Engenheiros de Estruturas

Engenheiros de Fundações

1 - Ai vai um artigo do Prof. Costa Nunes sobre Fundação com Tubulões.

2 - O edifício AVENIDA CENTRAL / RJ com 34 pavimentos foi construído, em 1960, com tubulões com ar comprimido, com base alargada .

3 - Foram feitas provas de carga no terreno na base dos tubulões.

4 - Com base em sua experiência em muitas obras feitas, Prof. Costa Nunes estabeleceu critérios para definir as tensões admissíveis no solo na base dos tubulões.

5 - Com a avançada tecnologia atual dos equipamentos para escavação dos tubiulões e estacas, e com o uso rotineiro das concretagens submersas, hoje pouco se usa a fundação em tubulão a ar comprimido.

6 - As atuais exigências rigorosas de segurança do trabalho também tornam inviáveis o uso do ar comprimido nas fundações. O risco é muito grande.

7 - Mas, o ponto básico do artigo do Prof. Costa Nunes é a definição das tensões admissíveis no solo na base dos tubulões, e suas recomendações continuam válidas.

8 - Foram adicionados alguns anexos, com fotos e/ou gráficos, para ilustrar o artigo.

Eduardo C. S.Thomaz

	Fundação com Tubulões - 1959 **Prof. Antonio José da Costa Nunes** **e Prof. Dirceu de Alencar Velloso** **da firma ESTACAS FRANKI**	Prof.. Eduardo C. S. Thomaz Notas de aula

PRIMER CONGRESO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

(First Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering)

México, D. F.

7 al 12 de Septiembre 1959

MEMORIA - PROCEEDINGS

VOL - I

CIMENTACIONES
FOUNDATIONS

MEXICO, D. F.
1960

1st Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (PCSMFE), Mexico, September - 1959

COSTA NUNES, A. J.; VELLOSO, D. A. Un perfeccionamiento en la ejecución de pozos de fundación bajo aire comprimido. In: PANAMERICAN CONF. ON SOIL MECH. AND FOUND. ENGNG., 1., México. *Anais*..., México, n. 1, p. 371-388,1960.

ANTONIO JOSÉ DA COSTA NUNES
1916 - 1990

DIRCEU DE ALENCAR VELLOSO
1931 - 2005

- **Foram adicionados alguns anexos para ilustrar o artigo.**

UN PERFECCIONAMIENTO EN LA EJECUCIÓN DE POZOS DE FUNDACIÓN BAJO AIRE COMPRIMIDO

Ing. A.J. da Costa Nunes e Dirceu de Alencar Velloso
por el equipo de tecnicos de Estacas Franki Ltda.
Rio de Janeiro - Brasil

- R E S U M E N -

En este artículo es presentado un perfeccionamiento introducido por las firmas Franki en la ejecución de éste tipo de fundaciones. Tal perfeccionamiento consiste en la excavación mecánica del fuste, limitándose las operaciones manuales a la ejecución de la base e incluso, en algunos casos, a su terminación, ya que para determinados diámetros de base, el propio dispositivo utilizado en la excavación del fuste puede hacer la abertura de la base.

Se hace una exposición del método de cálculo de la capacidad de carga de los pozos de fundación que hemos adoptado en nuestro País.

Se acompaña tambien, el método de cálculo de los pozos de fundación desde el punto de vista estructural.

Este tipo perfeccionado de ejecución ha sido empleado en el Brasil en obras de gran importancia.

- S U M M A R Y -

An improvement made by Franki Pile Companies in the construction of this type of foundation is presented in this paper. Such improvement consistes in the mechanical excavation of the caisson shaft. The manual operations are restranied to the execution of the base or even to its finishing only, since to fixed diameters of the base the device utilized on the shaft excavation can make the base opening.

A method for determining the allowable load on caisson foundation, as adopted in Brazil.

Caisson data are also included with special reference to the structural design of the caisson.

This foundation type has been adopted successfully in many parts of Brazil.

UN PERFECCIONAMIENTO EN LA EJECUCIÓN DE POZOS DE FUNDACIÓN BAJO AIRE COMPRIMIDO

Ing. A. J. da Costa Nunes e Dirceu de Alencar Velloso
por el equipo de tecnicos de Estacas Franki Ltda.
Rio de Janeiro

1) - Introducción

Modernamente, con el aparecimiento cada vez más frecuente de edificios de elevado número de pavimentos y de puentes con luzes bastante grandes y proyectadas para cargas móviles cada vez más elevadas, aunque se vengan consiguiendo apreciables reducciones en las cargas muertas, crece la necesidad de elementos de fundación de gran capacidad de carga.

Para ello, en la mayoria de los casos se hace necesário alcanzar capas del subsuelo, de gran resisténcia que, en general, se presentan a grandes profundidades, siendo necesário el empleo de una fundación profunda: pilotes o pozos de fundación. No siendo económicamente soluble el problema de tales fundaciones con pilotes, debido al costo de la zapata de solidarización de los mismos, elevado cuando se trata de gran número de pilotes, se tendrá que recurir a los pozos de fundación.

El procedimiento clásico de ejecución de los pozos consiste en hincar en el terreno un tubo o cajón, comunmente de hormigón armado, por medio de la excavación del terreno en el interior. La excavación del fuste puede ser hecha también mecánicamente, habiendo ya varios dispositivos para este fim. Todos, sin embargo, son eficazes en determinados tipos de terrenos e ineficazes em otros. Tratando de suplir tal deficiencia, se estudió y se construyó (Bib.1) un equipo capaz de ejecutar perfuraciones a gran profundidad atravesando capas de terreno de naturaleza y consisténcia variables, por bajo e por encima del nivel del agua.

2) - El procedimiento FRANKI (Turn-Grab)

Se trata de una perforadora teniendo la forma y las particularidades de una cuchara de láminas del tipo "orange-peel" con un sistema de cierre accionado por el cable de suspensión y de apertura por ancorage en una suspensión fija, como en las cucharas del tipo "lantern grab" (Fig. 1).

La principal particularidad de este dispositivo está en el hecho de que, estando cerradas sus tres láminas, se presenta como una superficie de revolución hermética, mientras que, cuando abierto, el dispositivo constituye una perforadora muy eficaz (Fig. 2). En efecto, cuando las láminas se abren, se disponen de tal forma que presentan un ángulo de corte en el sentido de giro, lo que les da un buen rendimiento en la excavación, como tambien les permite capturar piedras con dimensiones de cerca de 30 cm.

Gracias a su forma puntiaguda y bajo el efecto de rotación y, tambien, gracias al peso del conjunto cuchara-ejes (que varia entre 3 y 4 t) las láminas penetran en el suelo con relativa facilidad.

Con una única revolución de la perforadora, o, en algunos casos, con media revolución, se consigue la penetración completa de las láminas, suponiendo que éstas estan fijadas en la posición correcta.

Esta posición fija es necesaria porque, conforme se pudo comprobar, en terreno resistente, las láminas tenden a cerrarse, mientras que en terreno blando tienden a abrirse, excavando más de lo necesario.

La apertura y el cierre de las láminas se obtienen por el cambio de rotación del eje que acciona el dispositivo, combinado con un movimiento del cable de suspensión.

Terminada la excavación, las láminas son sueltas antes de aplicarse el esfuerzo de tracción al cable de suspensión para retirar el dispositivo del tubo. Con esta tracción, se consigue cerrar las láminas y el dispositivo actúa, entonces, como una cuchara, recogiendo el material excavado.

Terminado el trabajo con la "Turn-grab" se tiene una perforación, revestida por un tubo metálico, cuando asi convenga. Habiendo necesidad de un ensanchamiento de la base y teniéndose que trabajar por bajo de la napa, se suelda en la extremidad superior del tubo una reducción en la cual es adaptada la campana (para aire comprimido) - (Fig. 3 y 4).

Con una pequeña adaptación, una barrena puede ser adaptada al eje y girar como en una perforadora común.

En cuanto al hormigonado debemos distinguir los siguientes casos: 1º) cuando se trabaja por encima de la napa y el hormigón es vertido en el pozo y convenientemente vibrado; 2º) cuando el hormigonado tiene que hacerse por bajo de la napa, o se emplea uno de los pro

cedimientos usuales de hormigonado bajo el agua o se hormigona bajo aire comprimido.

Dependiendo del valor de la carga a ser suportada por el pilar de fundación, se puede recuperar o no el tubo metálico de revestimiento. En el caso de recuperarse, esta se hace simultáneamente con el hormigonado teniéndose el cuidado de mantener la extremidad del tubo siempre por bajo de la superficie del hormigón, para evitar cualquier infiltración o desmoronamiento del terreno.

3) - Control de ejecución

Antes de procederse al hormigonado se debe hacer una comprobación de la verticalidad y centrado del eje del pozo, en relación a la vertical de la carga aplicada (evidentemente, en el caso de cargas verticales). Los datos obtenidos en esta comprobación serán utilizados en el cálculo estructural del pilar de fundación, conforme explicamos en el item 5.

4) - Cálculo de la capacidad de carga de los pozos de fundación

El cálculo de la carga admisible en un pozo de fundación puede ser hecho partiendo de los resultados de los ensayos de laboratório, mediante la aplicación de una fórmula de capacidad de carga (Caquot (Bib. 3), Terzaghi (Bib. 3 y 4) Meyerhof (Bib. 5, 6 y 7), etc.). Para la aplicación de tales fórmulas son indispensables ensayos de laboratorio permitiendo la determinación de los valores reales de los parámetros a introdocir en las mismas (Bib. 8) para no incurrir en la crítica de Kögler y Scheidig (Bib. 9): "El proceso (fórmulas estáticas) es portanto estimativo, ya que la elección intencionada de los coeficientes de resistencia de las tierras, permite obtener casi cualquier resultado que se desee...". Muchas veces, en nuestro país, el ingeniero no dispone del tiempo necesario para la realización de un tal programa de ensayos. Preferimos, en estos casos, basar nuestros cálculos en los resultados de los ensayos de penetración estática (diepsonderingen). Hay casos, sin embargo, en que los únicos elementos disponibles son los resultados de sondeos de reconocimiento con determinación de la resistencia a la penetración dinámica del sacamuestras.

En el caso de disponerse de ensayos de penetración estática, la presión unitaria admisible es obtenida dividiéndose la resistencia de la punta por un coeficiente de seguridad, que, basados en experien-

cias, hemos tomado entre 6 y 8, conforme las circunstancias de cada caso. El referido ensayo debe ser llevado hasta una profundidad de, por lo menos, 4 m por bajo de la establecida para base de la fundación, entanto que la geologia local no indique la existencia de capas blandas más profundas. Además de esto, debemos señalar que la realización de estos ensayos no elimina la necesidad de efectuar sondeos y, eventualemento, de realizar ensayos de laboratorio. En obras de gran importancia, se puede aún completar los datos obtenidos con estos ensayos con la realización de pruebas de carga en el fondo de los pozos.

Cuando disponemos solamente de sondeos de reconocimiento, utilizamos relaciones establecidas entre la resistencia a la penetración del sacamuestras (número de golpes de un peso de 65 kg cayendo, en caida libre, de una altura de 75 cm, necesario para hacer hincar 30 cm, en el suelo, el sacamuestras con 1" 5/8 de diámetro externo y 1" de diámetro interno), y la resistencia de punta medida en el ensayo de penetración estática. Para los sub-suelos en que hemos trabajado, llegamos a valores diferentes a los obtenidos por Meyerhof (Bib. 7) en estudio análogo. Asi, llamando N la resistencia a la penetración del sacamuestras y de R_p la resistencia de punta, hagamos:

$$R_p = K.N.$$

Para el coeficiente K, considerando resultados de ensayos realizados en Rio Grande do Sul, Brasília y Rio de Janeiro, obtuvimos los siguientes valores: (Fig. 5)

Arcilla, arcilla limosa, limo arcilloso - K =	2
Arcilla arenosa y limo-arenosa	3,5
Limo arenoso	5,5
Arena arcillosa	6
Arena	10

Establecida asi, una relación entre la resisténcia a la penetración dinámica y la resistencia de punta y lo que dijimos anteriormente, se dentrá, dada aquella, la presión unitaria admisible.

5) - <u>Cálculo del pilar de fundación del punto de vista estructural</u>

Para efecto de proyecto, el pilar de fundación debe ser calculado para soportar la carga prevista aplicada con una excentricidad de 5 cm,

y el pilar de fundación con un desplome del 1%.

Para las fatigas admisibles del hormigón, de acuerdo con el proyecto de norma para "Cálculo y ejecución de obras de hormigón simples" elaborado por la Asociación Brasileña de Normas Técnicas (A.B.N.T.), adoptamos los siguientes valores:

Compresión simple: $\sigma_{ad} = 50$ kg/cm^2

Flexión compuesta: en el borde más comprimido: $\sigma_{ad} = 70$ kg/cm^2
en el centro de gravedad : $\sigma_{ad} = 50$ kg/cm^2

En cuanto a la armadura, normalmente, solo es prevista la de ancorage con la zapata o, directamente con la columna, en el caso de la sección transversal de éste poder ser inscrita en la del pilar de fundación. En el 1º caso - ancorage con la zapata - aplicamos el Art. 31 de la NB-1 (Bib. 10), adoptando el 0,5% de la sección de hormigón teóricamente necesaria.

Conforme dijimos en el item 3, antes del hormigonado, se hace una comprobación de la excentricidad y verticalidad. Con estos resultados, se repite el cálculo del pilar de fundación. Caso se compruebe la necesidad de armarlo, el cálculo se hará de acuerdo con la norma brasileña NB-1. En el caso de no recuperarse el tubo metálico (camisa), para el cálculo de la armadura se considera el mismo como armadura longitudinal, descontándose 2 mm de su espesura para tener en cuenta los efectos de la corrosion (Bib. 11).

Otro punto importante en el dimensionamento de los pilares de fundación con base ensanchada es la determinación del ángulo α (Fig.6), del acuerdo fuste-base.

Este ángulo, usualmente, es determinado de forma que las tensiones de tracción que se ocasionan en la base del pilar de fundación sean suficientemente pequeñas para que se pueda eliminar la armadura en la misma. Este ángulo depende de la fatiga admisible para el terreno y de la resisténcia a la tracción del hormigón (Bib. 12 y 13). Para la calidad del hormigón que utilizamos, con la cual podemos admitir una resisténcia a la tracción de 10 kg/cm^2 y para fatigas de terreno comprendidas entre 10 kg/cm^2 y 20 kg/cm^2, hemos adoptado - $\alpha = 30^o$.

6) - Empleo de lodos de perforación

Frecuentemente, se tiene que atravesar capas relativamente resistentes que pueden traer algunas dificultades al trabajo de la perfora

dora. Por otro lado, en terrenos de predominancia arenosa, pueden ocurrir desmoronamientos de las paredes de la perforacion. En estos casos es conveniente el empleo de un lodo tixotrópico como lubrificante y para sostener las paredes del agujero. En nuestro país, dada la dificultad de obtención de bentonita, hemos utilizado la arcilla disponible más próxima de la obra. Un método que nos parece nuevo es utilizar la arcilla de capas del sub-suelo para proteger otras capas del mismo local. Los resultados han sido satisfactorios.

7) - Obras realizadas en el Brasil

Entre las obras realizadas en el Brasil con el tipo de fundación que acabamos de describir, las más importantes son el Edifício Avenida Central y el Viaducto de la Avenida Perimetral.

7.1) Edifício Avenida Central

Tratase de un edifício con 34 pavimentos y dos sótanos, a ser levantado en la Avenida Rio Branco, (Rio de Janeiro). El terreno local, estudiado con un extenso programa de sondeos de percusión, ensayos de penetración estática ("diepsonderingen") y ensayos de laboratorio, era constituido, a partir de la superficie, por una serie de capas de baja resistencia, bien arcilloso-limosas, bien arenosas, con gran cantidad de mica. A una profundidad variando entre 15 y 22 m, estas capas se mostraban bastante resistentes, dando una resistencia de punta en el "diepsondering" superior a 100 kg/cm^2. El suelo residual, de naturaleza arenosa, se encontraba a una profundidad media de 25 m. En un extremo del terreno, a la profundidad de, aproximadamente, 15 m, aparecia roca viva.

Teniendo en vista los elevados valores de las cargas (hasta 2.500 t) a ser asentadas y a la naturaleza del terreno, se decidió por fundación sobre pozos de 1,07 y 1,28 m de diámetro con las bases sentadas a una profundidad variable, entre 14 y 22 m, sin alcanzar necesariamente el suelo residual. La profundidad era fijada orientándose principalmente por los ensayos de penetración estática realizados en las proximidades.

Fueron realizadas pruebas de carga en el fondo de 2 pozos, cujos diagramas cargas-asentamientos son representados en la Fig. 7

Tales pruebas de carga fueron realizadas con una placa circular de 30 cm de diámetro.

