



**Universidade Federal do Rio de Janeiro**

**Escola Politécnica**

**Programa de Projetos de Estruturas**

Renan Ribeiro Setubal Gomes

**ASPECTOS TÉCNICOS E CONSTRUTIVOS DO PROJETO  
DE UMA PONTE ESTAIADA**

Rio de Janeiro

2013



Renan Ribeiro Setubal Gomes

## **ASPECTOS TÉCNICOS E CONSTRUTIVOS DO PROJETO DE UMA PONTE ESTAIADA**

Dissertação apresentada ao Corpo Docente do Programa de Projeto de Estruturas da Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores: Benjamin Ernani Diaz, Dr-Ing. e

Flávia Moll de Souza Júdice, DSc.

Rio de Janeiro

2013

---



Gomes, Renan Ribeiro Setubal

Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada. /  
Renan Ribeiro Setubal Gomes – 2013.  
f.: 131; 30 cm

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) –  
Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica.  
Programa de Projeto de Estruturas. Rio de Janeiro. 2013

Orientadores: Benjamin Ernani Diaz e  
Flávia Moll de Souza Júdice

1. Ponte estaiada. 2. Ponte do Saber. 3. Análise estrutural. 4.  
Processo construtivo. I. Diaz. Benjamin Ernani / Júdice. Flávia Moll de  
Souza. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III.  
Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada.



## Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada

Renan Ribeiro Setubal Gomes

Dissertação apresentada ao corpo docente do Programa de Projetos de Estruturas da Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela banca:

---

Benjamin Ernani Diaz, Dr-Ing., Escola Politécnica/UFRJ

---

Flávia Moll de Souza Júdice, DSc., Escola Politécnica/UFRJ

---

Claudia Ribeiro Éboli, DSc., Escola Politécnica/UFRJ

---

Sílvio de Souza Lima, DSc., Escola Politécnica/UFRJ

---

Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro, DSc., Universidade Federal Fluminense

---

Mauro Schulz, DSc., Universidade Federal Fluminense

Rio de Janeiro  
2013

---

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a Deus, por permitir a realização de mais um sonho.

Aos meus pais, Marcos e Jurema, à Renatta, à Maria Clara, e toda a família pelo apoio incondicional e incentivo nesses anos de estudo.

À Anndressa, pela paciência, pelo companheirismo e pelo carinho de sempre.

---

## **AGRADECIMENTOS**

Aos Orientadores e professores Ernani Diaz e Flávia Moll, pela disponibilidade e ensinamentos.

Ao professor Sergio Hampshire e aos professores do Departamento de Estruturas, pela dedicação e pela atenção dispensada antes e durante o curso.

Aos colegas da Construtora Queiroz Galvão, que incentivaram os estudos e entenderam os momentos de ausência.

Aos engenheiros Vicente Garambone Filho e Vicente Garambone Neto, que permitiram a divulgação do projeto.

---



## RESUMO

GOMES, Renan Ribeiro Setubal, **Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada**. Rio de Janeiro, 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

As obras de pontes estaiadas envolvem uma tecnologia diferenciada no ramo da Engenharia Civil. Aquelas mais recentemente realizadas e algumas em desenvolvimento lançam muitos desafios, com soluções cada vez mais arrojadas e que exigem técnicas de análise apuradas. Do ponto de vista de construção, essas realizações também exigem esmero na execução e uma interface constante com o projeto de modo que todas as premissas teóricas sejam verificadas ao longo do processo executivo ou corrigidas quando necessário. Este trabalho visa registrar, através do estudo de caso da Ponte do Saber, erguida na cidade do Rio de Janeiro, as etapas de desenvolvimento do projeto estrutural, o desenvolvimento da construção e as medidas de controle que foram empregadas para que a execução fosse seguida conforme previsto em projeto, com todas as etapas construtivas sendo respeitadas, a aferição do modelo estrutural e suas premissas a partir dos dados colhidos no campo.

Palavras-chave: ponte estaiada. Ponte do Saber. análise estrutural. processo construtivo.

---



## ABSTRACT

GOMES, Renan Ribeiro Setubal, **Technical and constructive considerations of a cable stayed bridge design**. Rio de Janeiro, 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

The construction of cable stayed bridges demands a differentiated technology of the Civil Engineering specialty. Some projects - recently completed and in development - demand challenges, which require very sophisticated solutions and accurate design analysis. From the point of view of construction, these daring projects also require careful execution as well as a constant interface with the designers, in a way that all the design requirements can be checked during the construction development and corrected whenever necessary. With the help of presented case study of the construction of the “Ponte do Saber”, built in the city of Rio de Janeiro, this work aims to register the phases of the structural design development, the construction development and the control measures which were employed in order to comply with all the requested design requirements in all of the erection phases.

Keywords: cable stayed bridge. Ponte do Saber. structural analysis. constructive method.

---

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1. MOTIVAÇÃO E OBJETIVO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO	2
1.3. FUNDAMENTOS DO PROJETO DE PONTES ESTAIADAS	3
1.4. BREVE EVOLUÇÃO HISTÓRICA DAS PONTES ESTAIADAS	8
<b>2. ASPECTOS DO PROJETO DE PONTES ESTAIADAS</b>	<b>25</b>
2.1. TECNOLOGIA DOS CABOS	25
2.1.1. PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO	30
2.1.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS, RELAXAÇÃO E FADIGA	33
2.1.3. SISTEMA DE ANCORAGEM	36
2.1.4. ANÁLISE ESTÁTICA DO CABO ISOLADO	40
2.1.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ESTAIS	45
2.2. TABULEIRO	47
2.2.1. SEÇÃO TRANSVERSAL	51
2.2.2. VÍNCULOS DO TABULEIRO	54
2.3. PILONE	56
2.3.1. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	57
2.3.2. DIREÇÃO LONGITUDINAL	57
2.3.3. DIREÇÃO TRANSVERSAL	59
<b>3. ASPECTOS CONSTRUTIVOS (ESTUDO DE CASO)</b>	<b>65</b>
3.1. FUNDAÇÕES	69
3.1.1. FUNDAÇÕES DO PILONE	70
3.1.2. FUNDAÇÕES DE RETAGUARDA	74
3.1.3. ESTRONCAS	77
3.1.4. EXECUÇÃO E CONTROLE DO DESEMPENHO	79
3.2. PILONE	83
3.3. TABULEIRO	91
3.4. SISTEMA DE ESTAIS	96
<b>4. ANÁLISE DOS ESTÁGIOS DE CONSTRUÇÃO</b>	<b>103</b>
<b>5. DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE MONTAGEM DOS ESTAIS E DAS CONTRAFLECHAS</b>	<b>118</b>
<b>6. CONCLUSÕES</b>	<b>127</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>129</b>

## **1. INTRODUÇÃO**

### **1.1. MOTIVAÇÃO E OBJETIVO**

O número de projetos de pontes estaiadas no Brasil tem crescido nas últimas duas décadas, com notável aumento da complexidade das estruturas, que passaram a lançar desafios para projetistas e construtores. Do ponto de vista do projeto, é imperativo o uso de ferramentas de análise estrutural cada vez mais sofisticadas, e computadores com grande capacidade de processamento, com o objetivo de representar com a maior fidelidade possível as características da estrutura em operação.

Projetos de pontes estaiadas requerem também uma etapa de análise importante que represente as fases executivas da obra. Esta análise é fundamental para que, ao fim da construção, os resultados requeridos em termos de forças instaladas nos estais e elevações do tabuleiro estejam de acordo com o previsto em projeto.

A tecnologia empregada nas estruturas estaiadas construídas no Brasil é originada de projetos europeus. Embora o projeto de pontes estaiadas seja dominado por diversas empresas brasileiras, com vários exemplos de sucesso em estruturas complexas, o meio técnico nacional carece de um maior investimento em pesquisa no que diz respeito à parte tecnológica dos materiais empregados, principalmente no tema das ancoragens especiais, e o desenvolvimento de critérios de projeto e normatização para estas estruturas.

O objetivo deste trabalho é levantar, através do estudo de caso da Ponte do Saber, pontos críticos do projeto e construção deste tipo de obra, bem como abordar os aspectos tecnológicos dos materiais empregados e registrar a prática atual dos projetos de pontes estaiadas no Brasil.

---

## **1.2. ORGANIZAÇÃO**

O conteúdo do trabalho está dividido em seis capítulos e se inicia por esta introdução, Capítulo 1, que tem por objetivo expor a motivação para o desenvolvimento da dissertação, mostrar os aspectos fundamentais do projeto de pontes estaiadas e realizar um breve histórico dos projetos deste tipo desde o século XIX até os dias atuais.

O Capítulo 2 da dissertação trata dos aspectos do projeto de pontes estaiadas, abordando os temas da tecnologia dos materiais e detalhes específicos do projeto do tabuleiro e do pilone.

No Capítulo 3 é apresentado o estudo de caso da Ponte do Saber, com a exposição das características peculiares do seu projeto, desde as fundações, passando pelo pilone, tabuleiro e sistema de estais. Neste capítulo também são apresentados detalhes da construção, tais como a metodologia executiva empregada na obra.

O Capítulo 4 detalha a análise dos estágios de montagem do tabuleiro e são apresentados os dados relativos à Ponte do Saber, com análise qualitativa dos resultados obtidos e emitidas comparações entre as informações coletadas em campo com os dados previstos em projeto.

No Capítulo 5 faz-se uma breve descrição, não quantitativa, da análise e processamento das fases construtivas para a Ponte do Saber, detalhando cada etapa construtiva que deve ser levada em conta neste tipo de análise.

No último capítulo são feitas as conclusões sobre os temas abordados neste trabalho.

---

---

### **1.3. FUNDAMENTOS DO PROJETO DE PONTES ESTAIADAS**

O emprego da solução em pontes estaiadas é notado principalmente em estruturas que exigem grandes vãos, usualmente acima de 200 m, onde este sistema se torna atraente. Observa-se também a evolução desta solução para vãos da ordem de 1000 m nos dias de hoje. Para vãos superiores, a solução de pontes pênséis é mais empregada e economicamente mais competitiva.

O grande atrativo econômico desta solução está na possibilidade do emprego de estruturas esbeltas, além de conferir características estéticas cada vez mais exploradas por arquitetos ao redor do mundo. Especificamente no Brasil, apesar das estruturas ainda não se aproximarem dos grandes vãos empregados no continente asiático, o desenvolvimento tecnológico na área tem sido significativo, com a integração deste tipo de obra no contexto urbanístico das principais metrópoles.

Diferentes sistemas estruturais têm sido desenvolvidos e as possibilidades de inovação são muitas. Basicamente, a estrutura se divide em quatro partes:

- a) Sistema de estaiamento;
- b) Tabuleiro (ou viga de enrijecimento);
- c) Pilone (ou torre, ou mastro);
- d) Ancoragens de extremidade.

O sistema de estaiamento é formado por cabos (usualmente chamados de estais) que conectam o tabuleiro ao pilone. Segundo GIMSING (2012), o sistema pode ter três configurações geométricas distintas. Essa configuração geométrica tem total influência no comportamento estrutural do sistema. São conhecidas configurações geométricas: sistema em leque, harpa e semileque (ou semi-harpa).

A Figura 1.1 ilustra as diversas configurações geométricas dos cabos em pontes estaiadas.

