à escavação à frente das estacas



Hoje a NBR 6122:2019 impõe que as estacas sejam armadas em pelo menos 4 m e que a concha das escavadeiras não seja superior a 50% do espaço disponível entre as estacas do bloco

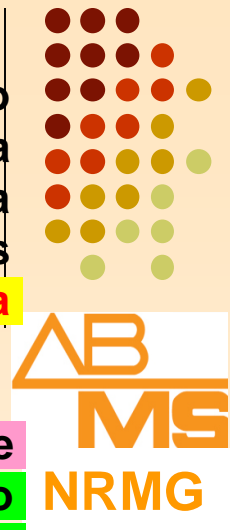


## Exsudação excessiva

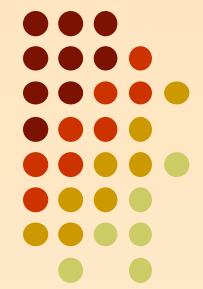
Um problema que ocorria àquela época é que ainda não havia experiência do traço de concreto para este tipo de estacas (usava-se a experiência da Europa → eng. Fleming da CEMENTATION) e o pior, se contratava esse concreto pela resistência característica ( $f_{ck} = 20 \text{ MPa} = 200 \text{ kgf/cm}^2$ ) o que criou vários problemas, pois imaginava-se que a resistência à compressão do concreto da estaca era da mesma ordem de grandeza do obtido nos corpos de prova.

Mesmo a NBR 6122:1996 exigindo 400 kg de cimento por metro cúbico de concreto, isso não era seguido porque se obtinha o  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$  com consumo de cimento muito inferior (ainda não se sabia que o  $f_{ck}$  obtido nos corpos de prova era muito superior ao  $f_{ck}$  obtido no concreto da estaca).

A compra do concreto era feita pelo preposto do proprietário sem qualquer ingerência do executor das fundações e, a equipe de suprimentos do proprietário (às vezes nem eram engenheiros) fazia a compra só pelo  $f_{ck}$  sem se importar com o consumo de cimento que a Norma exigia.