Para las cargas más elevadas tubimos que emplear "pozos-gemelos", esto es, un pozo de fundación con dos fustes y una base (Fig.8)

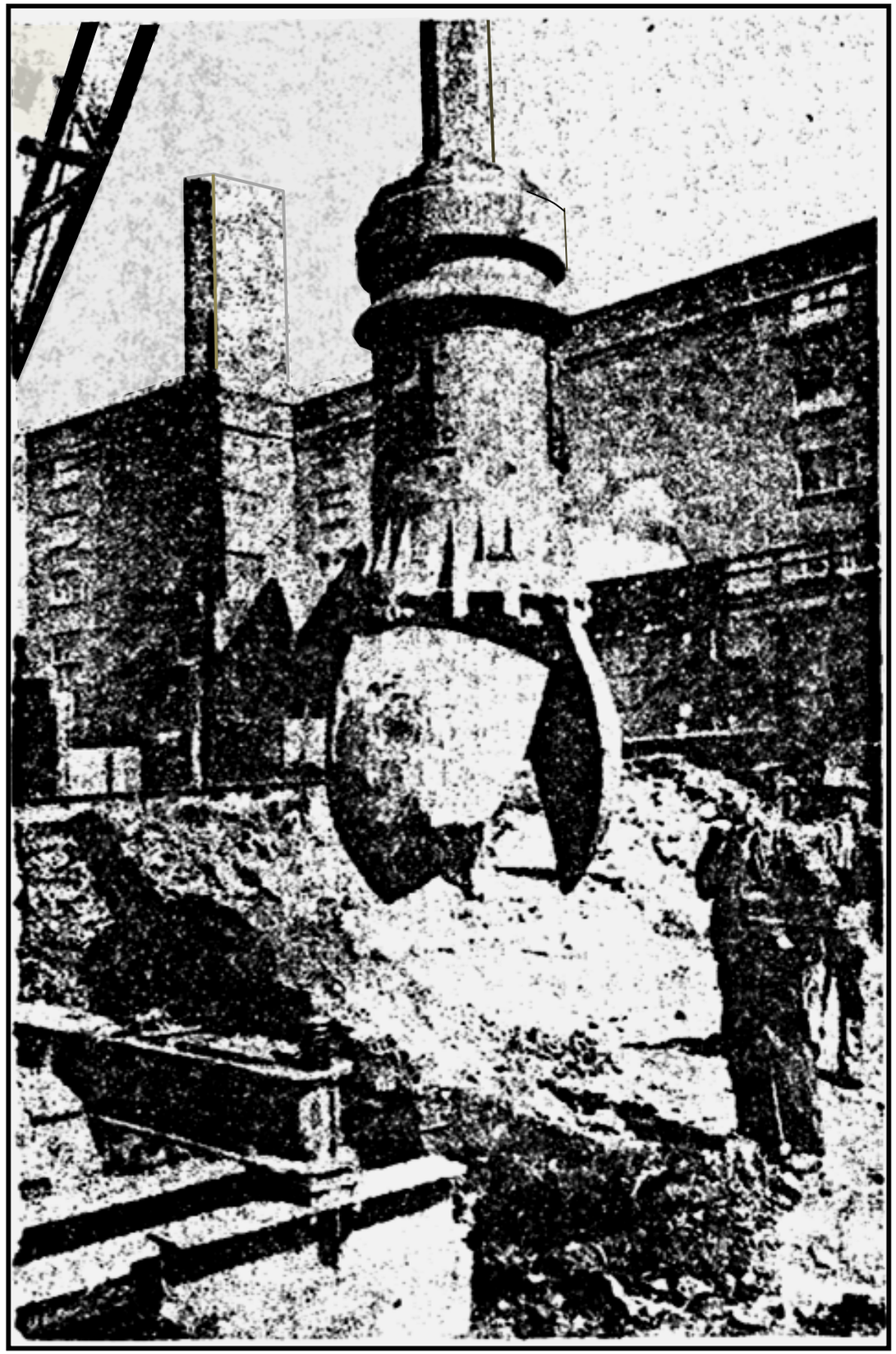
7.2) Viaducto de la Avenida Perimetral

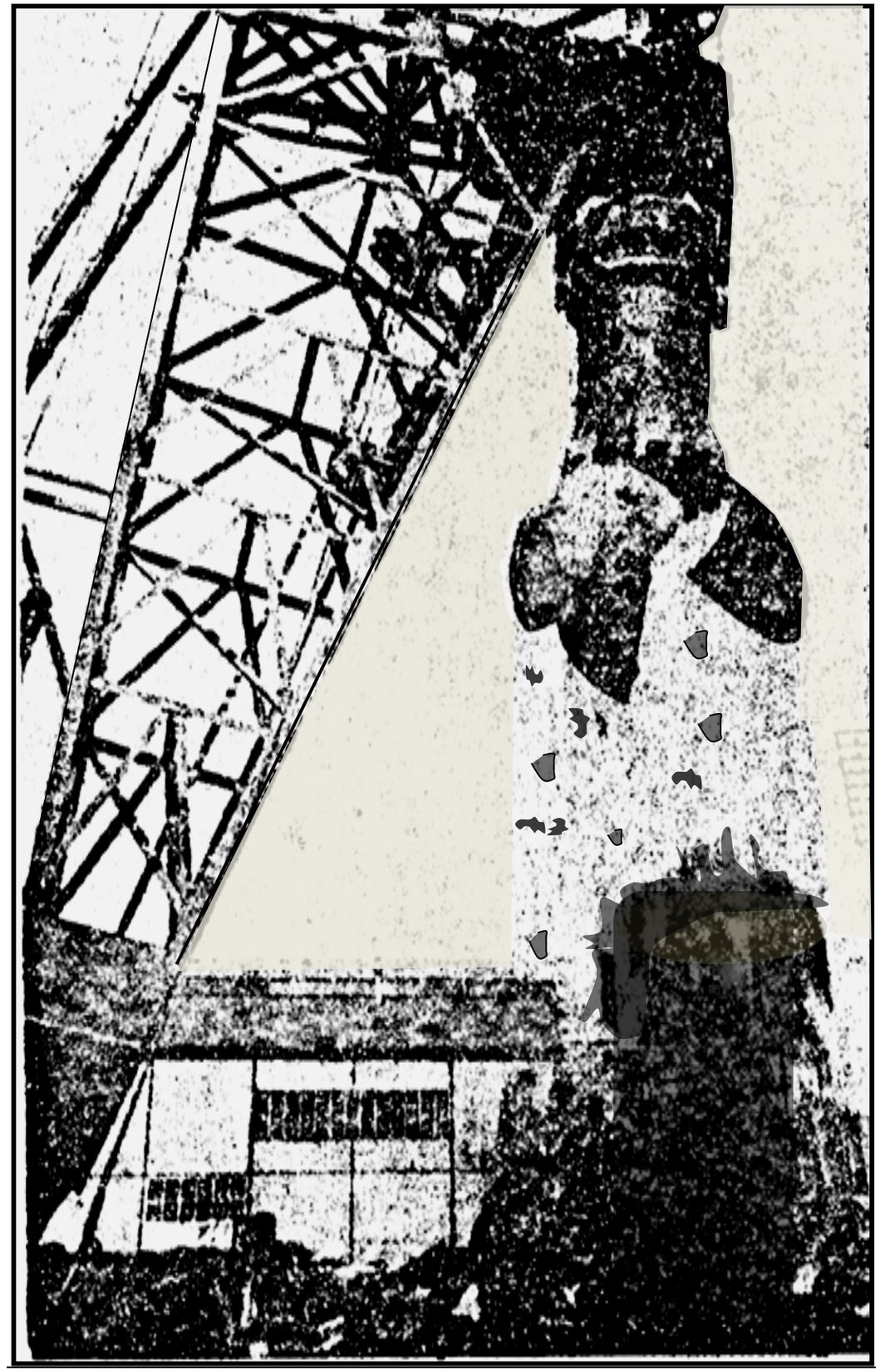
En esta importante obra que la Prefeitura del Distrito Federal (Rio de Janeiro) está realizando, como parte de un programa de mejoras urbanas de esta ciudad, hay un viaducto de cerca de 1 km, cujos pilares tienen la forma representada en la Fig. 9.

En cuanto a la contextura del subsuelo, presentamos en la Fig. 10 algunos perfiles típicos. Devemos observar que este viaducto se sitúa en una zoña en que fué depositado un terraplén sobre viejos muros de diques y otras construcciones, lo que dificulta sensiblemente la ejecución de las fundaciones.

Teniendo en cuenta la naturaleza del subsuelo y los valores de las cargas, se impoña el empleo de fundaciones profundas. Fué elaborado, entonces, un proyecto en pilotes Franki, habiendo sido necesario, para cada pilar, una zapata sobre 16 pilotes de 520 mm de diámetro con carga máxima de 130 t por pilote. Parte de los pilares fueron fundados sobre pilotes y parte sobre pozos de fundación, dependiendo de las disponibilidades de material y circunstancias locales. Para cada pilar fueron previstos 4 pozos de fundación, con armadura solamente en la coronación, para ligar con la zapata (Fig. 9). En todos los pozos de fundación, el ensanchamiento de la base e el hormigonado fueron ejecutados bajo aire comprimido y fué hecha la recuperación del tubo. (Fig. 3 y 4)

Para dimensionar las bases fué adoptada una fatiga admisible de 10 kg/cm^2, siendo la profundidad fijada con el auxilio, solamente, de las resistencias a la penetración del sacamuestras en sondeos de prospección realizados en el local de cada pilar e inspección en el fondo de cada pozo.



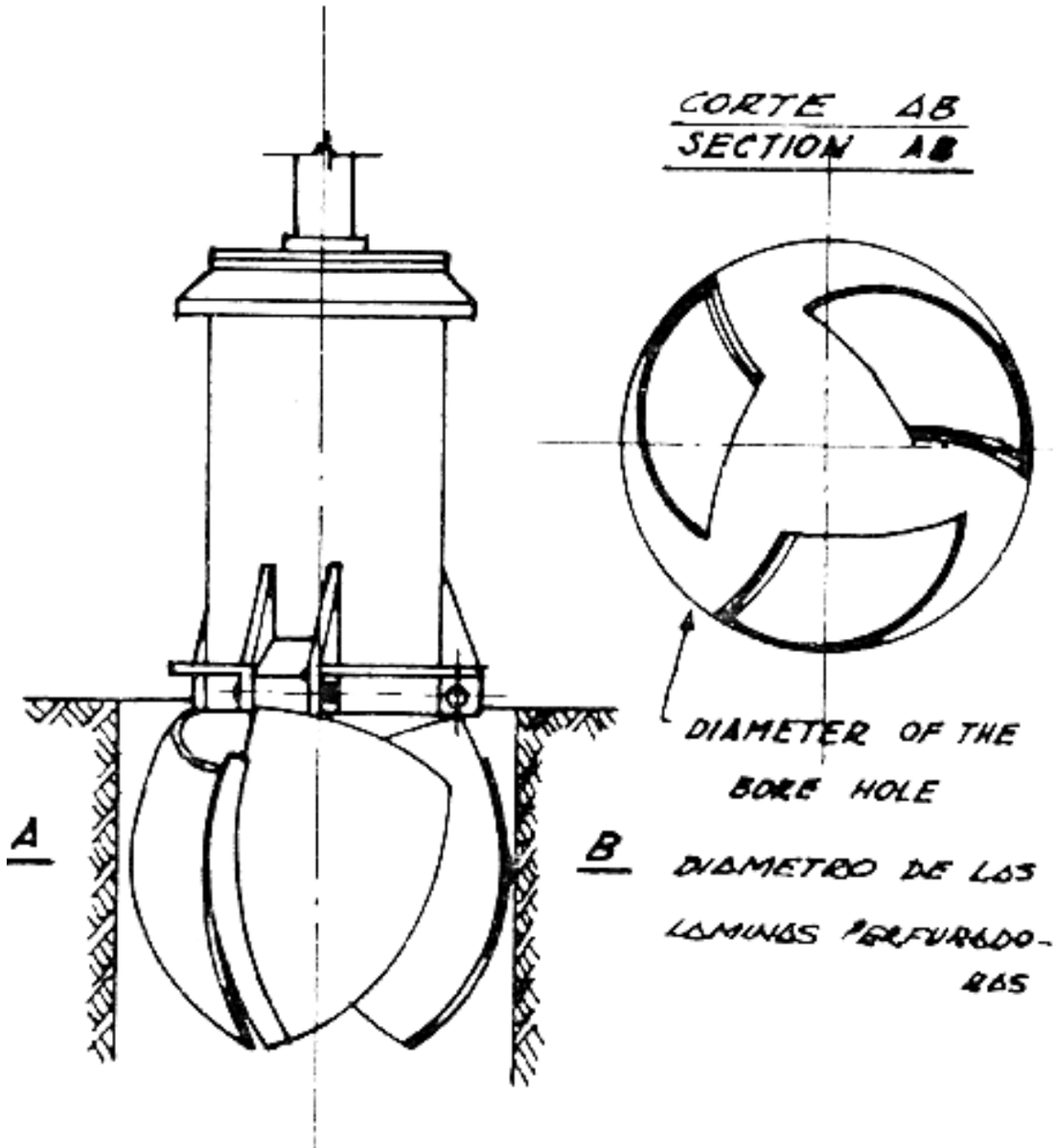


THE BORING DRILL CALLED TURN-GRAB - LA PERFORADORA LLAMADA TURN-GRAB

Fig. 1

SCHEMATIC SECTION OPEN DEVICE

CORTE ESQUEMÁTICO DEL APARATO ABIERTO



SCHEMATIC SECTION CLOSED DEVICE

CORTE ESQUEMÁTICO DEL APARATO CERRADO

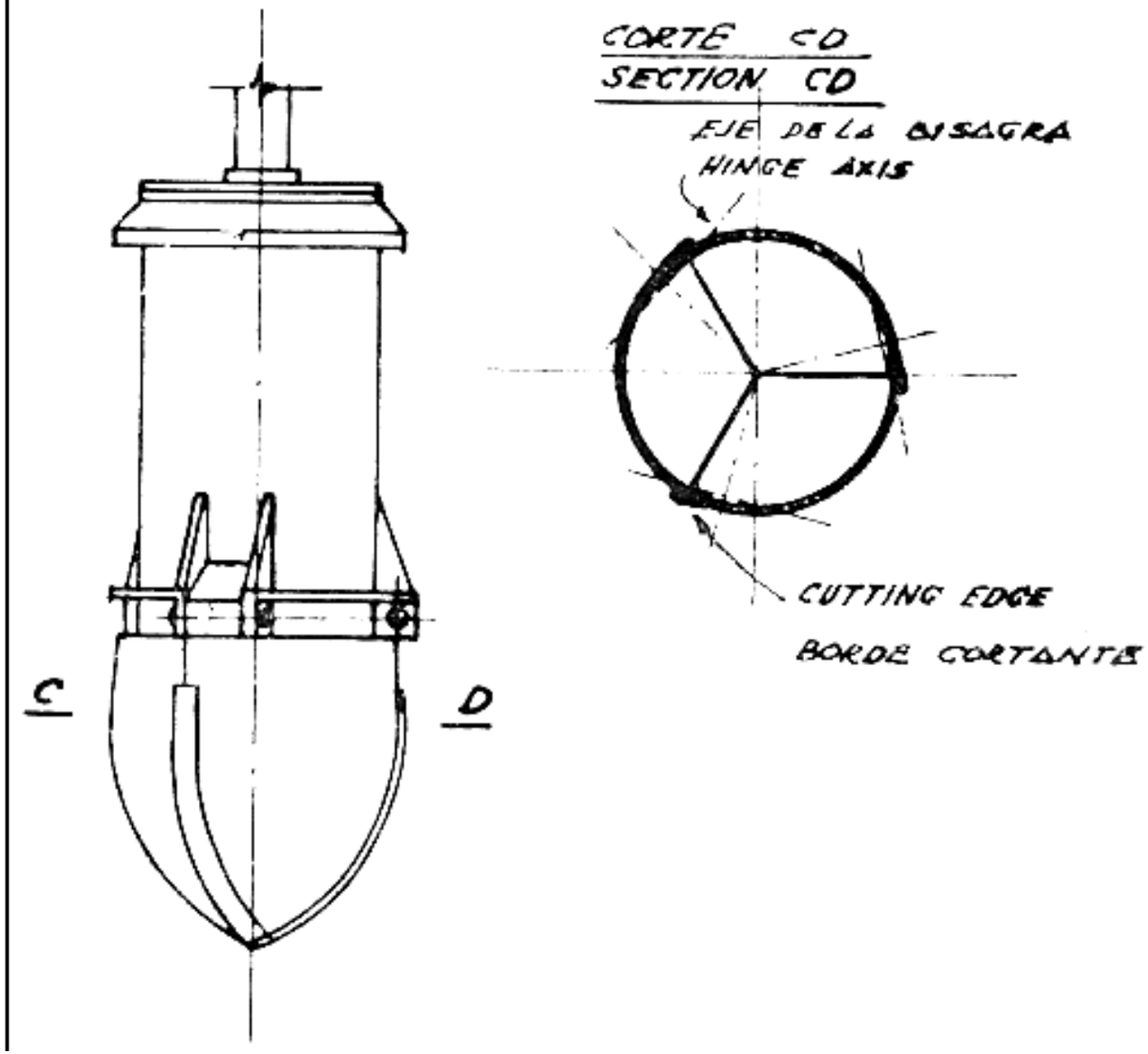
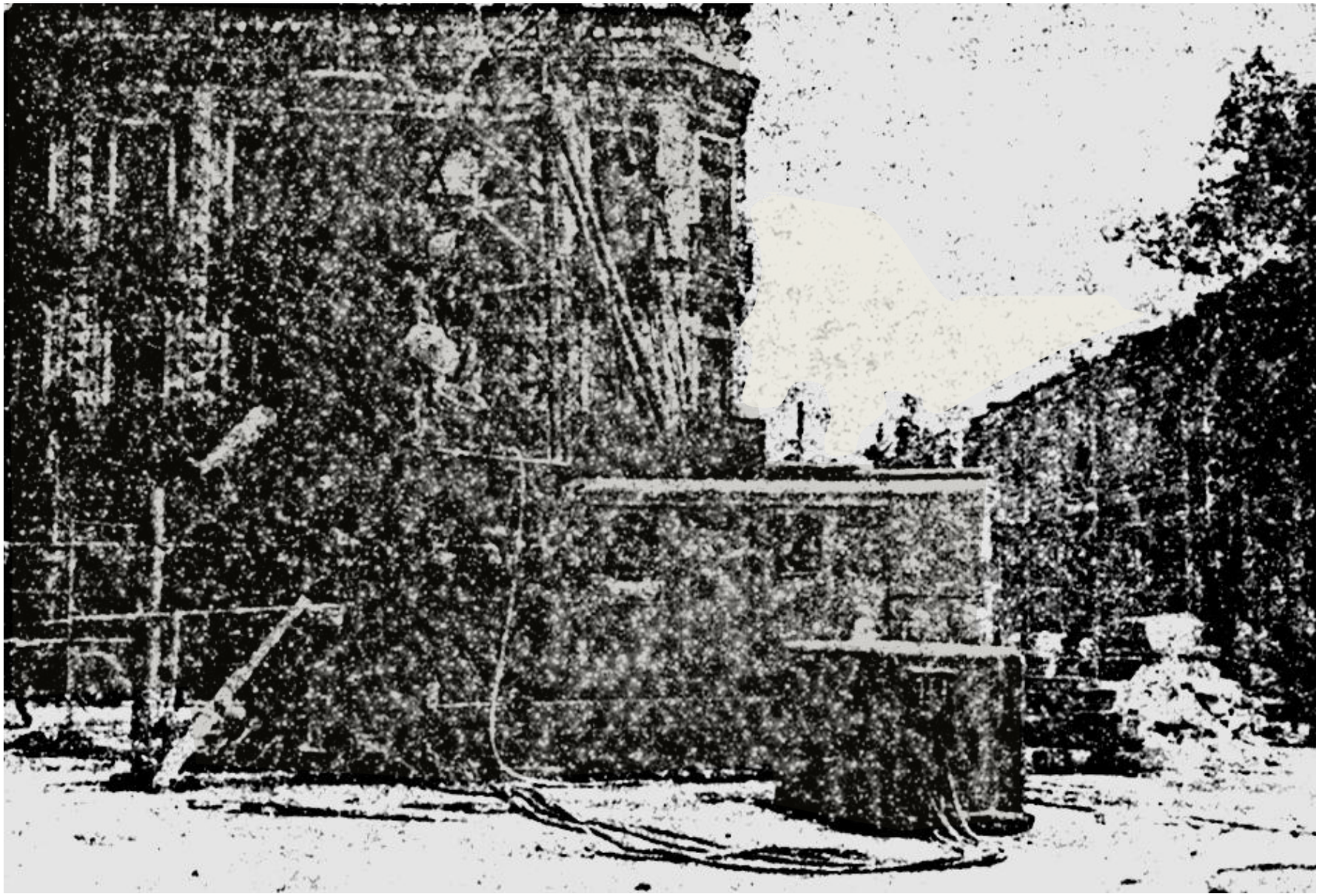