---

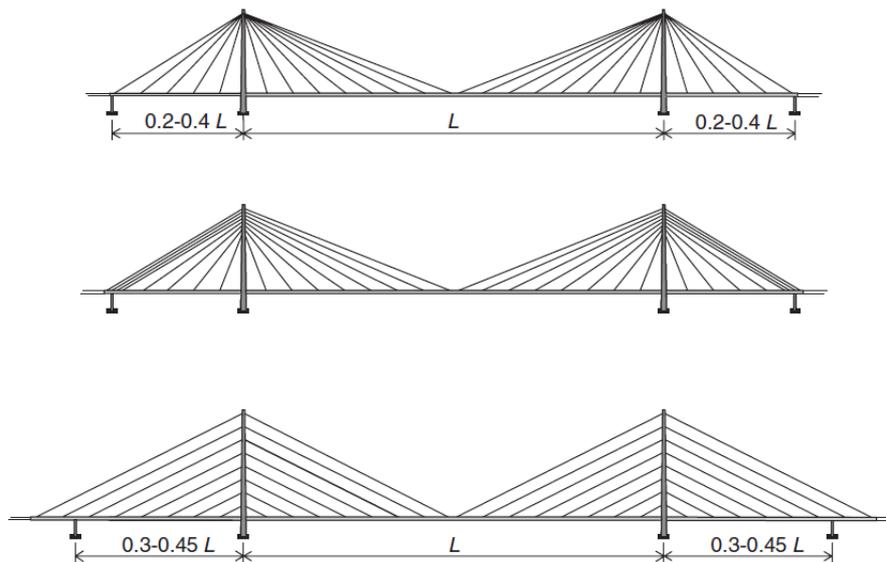


Figura 1.1 - Sistemas de disposição dos estais: Leque (esquema superior); Semileque; e Harpa (esquema inferior) [GIMSING, 2012]

Os sistemas de estaiamento se diferem na disposição dos cabos ao longo do pilone. O sistema em leque é caracterizado por concentrar os estais no topo do pilone e, deste ponto único, partir com esses elementos até atingir o ponto desejado de ligação com o tabuleiro. Este sistema apresenta algumas dificuldades para o detalhamento da região de concentração dos estais no pilone, uma vez que as ancoragens exigem um espaço físico mínimo para instalação dos estais. Muitas vezes, a quantidade de estais é grande e as dimensões da torre são reduzidas para comportar todas as ancoragens.

O sistema em harpa se notabiliza por apresentar uma distribuição dos estais ao longo de todo o comprimento da torre, fazendo com que os estais tenham a mesma inclinação e conferindo simetria ao sistema.

A geometria intermediária entre os sistemas de harpa e leque é denominada semileque (GIMSING, 2012). WALTHER (1999) nomeia este mesmo sistema de semi-harpa. Este sistema é o mais empregado no Brasil e consiste na distribuição dos estais ao longo do trecho superior do pilone. O sistema apresenta algumas vantagens técnicas em relação aos outros dois. Em relação ao sistema em harpa, este sistema permite explorar maiores inclinações dos estais em relação ao tabuleiro, deixando estes elementos estruturalmente mais eficientes e, portanto, mais econômicos. Já em relação

ao sistema de leque, a maior vantagem está na facilidade de acomodação das ancoragens e uma maior facilidade executiva para o pilone.

A distribuição longitudinal dos estais ao longo do tabuleiro é geralmente feita com espaçamento constante ao longo da obra. Por este motivo, nas situações em que o vão central é maior que o dobro dos vãos laterais, os estais mais extremos dos vãos laterais são dispostos mais próximos uns dos outros. Deve-se atentar que não há razão estrutural de se utilizar o mesmo número de estais do vão central nos vãos laterais. Os estais de extremidade são usualmente chamados de estais de ancoragem e são importantes quando a disposição dos estais é do tipo leque e semileque.

A posição definida para o ponto de ancoragem de extremidade também é um fator conceitual importante no lançamento de uma estrutura estaiada com a geometria em harpa. Como se procura adotar o número de estais no vão central igual ao número de estais no vão lateral, embora não seja obrigatório, o vão lateral terá comprimento próximo à metade do vão central, e passa a ser interessante que sejam criados pontos de ancoragem no trecho dos vãos extremos. Esta medida faz com que as rigidezes dos vãos central e lateral sejam diferentes e que a função de ancoragem dos vãos laterais seja favorecida. A mesma medida pode ser adotada para um sistema com geometria semileque.

As Figuras 1.2 e 1.3 ilustram duas situações de configurações geométricas em semileque e harpa com apoios no interior dos vãos laterais.

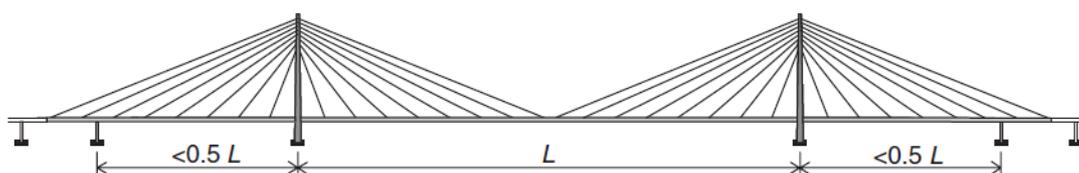


Figura 1.2 - Sistema semileque com apoio no interior do vão lateral.

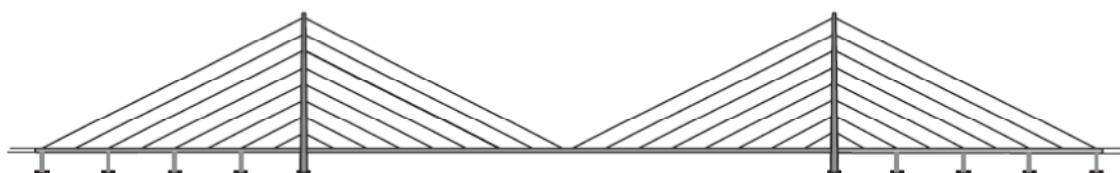


Figura 1.3 - Sistema harpa com apoio no interior dos vãos laterais.

A questão da ancoragem nos vãos extremos é fundamental em projetos de pontes pênses, onde são comumente empregados blocos de peso nas extremidades que se encarregam de transmitir ao terreno os esforços de ancoragem (Figura 1.4(b)).

Nos projetos mais modernos de estruturas estaiadas, o emprego de estais autoancorados no tabuleiro tem sido largamente utilizado. A autoancoragem consiste no posicionamento dos estais extremos na própria estrutura do tabuleiro, gerando uma componente horizontal (compressão) no tabuleiro e um alívio da carga vertical transmitida ao apoio extremo. Para combater o alívio na carga vertical muitas vezes são empregados tirantes nos apoios extremos.

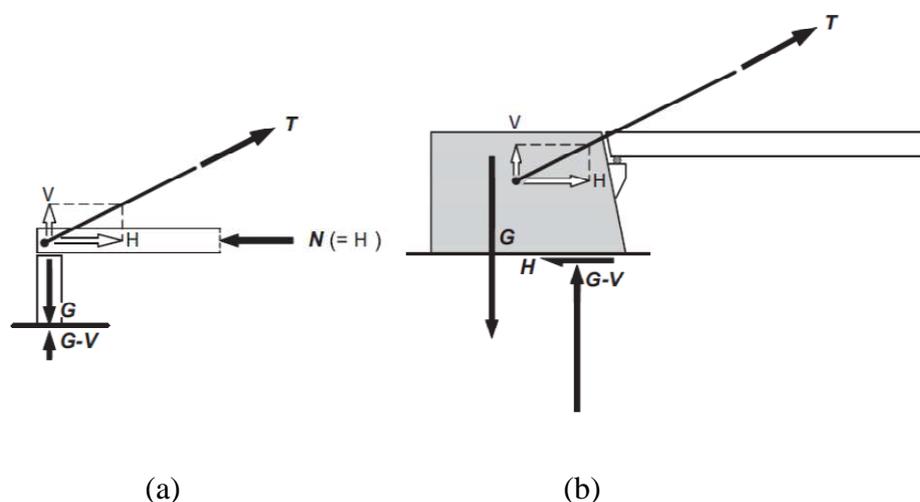


Figura 1.4 - Ancoragem de extremidade: autoancoragem (a); e ancoragem em solo (b)  
[GIMSING, 2012]

A distribuição dos estais na direção transversal da ponte também apresenta uma série de possibilidades. A escolha depende não só de razões estéticas, mas fundamentalmente de razões estruturais, uma vez que o posicionamento definido para os estais será decisivo para a escolha da seção transversal do tabuleiro.

A distribuição transversal mais comum é aquela com a presença de estais nas extremidades do tabuleiro, tornando-se uma solução favorável para combater os esforços de torção ao longo da ponte.

Em casos de pontes projetadas para tráfego ferroviário (na parte central do tabuleiro) e tráfego rodoviário, é viável a aproximação dos estais laterais para o centro da estrutura, visando reduzir a flexão transversal do tabuleiro.

Uma solução também muito empregada é a adoção de uma linha de estais no centro do tabuleiro, sendo aplicada em pontes rodoviárias com duas pistas de rolamento segregadas entre si.

Outras distribuições já empregadas são estais inclinados nas extremidades do tabuleiro, com pilones em forma de “A” e duas linhas centrais de estais.

As Figuras 1.5 a 1.7 mostram possíveis distribuições transversais dos estais.

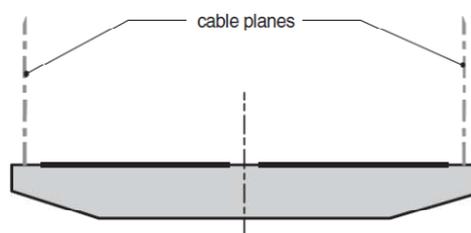


Figura 1.5 - Sistema com planos laterais paralelos (GIMSING, 2012)

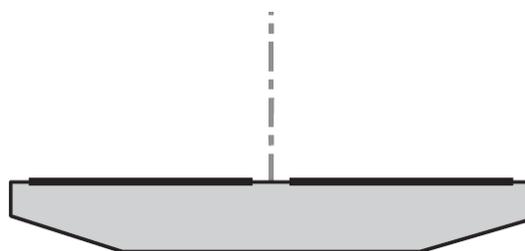


Figura 1.6 - Sistema com plano central de estais (GIMSING, 2012)



Figura 1.7 - Sistema com planos laterais inclinados (GIMSING, 2012)

A literatura disponível sobre pontes estaiadas mostra que a maioria dos projetos envolve uma estrutura com um vão central de maiores dimensões e dois vãos laterais menores. Porém, em alguns casos, esta configuração não é possível, sendo necessário projetar estrutura com vãos múltiplos. Neste caso, um artifício utilizado é simular uma ponte de vãos múltiplos através de vários segmentos-padrão de três vãos. A estética fica prejudicada com esta solução e muitas vezes não é aceita por razões arquitetônicas.

Uma estrutura estaiada formada por vãos contínuos apresenta certos problemas do ponto de vista estrutural (GIMSING, 2012). A ausência dos estais de ancoragem nas extremidades, responsáveis por estabilizar o pilone quando a estrutura é submetida a carregamentos assimétricos, exige uma maior rigidez à flexão da torre para garantir pequenos deslocamentos no topo da estrutura. Este inconveniente estrutural ocorre, por exemplo, para a condição de carga móvel posicionada em um dos vãos adjacentes ao pilone. Um exemplo marcante de uma estrutura estaiada contínua com vários vãos é o viaduto de Millau, na França, com tabuleiro e pilone em aço. Neste caso, os pilones estão engastados nos pilares e na viga de enrijecimento, onde as seções dos pilones e pilares se separam na altura da viga de rigidez (Figura 1.21).

## **1.4. BREVE EVOLUÇÃO HISTÓRICA DAS PONTES ESTAIADAS**

Embora nas civilizações mais antigas sejam encontrados registros da utilização de estruturas singelas apoiadas em cabos para vencer rios e vales, pode-se dizer que o marco do início da evolução das pontes estaiadas data do começo do século XIX. Os primeiros registros destas estruturas referem-se mais especificamente a pontes híbridas, que se utilizam tanto de estais quanto de cabos em forma de catenária. Muitas delas ainda se encontram em bom estado de conservação e são ícones arquitetônicos mundiais, como a Ponte do Brooklyn (1883), em Nova York.

WALTHER (1999) registra a construção (1817) e o colapso (1818) da passarela de Dryburgh Abbey, na Escócia, cuja estrutura híbrida possuía vão central de 79,20 m e largura de 1,22 m. O autor atribui o colapso da estrutura à manifestação de uma

---

instabilidade aerodinâmica. A passarela foi reconstruída três meses após o colapso com algumas melhorias na estrutura.

No ano de 1849 foi inaugurada a Ponte Wheeling, uma ponte suspensa sobre o Rio Ohio, nos Estados Unidos. Esta ponte veio a ruir no ano de 1854 durante um vendaval. Após a reconstrução da ponte e os diversos estudos que o acidente desencadeou, foi realizado o reforço da estrutura suspensa através da introdução de estais, formando uma estrutura híbrida. Àquela altura já eram conhecidos alguns problemas aerodinâmicos que se manifestavam em pontes suspensas.