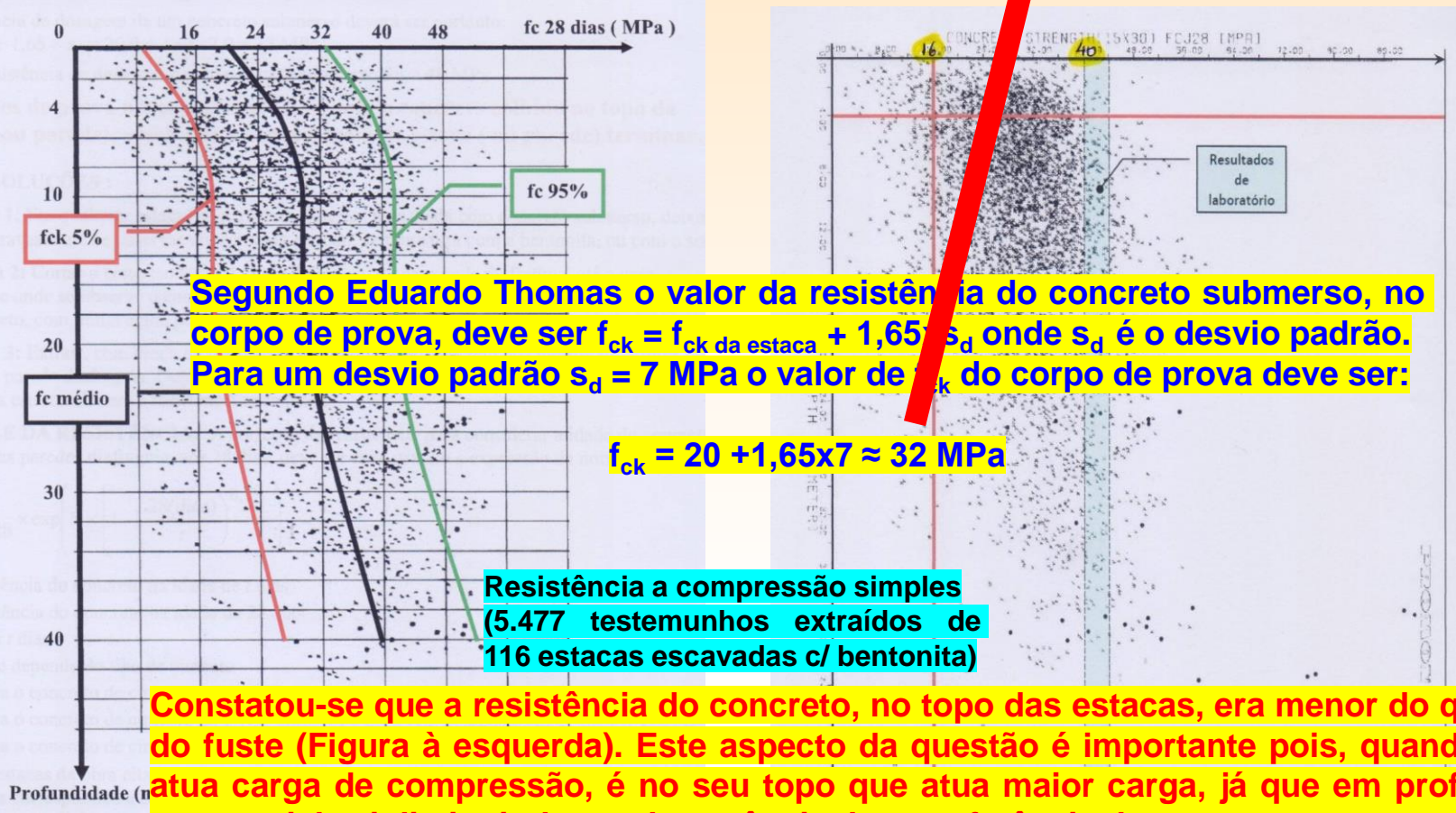


Para resolver esse problema, na revisão da NBR 6122 em 2019, eliminou-se o valor de  $f_{ck}$  passando-se a selecionar o concreto pela sua classe conforme consta na Tabela 4 dessa norma. O concreto para a hélice contínua deve ser classe C30 para ambiente de agressividade tipos I e II e C40 para ambiente III e IV. Além disso foram alterados os coeficientes de ponderação da resistência do concreto, que para a hélice contínua são  $\gamma_c = 2,7$  para os ambientes I e II e 3,6 para os ambientes III e IV.

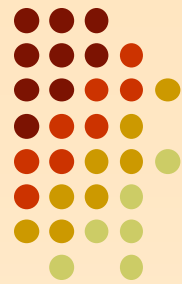


Comparação entre o  $f_{ck}$  medido nos corpos de prova e na estaca com consumo de cimento de 470 kg/m<sup>3</sup>

(Usina de Angra dos Reis – estacas escavadas – Eduardo Thomas 1984 - IME)



# ALGUMAS PATOLOGIAS EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA



AB  
MS  
NRMG

CA abaixo do NT e parando o concreto na CA



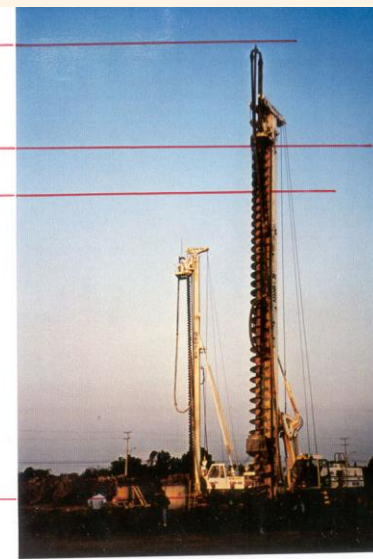
CA abaixo próxima do NT e sem armadura



“Prolonga” do trado em argilas muito moles abaixo do NA

(item N4 do anexo N da NBR 6122:2019 – prolonga com 6 m em equipamento com 18 m de trado.

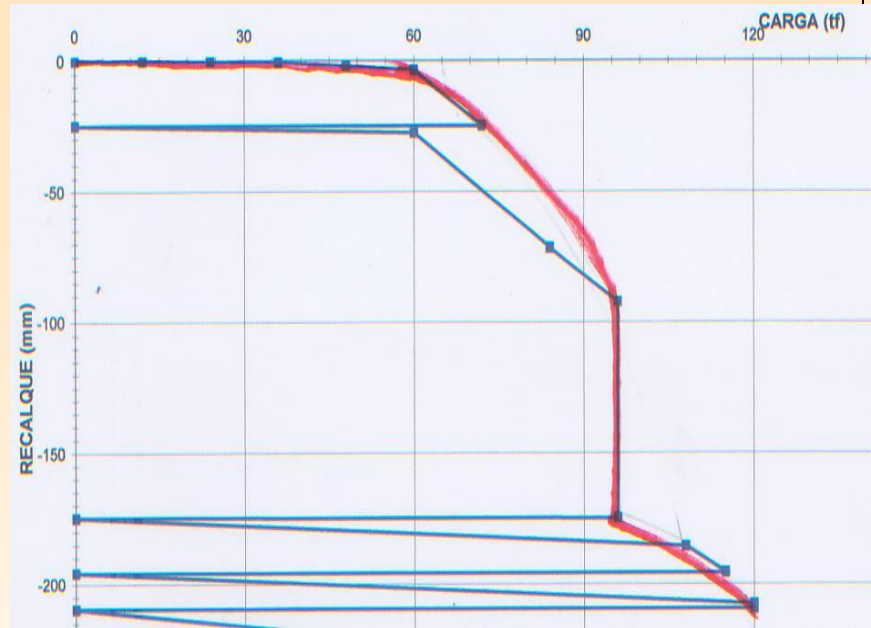
Trado inferior a 18 m a prolonga fica limitada a 10% do comprimento total da estaca)



Sobre comprimento de prologa em estacas hélice e ômega recomendo a leitura do artigo “REFLEXÕES SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTACAS HC E ÔMEGA” – XII COBRAMSEG –VOL 3- pg 1815 a 1824



# deficiência de ponta por subida do trado sem garantia de preenchimento do vazio deixado pela tampa



# falta da limpeza de rede

# Perfuratriz deformada