Fig. 2

COLOCANDO A CAMPÂNULA DE AR COMPRIMIDO

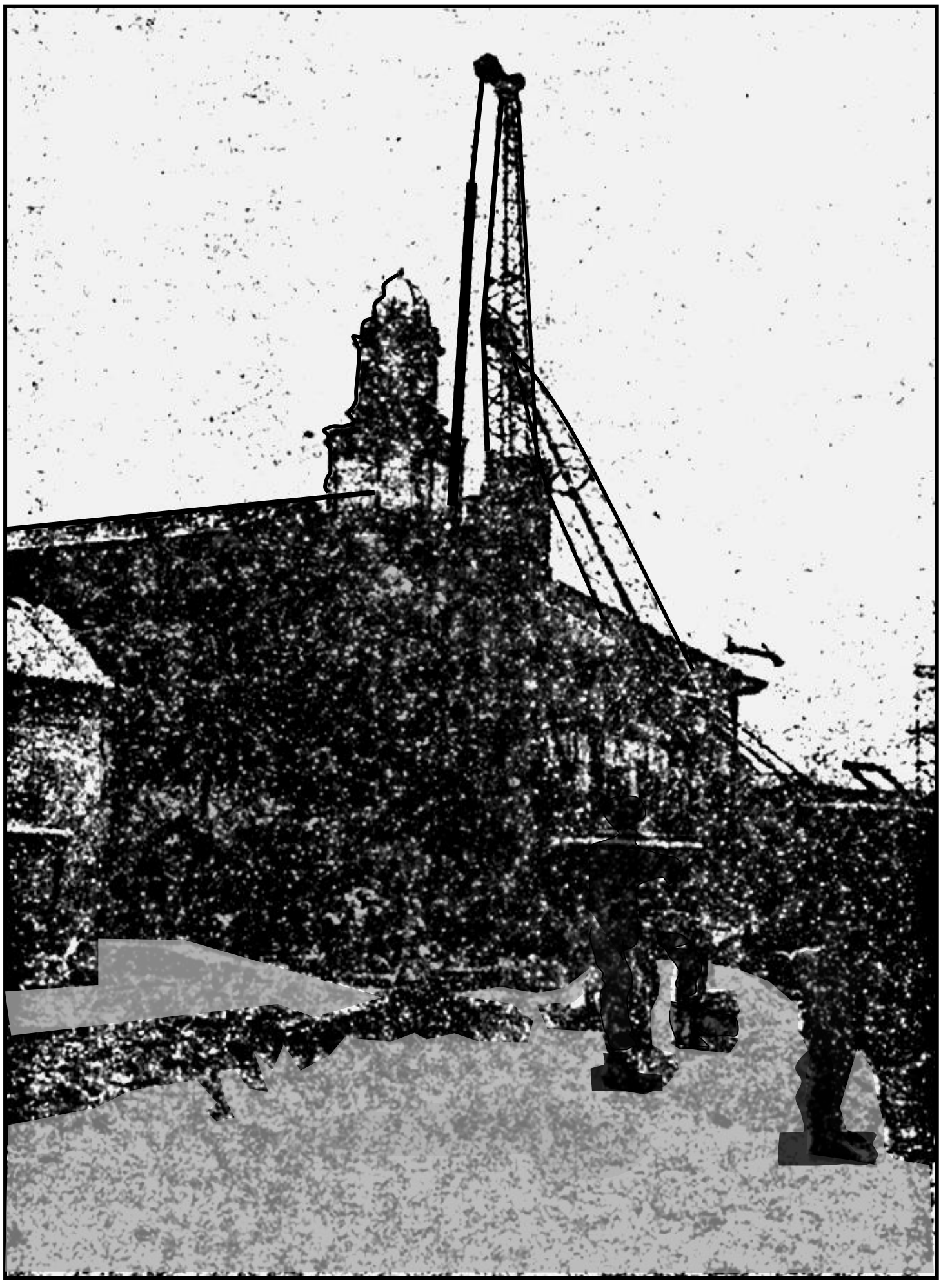


VIADUCT AV. PERIMETRAL - SETTING AIR LOCK IN PLACE IN ORDER TO ENLARGE THE BASE.

VIADUCTO DE LA AV. PERIMETRAL - LA CAMPANA PARA AIRE COMPRIMIDO ADAPTADA PARA EL ENSANCHAMIENTO DE LA BASE.

Fig. 3

RETIRADA DO TUBO



VIADUCT AV. PERIMETRAL – RECOVERY OF THE STEEL PIPE AND CONCRETING UNDER COMPRESSED AIR.

VIADUCTO DE LA AV. PERIMETRAL. RECUPERACIÓN DEL TUBO METÁLICO DE REVESTIMIENTO Y HORMIGONADO BAJO AIRE COMPRIMIDO.