Nas primeiras obras com características de estais, os cabos eram compostos por correntes de aço até que, em 1855, John A. Roebling construiu a ousada Ponte de Niagara Falls, nos Estados Unidos. A estrutura era composta por um tabuleiro em dois níveis, em que o nível superior atendia ao tráfego ferroviário e o nível inferior servia como rodovia e passagem de pedestres. Nesta estrutura híbrida, os estais eram compostos por cabos de aço e o fato se constituiu num importante avanço tecnológico. Outra curiosidade observada no projeto desta ponte é a utilização de madeira na construção da treliça principal do tabuleiro. O uso da madeira como material de construção corriqueiro na época, fez reduzir a durabilidade da obra. Em 1897, após 42 anos de serviço, a estrutura teve que ser substituída.

A Figura 1.8 mostra a Ponte de Niagara Falls, nos Estados Unidos.

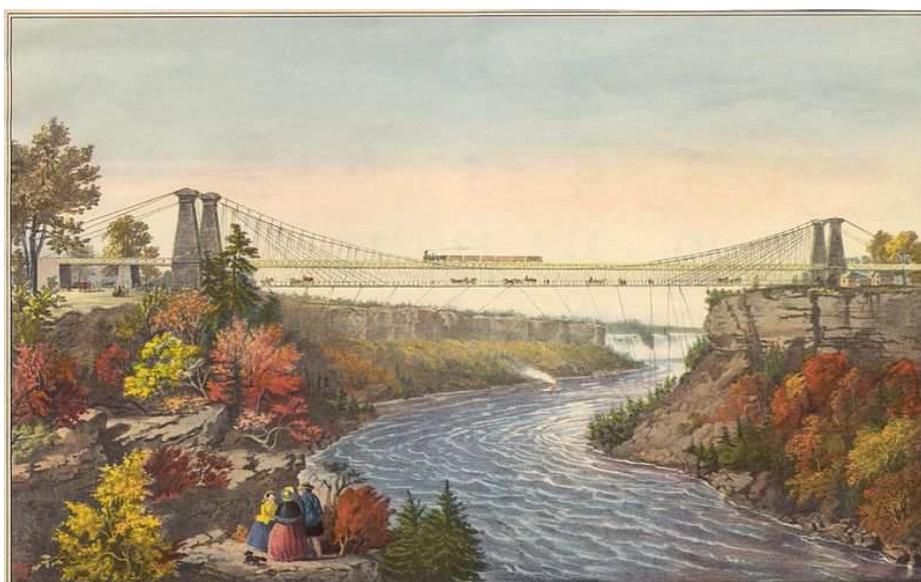


Figura 1.8 – Ponte de Niagara Falls, demolida em 1897.

Projetos de estruturas integralmente estaiadas, em substituição a estruturas híbridas, passaram a ser bem aceitos com o desenvolvimento dos aços de construção, quando barras de aço e, posteriormente fios, começaram a ser produzidos e terem suas propriedades mecânicas mais elevadas.

Já em 1823, o engenheiro francês Claude Navier havia publicado os resultados dos seus estudos sobre pontes estaiadas, levando em conta inclusive duas geometrias para o sistema de estaiamento que são bem conhecidas nos dias de hoje: distribuição em leque e em harpa. Porém os resultados, que eram baseados na observação de estruturas estaiadas que entraram em colapso, indicavam que a concepção de pontes suspensas deveria ser empregada em substituição a pontes com sistema de estais.

Somente na metade do século XX as pontes estaiadas tiveram seu merecido destaque no ramo das pontes suportadas por cabos. O maior interesse neste tipo de estrutura foi impulsionado pela reconstrução da Europa no pós-guerra. Nesta fase, a tecnologia dos materiais de construção, bem como as técnicas de análise estrutural, tiveram grande desenvolvimento. Desde então, novos recordes de vãos foram alcançados e estruturas cada vez mais complexas foram construídas.

#### *- Ponte do Brooklyn*

Projetada por J. Roebling e inaugurada em 1883, a Ponte do Brooklyn liga Manhattan e Long Island com um vão central de 486 m e dois vãos laterais de 286 m cada. (Figuras 1.9 e 1.10)

Na época de sua construção, após alguns problemas de instabilidade aerodinâmica terem se manifestado em pontes suspensas, o autor do projeto estrutural fez questão de deixar registrado o conhecimento adquirido em obras similares. Roebling concebeu uma estrutura redundante de forma que os estais fossem capazes de resistir a esforços de origem dinâmica e mesmo numa possível falha do sistema de suspensão evitassem o colapso da ponte.

*“The supporting power of the stays alone will be 15000 tons; ample to hold up the floor. If the cables were removed, the bridge would sink in the center but would not fall.” (J. Roebling)*

---



Figura 1.9 – Ponte do Brooklyn, EUA (GIMSING, 2012).



Figura 1.10 - Disposição dos estais – Ponte do Brooklyn (GIMSING, 2012).

#### - Ponte de Strömsund

Construída na Suécia e aberta ao tráfego em 1956, esta ponte rodoviária é considerada a primeira ponte estaiada moderna (Figura 1.11).

A estrutura projetada em três vãos tem, em seu vão central, 183 m de extensão e vãos de 75m nos tramos laterais. O sistema escolhido para a distribuição dos estais é em leque, com tabuleiro formado por longarinas metálicas e pilone em forma de “portal”.

Neste projeto, pela primeira vez, a técnica de determinação das forças nos estais durante a construção foi empregada com sucesso através de análises numéricas sofisticadas para a época. Esse desenvolvimento tecnológico permitiu prever com mais precisão as forças atuantes nos estais e também projetar estais mais eficientes. Foi construída e projetada pela firma alemã DEMAG, segundo uma sugestão estrutural do engenheiro alemão Franz Dischinger.



Figura 1.11 – Ponte de Strömsund, Suécia.

- *Ponte Theodor Heuss*

Considerada a segunda ponte estaiada moderna, a Ponte Theodor Heuss foi erguida em Düsseldorf, na Alemanha, em 1957. Possui um vão central de 260 m e vão laterais de 108 m. O sistema de estais está distribuído em “harpa”.

Esta ponte deu início à série de pontes estaiadas construídas na Alemanha após a II Guerra Mundial. A engenharia daquele país teve contribuição decisiva no desenvolvimento tecnológico das estruturas estaiadas.

- *Ponte de Severin*

Construída em 1959 na cidade de Colônia, Alemanha, esta ponte ficou marcada pela forma até então inovadora para o pilone, em forma de “A”. A geometria da torre obrigou também outra inovação no sistema de estais, com os elementos inclinados na direção transversal (Figura 1.12)

O tabuleiro da ponte e o pilone são construídos em aço, sendo o tabuleiro constituído de duas longarinas laterais em forma de “caixão” e uma placa ortotrópica superior conectando as longarinas.



Figura 1.12 – Ponte de Severin, Alemanha (GIMSING, 2012).

*- Ponte de Maracaibo*

A ponte de Maracaibo, na Venezuela, também teve características inovadoras em seu projeto, sendo a primeira ponte estaiada construída com pilone e tabuleiro em concreto (Figura 1.13).

Projetada pelo arquiteto Riccardo Morandi, a ponte também foi inovadora por ter vãos múltiplos, com cinco vãos de 235 m de extensão. O número reduzido de estais no projeto obrigou a adoção de um tabuleiro com elevada rigidez. A sua construção foi muito difícil. Este tipo de ponte é condenado em vista da dificuldade de execução.



Figura 1.13 – Ponte de Maracaibo, Venezuela (GIMSING, 2012).

- *Ponte Friedrich Ebert*

Com o avanço na capacidade de processamento dos computadores na segunda metade dos anos 1960, passaram a ser adotadas soluções com estais múltiplos. Esta ponte construída na Alemanha sobre o rio Reno é um dos exemplos (Figura 1.14).

Concluída em 1967, a ponte é caracterizada por dois pilones que sustentam 40 estais cada, em plano central único. Cada estai é formado por um cabo de aço único do tipo “locked coil” com diâmetros que variam de 91mm a 123mm.



Figura 1.14 – Ponte Friedrich Ebert, Alemanha (GIMSING, 2012).

- *Ponte Mannheim-Ludwigshafen*

O projeto desta ponte, construída em 1972, foi pioneiro na utilização de estais formados por fios paralelos. Cada estai é formado por 295 fios de 7mm de diâmetro.

Outro pioneirismo foi a escolha de materiais para o tabuleiro, onde o vão principal é construído em aço e o vão lateral em concreto. A justificativa para isto é o fato do vão lateral ter comprimento de apenas 65 m, enquanto o vão principal possui 287 m de extensão. A adoção de um tabuleiro mais pesado no vão lateral evitou a necessidade de uma ancoragem vertical robusta neste vão.

*- Ponte Rokko*

Construída no Japão no ano de 1977, a ponte caracteriza-se por ser uma estrutura do tipo duplo estrado com a superestrutura formada por treliça metálica de 8m de altura e vão central de 220 m.

A solução de superestrutura em treliça para pontes suspensas é largamente empregada, porém, no caso de pontes estaiadas, o sistema de cabos é mais eficiente e dispensa a adoção de um tabuleiro com elevada rigidez à flexão. No caso da ponte Rokko, a solução é justificada pela necessidade de criação de um duplo estrado.

*- Ponte de Brotonne*

Ponte construída na França, no ano de 1977, com vão central de 320 m, tem seu sistema de estais caracterizado por um plano central único e o tabuleiro em seção celular (Figura 1.15).

A inovação ocorrida nesta ponte foi a adoção, pela primeira vez, de um sistema de múltiplos estais com um tabuleiro de concreto (com alguns elementos pré-fabricados).

Os estais, constituídos por cordoalhas em feixes paralelos, foram revestidos com tubo de aço para, posteriormente, serem injetados com nata de cimento, visando conferir proteção contra a corrosão, numa tecnologia similar a um cabo de protensão. A construção seguiu a técnica de pontes construídas em balanços sucessivos.

Esta ponte foi precursora das pontes estaiadas de concreto construídas em balanços sucessivos. Foi construída pela empresa Campenon Bernard e atuaram no projeto os engenheiros Jean Muller e Jacques Mathivat. Na época de sua construção, possuía o maior vão livre de pontes estaiadas.

---



Figura 1.15 – Ponte de Brotonne, França (GIMSING, 2012).

*- Ponte Zarate-Brazo Largo*

Construída sobre o Rio Paraná, na Argentina, no ano de 1978, esta ponte tem a peculiaridade de receber um tráfego ferroviário não centralizado no tabuleiro, o que gerou grandes dificuldades de projeto, sendo necessária a adoção de estais mais robustos no lado mais próximo à linha ferroviária da ponte.

O pilone de 110 m de altura é construído em concreto e o tabuleiro, em aço. Seu vão central possui 330 m de extensão.

*- Ponte Meiko Nishi*

Construída na cidade de Nagoya, Japão, em 1985, a ponte possui vão central de 406 m e dois pilones em forma de “A”, com o sistema de estais em forma de semileque, radiando do topo da torre às laterais do tabuleiro (Figura 1.16).



Figura 1.16 – Ponte Meiko Nishi, Japão (GIMSING, 2012).

*- Ponte Faro*

Construída na Dinamarca, em 1985, a ponte é caracterizada por seus pilões em forma de “diamante”. Seu vão central possui 290 m de extensão e o tabuleiro é formado por um “caixão” metálico (Figura 1.17).



Figura 1.17 – Ponte Faro, Dinamarca (GIMSING, 2012).

*- Ponte Sunshine Skyway*

Esta ponte marcou o início do emprego de obras estaiadas em solo americano nos anos 1980, tendo sua construção finalizada em 1986. Com 366 m de vão central, a ponte possui as mesmas características observadas na ponte de Brotonne, com plano central de estais e tabuleiro em seção celular de concreto (Figura 1.18).



Figura 1.18 – Ponte Sunshine Skyway, EUA (GIMSING, 2012).

- *Ponte Nanpu*

Construída na China em 1991, esta ponte colocou o país no ramo das grandes obras estaiadas. Com 423 m de vão central, a ponte tem pilones marcantes arquitetonicamente, com 150 m de altura.

- *Ponte Alamillo*

Construída em 1992 na cidade de Sevilha, Espanha, a ponte se constitui num grande diferencial arquitetônico por não retratar a configuração usual em pontes estaiadas, de um vão central e dois vãos laterais, e por ter um pilone inclinado (Figura 1.19).

O sistema de estais tem a configuração em harpa e o vão central possui 200 m de extensão. O tabuleiro é formado por uma estrutura leve de aço e a torre é formada por células preenchidas com concreto. O projetista é o famoso arquiteto Santiago Calatrava.



Figura 1.19 – Ponte Alamillo, Espanha.