Fig. 4

RELATION BETWEEN THE ESTATIC PENETRATION RESISTANCE AND THE DYNAMIC PENETRATION RESISTANCE

RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTÁTICA Y LA RESISTENCIA A LA PENETRATION DINÁMICA

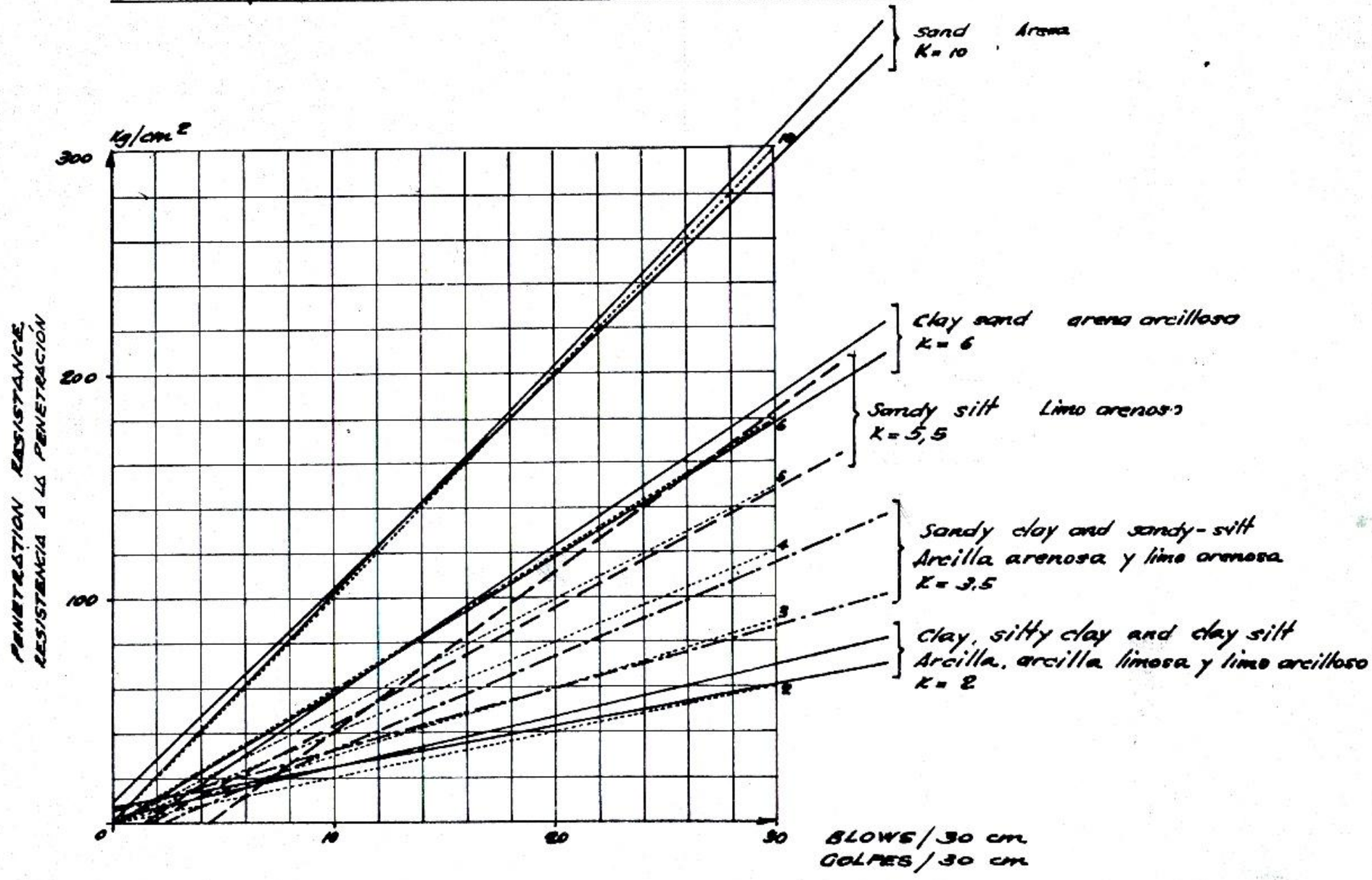


Fig. 5

SHAFT - BASE TRASITION

ACUERDO FUSTE - BASE

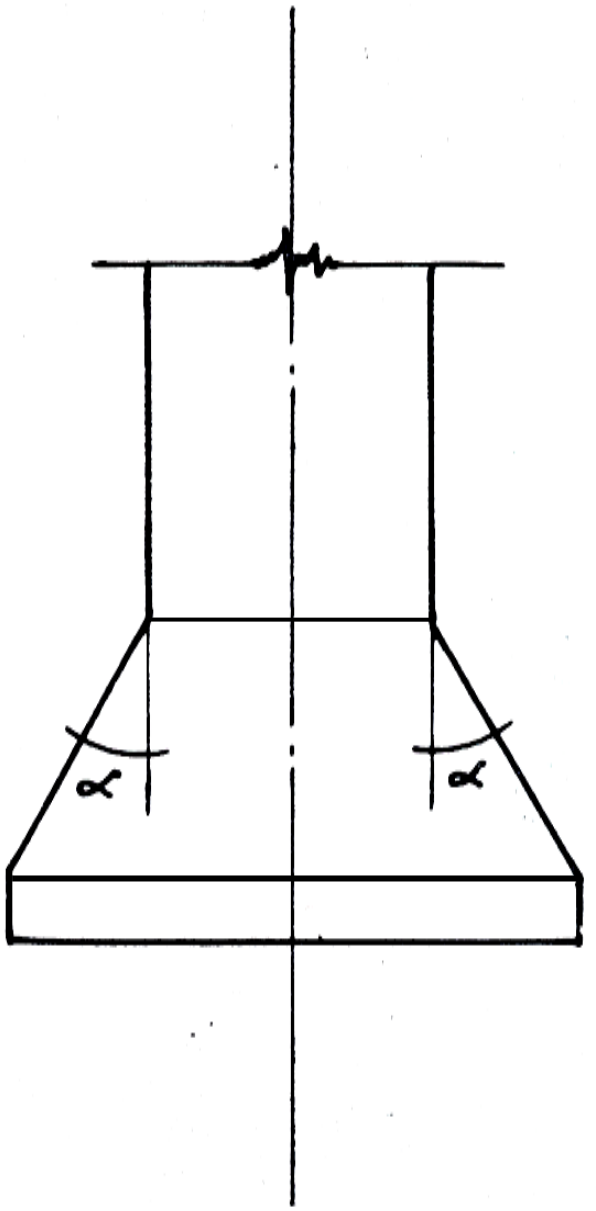


Fig. 6

PROVAS DE CARGA

AVENIDA CENTRAL BUILDING - LOAD TESTS - PRESSURE-SETTLEMENTS CURVES

EDIFICIO AVENIDA CENTRAL - PRUEBAS DE CARGA - DIAGRAMAS CARGAS-ASENTAMIENTOS

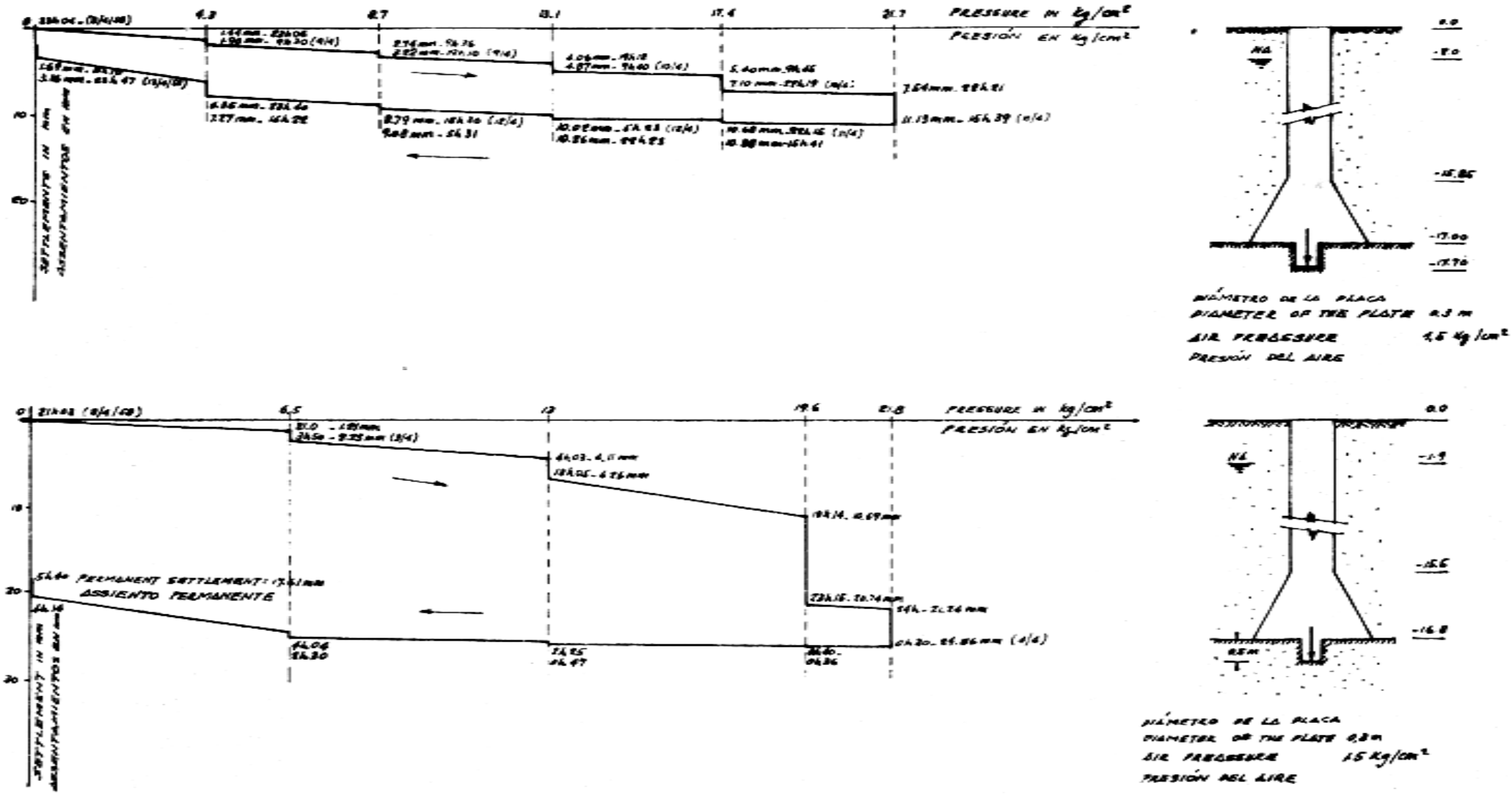


Fig. 7

AVENIDA CENTRAL BUILDING - RIO DE JANEIRO - TWIN-CAISSON

EDIFICIO AVENIDA CENTRAL (RIO DE JANEIRO) POZOS-GEMELOS DE FUNDACIÓN

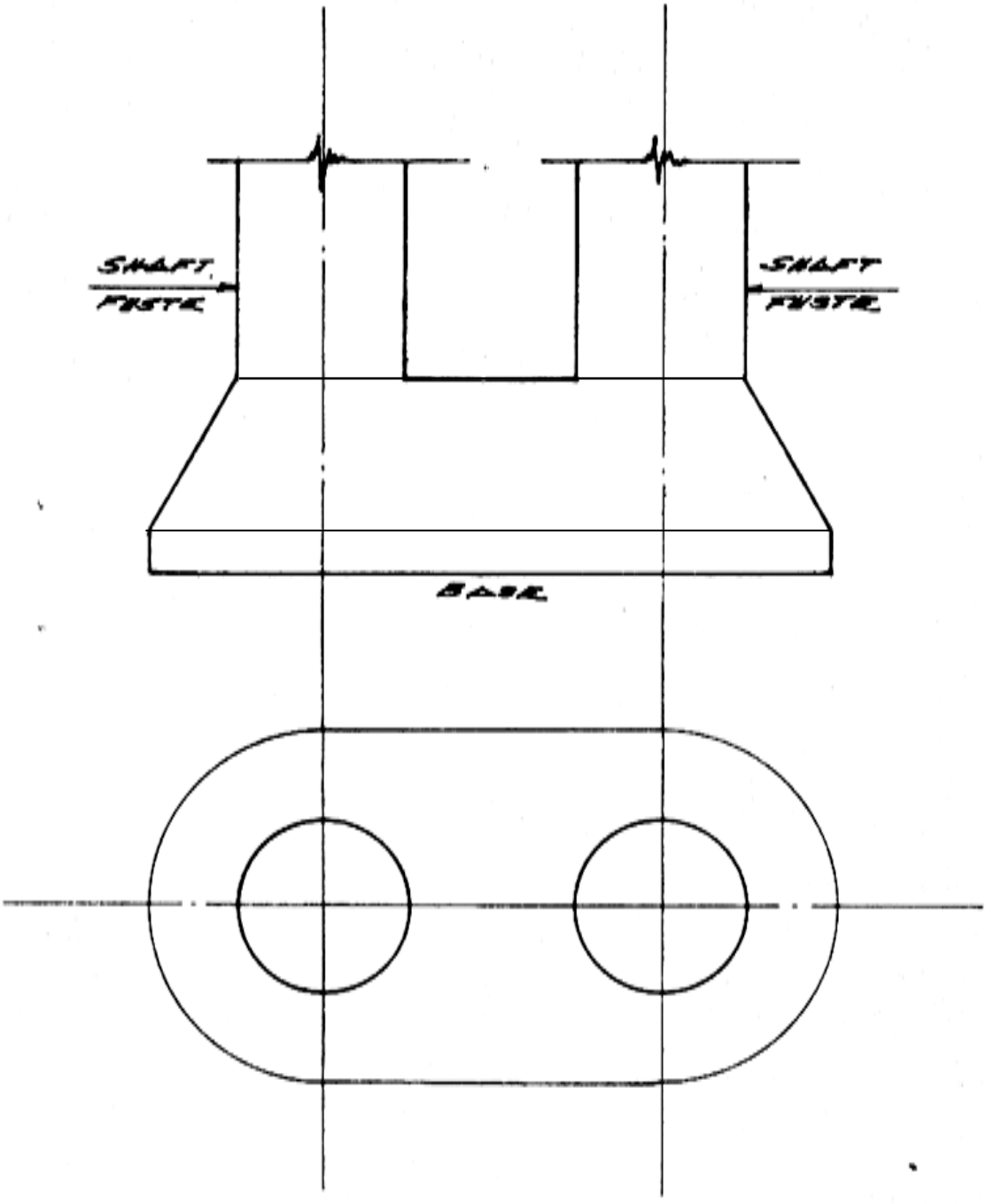


Fig. 8

VIADUCT AV. PERIMETRAL - RIO DE JANEIRO

VIADUCTO AV. PERIMETRAL - RIO DE JANEIRO

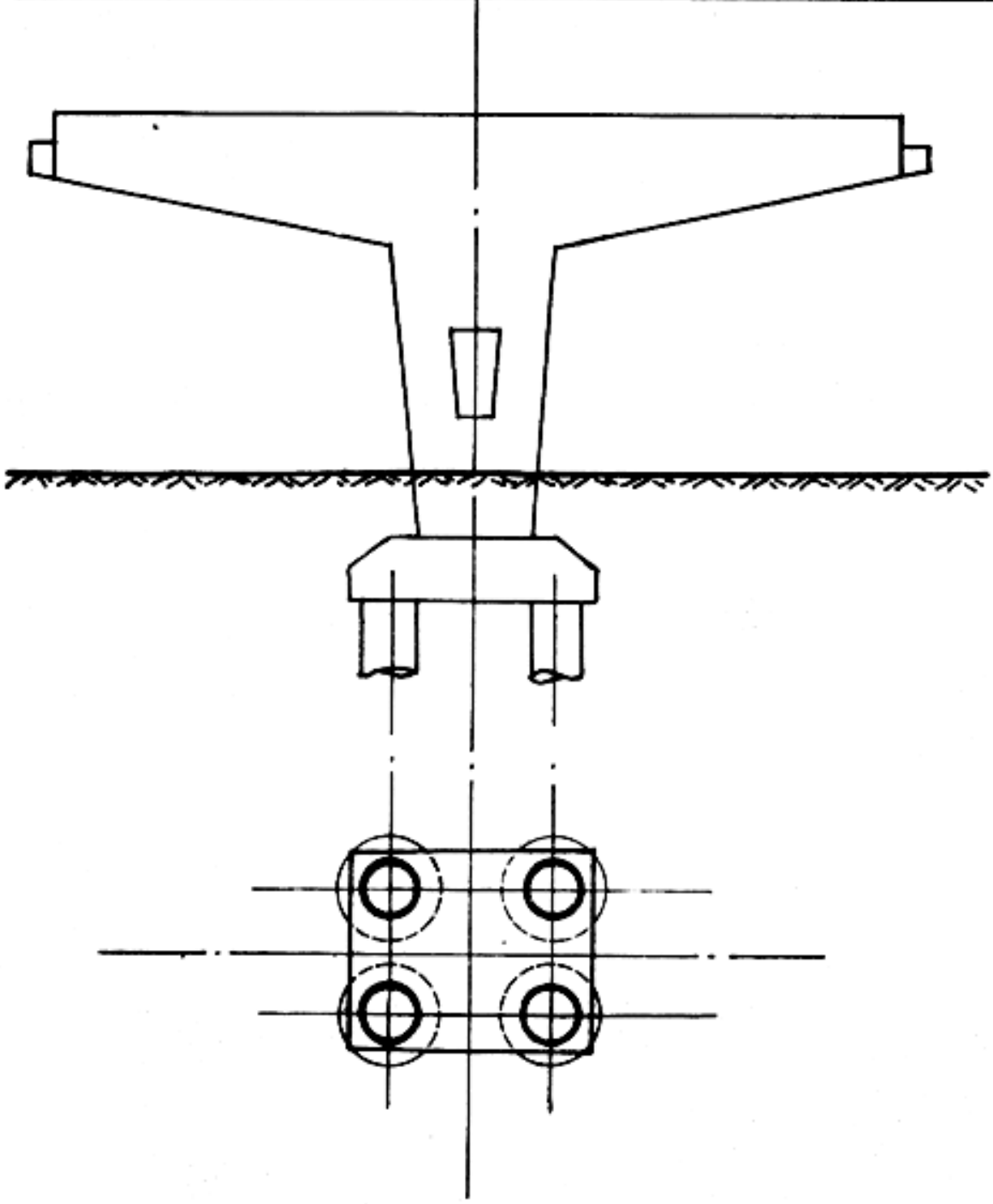


Fig. 9

AVENIDA PERIMETRAL /RJ

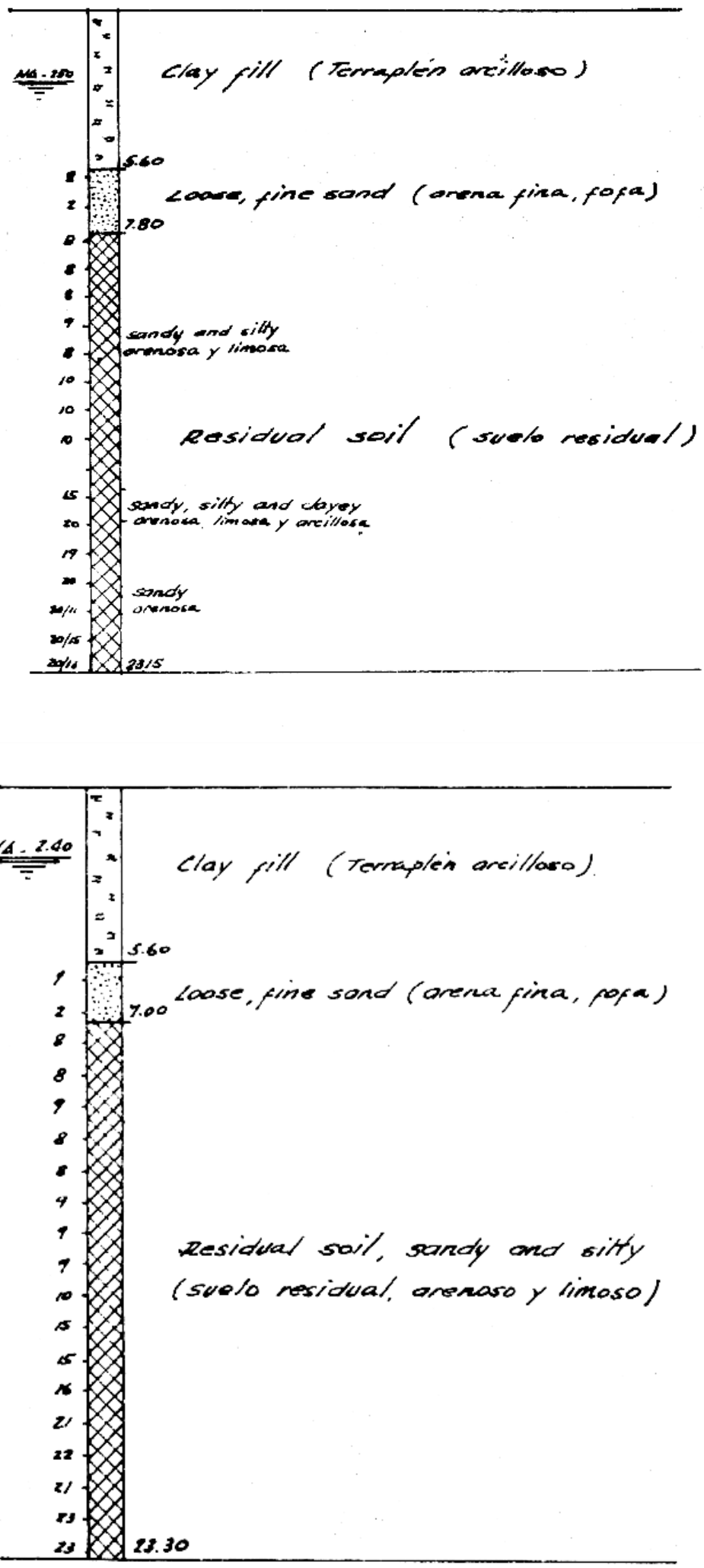


Fig. 10

B I B L I O G R A F I A

1) - FRANKI REVUE - Nº 100 - Octubre de 1957, pg. 30.

2) - CAQUOT, A. y J. KERISEL - "Traité de Mécanique des Sols" - Gauthier - Villars, Paris, 1956.

3) - TERZAGHI, K. - "Theoretical Soil Mechanics" - John Wiley, Nueva York, 1948.

4) - TERZAGHI, K. y R. PECK - "Soil Mechanics in Engineering Practice" - John Wiley, Nueva York, 1948.

5) - MEYERHOF, G.G. - "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations" - in "Géotechnique", Diciembre, 1951.

6) - MEYERHOF, G.G. - "Recherches sur la Force Portante des Pieux" - in "Journées de Mécanique des Sols" - Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics nºs 63 e 64 - Marzo, Abril, 1953.

7) - MEYERHOF, G.G. - "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils" - in "Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divion" - A.S.C.E. - Enero, 1956.

8) - VARGAS, M. y A.J. DA COSTA NUNES - "Computed Bearing Capacity of Piles in Residual Soils Compared with Laboratory and Load Tests" - in "Proc. Third Int. Conf. on Soil Mechanice and Foundations Eng." - Vol. 2 - Zürich, 1953.

9) - KOGLER, y SCHEIDIG - "Baugrund und Bauwerk" - W.Ernst, Berlin, 1948

10) - NORMA BRASILEIRA PARA CÁLCULO E EXECUÇÃO DE OBRAS DE CONCRETO ARMADO (NB-1) - Associação Brasileira de Normas Técnicas - 1950

11) - IMMERMAN, H.T. - "Concrete Filled Steel Cylinders for Foundations" - in "Proc. First Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Eng." - Vol. 2 - Cambridge, 1936.

12) - LOSER, B. - "Bemessungsverfahren" - 15 Auflage - W.Ernst, Berlin - 1955

13) - VARGAS, M. - "Fundações" - in "Manual do Engenheiro Globo" - Pôrto Alegre - 1955.

DO NOSSO ARQUIVO DE CASOS DIFÍCEIS

O caso das fundações do Edifício Avenida Central

É um dos mais importantes edifícios do Rio de Janeiro. Substituiu na paisagem carioca a tradicional Galeria Cruzeiro e foi, na época da sua construção, o mais alto prédio da cidade e o primeiro em estrutura metálica.

REVISTA ESTRUTURA

Nº 62 DE 1968

FRANKI
fundações ■ infra-estruturas
Rio de Janeiro - São Paulo - Belo Horizonte
Pôrto Alegre - Brasília - Salvador - Recife
Curitiba - Vitória - Belém - Goiânia - Juiz de Fora

O edifício é constituído por um bloco central com 34 andares e dois sub-solos, circundado por uma construção de 4 pavimentos e um sub-solo. A carga máxima por pilar é de 2.500 t e a mínima de 30 t.

O terreno foi estudado através de um grande número de sondagens a percussão, ensaios de penetração estática e ensaios de laboratório em amostras indeformadas.

Sob uma capa de solo sedimentar, encontram-se as camadas residuais, com características as mais diversas, aparecendo, em alguns pontos, à pequena profundidade, a rocha matriz.

Devido à natureza do terreno e aos valores das cargas, foram projetadas fundações de dois tipos: tubulões (para as cargas elevadas do bloco central) e perfis metálicos (para as cargas menores). Os fustes dos tubulões, com revestimento de aço, foram escavados por processo mecânico (equipamento Turn-Grab) e as bases alargadas sob ar comprimido. Para taxa do terreno, tivemos que adotar valores variando entre 8 a 15 kg/cm 2, e profundidade entre 22 e 13 m, tal a irregularidade e heterogeneidade do solo. O resumo das fundações executadas é o seguinte:

92 perfis H — 6" x 6":
80 perfis I — 10" x 4 5/8"
18 tubulões de 1070 mm de diâmetro com camisa de aço de 1/4"
75 tubulões de 1280 mm de diâmetro com camisa de aço de 1/4"
2 tubulões de 1280 mm de diâmetro com camisa de aço de 3/8"

Na execução dos sub-solos, adotou-se o esquema de trabalho do centro para a periferia. No trecho mais profundo a escavação foi a 11 m abaixo do meio-fio. A grande dificuldade executiva decorreu da baixa permeabilidade do terreno que tornou extremamente difícil o rebaixamento do lençol d'água, apesar dos recursos utilizados: drenos de areia, poços com bombas submersas etc.

Foram feitos dois escoramentos, utilizando-se perfis metálicos com pranchas horizontais de madeira ou, em alguns trechos, chapa de aço. Houve um pequeno acidente com o escoramento do lado da rua Bittencourt Silva, sem maiores repercussões para a obra e prontamente sanado com os recursos mobilizados pela firma.

Todos os serviços foram executados no prazo excepcional de 2 (dois) anos, incluídos aí os penosos trabalhos de demolição (a frio e com explosivos) e retirada das fundações das antigas construções.

FORAM ADICIONADOS ALGUNS ANEXOS

PARA ILUSTRAR O ARTIGO.

ANEXO 01

FOTOS DO EDIFÍCIO AVENIDA CENTRAL

1960 - FOTO DO EDIFÍCIO AVENIDA CENTRAL EM CONSTRUÇÃO

2018

EDIFÍCIO AVENIDA CENTRAL

CONVENTO DE SANTO ANTÔNIO

FOTOS DAS FUNDAÇÕES DO EDIFÍCIO AVENIDA CENTRAL

FUNDAÇÕES EM TUBULÕES

VISTA LESTE-OESTE

FOTOS DAS FUNDAÇÕES DO EDIFÍCIO AVENIDA CENTRAL

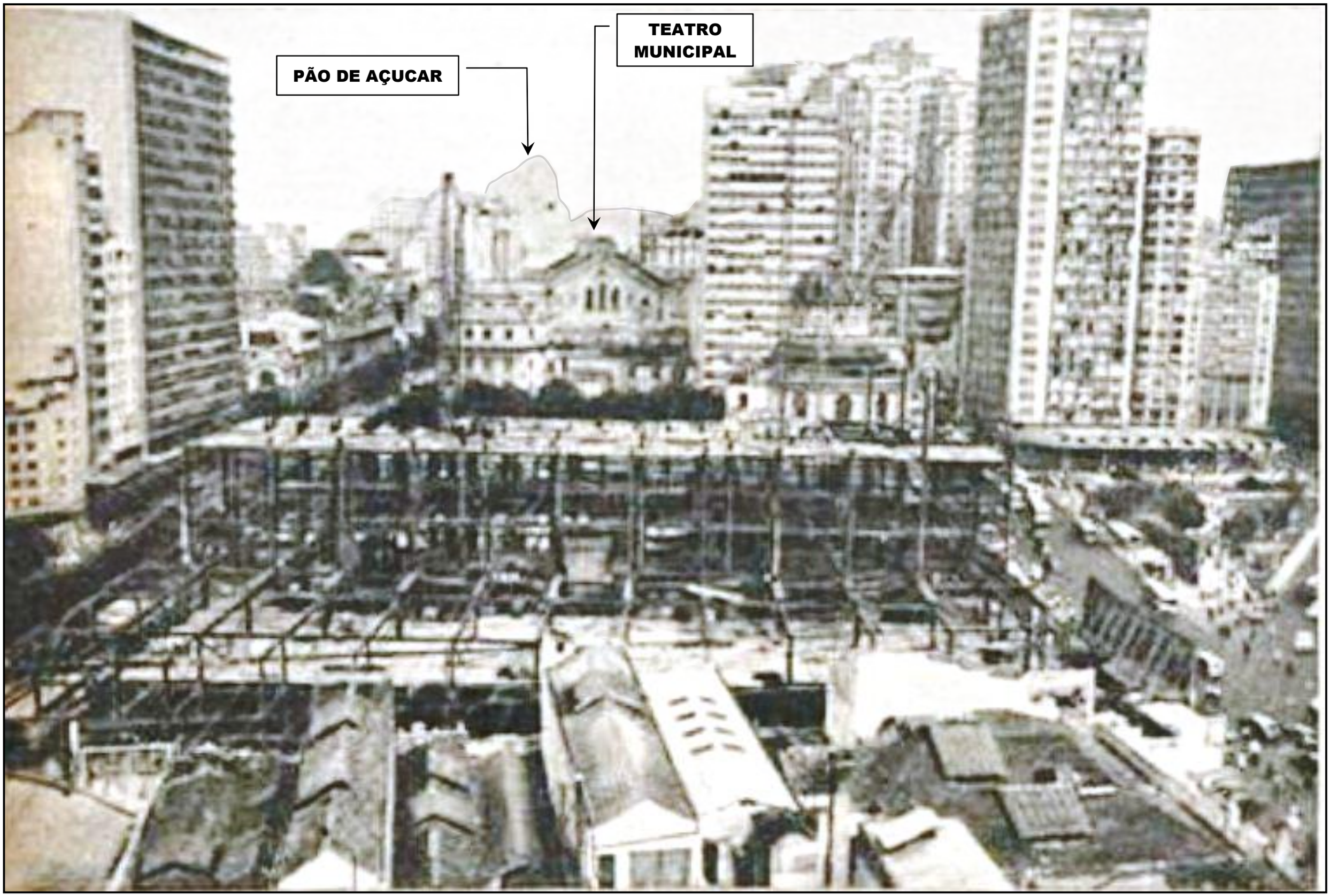
FUNDAÇÕESEM TUBULÕES

VISTA OESTE-LESTE

VISTA NORTE SUL

REVISTA O CRUZEIRO - 22 AGOSTO 1959

O GIGANTE vai surgindo com a sua estrutura metálica, seus 34 andares e 2 subsolos. Poderá conter mais de 15.000 pessoas em seus escritórios e lojas.



ANEXO 02

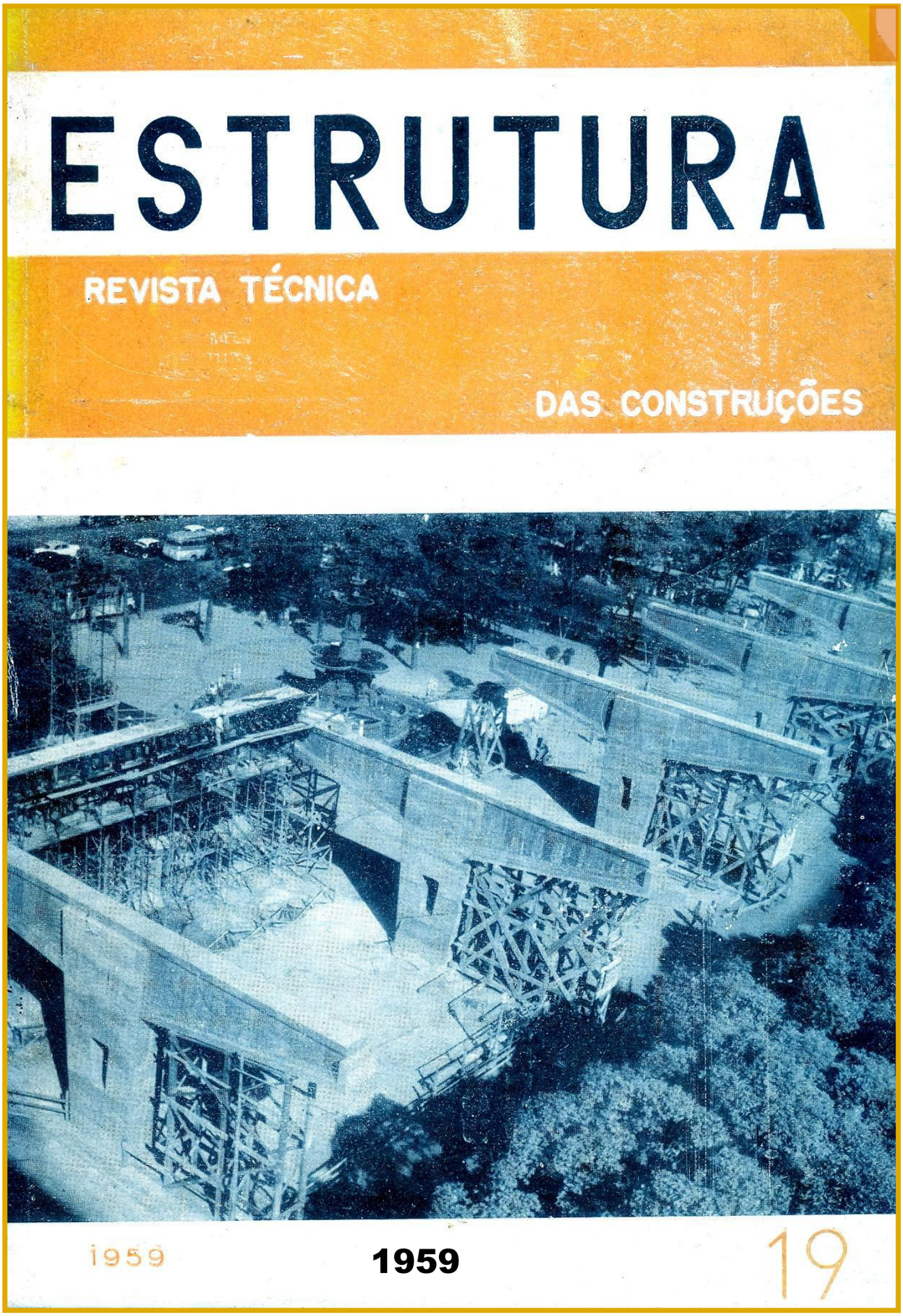
FOTOS DO ELEVADO DA AV. PERIMETRAL / RJ

O ELEVADO FOI DEMOLIDO EM 2013 PARA A REURBANIZAÇAO

DA ORLA MARÍTIMA DO RIO DE JANEIRO

FOTO DO ELEVADO DA AV. PERIMETRAL

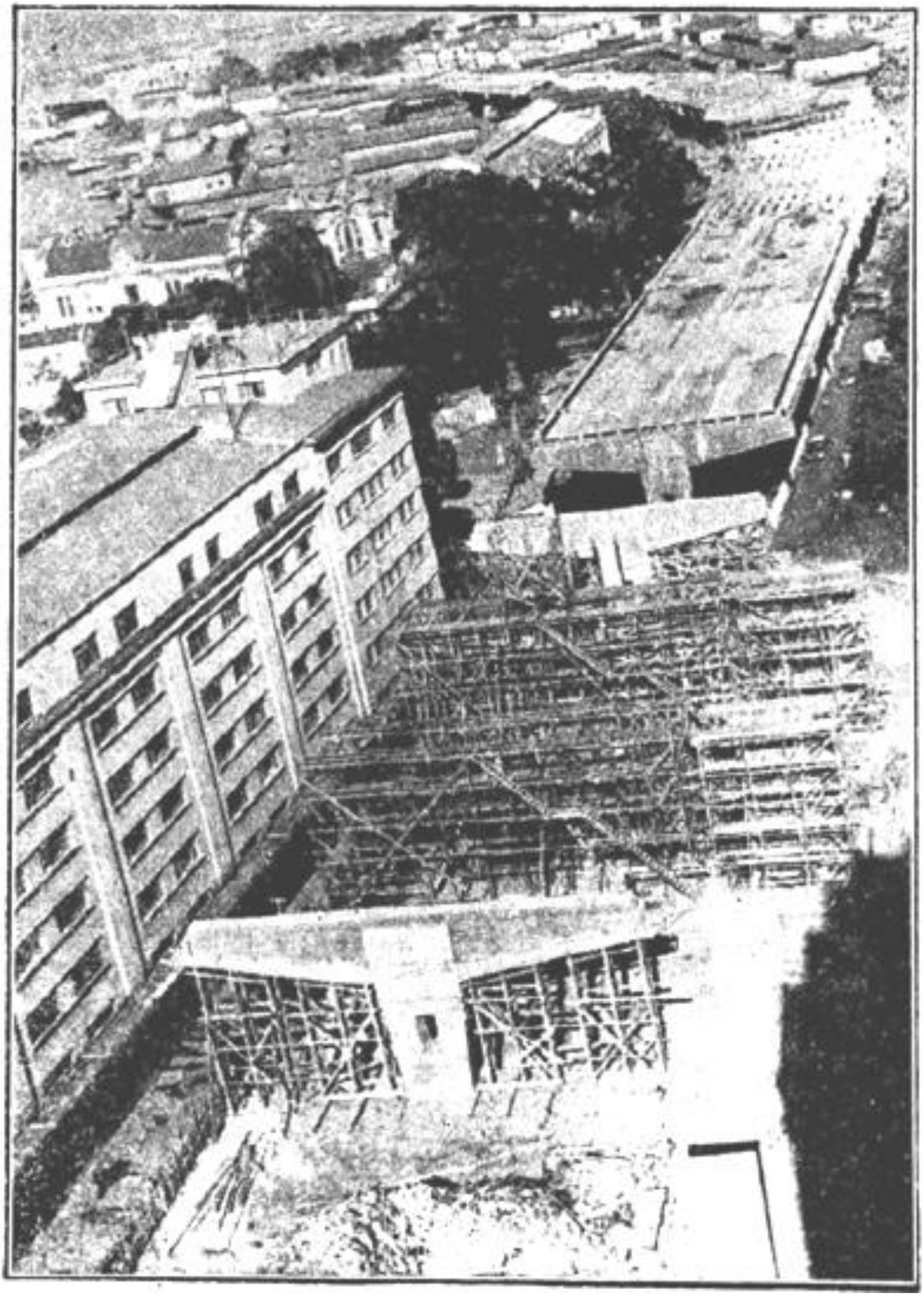
EM CONSTRUÇÃO



1959

FOTO DO ELEVADO DA AV. PERIMETRAL

EM CONSTRUÇÃO



ANEXO 03 - LIVRO

FUNDAÇÕES diretas

projeto geotécnico

José Carlos A. Cintra | Nelson Aoki | José Henrique Albiero

FUNDAÇÕES POR TUBULÕES

pagina 116

4.2 FUNDAÇÕES POR TUBULÕES

De modo semelhante às fundações por sapatas, a tensão admissível em fundações por tubulões deve atender o estado-limite último e o estado-limite de serviço. Para a verificação do ELU, são normatizados os mesmos três procedimentos das fundações por sapatas.

4.2.1 Métodos teóricos

Em princípio, o procedimento seria encontrar o valor médio de capacidade de carga para a obra, ou para cada região representativa, e em seguida aplicar o fator de segurança de 3,0:

$$\sigma_a \leqslant \frac{\sigma_r}{3}$$

Todavia, os métodos teóricos de capacidade de carga não funcionam satisfatoriamente para fundações por tubulões como para todas as fundações profundas e, por isso, geralmente não são empregados. Se houver interesse nesse tipo de cálculo, consultar Albiero e Cintra (1996).

4.2.2 Métodos semiempíricos

Para determinar a tensão admissível de fundações por tubulões, temos correlações com resultados de SPT ou CPT, além de métodos semiempíricos originalmente desenvolvidos para estacas.

a) SPT

Podemos utilizar a mesma regra vista para fundações por sapatas:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{50} + q \quad \text{(MPa)} \qquad \text{com} \qquad 5 \leqslant N_{spt} \leqslant 20$$

em que N_{spt} é o valor médio no bulbo de tensões, mas a parcela correspondente à sobrecarga **q** torna-se significativa para fundações por tubulões.

Uma regra similar, para o caso específico de tubulões, é apresentada por Alonso (1983):

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{30} \quad \text{(MPa)} \qquad \text{com} \qquad 6 \leqslant N_{spt} \leqslant 18$$

na qual o denominador reduzido de 50 para 30 leva em conta o efeito do embutimento da fundação no aumento da tensão admissível.

b) CPT

A partir da resistência de ponta (q_c) do CPT para ensaios conduzidos até, pelo menos, 4 m abaixo da cota de apoio dos tubulões, e desde

que não haja camadas moles mais profundas, Costa Nunes e Velloso (1960) apresentam a seguinte correlação para a tensão admissível:

$$\sigma_a = \frac{q_c}{6a8}$$

em que o denominador é escolhido "conforme a necessidade de cada caso", segundo os autores, mas sem diferenciação explícita para argila e areia. Sugerimos a prudência de impor a limitação: $q_c \leqslant 10\,\text{MPa}$.

c) Tubulões como estacas escavadas

Ao considerar os tubulões como estacas escavadas, podemos utilizar os métodos semiempíricos para o cálculo da capacidade de carga de fundações por estacas, retendo apenas a parcela de resistência de ponta (ou de base), em termos de tensão, e aplicando o fator de segurança.

Aoki-Velloso

Pelo método Aoki-Velloso (1975), a resistência de base, em termos de tensão, pode ser considerada:

$$\sigma_r = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{ou} \quad \sigma_r = \frac{K\,N_{spt}}{F_1}$$

em que:

q_c e N_{spt} são, respectivamente, a resistência de ponta do ensaio de cone e o índice de resistência à penetração do SPT, à cota da base do tubulão;

F_1 é um fator de transformação adimensional, igual a 3 para estacas escavadas;

K é um coeficiente que depende do tipo de solo, cujos valores são apresentados na Tab. 4.1.

TAB. 4.1 Coeficiente K (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de solo	K (MPa)
Areia	1,00
Areia siltosa	0,80
Areia siltoargilosa	0,70
Areia argilosa	0,60
Areia argilossiltosa	0,50
Silte	0,40
Silte arenoso	0,55
Silte arenoargiloso	0,45
Silte argiloso	0,23
Silte argiloarenoso	0,25
Argila	0,20
Argila arenosa	0,35
Argila arenossiltosa	0,30
Argila siltosa	0,22
Argila siltoarenosa	0,33

Ao valor de σ_r aplicamos um fator de segurança mínimo de 3, por se tratar de "estacas" em que consideramos exclusivamente a resistência de ponta. Logo,

$$\sigma_a \leqslant \frac{\sigma_r}{3}$$

PARA TUBULÃO NA AREIA : σadm= σa = (K=1,0) x (Nspt)/ (F1=3) / (FS=3) = Nspt /9 (MPa)

ANEXO 04 - TUBULÕES

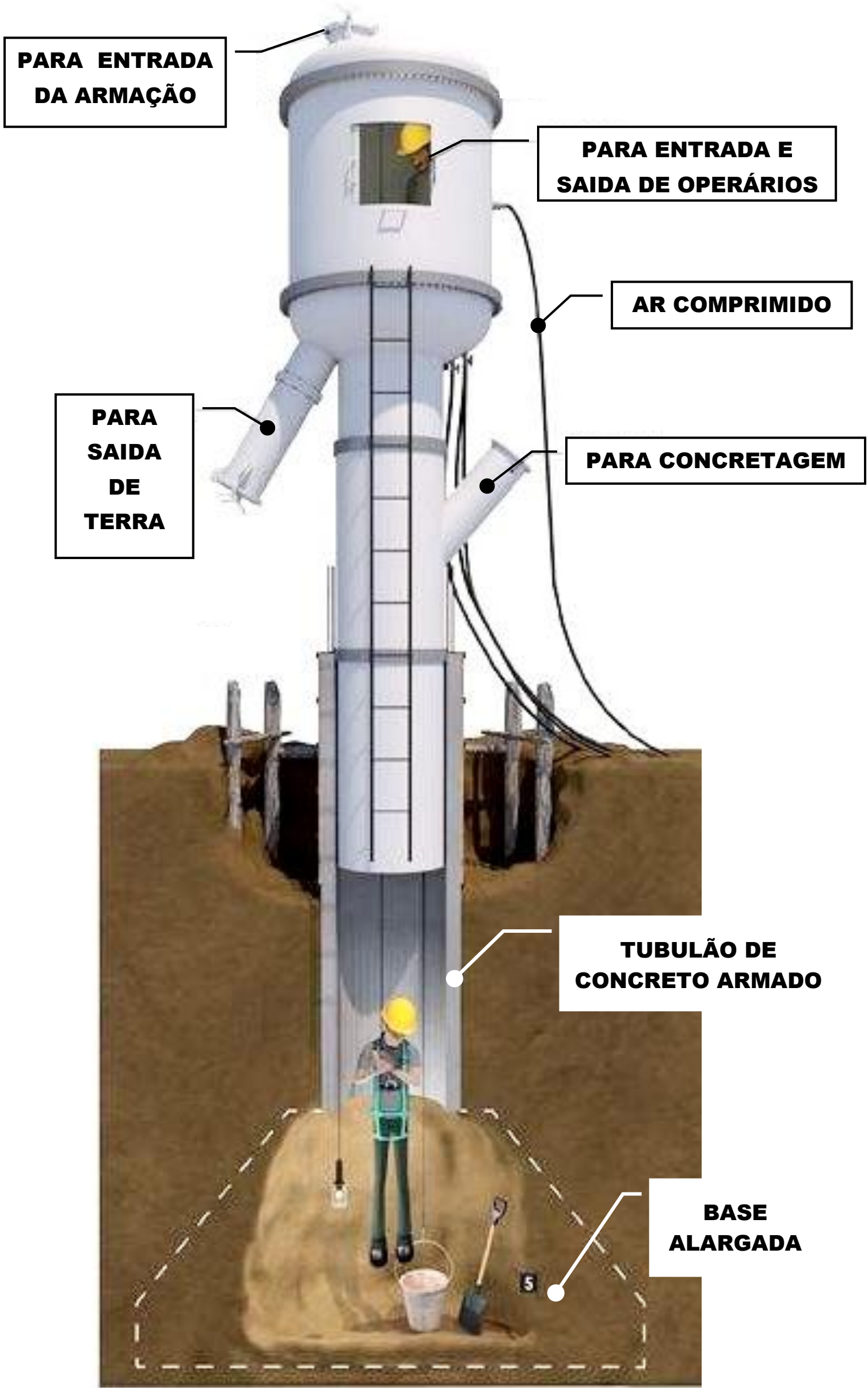
ASPECTOS CONSTRUTIVOS

TUBULÃO A CÉU ABERTO

ESSE TIPO DE TUBULÃO, SEM CAMISA DE CONCRETO OU DE AÇO, NÃO É MAIS PERMITIDO, DEVIDO AO ALTO RISCO DE ACIDENTES FATAIS. É AQUI MOSTRADO APENAS COMO ILUSTRAÇÃO