*- Ponte da Normandia*

Construída na França no ano de 1995, a ponte possui vão central de 856 m e pilões de concreto em forma de “Y” invertido com 215 m de altura. Seu tabuleiro é formado por uma seção celular de concreto nos vãos laterais e de aço em uma extensão de 624 m do vão central (Figura 1.20).



Figura 1.20 – Ponte da Normandia, França (GIMSING, 2012).

*- Ponte Rio-Antirrio*

Esta ponte de vãos múltiplos foi concluída na Grécia em 2004. A extensão total da ponte é de 2252 m, divididos em três vãos principais de 560 m e dois vãos laterais de 286 m. Os quatro pilones possuem 164 m de altura em forma de quatro pernas piramidais. A estrutura cruza uma falha geológica importante na região e está sujeita a ações sísmicas de grande magnitude (Figura 1.21).



Figura 1.21 – Ponte Rio-Antirrio, Grécia.

*- Viaduto de Millau*

O viaduto de 2,5 km de extensão foi concluído em 2005 na França. O arrojo de sua estrutura está demonstrado nos pilones metálicos de 98 m de altura, construídos sobre pilares de concreto com altura de até 245 m. O viaduto é formado por seis vãos de 342 m e dois vãos extremos de 204 m (Figura 1.22).



Figura 1.22 – Viaduto de Millau, França.

- *Ponte sobre o Rio Paranaíba*

O primeiro projeto de ponte estaiada no Brasil teve seu início em 1993. A obra foi concluída no ano de 2003, tem extensão total de 662 m e vão central de 350 m (Figura 1.23).

Seu pilone com geometria em forma de “A” e o tabuleiro também são construídos em concreto. A ponte foi projetada pela empresa Noronha Engenharia, dirigida por Bernardo Golebiowski. A construção ficou a cargo da Construtora Queiroz Galvão.

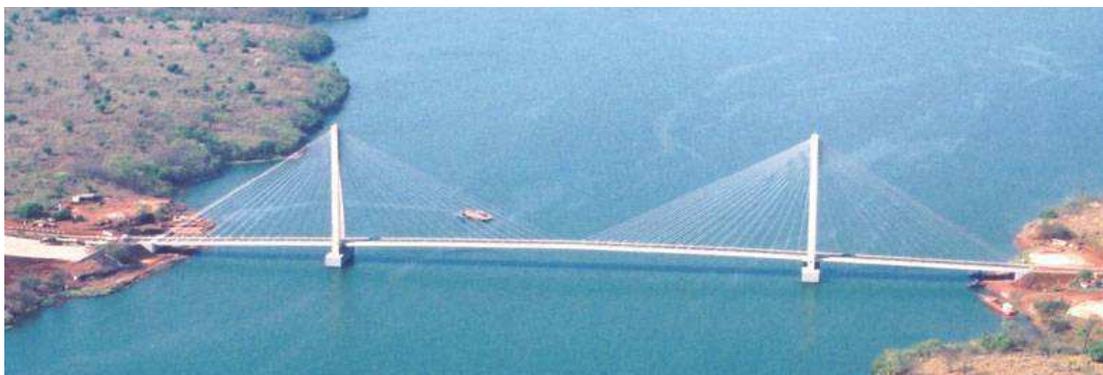


Figura 1.23 - Ponte sobre o Rio Paranaíba, Brasil.

- *Ponte Octávio Frias de Oliveira*

Inaugurada no ano de 2008 na cidade de São Paulo, esta ponte caracteriza-se pela arquitetura do seu mastro único em forma de “X”, com altura total de 138 m. Seu tabuleiro em dois níveis é construído em concreto e vence um vão total de 143 m. O projeto desta ponte, uma das mais sofisticadas do Brasil, é da empresa brasileira Enescil, dirigida por Catão Ribeiro (Figura 1.24).



Figura 1.24 – Ponte Octávio Frias de Oliveira, São Paulo.

- *Ponte Sutong*

Construída na China no ano de 2008, esta ponte se consagrou naquela época como um novo recorde de vão central (1088m). A ponte ainda possui pilares intermediários nos vãos laterais, formando, em cada extremidade, vãos de 300 m, 100m e 100 m. Seu tabuleiro é construído em aço e as torres, em concreto. As torres atingem uma altura de 306 m (Figura 1.25).



Figura 1.25 – Ponte Sutong, China.

- *Ponte Russa*

Inaugurada na cidade russa de Vladivostok, sobre o estreito de Bosphorus Oriental, no ano de 2012, esta ponte se tornou um novo recorde mundial com vão central de 1104m e extensão total de 1885m. O pilone tem altura total de 324m e é construído em concreto. O tabuleiro é metálico com largura total de 21m e os estais

dispostos lateralmente. O estai mais longo tem comprimento de 580m e a unidade de ancoragem utilizada é de  $85\phi 15,7\text{mm}$  (Figura 1.26).

A ponte está localizada em uma região sujeita a severas variações climáticas e temperaturas entre  $-31^{\circ}\text{C}$  e  $+37^{\circ}\text{C}$ . Além disso, tempestades com vento de até 36m/s e ondas de até 6m de altura são frequentes.



Figura 1.26 – Ponte Russa, Rússia.

Consolidando as informações obtidas na literatura especializada em pontes estaiadas, observam-se claramente alguns marcos ao longo da evolução destas estruturas.

Numa primeira geração, que surgiu na Europa no pós II Guerra Mundial, as pontes eram constituídas por um número reduzido de estais, com tabuleiro construído em aço. Numa segunda geração, com a evolução tecnológica, com a maior capacidade de resolução de sistemas complexos em computadores e com a adoção de estais formados por cordoalhas, as pontes passaram a ser projetadas com múltiplos estais, otimizando também o projeto do tabuleiro, que passou a ser viabilizado em concreto.

As pontes atuais podem ser classificadas como a terceira geração desta categoria. Surgidas a partir dos anos 1990, novas arquiteturas para as torres têm sido empregadas e um notável salto nos vãos principais pôde ser observado.

A Tabela 1.1 apresenta a evolução dos vãos das pontes estaiadas ao longo dos anos.

Tabela 1.1 – Evolução dos vãos mais longos em pontes estaiadas até 2012.

([http://en.wikipedia.org/wiki/List\\_of\\_largest\\_cable-stayed\\_bridges](http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_largest_cable-stayed_bridges), 27/12/2012)

Posição no Ranking	Nome	Local	País	Vão principal	Ano de Inauguração
1	Ponte Russa	Vladivostok	Rússia	1104 m	2012
2	Ponte Sutong	Suzhou, Nantong	China	1088 m	2008
3	Ponte Stonecutters	Canal de Rambler	Hong Kong	1018 m	2009
4	Ponte E'dong	Huangshi	China	926 m	2010
5	Ponte Tatara	Seto Inland Sea	Japão	890 m	1999
6	Ponte da Normandia	Le Havre	França	856 m	1995
7	Ponte Jingyue	Jingzhou	China	816 m	2010
8	Ponte Incheon	Incheon	Coréia do Sul	800 m	2009
9	Ponte Zolotoy	Vladivostok	Rússia	737 m	2012
10	Ponte Xangai-Yangtze	Xangai	China	730 m	2009

## **2. ASPECTOS DO PROJETO DE PONTES ESTAIADAS**

Neste capítulo serão abordados os aspectos que norteiam o projeto de pontes estaiadas, principalmente no que tange à tecnologia que diferencia os cabos de estais dos cabos de concreto protendido, apresentando as propriedades mecânicas dos cabos e medidas para garantia da durabilidade dos estais.

Além da tecnologia de fabricação das cordoalhas e cabos utilizados em estais, também serão abordados os temas que envolvem o projeto e a certificação das ancoragens para estais, com base na experiência europeia sobre o assunto.

As premissas de projeto empregadas atualmente no Brasil e no mundo também serão objeto de discussão, e os conceitos que envolvem o projeto do tabuleiro, do pilone e do sistema de estais, também serão abordados. Além disso, o comportamento estrutural destes elementos frente às solicitações usuais em pontes estaiadas será avaliado.

### **2.1. TECNOLOGIA DOS CABOS**

Notadamente os cabos se apresentam como os elementos mais importantes em pontes estaiadas. Por este motivo, as suas propriedades mecânicas e condições de durabilidade precisam ser bem conhecidas e testadas a fim de se obter projetos seguros e econômicos.

Outro fator importante é a compatibilidade dos cabos com os dispositivos de ancoragem, que devem ser padronizados e certificados através de ensaios de laboratório e também ter durabilidade adequada ao tipo de obra.

Os estais empregados nas pontes modernas são compostos principalmente de fios de aço, sejam eles empregados em paralelo formando um feixe de fios ou utilizados na confecção de cordoalhas similares àquelas utilizadas em concreto protendido.

---

---

As cordoalhas mais comuns são compostas por sete fios, sendo um fio central e outros seis periféricos, mantidos unidos através de um processo de torção em torno do fio central. Os fios formam hélices e deixam a cordoalha com diâmetro aproximado de 15 mm.

a) Cordoalhas múltiplas de sete fios

A cordoalha composta por sete fios é largamente empregada em projetos de pontes estaiadas no Brasil e no exterior. Tem em seu favor a facilidade de manuseio, acondicionamento e aplicação.

Os tipos mais utilizados têm resistência equivalente ao aço CP-177RB com diâmetro nominal de 15,7mm e módulo de elasticidade de 195GPa.

Para conferir maior durabilidade em relação às cordoalhas usuais de concreto protendido, as cordoalhas aplicadas em estais recebem tratamento de galvanização, são envolvidas com cera de petróleo e revestidas por tubo de polietileno de alta densidade, na cor preta, resistente a raios ultravioleta.

O controle da qualidade de fabricação destas cordoalhas deve incluir ensaios de tração, tração desviada (*pin test*) e relaxação, fatores decisivos para o bom desempenho do sistema de estaiamento.

Normalmente, as cordoalhas são utilizadas em grupos compatíveis com as ancoragens disponíveis. Essas cordoalhas agrupadas, galvanizadas e revestidas individualmente por meio de tubos de polietileno de alta densidade (PEAD), ainda recebem uma proteção externa de um segundo tubo de polietileno que envolve todas as cordoalhas do estai.

O número de cordoalhas por cabo normalmente adotado está na faixa de 19 a 161 cordoalhas. Estais especiais que exijam grande quantidade de cordoalhas podem ser formados por feixes de cabos.

---

A Figura 2.1 ilustra a cordoalha de sete fios sem a camada de PEAD.



Figura 2.1 - Cordoalha de sete fios.

#### b) Cabo de múltiplos fios

Formado por várias camadas de fios e fabricados através da rotação dos fios em relação ao eixo central. A rotação dos fios é feita com passos pequenos, o que causa redução na resistência final do cabo (Figura 2.2).

Quando comparado o módulo de elasticidade do cabo com o do fio isolado, a queda proporcionada pelo processo de fabricação atinge de 15% a 25%. O valor típico para o módulo de elasticidade da cordoalha de múltiplos fios é  $E=170$  GPa.

Com relação à queda na resistência devida ao processo de fabricação, é convencional tomar a resistência do cabo como 90% da resistência do fio isolado.

Um fator importante a ser observado na utilização deste tipo de cabo é a deformação permanente conferida ao cabo no momento da aplicação da primeira tensão no elemento. Esta deformação ocorre pela acomodação e compactação do conjunto de fios. Portanto, convém realizar um pré-alongamento no cabo com força superior àquela esperada em projeto (cerca de 10% a 20%) para que, durante a vida da obra, seja garantido que o cabo funcionará em um regime elástico ideal. Este tipo de cabo não é utilizado no Brasil.



Figura 2.2 - Cabo de múltiplos fios.

## c) Cabo tipo “locked coil”

Composto por fios de seção “z” e fios de seção circular, este tipo de cabo também é formado pela rotação dos fios em torno do eixo central em camadas múltiplas. A combinação de fios com seções diferentes permite construir um cabo compacto, com os fios circulares no centro e os fios de seção “z” na periferia (Figura 2.3).

O posicionamento dos fios de seção “z” na periferia favorece a ancoragem dos cabos, que passam a ter uma superfície externa contínua disponível para o contato com outros elementos estruturais, o que não é possível em outros tipos de cabo.

Os diâmetros disponíveis encontram-se na faixa de 40 mm a 180 mm e os cabos precisam ser fabricados no comprimento final requerido pelo projeto. O módulo de elasticidade típico de 180GPa é superior ao módulo de cordoalhas de múltiplos fios. Este tipo de cabo também não é utilizado no Brasil.