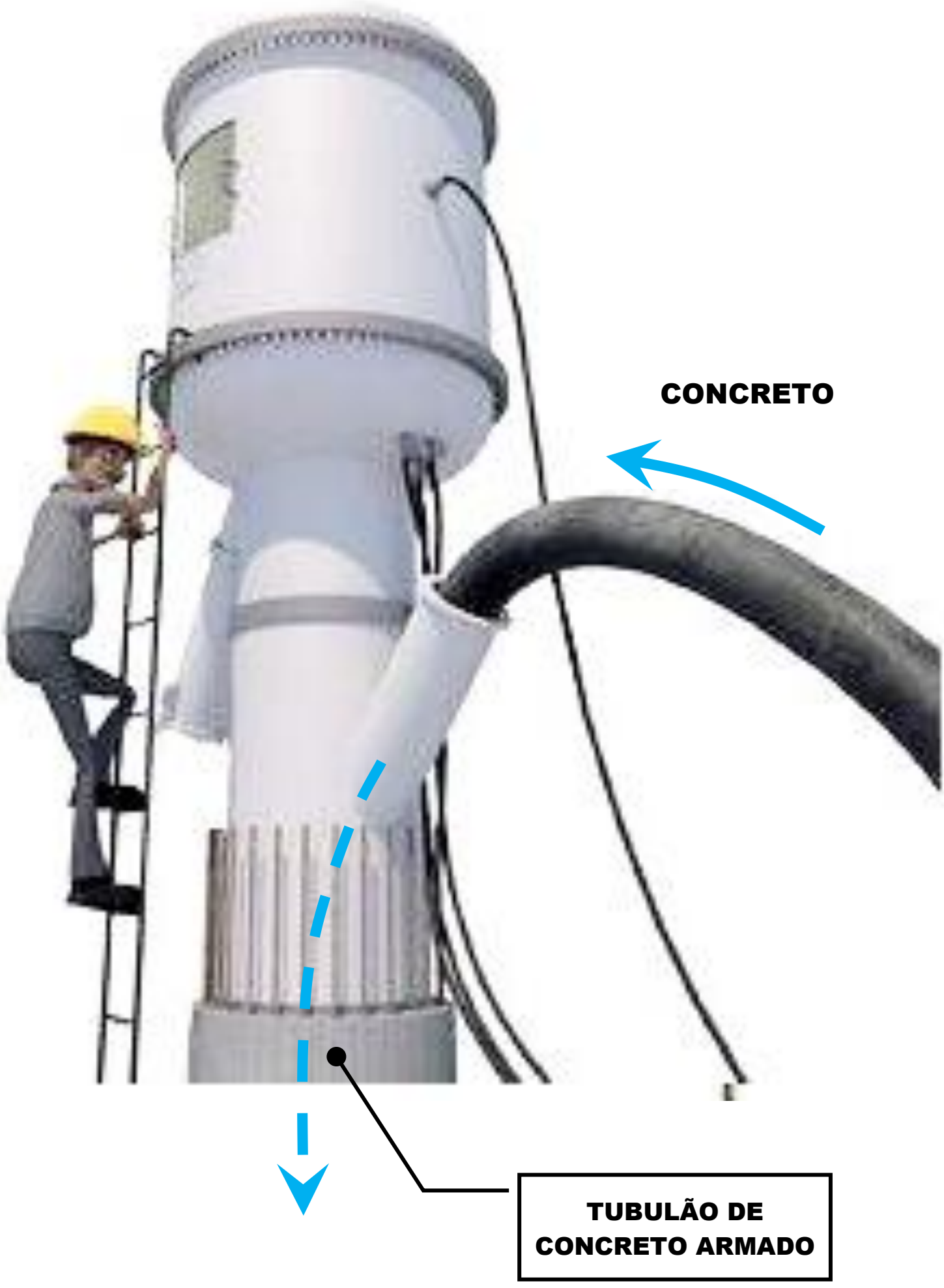
TUBULÃO COM AR COMPRIMIDO

https://www.escolaengenharia.com.br/tubulao-a-ar-comprimido/



https://www.escolaengenharia.com.br/tubulao-a-ar-comprimido/

CONCRETAGEM

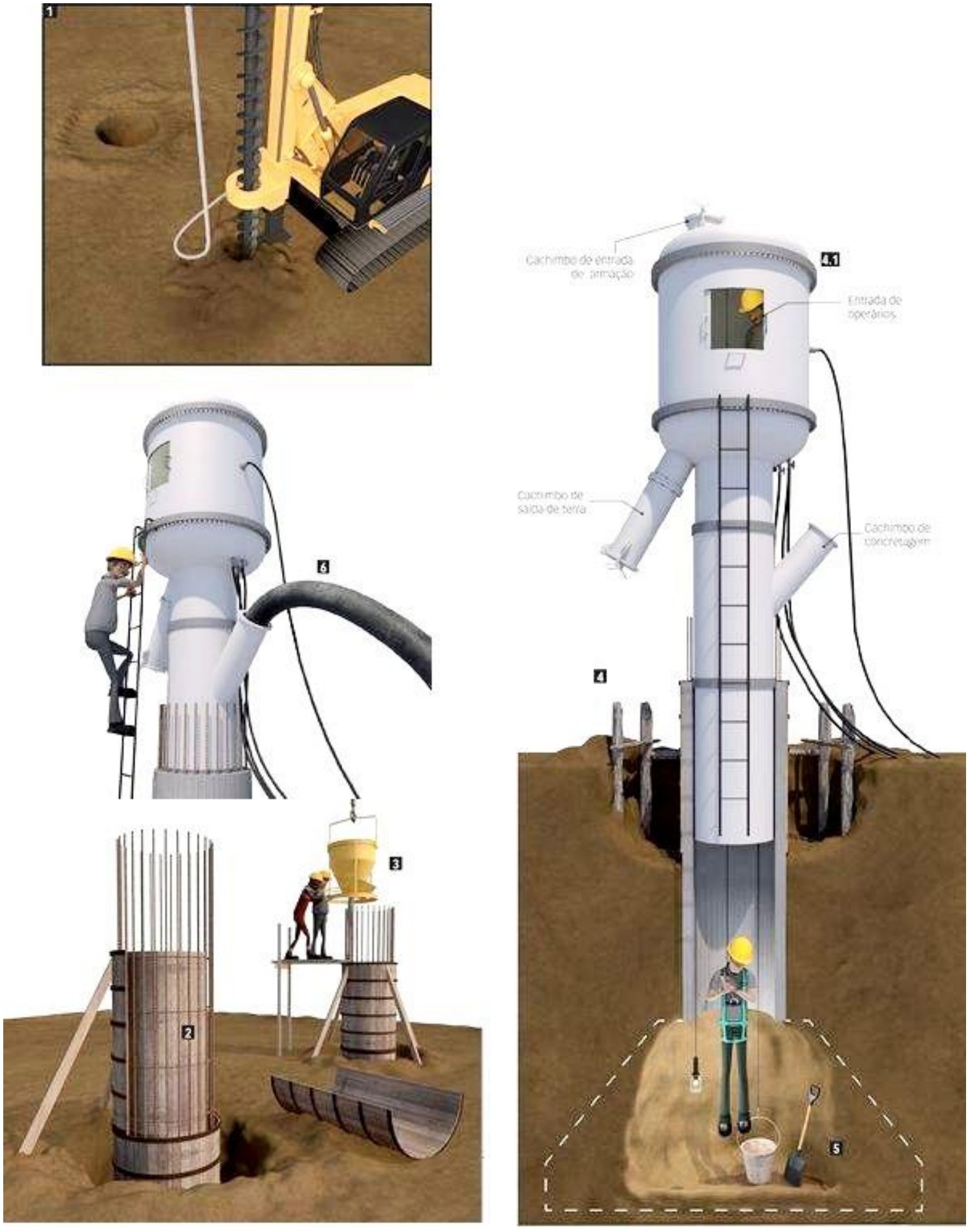


PEREIRA, Caio. Tubulão a ar comprimido.

Escola Engenharia, 2015. Disponível em:

https://www.escolaengenharia.com.br/tubulao-a-ar-comprimido/

https://www.youtube.com/watch?v=8DS2kC3WNi8



Escavação e execução de um tubulão a ar comprimido.

Os **tubulões a ar comprimido** são fundações profundas, escavadas de forma manual ou mecanizada, quando se pretende executar tubulões abaixo do nível de água.
Se caracteriza pelo uso de revestimento de aço ou de concreto para auxiliar na escavação do fuste. Neste tipo de tubulão podemos encontrar base alargada ou não, necessitando de pessoal para descida para executar o alargamento da base ou limpeza do fundo quando não há base.

Essas fundações requerem grande cuidado e atenção pelos trabalhos serem executado sob **ar comprimido** e deve atender aos requisitos da legislação trabalhista contidos na NR 18.
Para que qualquer serviço seja realizado sob pressões superiores a 0,15 MPa algumas medidas devem ser tomadas como: disponibilização de equipe de socorro médico a disposição da equipe de obra, câmara de descompressão, compressores e **reservatórios de ar comprimido** de reserva e equipamentos para injeção de ar nas camisas de concreto ou aço para satisfazer as condições para o trabalho humano.
Execução de tubulões a ar comprimido

1. **Escavação:** Para os **tubulões a ar comprimido**, deve-se concretar o revestimento de concreto ou aprumado o revestimento metálico diretamente sobre a superfície do terreno, tomando cuidados com o prumo e alinhamento da camisa. A escavação preliminar deve ter dimensões maiores do que o diâmetro do revestimento. Os próximos segmentos do revestimento metálico ou de concreto devem ser soldados ou concretados a medida que a escavação manual do poço vai sendo realizada. Deve-se tomar cuidado para a introdução dos revestimentos de concreto pois estes só devem ser colocados depois que o concreto atingir a resistência suficiente para suportar a escavação.
   Ao atingir o nível d’água deve-se realizar a instalação da campânula de **ar comprimido** no topo da camisa para permitir a execução dos trabalhos a seco. Se a camisa for de concreto, aplicar a pressão de ar comprimido somente quando o concreto atingir a resistência especificada em projeto. Importante: Deve-se evitar a aplicação de pressão excessiva para eliminar água acumulada no tubulão.

2.

3. **1. Terraplanagem e escavação preliminar**
   Antes de executar qualquer fundação é feito um mapeamento geotécnico. Os serviços são iniciados com a terraplenagem do local. Em seguida, é feita uma escavação preliminar, a céu aberto, onde se executa um poço (geralmente entre 1,5 m e 2 m de profundidade) de apoio ao assentamento das fôrmas. As escavações para executar o tubulão podem ser feitas manualmente ou mecanicamente, com um trado mecânico.

4. **2. Instalação das fôrmas e montagem das armaduras**
   No poço primário, é montada uma fôrma circular (metálica ou de madeira) em volta da qual é armada a ferragem do tubulão. Concluída a armação, é instalada uma fôrma circular externa. Os diâmetros variam conforme o projeto. O comprimento desse primeiro segmento costuma ser em torno de 4 m (cerca de metade dentro do poço e metade acima do nível do terreno).

5. **3. Concretagem da primeira sessão**
   É feita a concretagem da camisa (espaço entre as fôrmas interna e externa). Após a concretagem e a cura do concreto, faz-se a desenforma interna e externa. Na extremidade superior da camisa de concreto são fixados chumbadores para acoplar a campânula usada para comprimir o ar.

6. **4. Escavação sob ar comprimido**
   Com o primeiro segmento tubular concretado, é montada a campânula sobre o tubulão em execução. A partir daí, os trabalhos de escavação são feitos sob ar comprimido, avançando normalmente em trechos de 1 m a 1,5 m. A campânula é retirada para concretagem de novos segmentos do tubulão - cada segmento é executado com a mesma composição de armação e de fôrmas internas e externas. A sequência concretagem-escavaçãoconcretagem é repetida até que se atinja a profundidade prevista em projeto ou determinada pela inspeção.

7. **4.1. Campânula de ar comprimido**
   A campânula é composta de várias peças, as quais são presas umas as outras através de parafusos, porcas, arruelas e vedações. Uma vez montada, a câmara é pressurizada com compressores. Ela também tem função de segurança para os profissionais: é pela câmara que os

operários passam pelo processo de compressão e descompressão para poderem trabalhar sob ar comprimido.

8. **5. Alargamento da base**
   Ao atingir a cota de assentamento do tubulão, é feita a inspeção do terreno. Caso a exigência (de capacidade de carga, de resistência, entre outros fatores) seja atendida, pode-se então expandir a base. Na maioria dos casos, usa-se base alargada para melhor aproveitamento da capacidade resistente do terreno. Após o alargamento, uma nova vistoria é feita para conferir as dimensões e verificar a armadura da base.

   Por fim, é feito o preenchimento com concreto, sem remoção da campânula.

9. **6. Concretagem da base**
   O concreto é introduzido na campânula por meio do "cachimbo" de concretagem.

   Após o preenchimento da base, a execução do tubulão é encerrada. Ele deve permanecer comprimido durante seis horas após a concretagem da base.

10. **Normas técnicas**

11. O projeto e a execução de tubulões deve seguir as seguintes normas da ABNT: NBR 6118:2004 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento, NBR 6122:1996 - Projeto e Execução de Fundações e NBR 7678:1983 - Segurança na Execução de Obras e Serviços de Construção.

12. **Colaboração:** Engenheiro Luiz Antonio Naresi Jr., gerente técnico da Progeo Engenharia e consultor de fundações e geotecnia.

NOTA de E.C.S.THOMAZ -

1- Armadura em anel da camisa de concreto armado.

Sendo a altura do lençol d´água = h (m) a camisa de concreto armado deve ser dimensionada para uma pressão interna de ar comprimido =

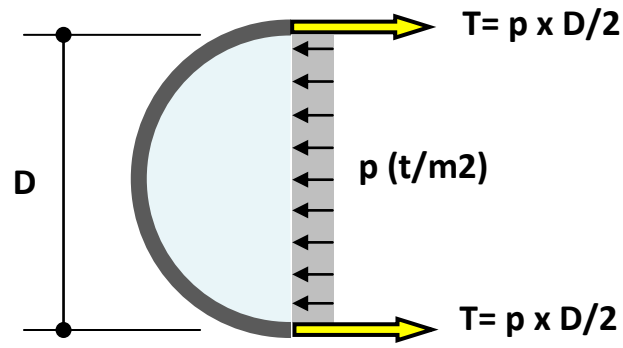
p = (Yágua=1,0 ton/m3) x h (m) x (1,50, i.e, uma margem de 50%.)=
p =1,50 h(m) , (ton/m2)

Exemplo :

Diâmetro do tubulão D = 1,20m

Altura do lençol d'água h=8 m

Força de tração anelar na camisa de concreto armado = T



p=(1,50 x h(m)) x (Yágua=1,0 t/m3) = (1,5 x 8m) x (1,0 t/m3)=12,0 t/m2

T = [p=12,0 t/m2] x (D/2=0,6m) = 7,2 ton /m

Para evitar fissuração acentuada na camisa de concreto armado, com a conseqüente perda da pressão interna do ar comprimido, usar uma tensão admissível no aço = 1500 kgf.cm2

Área de aço da armadura em anel =7,20 ton/m / 1,5ton/cm2 =4,80cm2/m

Armadura anelar = estribos de 8mm cada 10cm = 5,0 cm2 /metro

2- Armadura longitudinal na camisa de concreto armado do tubulão

Calcular essa armadura como armadura de um pilar.

Se o tubulão for totalmente enterrado não é necessário considerar o efeito de flambagem no tubulão.

NBR 6122 - Projeto e execução de fundações

8.6.3 Dimensionamento estrutural de tubulões encamisados

8.6.3.1 Camisa de concreto

A camisa é concretada por trechos sobre a superfície do terreno (ou em escavação preliminar) e introduzida no terreno por escavação interna. Depois de introduzido no terreno um elemento, concreta-se o seguinte, e assim por diante, até se atingir o comprimento final previsto.
Para o dimensionamento estrutural devem ser considerados: Yf = 1,4; Yc =1,4 e Ys = 1,15.
A armadura necessária pode ser colocada totalmente na camisa ou parte nela e parte no núcleo que pode ser concretado parcialmente.
Quando o tubulão for escavado com uso de ar comprimido, a armadura transversal (estribos) deve ser calculada considerando-se uma pressão igual a 1,5 vezes a máxima pressão de trabalho prevista, desprezando-se empuxos externos de solo e água.

8.6.3.2 Camisa de aço

Quando o tubulão for total e permanentemente enterrado deve-se descontar uma espessura para compensar a corrosão (item 8.6.6.2).
A camisa metálica deve ser dimensionada de acordo com a ABNT NBR 8800 devendo ainda ser considerados os esforços de instalação (cravação, vibração, etc).

Tabela 5 – Espessura de compensação de corrosão

Classe	Espessura mínima de sacrifício mm
Solos em estado natural e aterros controlados	1,0
Argila orgânica; solos porosos não saturados	1,5
Turfa	3,0
Aterros não controlados	2,0
Solos contaminados [a]	3,2
[a] Casos de solos agressivos devem ser estudados especificamente.	

Veja mais:

1- **PROGEO ENGENHARIA** - DESCENDO NA BASE DO TUBULÃO

https://www.youtube.com/watch?v=Fu57WSILt6A

2 - Video apresentado no curso Técnico em Edificações da Escola Técnica Estadual de Educação Profissional e Tecnológico de Sinop-MT.

https://www.youtube.com/watch?v=8DS2kC3WNi8

ANEXO 05 - NORMAS DE SEGURANÇA NO TRABALHO

Norma regulamentadora nº15 - anexo 6 da portaria nº3214 do Ministério do Trabalho.

NORMA DE SEGURANÇA PARA TRABALHOS SOB AR COMPRIMIDO (T.S.A.C.) EM TUBULÕES.

VER LINK : http://www.clubedoconcreto.com.br/2014/03/norma-de-seguranca-para-trabalhos-sob.html

III.2 - Campânulas Acopladas

CAMPÂNULA DUPLA ACOPLADA

III.2.1 – Campânula de segurança vazia: o enfermeiro deverá ser chamado, entrar no tubulão pela campânula de segurança e ser comprimido até que a pressão nas duas campânulas sejam igualadas. Deverá então passar para a Campânula de serviço e atender o funcionário acidentado. Quando houver necessidade de remoção, o trabalhador acidentado deverá ser levado para a campânula de segurança e descomprimido conforme a gravidade das lesões e segundo decisão médica.