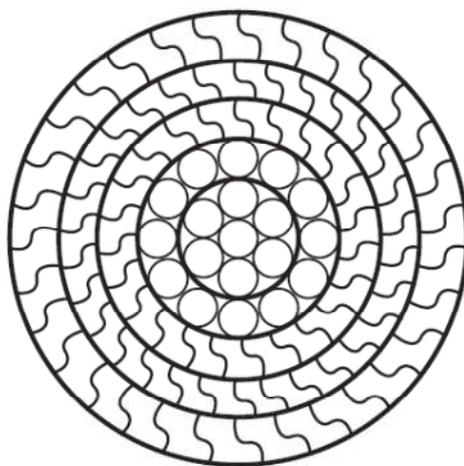


Figura 2.3 - Cabo tipo "Locked coil".

## d) Cabo de fios paralelos

Outra técnica utilizada para a constituição do cabo é o agrupamento de vários fios de seção circular em paralelo. Os primeiros cabos formados por fios paralelos recebiam um cordão de aço externo para garantir que os fios permanecessem agrupados (Figura 2.4).

Como proteção contra a corrosão, o conjunto de fios recebia um revestimento com tubo de polietileno. Uma desvantagem deste tipo de cabo é o grande espaço obtido entre os fios e o revestimento, que nas primeiras aplicações era preenchido com nata de cimento e aumentava significativamente o peso específico do cabo, chegando a 120 kN/m<sup>3</sup>. As seções viáveis para este tipo de cabo variam de 19φ7 mm a 499φ7mm. Este tipo de cabo também não é utilizado no Brasil.

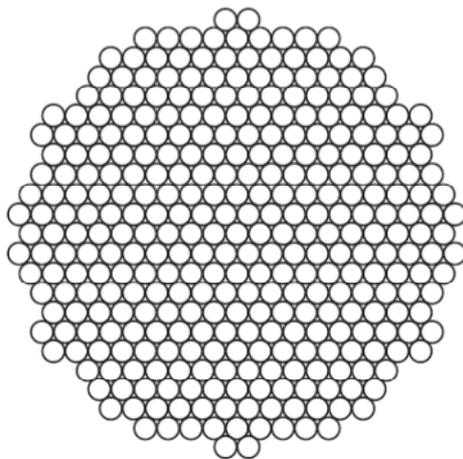


Figura 2.4 - Cabo com 337 cordoalhas paralelas – Ponte Zarate-Brazo Largo.

e) Cabo de barras paralelas

Uma alternativa aos fios de aço são barras de alta resistência usadas em protensão, dispostas paralelamente no interior do cabo e revestidas com tubo de aço e injeção de nata de cimento. Esta solução apresenta baixa resistência à fadiga, motivada pelas emendas mecânicas, e tem sido preterida em projetos modernos. Outra desvantagem da solução é similar àquela demonstrada para o cabo com fios paralelos, onde o peso específico do cabo fica elevado (~125kN/m<sup>3</sup>) pela presença da nata de cimento e o grande espaço livre entre as barras e o tubo de revestimento.

É importante comentar que, no Brasil, o grande avanço que se deu no projeto de construção de pontes estaiadas foi motivado essencialmente pela fabricação nacional de cordoalhas específicas para estais e pela fabricação nacional de ancoragens de estais formados por cordoalhas baseados em desenvolvimentos tecnológicos de firmas europeias.

Os estais formados por cabos de fios múltiplos, por cabos tipo “locked coil”, por cabos de cordoalhas paralelas ou por cabos formados por barras paralelas podem ser considerados como tecnologia utilizada no passado na Europa. Os custos de fabricação e manutenção são mais elevados do que cabos formados por cordoalhas engraxadas, especialmente para as condições brasileiras.

A tecnologia de pontes estaiadas no Brasil, em vista dos fatos anteriores, pode ser considerada moderna, baseada em exemplos recentes bastante significativos. Como exemplo, podem ser consideradas obras de grande importância, tais como: a Ponte sobre o rio Paranaíba, em Porto de Alencastro, a Ponte Octávio Frias de Oliveira, em São Paulo e a Ponte do Saber, no Rio de Janeiro.

### **2.1.1. PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO**

Naturalmente, a durabilidade de uma obra estaiada está diretamente ligada à durabilidade do sistema de estais formado pelos cabos e suas ancoragens. O fato dos cabos serem constituídos por um conjunto de fios de pequeno diâmetro, que muitas vezes apresentam disposição tal que dificulta a inspeção e manutenção dos elementos, exige que os fios utilizados sejam galvanizados, o que constitui a primeira barreira anticorrosiva.

Outro fator decisivo para a durabilidade do sistema reside na manifestação do fenômeno da corrosão sob tensão. Os estais estão sempre submetidos a tensões nominais inferiores ao limite de escoamento do aço e podem ser empregados em meios indutores de corrosão, estando, portanto, suscetíveis ao fenômeno.

Pelas razões expostas e pela experiência adquirida após os primeiros acidentes em pontes sustentadas por cabos, nos dias de hoje só é aceitável a utilização de cabos constituídos de fios galvanizados a fogo. GIMSING (2012) indica que a proteção mais eficiente é obtida com galvanização a fogo com massa de zinco aplicada na faixa de 300 g/m<sup>2</sup>.

---

---

Nos projetos atuais também não é aceitável prover somente uma barreira de proteção contra a corrosão. Além da galvanização dos fios, são requisitadas outras barreiras de proteção.

Alguns fatos históricos sobre problemas de durabilidade com estais, seja na forma de *locked coil*, ou com tubos de revestimento em aço e estais injetados com nata de cimento são encontrados na literatura técnica.

GIMSING (2012), por exemplo, registra a prática de pintar a superfície (ou primeira camada) dos cabos do tipo *Locked Coil*, que eram formados por fios não galvanizados, e realizar a injeção de chumbo nas camadas centrais do cabo para preencher os espaços deixados pelos fios de seção circular. Esta solução foi adotada no projeto da ponte Köhlbrand, na Alemanha, porém alguns cabos apresentaram quebra entre os primeiros três ou quatro anos de utilização, exigindo a substituição de todos os estais da obra.

As investigações indicaram que uma conjunção de fatores contribuiu para a deterioração precoce dos estais, tais como: a presença de sulfatos e fosfatos no ambiente da região industrial onde foi construída a ponte; danos causados ao material de injeção na parte central dos cabos devidos a altas temperaturas; entalhes observados na superfície dos cabos; deficiência das ancoragens em absorver rotação, gerando flexão nos estais; deficiência na execução da pintura externa; e exposição dos estais à água salgada retida nas pistas, principalmente durante o inverno.

Outros exemplos de corrosão em estais foram verificados nos primeiros projetos em que foram aplicadas múltiplas cordoalhas paralelas para formação dos cabos. Nessas obras, a tecnologia dos cabos era similar àquela observada nos dias de hoje para o concreto protendido, isto é, o conjunto de cordoalhas, sem galvanização, era revestido por um tubo metálico (ou de polietileno) com posterior injeção do tubo. Acreditava-se que a nata de injeção seria capaz de conferir adequada proteção contra corrosão.

Neste tipo de projeto, o revestimento do cabo com tubo metálico trouxe vários inconvenientes executivos, como a rigidez elevada do tubo, que não permitia fazer algumas curvaturas necessárias para a instalação. Neste aspecto, o revestimento do cabo com polietileno se adaptava melhor às condições de instalação e era considerado

---

mais adequado. Acreditava-se que o tubo externo e a injeção de cimento se configurariam como as duas barreiras contra a corrosão.

Um problema que persistia, qualquer que fosse o revestimento, era a dificuldade de garantir uma injeção isenta de fissuras para que a proteção contra a corrosão fosse efetiva. A injeção era realizada depois que todas as cargas permanentes estivessem aplicadas aos estais. Sendo assim, o material de injeção estaria sujeito à variação de tensões provocada pelas cargas variáveis.

Ao longo do tempo várias obras concebidas desta forma apresentaram problemas. A barreira de proteção constituída pelo tubo não era efetiva, já que era comum o aparecimento de trincas na parede do revestimento. Também no caso da nata de injeção, a garantia de efetividade era questionada, seja por problemas na execução do serviço, seja pelas fissuras ocasionadas pelas ações dinâmicas atuantes na estrutura. Nessa ocasião, já era considerada obrigatória a utilização de fios galvanizados nos cabos.

De forma a suprir as deficiências da nata de injeção submetida a ações dinâmicas, vários estudos de nata com adição de polímeros foram realizados e apresentaram resultados melhores. A maior flexibilidade do material evitava a formação de fissuras. A desvantagem da solução é o seu custo elevado.

Com a evolução dos sistemas, várias formas de proteção foram estudadas até a solução adotada atualmente para os cabos de múltiplas cordoalhas, onde cada elemento é embebido em cera e posteriormente recebe uma camada extrusada de PEAD ao longo de todo o seu comprimento, dispensando, portanto, a injeção total do cabo. Considera-se que as cordoalhas atuais possuem três camadas de proteção à corrosão.

A Figura 2.5 mostra a cordoalha de sete fios engraxada e revestida com PEAD.



Figura 2.5 - Cordoalha galvanizada revestida com PEAD.

### 2.1.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS, RELAXAÇÃO E FADIGA

As propriedades mecânicas mais importantes na fase de projeto são quatro:

$E_s$  - Módulo de elasticidade

$f_{s,0.01}$  - Tensão limite de proporcionalidade

$f_{su}$  - Resistência última da armadura de protensão

$\varepsilon_{su}$  - Alongamento na ruptura

O valor usual para o módulo de elasticidade de fios utilizados na formação das cordoalhas é de  $E=205$  GPa. Tipicamente, o processo de fabricação das cordoalhas faz com que o módulo seja reduzido em 5%. O valor indicado pela Belgo Bekaert Arames, fabricante nacional de cordoalhas para estais, é de  $E=195$  GPa.

As cordoalhas fabricadas no Brasil apresentam resistência última  $f_{su}=1770$  MPa, que atende às características mecânicas do aço CP-177RB. O diâmetro comumente utilizado é de 15,7mm. No mercado internacional são oferecidas cordoalhas com  $f_{su}=1860$  MPa.

O conhecimento da tensão limite de proporcionalidade ( $f_{s,0.01}$ ) é fundamental neste tipo de projeto, já que é inaceitável uma deformação permanente no estai. Esta tensão limite normalmente encontra-se na faixa de 65% a 70% da tensão última dos fios de aço.

A Figura 2.6 apresenta o diagrama tensão-deformação do fio galvanizado, segundo GIMSING (2012).

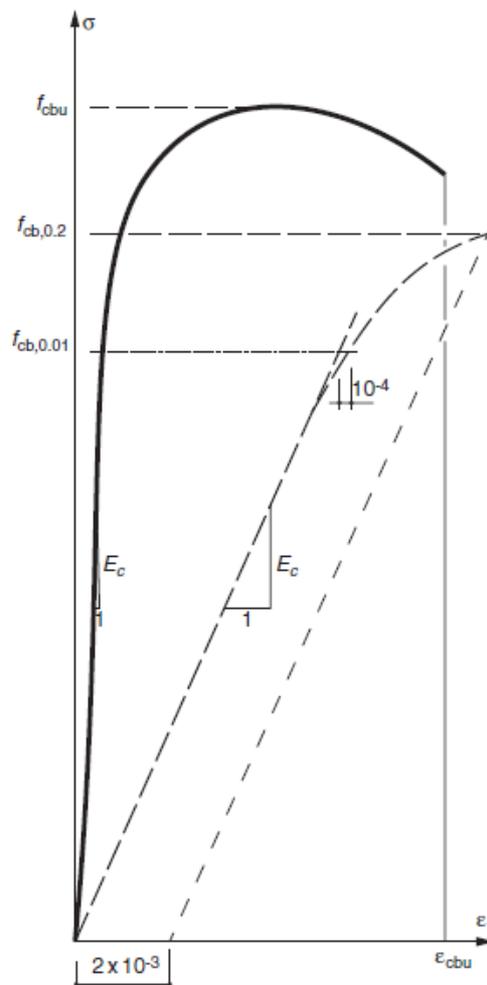


Figura 2.6 - Curva tensão-deformação para um fio galvanizado (GIMSING, 2012).

O fato de não existir um patamar de escoamento definido e também de haver, entre o início da fase plástica e a ruptura um alongamento de aproximadamente 4%, garante que as tensões atuantes em todos os fios de uma cordoalha sejam equalizadas e possíveis imperfeições de fabricação não acarretem redução na resistência última.