Se o acidente ocorrer no fuste oo base a vítima deverá ser içada pelo enfermeiro com auxílio da maca de salvamento.

ALGUNS TÓPICOS DA LEGISLAÇÃO

1. TRABALHOS SOB AR COMPRIMIDO
(Alterado pela Portaria SSMT n.º 05, de 09 de fevereiro de 1983)

1.1 Trabalhos sob ar comprimido são os efetuados em ambientes onde o trabalhador é obrigado a suportar pressões maiores que a atmosférica e onde se exige cuidadosa descompressão, de acordo com as tabelas anexas.

1.2 Para fins de aplicação deste item, define-se:

a) **Câmara de Trabalho -** É o espaço ou compartimento sob ar comprimido, no interior da qual o trabalho está sendo realizado;

b) **Câmara de Recompressão -** É uma câmara que, independentemente da câmara de trabalho, é usada para tratamento de indivíduos que adquirem doença descompressiva ou embolia e é diretamente supervisionada por médico qualificado;

c) **Campânula -** É uma câmara através da qual o trabalhador passa do ar livre para a câmara de trabalho do tubulão e vice-versa;

d) **Eclusa de Pessoal -** É uma câmara através da qual o trabalhador passa do ar livre para a câmara de trabalho do túnel e vice-versa;

+ + +

TABELA DE DESCOMPRESSÃO

Período de trabalho de ½ a 1 hora.

PRESSÃO DE TRABALHO *** (kgf/cm^2)	ESTÁGIO DE DESCOMPRESSÃO (kgf/cm^2)*									TEMPO TOTAL DE DESCOMPRESSÃO** (min.)
	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	
1,0 a 1,2										-
1,2 a 1,4										-
1,4 a 1,6									5	5
1,6 a 1,8									10	10
1,8 a 2,0								5	15	20

NOTAS:
(*) A descompressão tanto para o 1° estágio quanto entre os estágios subseqüentes deverá ser feita a velocidade não superior a 0,4 kgf/cm^2/minuto.
(**) Não está incluído o tempo entre estágios.
(***) Para os valores limite de pressão de trabalho use a maior descompressão.

TABELA DE DESCOMPRESSÃO

Período de trabalho de lh 30 min. a 2 horas

PRESSÃO DE TRABALHO *** (kgf/cm^2)	ESTÁGIO DE DESCOMPRESSÃO (kgf/cm^2)*									TEMPO TOTAL DE DESCOMPRESSÃO (min.) **
	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	
1,0 a 1,2									5	5
1,2 a 1,4									10	10
1,4 a 1,6								5	20	25
1,6 a 1,8								10	30	40
1,8 a 2,0							5	15	35	55

NOTAS:
(*) A descompressão tanto para o 1° estágio quanto entre os estágios subseqüentes deverá ser feita a velocidade não superior a 0,4 kgf/cm^2/minuto.
(**) Não está incluído o tempo entre estágios.
(***) Para os valores limite de pressão de trabalho use a maior descompressão.

ANEXO 06

TAXA DE TRABALHO DO SOLO

FIRMA ESTACAS FRANKI

DETERMINAÇÃO DA TAXA DE TRABALHO DO SOLO

A SE USAR PARA O CÁLCULO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Tendo-se executado numerosas fundações com sucesso, entre as quais algumas deram lugar a provas de carga e medidas de recalques da estrutura completa, podemos concluir que é admissivel adotar como taxa de trabalho do terreno, a uma certa profundidade, 1/8 da resistência na ponta do "diepsondering".

Baseando-nos sôbre o que foi estabelecido no presente trabalho, podemos estabelecer uma relação entre N, q_c e σ (σ sendo a taxa de trabalho do terreno).

Nos gráficos anexos são mostrados êsses valôres.

É de se notar que as taxas indicadas nos gráficos tem valôres médios e aproximados.

Devemos levar em conta a natureza do terreno à profundidade considerada e do solo que se acha imediatamente abaixo da fundação, seja: numa altura de solo 5 m.

No caso onde σ é determinado a partir de N, é necessário levar em conta o tipo de sondagem executado (de 2" ou 2 1/2").

Os valôres são dados considerando-se N (2 1/2") = 1,3 . N (2")

Se tivermos, por exemplo, a uma profundidade determinada N=15 para uma sondagem de ø 2", num terreno constituído de argila siltosa, o valôr de σ é a média achada para

$$N\ (2") = 15$$

$$N\ (2\ 1/2") = 15 \times 1,3 = 20$$

donde tiramos

$$\sigma = 6\ kg/cm^2$$

com o coeficiente de segurança 8.

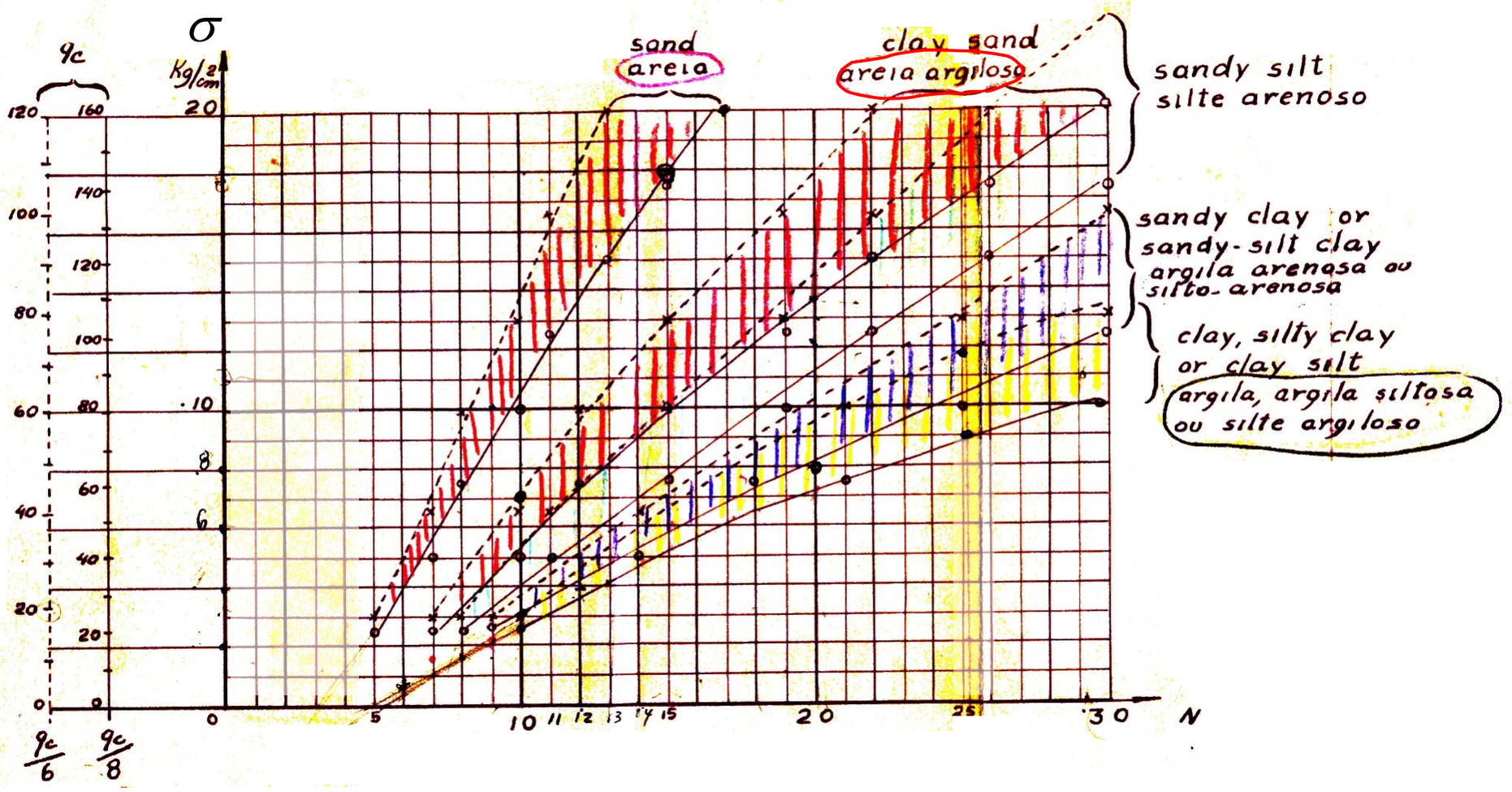
Nós apresentamos no gráfico um valôr de σ indo até 20 kg/cm^2 no caso onde o terreno é areia pura.

Para a adoção de taxas de trabalho superiores a êste valôr, é recomendável fazer um estudo mais cuidadoso, com a ajuda de ensaios executados por outros processos.

Para as areias siltosas, podemos adotar para uma maior segurança os valôres da curva estabelecido para os terrenos constituídos de areia argilosa.

BEARING RATIOS OF SOILS IN DEEP FOUNDATIONS BASE

TAXAS DE TRABALHO DO SOLO NA BASE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS



EXPLICATION

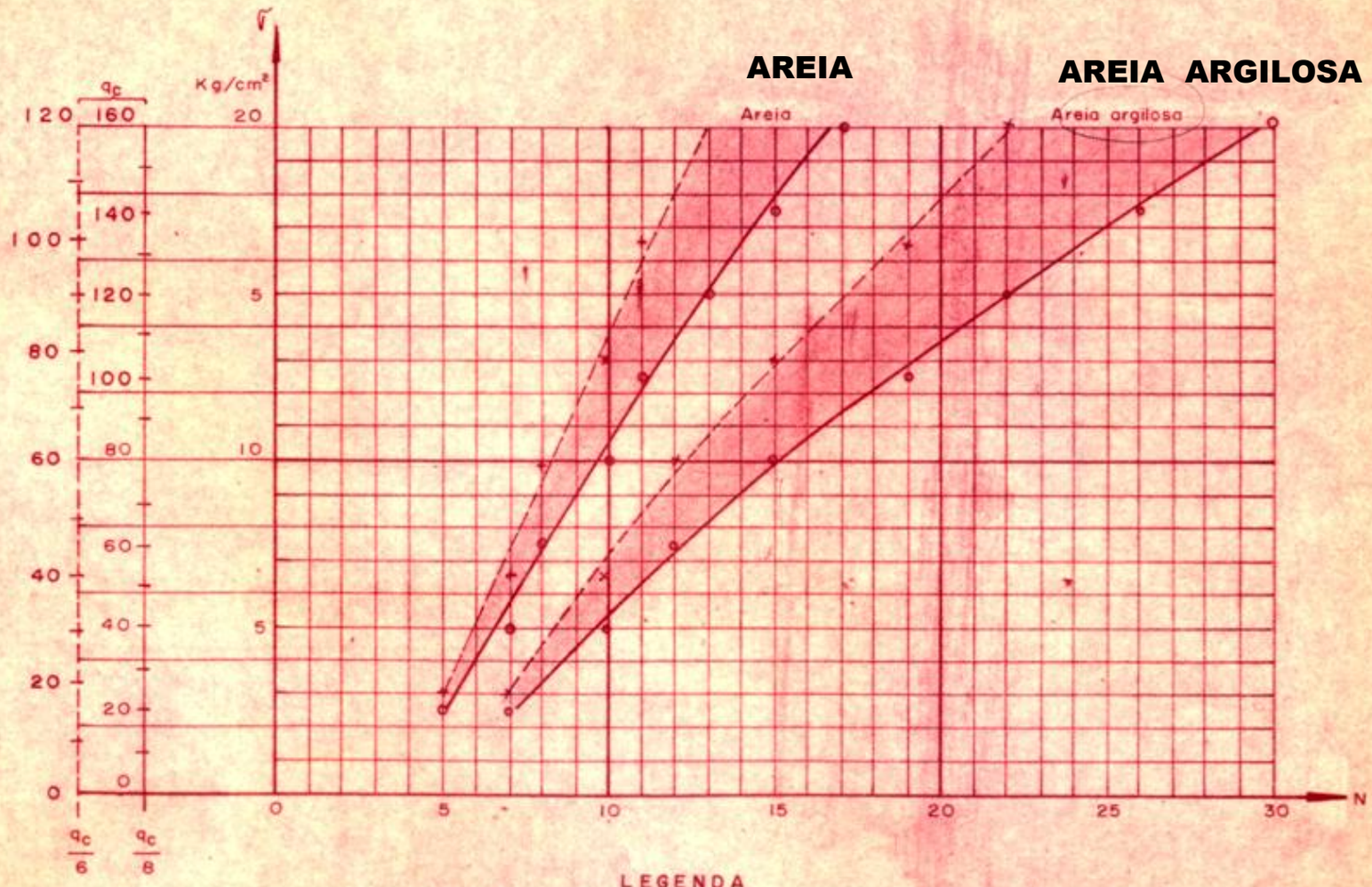
σ - bearing ratios
qc - static cone resistance
N - blows/30cm

LEGENDA

- taxa de trabalho
- resistencia de ponta do diepsondering
- nº de golpes/30cm na sondagem

Anexo nº25
Annexe nº25

TAXAS DE TRABALHO DO SOLO NA BASE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS



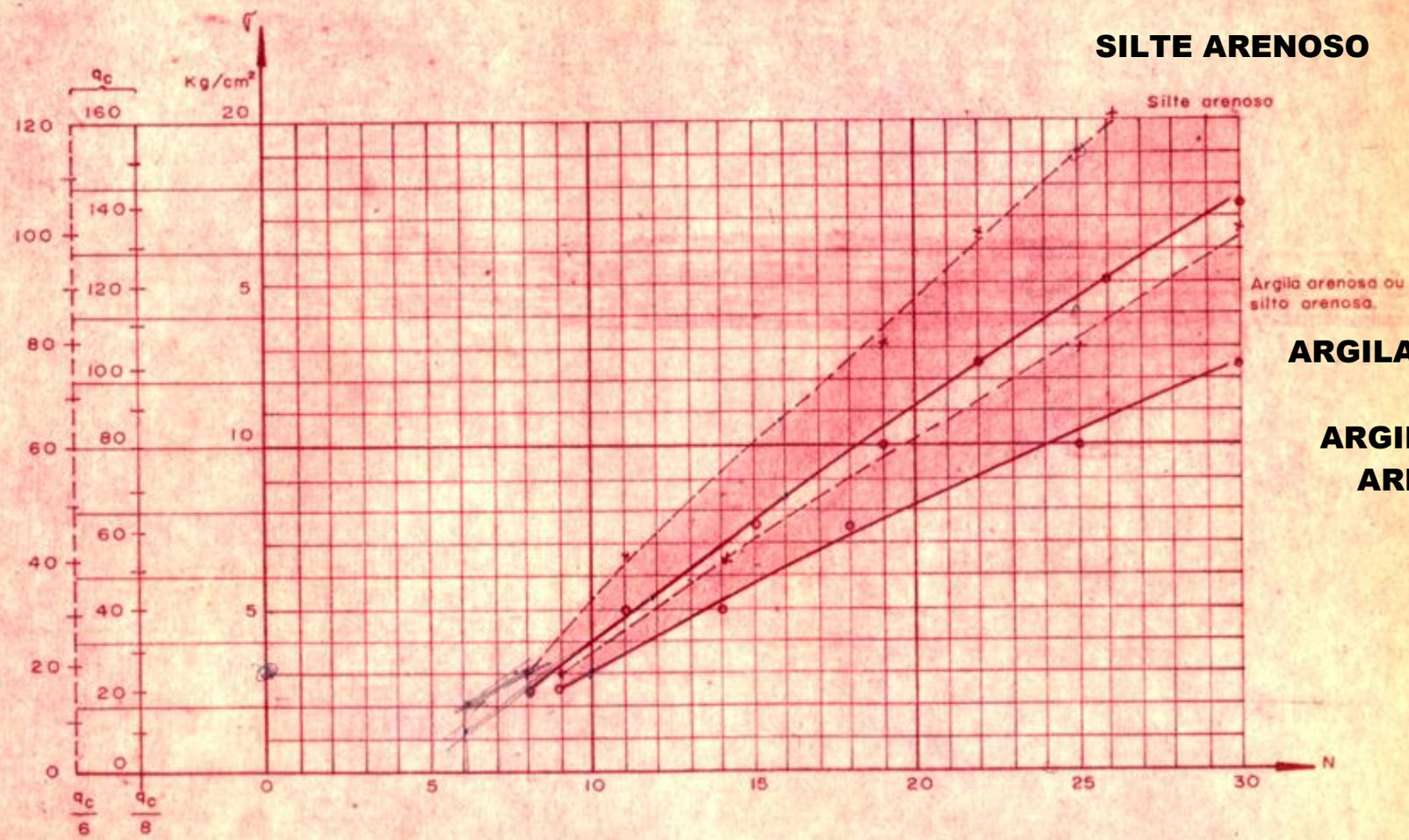
LEGENDA

σ – TAXA DE TRABALHO

q_c – RESISTENCIA DE PONTA DO DIEPSONDERING

N – Nº DE GOLPES /30CM NA SONDAGEM

TAXAS DE TRABALHO DO SOLO NA BASE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS



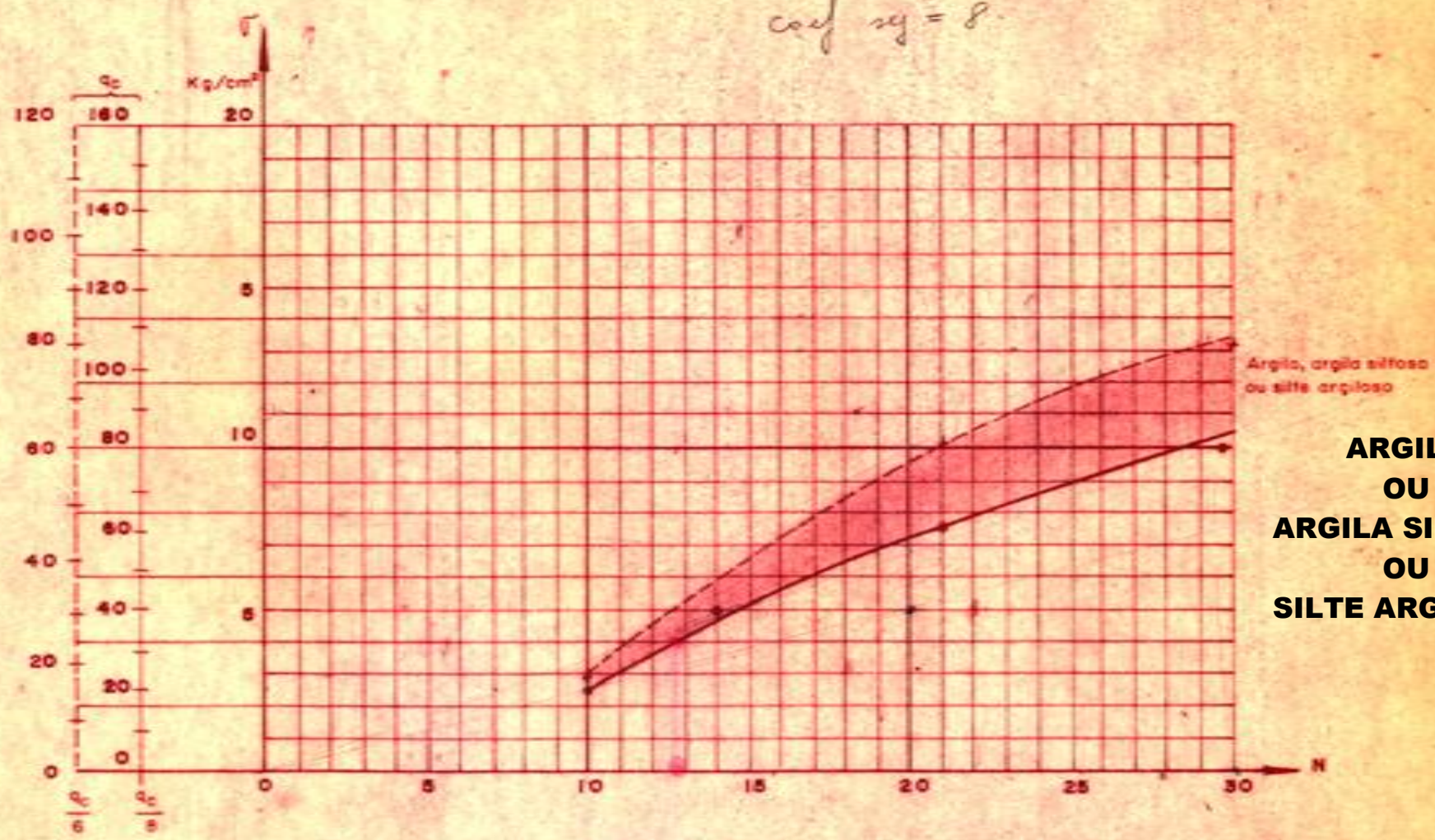
LEGENDA

σ – TAXA DE TRABALHO

q_c – RESISTÊNCIA DE PONTA DO DIEPSONDERING

N – Nº DE GOLPES / 30cm NA SONDAGEM

TAXAS DE TRABALHO DO SOLO NA BASE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS



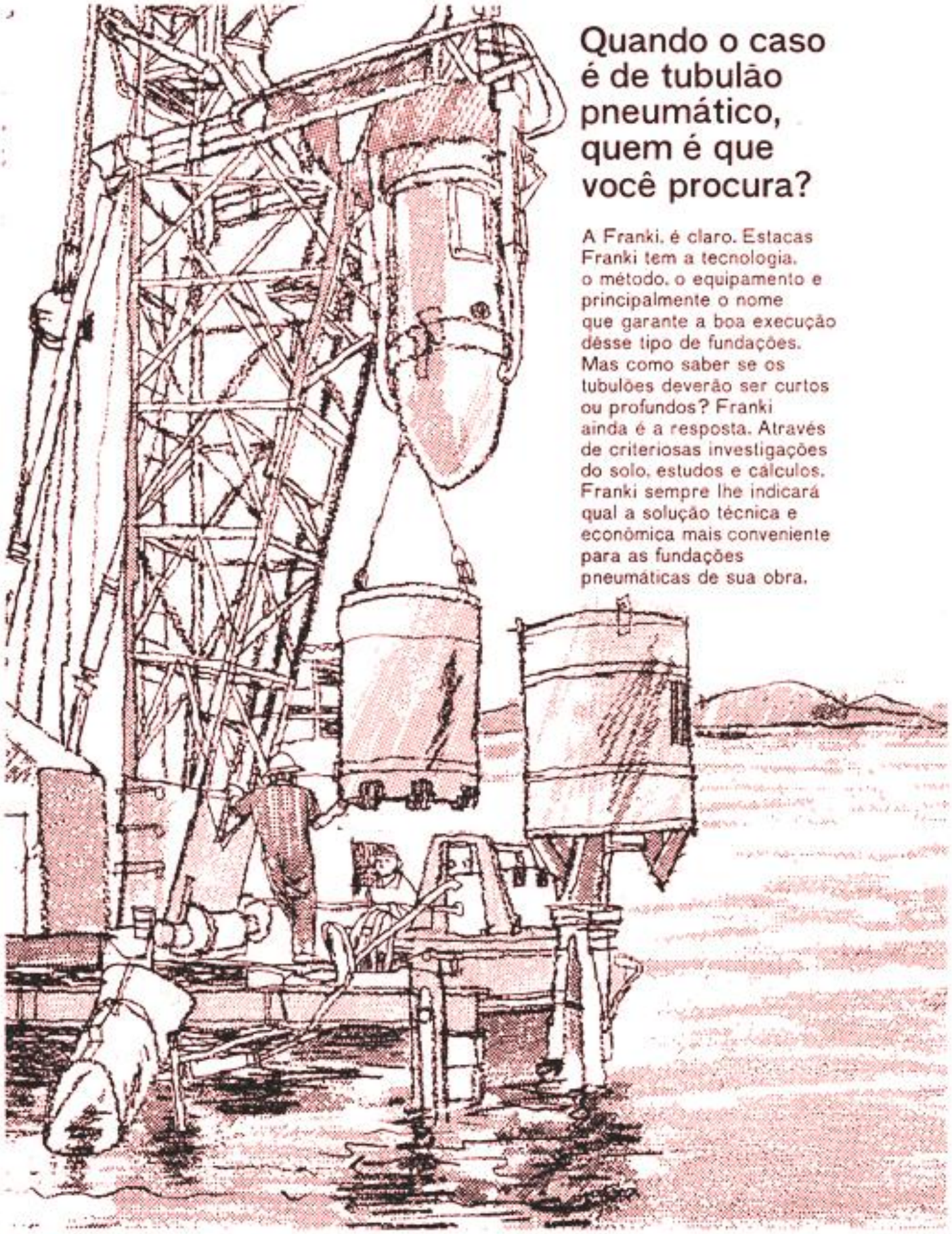
ARGILA
OU
ARGILA SILTOSA
OU
SILTE ARGILOSO

LEGENDA

σ – TAXA DE TRABALHO

q_c – RESISTÊNCIA DE PONTA DO DIEPSONDERING

N – Nº DE GOLPES /30 CM NA SONDAGEM



Quando o caso é de tubulão pneumático, quem é que você procura?

A Franki, é claro. Estacas Franki tem a tecnologia, o método, o equipamento e principalmente o nome que garante a boa execução dêsse tipo de fundações. Mas como saber se os tubulões deverão ser curtos ou profundos? Franki ainda é a resposta. Através de criteriosas investigações do solo, estudos e cálculos, Franki sempre lhe indicará qual a solução técnica e econômica mais conveniente para as fundações pneumáticas de sua obra.

Estacas Franki Ltda. Matriz: Av. Rio Branco, 311 - 10.º and. tel.: 22-7630 e 52-6659 - Rio de Janeiro. Sucursal: Rua Marquês de Itu, 266 - 5.º and. - tel.: 36-3790 - São Paulo. Filiais: Pôrto Alegre, Curitiba, Belo Horizonte, Brasília, Salvador e Recife. Agentes em Vitória, Belém, Goiânia e Juiz de Fora.

FRANKI
fundações ■ infra-estruturas

- Détermination du taux de travail du terrain, devant servir pour le calcul de fondations profondes.

De nombreuses fondations ayant été exécutées sans insuccès, parmi lesquelles certaines ont donné lieu à des essais de charge et à la mesure des tassements de la - structure complète, nous pouvons considérer qu'il est admissible d'adopter comme taux de travail du terrain, à une certaine profondeur, 1/8 de la résistance à la pointe du "diep sondering".

Nous basant sur ce qui a été établi dans le présent rapport, nous pouvons établir un rapport entre N, q_c et σ (σ - étant le taux de travail du terrain).

Dans l'annexe 25, nous reprenons le graphique donnant ces valeurs.

Notons que les taux déterminés par celui-ci ont des valeurs moyennes et approximatives. Nous devons tenir compte de la nature du terrain à la profondeur considérée et du terrain se trouvant dans la zone immédiatement en-dessous, soit une hauteur de terrain de 5 mètres.

Dans le cas où σ est déterminé à partir de N, il faut tenir compte du type de sondage exécuté (de 2" ou 2 1/2").

Les valeurs sont données en considérant que:

$$N_{(2\ 1/2")} = 1,3\ N_{(2")}$$

Les valeurs sont données en considérant que:

$$N_{(2\ 1/2")} = 1,3\ N_{(2")}$$

Si l'on a, par exemple, à une profondeur déterminée N = 15 pour un sondage de ø 2", dans un terrain constitué d'argile silteuse, la valeur de σ est la moyenne trouvée pour:

$$N_{(2")} = 15$$

$$N_{(2\ 1/2")} = 15 \times 1,3 = 20$$

d'où nous tirons:

$$\sigma = 6\ kg/cm^2.$$

avec le coefficient de sécurité 8.

Nous avons présenté dans le graphique, une valeur de σ allant jusqu'à 20 kg/cm^2 dans le cas où le terrain est constitué de sable pur. Pour l'adoption de taux de travail supérieurs à cette valeur, il est recommandable de faire une étude plus soignée, à l'aide d'essais exécutés par d'autres procédés.

Pour les sables silteux, nous pouvons adopter, pour une plus grande sécurité, les valeurs de la courbe établie pour les terrains constitués de sable argileux.

... oo 0 oo ...

Notas e comentários N.º 3

O PROBLEMA DOS RECALQUES DIFERENCIAIS ADMISSÍVEIS

Henry Lossier tem levantado debates internacionais sôbre problemas de importância capital ligados à segurança das construções.

Seu artigo sôbre "A crise na Mecânica dos Solos" suscitou pronunciamento inclusive do próprio Terzaghi.

Recentemente aquêle autor publicou no Génie Civil (15-2-62) um artigo intitulado "A instabilidade das fundações das estruturas hiperestáticas de concreto", o qual foi seguido por um artigo de A. Coüard (Génie Civil — 15-3-62) sob o título: "Precisão dos Cálculos de concreto armado e recalques de fundações".

Nesses artigos se aponta a importância fundamental da limitação dos recalques diferenciais nas fundações de estruturas hiperestáticas, como é o caso mais geral na construção, tendo em vista a estabilidade das mesmas e a precisão nos cálculos de concreto armado, inteiramente ilusória no caso de ocorrência de recalques diferenciais elevados.

Lossier propõe, em primeira aproximação, para vigas contínuas de concreto armado, um recalque admissível de $\frac{1}{1300}$ do vão.

Êste valor coincide bem com o proposto para construções de concreto armado pelo relatório geral de fundações no 2.º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos (Recife — 1958) que foi de $\frac{1}{1000}$ do vão.

O código russo de fundações adota os valores do quadro abaixo:

Tipo estrutural	Sub-solo	
	Areia e argila rija	Argila média
Estruturas de aço ou concreto armado	0,002L	0,002L
Alinhamentos extremos de colunas com enchimento de tijolos.....	0,007L	0,001L
Estruturas em que um recalque diferencial não acarreta acréscimos sensíveis nas solicitações.....	0,005L	0,005L
Obs.: L - distância entre os centros das fundações		

Como os recalques, mesmo os absolutos, trazem inconvenientes na utilização das construções (degraus indesejáveis, rotura de canalizações, descolamento de construções vizinhas) parece medida prudente a fixação de um recalque absoluto máximo que, para o caso de edifícios, poderia ser de 30 a 40 mm.

Estacas FRANKI Ltda.

21.006 Av. Rio Branco, 311 — 10.º andar — Rio de Janeiro

SÃO PAULO — BELO HORIZONTE — VITÓRIA — CURITIBA — PÔRTO ALEGRE — RECIFE — SALVADOR — BRASÍLIA — JUIZ DE FÓRA — BELÉM DO PARÁ

ANEXO 07 - ACIDENTE EM 1958

O TEMPO
TEMPO: Bom com nebulosidade.
TEMP.: Estável. Noite fria.
VENTOS: Este a Nordeste, fracos.
MAXIMA: 21,6.
MINIMA: 13,6.

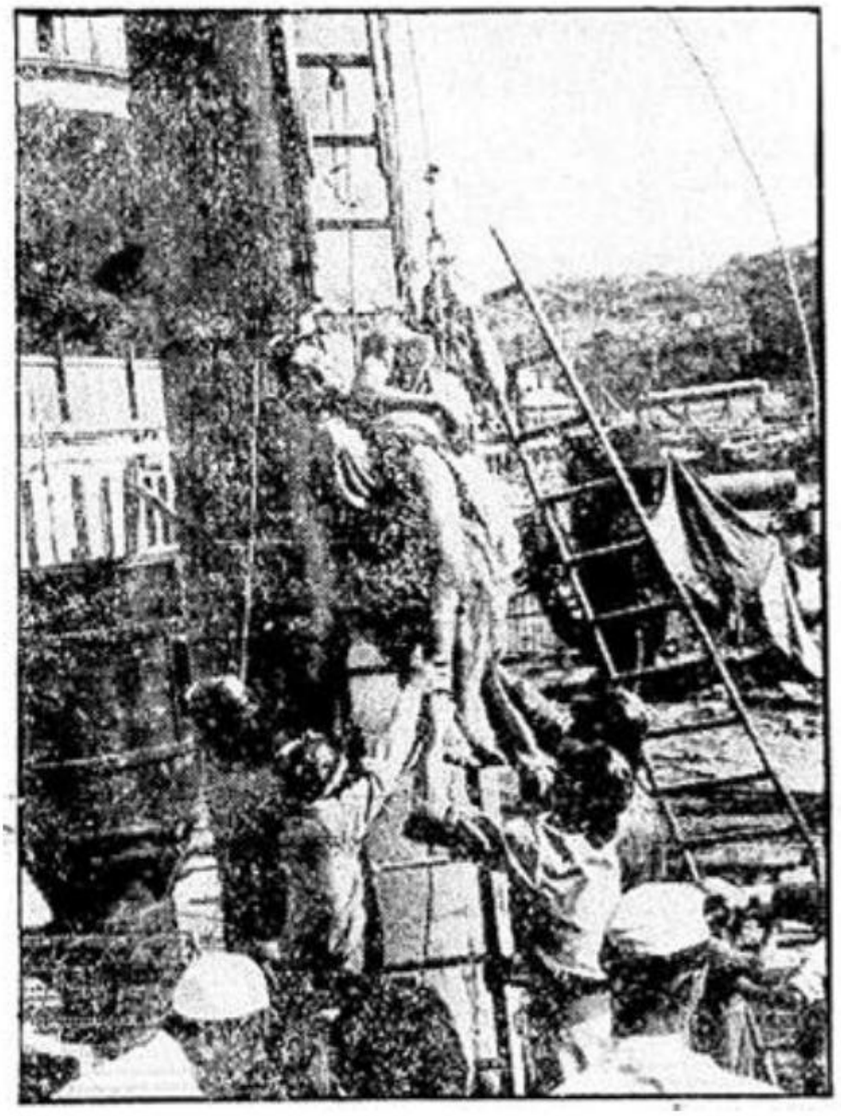
Diario Carioca

☆ UM JORNAL DO RIO PARA TODO O BRASIL ☆

ANO XXX — N. 9.183 Rio de Janeiro, sábado, 21 de junho de 1958 PREÇO: CRUZEIRO 1,50

Fundador
J. E. DE MACEDO SOARES
O MAXIMO DE JORNAL NO MÍNIMO DE ESPAÇO
12 PAGINAS

TRÊS HORAS PRÊSO NO TUBULÃO



O operário, especializado em ar comprimido, Idalício dos Santos escapou de morrer ontem, após permanecer quase três horas soterrado a 15 metros de profundidade, em virtude de «descompressão» no tubo em que trabalhava, em uma «sapata», nas obras do prédio em construção na Avenida Rio Branco, no local da antiga Galeria Cruzeiro.

Idalício ficou apenas com a cabeça de fora e foi salvo por um irmão seu e mais dois operários, com o auxílio de dez bombeiros. O engenheiro José Guerra, responsável pelas fundações, declarou que o terreno é argiloso, além de arenoso.

Causa : A camisa de aço do tubulão subiu e houve perda do ar comprimido.

ANEXO 08 - COMENTÁRIOS

ENG. EDUARDO C.S.THOMAZ

1. ACIDENTES COM AR COMPRIMIDO REALMENTE PODEM OCORRER.
2. SE O TUBULÃO FOR LEVE, É PRECISO COLOCAR PESOS SOBRE A CAMPÂNULA, NA "CARGUEIRA", PARA EQUILIBRAR O EMPUXO PARA CIMA DO AR COMPRIMIDO INTERNO.
3. NÃO CONFIAR SÓ NO ATRITO LATERAL COM O SOLO.

.

ENG. FILEMON BOTTO

1. PARA OS DIÂMETROS DE 1,20M ATÉ 1,60M A PAREDE DE CONCRETO MÍNIMA É DE 30CM, PARA GARANTIR QUE ATÉ 2,0 KG/CM2 DE PRESSÃO DE EQUILÍBRIO, SEMPRE SOBRE UMA CARGA E, QUANDO SEM PRESSÃO TENHAMOS CARGA SUFICIENTE PARA DESCER O FUSTE (CAMISA DE CONCRETO), SEM NECESSIDADE DO USO DE “CARGUEIRA”!!!
2. PARA DIÂMETROS MAIORES, 1,80M E 2,0M, A PAREDE PASSA PARA 40CM.

+ + +