Os critérios de projeto atuais admitem uma tensão atuante máxima no estai, para cargas permanentes, de até  $0,45f_{su}$ . Em situações transitórias de construção ou situações excepcionais, tais como a substituição de um cabo, este valor pode ser superado sem prejuízos ao projeto. Alguns projetos indicam o valor de  $0,50 f_{su}$  para estes casos.

Este critério baseia-se em parte nos ensaios de relaxação das cordoalhas modernas. Observa-se que a relaxação cresce muito quando o elemento está sujeito a uma tensão inicial superior a  $0,50 f_{su}$ .

Os critérios brasileiros para avaliar os valores de relaxação exigem ensaio específico com 1000h de duração com o elemento submetido a uma tensão inicial de  $70\% f_{su}$  e o valor obtido para a relaxação não pode superar 2,5%.

A limitação da variação de tensões para evitar a fadiga do sistema de estais é obrigatória tanto em pontes rodoviárias quanto ferroviárias. Nas pontes ferroviárias, onde a razão entre carga permanente e carga móvel é alta, a fadiga é fator decisivo no projeto. Em pontes rodoviárias com tabuleiro metálico, isto é, com carga permanente relativamente baixa, a consideração da fadiga também é fundamental, já que o incremento de carga proveniente das cargas móveis é significativo. No caso de tabuleiros em concreto, ou superestruturas mais pesadas, a razão entre tensão permanente e tensão devida à carga variável é menor, mas o efeito de fadiga não pode ser desprezado.

GIMSING (2012) sugere a utilização das curvas de Wöhler para determinação do valor limite para a variação de tensões. Mesma recomendação é feita pelo *Post-Tensioning Institute* (PTI), nos Estados Unidos.

A Tabela 2.1 mostra as expressões propostas por Wöhler, segundo o PTI.

Tabela 2.1 - Expressões de Wöhler para a variação de tensões (PTI, 1986)

Número de ciclos (N)	Variação admissível de tensões $\Delta\sigma$ (MPa)	
	Cabo de fios paralelos	Cabo de cordoalhas paralelas
$N < 3,0 \times 10^6$	$\log(\Delta\sigma) = -0,253 \log(N) + 3,815$	$\log(\Delta\sigma) = -0,301 \log(N) + 4,01$
$N \geq 3,0 \times 10^6$	150	115

No caso específico brasileiro, onde o número de ciclos  $N$  é tomado com  $2,0 \times 10^6$ , a variação de tensões admitida tem valor  $\Delta\sigma = 129,8 \text{ MPa}$ .

A Figura 2.7 mostra as curvas de Wöhler, que relacionam a variação de tensões com o número de ciclos de carregamento, de acordo com a proposição do PTI.

Estes dados, no entanto, podem ser considerados obsoletos em vista dos desenvolvimentos tecnológicos efetuados nas ancoragens modernas dos estais. Os valores de variação de tensões admissíveis nos estais modernos são bem mais elevados, como será apresentado no item 2.1.3.

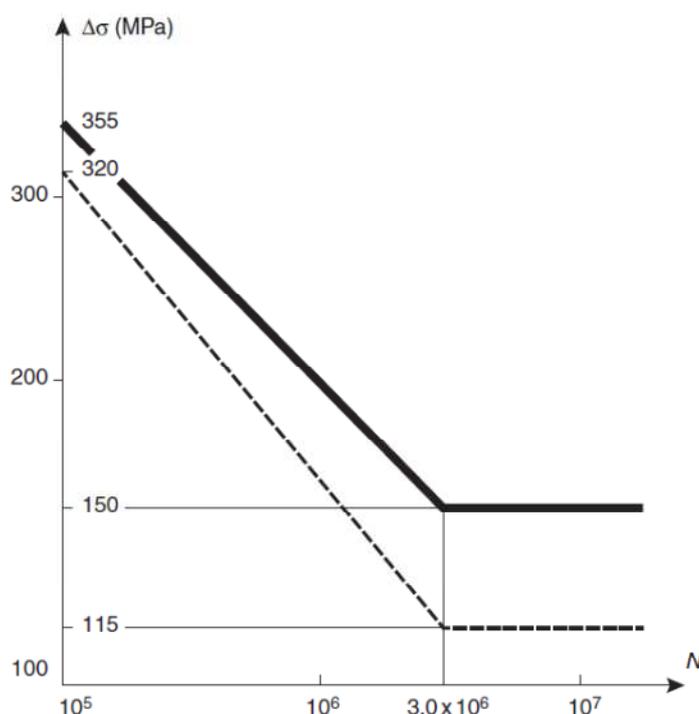


Figura 2.7 - Curvas de Wöhler para limitação da variação de tensões (PTI, 1986).

### 2.1.3. SISTEMA DE ANCORAGEM

O bom desempenho do sistema de estais está condicionado ao correto funcionamento das ancoragens. O projeto de um sistema de ancoragem é complexo, já que são elementos sujeitos a esforços solicitantes elevados e devem ser capazes de

transmitir estes esforços corretamente à estrutura. Uma vez que o cabo, em seu trecho livre, está sujeito a ações dinâmicas provenientes da ação do vento e da carga móvel, o sistema de ancoragem também tem por responsabilidade reduzir o efeito da fadiga nestes elementos.

A tecnologia das ancoragens e cabos disponível hoje no Brasil é originada da experiência europeia, e mesmo os materiais que hoje são fabricados no país, são baseados em projetos europeus. Com o desenvolvimento deste tipo de obra no país, é urgente que as normas nacionais passem a abordar as pontes estaiadas e que sejam criados procedimentos certificadores nacionais para estes produtos. Posto isto, o procedimento adotado pelos projetistas brasileiros no desenvolvimento dos projetos tem sido o de se ater aos limites de variação de tensões e limitação de tensões para o estado limite de serviço (ELS) informado pelos fabricantes de ancoragens, que foram certificadas com base em normas internacionais.

A prática dos projetos no Brasil consiste na utilização de cabos formados por múltiplas cordoalhas e compreende o que há de mais avançado no mundo no ramo de pontes estaiadas. Muitos fabricantes internacionais fornecem ancoragens compatíveis com este tipo de cabo, sendo a empresa italiana Tensacciai, através de sua associação à brasileira Protende, a maior fornecedora destes produtos no país. O intercâmbio tecnológico entre as empresas já está estabelecido há alguns anos, o que permite que as ancoragens sejam fabricadas no Brasil. Outras empresas europeias desenvolvedoras de tecnologia de estais já atuam comercialmente no Brasil.

Os fabricantes oferecem uma gama de unidades de ancoragem certificadas, com dimensões preestabelecidas para atender projetos de todos os portes. No caso específico da Tensacciai, existem ancoragens no padrão de 4 a 169 cordoalhas.

A Figura 2.8 mostra, como exemplo, os padrões de ancoragem fornecidos no Brasil pela Tensacciai.

---

Main dimensions										
N° of strands	Nominal breaking load Fpk [kN]	Maximum working load 45%Fpk [kN]	Maximum tested fatigue load range (200 MPa) [kN]	ØA1 [mm]	ØB1 [mm]	□C1 [mm]	D [mm]	E [mm]	F** [mm]	G [mm]
4	1.116	502	120	110	180	280	70	20	20	200
7	1.953	879	210	150	200	300	80	20	30	200
12	3.348	1.507	360	200	280	375	80	20	40	250
19	5.301	2.385	570	240	300	390	90	30	50	250
31	8.649	3.892	930	280	310	415	130	30	70	300
37	10.323	4.645	1.110	280	330	430	150	30	80	300
42	11.718	5.273	1.260	325	370	475	150	30	80	350
55	15.345	6.905	1.650	325	370	475	175	30	90	350
61	17.019	7.659	1.830	360	460	550	200	50	100	350
73	20.367	9.165	2.190	410	470	590	250	50	100	400
91	25.389	11.425	2.730	440	500	650	300	50	120	400
127	35.433	15.945	3.810	490	550	750	350	70	130	400
169	47.141	21.218	5.070	580	630	900	390	70	145	450

Adjustable anchorages dimensions shown allow a  $\pm 20\%$  variation of the maximum permitted working load (45% Fpk) acting over the adjusting nut.  
 \* diameter to be confirmed according to the project  
 \*\* if bearing on concrete surface with  $f_{ck} = 36\text{MPa}$  and considering 60% of ULS load

Figura 2.8 - Padrão de ancoragens Tensacciai.

O sistema de ancoragem moderno é composto por uma ancoragem fixa e uma regulável, além dos acessórios, sendo esta última utilizada para realizar ajuste de tensões nos estais. A protensão dos estais é realizada pela extremidade regulável com

macacos hidráulicos do tipo monocordoalha. As operações de ajuste de tensões exigem equipamentos de maior porte que dependem da unidade de ancoragem utilizada.

As ilustrações da Figura 2.9 mostram o esquema de protensão e as dimensões mínimas necessárias para os serviços de protensão dos estais, segundo catálogo da Tensacciai.

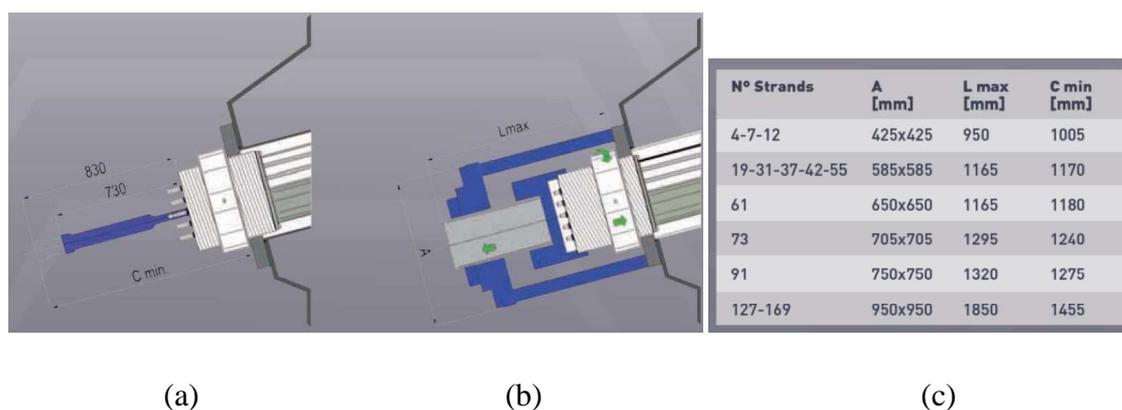


Figura 2.9 – Esquema de protensão (a), regulagem de tensões (b) e dimensões necessárias para realização dos serviços de estaiamento (c) [Tensacciai,2009].

Os acessórios que compõem o sistema também têm papel decisivo no funcionamento da ancoragem. São compostos por desviador, amortecedor e elementos de fixação entre o tubo-forma e o tubo antivandalismo (ou tubo em PEAD). O desviador é posicionado na extremidade do tubo-forma e tem a função de garantir que as cordoalhas cheguem ao ponto de fixação alinhadas com a furação da ancoragem, em condições ideais para o encunhamento. Este aparelho desviador é circular e tem o diâmetro menor que o diâmetro do tubo-forma, para receber ao seu redor o amortecedor. Este último é instalado prensado entre o desviador e o tubo-forma e é constituído de um elastômero com duas chapas de aço na extremidade (Figura 2.10).

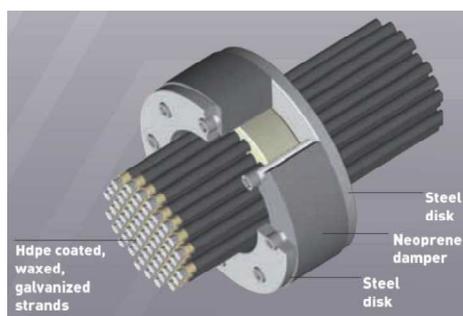


Figura 2.10 – Detalhe do aparelho desviador e amortecedor (Tensacciai,2009).

A fixação das cordoalhas na ancoragem é feita por meio de cunhas usinadas e galvanizadas especialmente projetadas para admitir tensões de fadiga reduzidas. Estes locais de ancoragem das cordoalhas são muito críticos à fadiga.

As ancoragens fornecidas pela Tensacciai são projetadas e certificadas em ensaios de fadiga com variação máxima de tensões de 200MPa. O projeto admite uma tensão máxima de trabalho (ELS) de  $0,45 f_{su}$ .

A ilustração Figura 2.11 mostra a realização de ensaio para certificação de uma ancoragem para estai.



Figura 2.11 – Ensaio para certificação de ancoragem (Tensacciai,2009).

No que tange à durabilidade e proteções contra a corrosão, a recomendação é que, no caso de não ser estabelecida pelo proprietário da obra a vida útil requerida, o sistema de ancoragem seja projetado para uma vida útil de 100 anos, para obras de pontes e viadutos (FIB, 2005).

#### 2.1.4. ANÁLISE ESTÁTICA DO CABO ISOLADO

O cabo como elemento estrutural tem sua rigidez à flexão praticamente nula. Um cabo é estaticamente incapaz de resistir a qualquer solicitação transversal sem apresentar uma elástica em forma de catenária. A flecha observada no centro de um cabo submetido a carga transversal será inversamente proporcional à força axial atuante

neste cabo. Em outras palavras, um cabo sem rigidez à flexão não pode apresentar flecha nula no centro do vão.

Esta forma de equilíbrio assumida pelo estai tem a configuração de uma catenária e constitui em uma não-linearidade geométrica do problema. A rigidez transversal do cabo aumenta à medida que as tensões de tração no cabo crescem.

Para contornar a não-linearidade do problema, H. Ernst propôs a utilização de um módulo de elasticidade equivalente na modelagem dos elementos de estai. Este artifício prático é empregado sempre que o elemento de barra é escolhido para representar o estai.

Para entender a teoria associada ao problema, pressupõe-se um cabo tracionado com uma força “N” submetido ao carregamento transversal de peso próprio. A forma assumida pelo cabo será similar à ilustração da Figura 2.12.

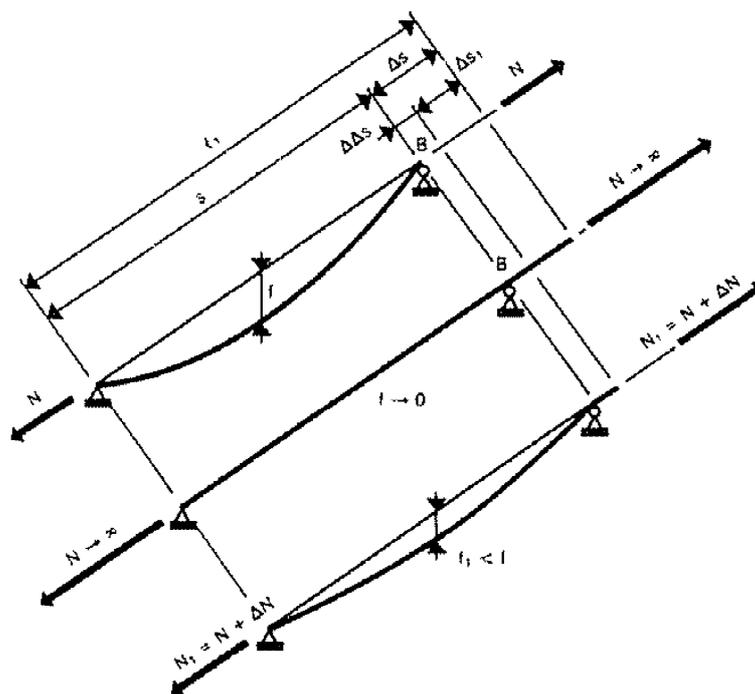


Figura 2.12 - Comportamento geométrico do cabo (WALTHER, 1999).

Se a magnitude da força axial  $N$  tende ao infinito, teoricamente tem-se um cabo retilíneo e a extremidade “B” do cabo se deslocará de  $\Delta S$ . Porém, se a tração for incrementada de  $\Delta N$ , a extremidade “B” será deslocada de  $\Delta\Delta S < \Delta S$ . Pode-se definir, então, uma deformação específica aparente:

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta\Delta S}{S} \quad (2.1)$$

O módulo de elasticidade aparente pode ser escrito como:

$$E_s = \frac{\sigma}{\varepsilon_s} \quad (2.2)$$

onde  $\sigma$  é a tensão atuante no cabo.

Na realidade, o módulo de elasticidade equivalente será composto em parte pela deformação aparente anteriormente definida e em parte pela deformação do material que constitui o cabo, que é escrita por:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma}{E_c} \quad (2.3)$$

onde  $E_c$  é o módulo de elasticidade real do cabo.

O módulo equivalente idealizado será dado por:

$$E' = \frac{\sigma}{\varepsilon_s + \varepsilon_c} \quad (2.4)$$

Substituindo as Eqs. (2.3) e (2.2) em (2.4), tem-se:

$$E' = \frac{E_c}{E_c/E_s + 1} \quad (2.5)$$

Assumindo que para cabos que apresentem pequenas flechas a catenária pode ser representada por uma parábola, Ernst estabelece:

$$E_s = \frac{12\sigma^3}{(\gamma l)^2} \quad (2.6)$$

onde:  $\gamma$  é o peso específico do cabo;

$l$  é a projeção horizontal do cabo.

Substituindo a Eq. (2.6) em (2.5), chega-se a:

$$E' = \frac{E_c}{\frac{(\gamma l)^2}{12\sigma^3} E_c + 1} \quad (2.7)$$

Deve-se evidenciar que o módulo de elasticidade fictício apresentado na Eq. (2.7), designado por fórmula de Ernst, indica meramente a rigidez tangente do cabo e não a rigidez secante.

WALTHER (1999) traça algumas curvas representativas da razão  $E'/E_c$  para diferentes comprimentos de cabos e diferentes níveis de tensão (Figura 2.13).

A Figura 2.13 mostra que, mesmo para cabos longos, quando estes estão submetidos a tensões da ordem de  $0,40 f_{su}$ , o que é comum para elementos de estai, a relação  $E'/E_c$  se mantém próxima da unidade.

Vale ressaltar que o cabo estará solicitado com diferentes tensões ao longo de sua vida útil. Por este motivo, a prática recomendada é que se adote a tensão média atuante na estrutura para determinação do módulo equivalente. Posto isto, Ernst define o módulo secante equivalente do estai como função da razão das tensões máximas e mínimas e também função da tensão média, tal como indicado na Eq. (2.8).

$$E^* = \frac{12\sigma_m^3}{(\gamma l)^2} \frac{16\mu^2}{(1+\mu)^4} \quad (2.8)$$

onde:  $E^*$  é o módulo secante equivalente;

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{inf} + \sigma_{sup}}{2};$$

$$\mu = \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}}.$$

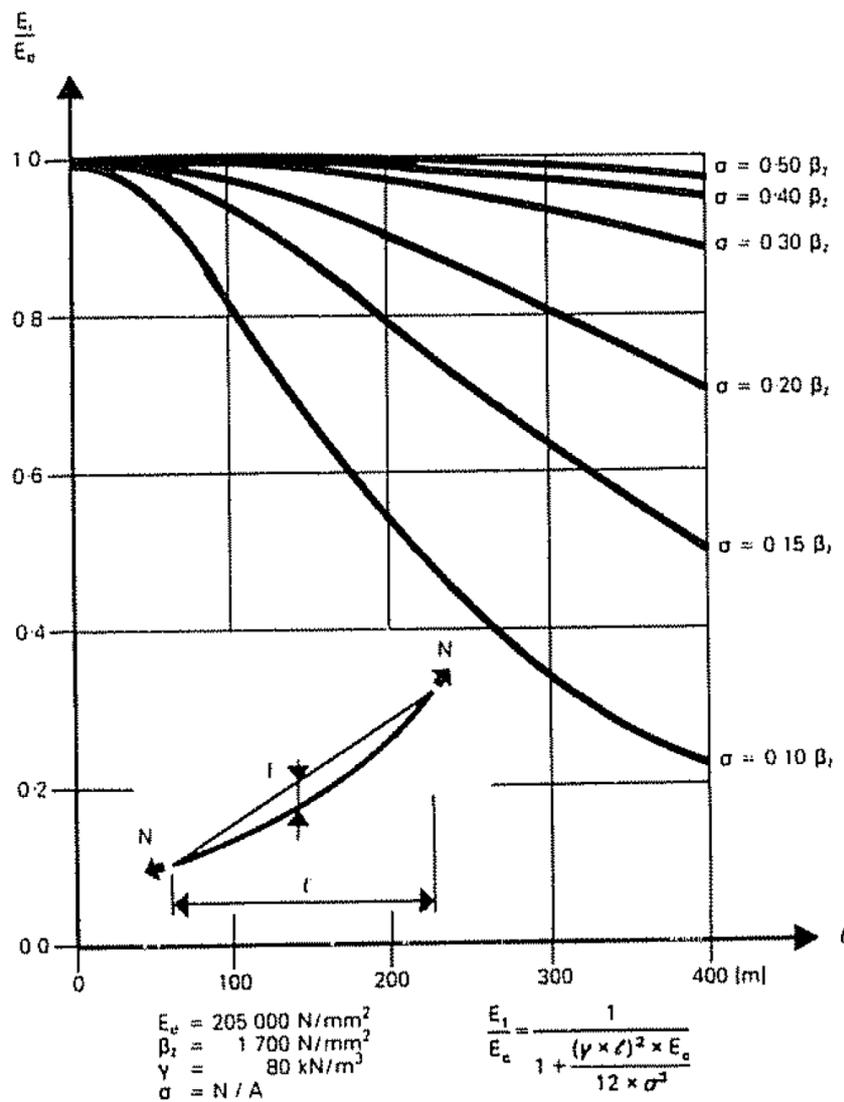


Figura 2.13 - Razão  $E'/E_c$  para diferentes comprimentos de cabo (WALTHER, 1999).

Fundamentalmente, a Eq. (2.8) representa, em parte, o módulo de um cabo submetido a uma tensão média e cuja curva tensão-deformação possui traçado similar ao apresentado na Figura 2.14.

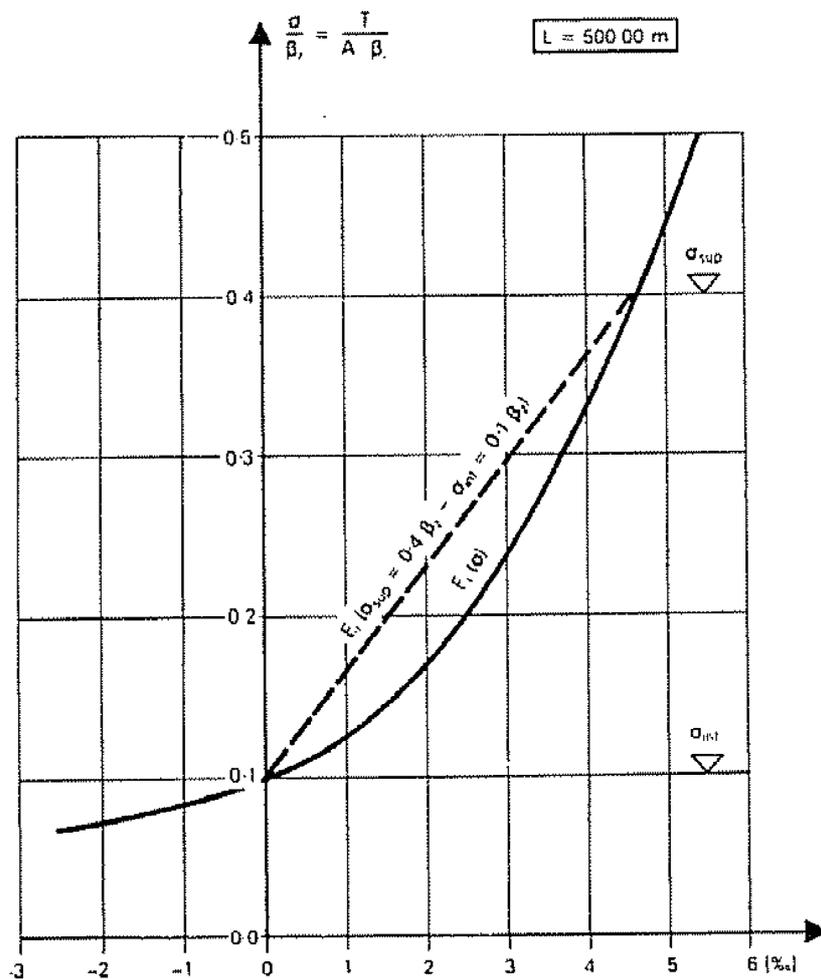


Figura 2.14 - Curva tensão-deformação para um estai com projeção horizontal de 500m e tensão de  $0,10 f_{su}$  (WALTHER, 1999).

### 2.1.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ESTAIS

Sempre é necessário realizar o pré-dimensionamento dos estais, seja para um estudo de viabilidade ou para a construção do modelo inicial de análise. Como a determinação precisa das forças atuantes nos estais é um processo laborioso, iterativo e

envolve muitas variáveis, é comum que na fase inicial do projeto algumas simplificações sejam assumidas.

Nas pontes de estais múltiplos é possível considerar que o tabuleiro é uma estrutura contínua sobre apoios elásticos e a força nos estais pode ser estimada pela expressão:

$$N_i = \frac{G + Q}{\sin \alpha_i} \quad (2.9)$$

onde:  $G$  é a carga permanente;

$Q$  é a carga variável;

$\alpha_i$  é a inclinação do estai  $i$  com o plano horizontal.

Para a avaliação da carga atuante nos estais de ancoragem, uma consideração plausível é a de que estes elementos serão responsáveis por resistir às solicitações oriundas do trecho desbalanceado do vão central.

Com as forças atuantes preestabelecidas, prossegue-se à avaliação da seção transversal dos estais. Para isto, WALTHER (1999) recomenda o emprego do parâmetro:

$$\vartheta = \frac{Q}{G} \quad (2.10)$$

O parâmetro  $\vartheta$  tem por objetivo indicar se o critério predominante para o dimensionamento dos cabos será a resistência ou a fadiga. Resumidamente, nas pontes rodoviárias com tabuleiro de concreto, o parâmetro  $\vartheta$  encontra-se na faixa de 0,2 a 0,3, indicando que o critério da resistência é dimensionante. Já para pontes ferroviárias com tabuleiro metálico, o parâmetro  $\vartheta$  assume valores mais elevados (1,0 a 2,0), sendo o critério da fadiga dimensionante.

As equações-limite para os dois critérios podem ser escritas em função de  $\vartheta$ :

$$\text{Critério da resistência:} \quad \sigma_{G+Q} \leq (1 + \vartheta)^{-1} \cdot \sigma_{adm} \quad (2.11)$$

$$\text{Critério da fadiga:} \quad \sigma_G \leq (\vartheta)^{-1} \cdot \Delta\sigma_{adm} \quad (2.12)$$

onde:  $\sigma_G$  é a tensão devido à carga permanente;

$\sigma_{G+Q}$  é a tensão devido à carga permanente e carga variável;

$\sigma_{adm}$  é a tensão admissível no estai ou  $0,45 f_{su}$ ;

$\Delta\sigma_{adm}$  é a variação de tensão admissível no estai.

É preciso ressaltar que os procedimentos propostos servem somente como uma primeira aproximação das forças nos estais. Por exemplo, assumir que a área de influência para cargas móveis se restringe à faixa entre estais não representa a realidade. Na prática, as simplificações aqui sugeridas levam a um superdimensionamento dos estais nos vãos laterais e a um subdimensionamento dos estais do vão central.

## 2.2. TABULEIRO

O tabuleiro ou viga de enrijecimento é o elemento que recebe diretamente os carregamentos provenientes da utilização da ponte, principalmente os carregamentos de veículos e carga de multidão que representam uma parcela importante dos carregamentos totais que a estrutura estará submetida.

Em uma análise simplória, o tabuleiro deve ser capaz de transferir as cargas verticais de seu peso próprio e cargas móveis entre pontos de ancoragem dos estais. A presença de estais, mesmo que em pequeno número ao longo do tabuleiro, contribui

significativamente para a redução das solicitações de carga permanente no tabuleiro quando a estrutura é comparada com uma viga de enrijecimento contínua.

A Figura 2.15 mostra esquematicamente os diagramas de momentos fletores para cargas permanentes em tabuleiros de vigas contínuas e estaiados.

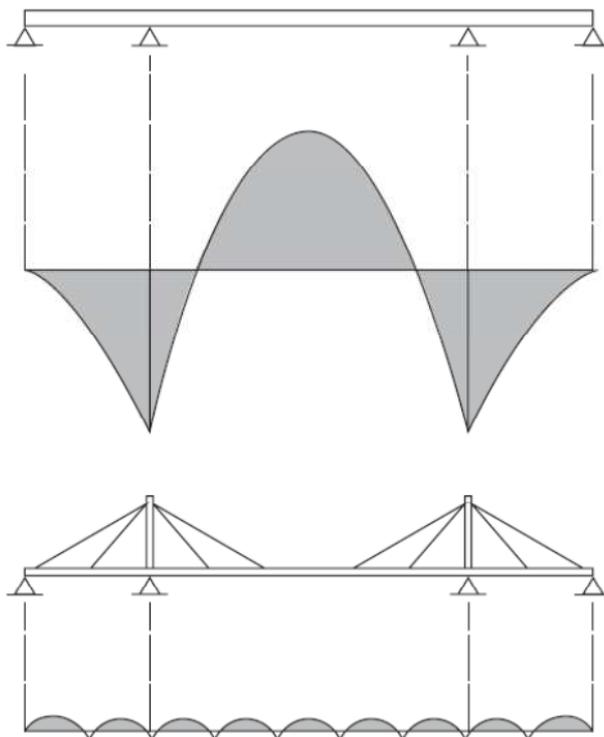


Figura 2.15 - Comparação dos momentos fletores para carga permanente em um tabuleiro contínuo e em um tabuleiro estaiado (GIMSING, 2012).

A distribuição dos cabos transversalmente também se constitui em fator decisivo para a concepção da seção transversal do tabuleiro. Por exemplo, uma disposição dos estais com um único plano central exige que o tabuleiro tenha maior rigidez à torção e seções celulares deverão ser adotadas. Já para estais dispostos nos bordos da seção, a importância de uma rigidez à torção elevada do tabuleiro passa a ser menor.

O tabuleiro se constitui também em um elemento altamente suscetível à ação do vento e, por este motivo, seu desempenho aerodinâmico é decisivo para o sucesso de projetos deste tipo.

a) Rigidez axial

A ação do estai tensionado na viga de enrijecimento se traduz num esforço compressivo na seção transversal. Em pontes com múltiplos estais, esta compressão cresce do meio do vão em direção ao pilone, onde atinge seu valor máximo.

Para casos específicos de viga de enrijecimento em aço, esta compressão pode ser fator impeditivo para a utilização de elementos com chapas mais esbeltas, propensas a fenômenos de instabilidade.

b) Rigidez à flexão

Conforme dito anteriormente, a principal ação vertical na viga de enrijecimento é composta pela carga concentrada das rodas do veículo e carga de multidão. Para haver eficiência na transmissão de tais ações aos pontos de ancoragem dos estais, o tabuleiro deve ter rigidez satisfatória, tanto na direção longitudinal quanto na direção transversal, no caso de estais dispostos nas laterais da seção.

A função da viga de enrijecimento de levar as cargas concentradas aos pontos de ancoragens é de maior importância naquelas estruturas com grande espaçamento entre estais.

Tal rigidez do tabuleiro também será muito importante na região das ancoragens de extremidade, principalmente quando a ancoragem é feita no próprio tabuleiro e tirantes são dispostos no pilar de extremidade, solução muito comum em pontes estaiadas. Neste caso, picos de momentos fletores são observados nas proximidades do estai de ancoragem.

A viga de enrijecimento se constitui em um elemento importante para o bom funcionamento do sistema sob cargas horizontais. Quando submetido à carga de vento, por exemplo, o tabuleiro sofre flexão no plano horizontal decorrente da ação do vento sobre o próprio tabuleiro e também da ação do vento sobre os elementos de estai.

As ações horizontais atuantes se constituem em uma das principais razões para a concepção de tabuleiros contínuos, onde a flexão horizontal é distribuída entre momentos negativos e positivos ao longo da estrutura.

---

Para a concepção de uma estrutura rotulada nos pilones (pontos de restrição horizontal), o momento fletor no meio do vão assume grande magnitude (Figura 2.16a). O mesmo ocorreria para o caso de rótula no meio do vão, onde o momento fletor máximo ocorreria no pilone, também com grande magnitude (Figura 2.16b). É fácil presumir que a ordem de grandeza desses momentos será significativamente menor se um tabuleiro contínuo for adotado (Figura 2.16c).

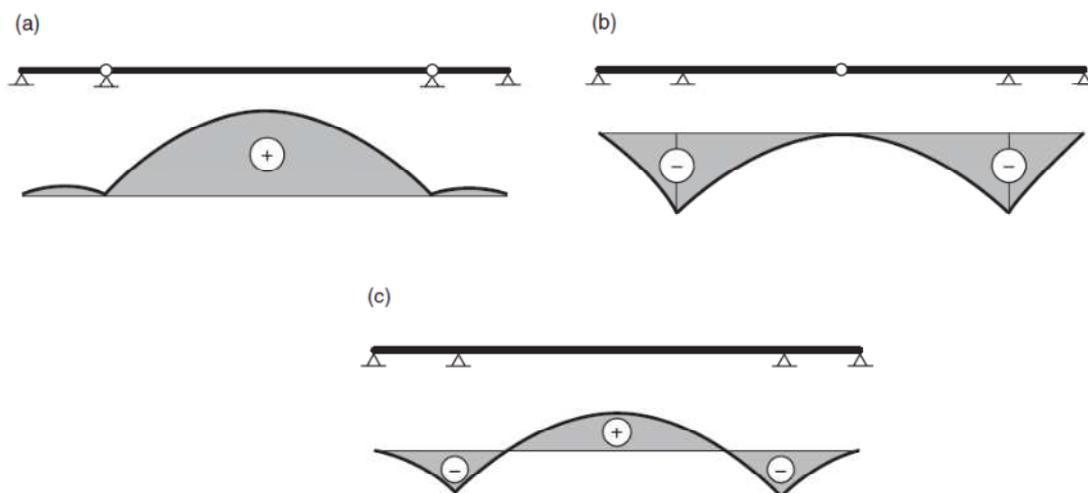


Figura 2.16 - Três sistemas estruturais para o tabuleiro frente a ações horizontais (GIMSING, 2012).

### c) Rigidez à torção

Os requisitos referentes à rigidez à torção do tabuleiro são ditados pela disposição transversal escolhida para os cabos e o carregamento determinante para o dimensionamento à torção será a carga móvel excêntrica no tabuleiro.

A situação mais sensível para o carregamento em questão é aquela com disposição dos cabos em plano central único, onde toda a torção tem que ser transmitida aos apoios extremos através da viga de enrijecimento. Nestes casos, a seção celular é obrigatória.

No caso de estais dispostos lateralmente à seção, o sistema responde ao carregamento de carga móvel excêntrica com um binário e a rigidez do tabuleiro passa a ser menos importante.

### 2.2.1. SEÇÃO TRANSVERSAL

As pontes modernas apresentam uma grande quantidade de seções transversais possíveis, seja em aço, em concreto ou mistas. A característica decisiva observada nas pontes atuais, seja qual for o material escolhido, é a integração da laje superior com a viga de enrijecimento. Este detalhe, que parece óbvio nos dias de hoje, não foi adotado no passado e representava uma grande dificuldade em distribuir os esforços normais impostos pelos estais ao longo do tabuleiro.

Em pontes com grandes vãos, o material escolhido para compor o tabuleiro tende a ser o aço, já que o carregamento de peso próprio é muito significativo e a redução de peso passa a proporcionar uma economia considerável na quantidade de estais e nos demais elementos estruturais.

Já para pontes de vãos medianos, a economia é menos significativa, além de trazer um inconveniente para o dimensionamento à fadiga dos estais, já que, com um tabuleiro mais leve e uma maior relação  $Q/G$ , a variação de tensões passa a ser maior.

Outra vantagem a ser considerada para os tabuleiros em aço, é a facilidade gerada para a construção, que passa a trabalhar com elementos mais leves e as forças de implantação são, portanto, reduzidas.

Os esforços normais que os estais impõem no tabuleiro também podem reduzir a conveniência econômica das seções em aço. Conforme abordado anteriormente, para seções altamente comprimidas, pode ser necessário empregar elementos de chapas mais grossas para evitar fenômenos de instabilidade.

No Brasil, as pontes estaiadas têm em sua maioria tabuleiro em concreto, seja pelo elevado custo do aço ou pelo fato das pontes brasileiras não apresentarem grandes vãos que justifiquem economicamente um tabuleiro mais leve.

No caso dos tabuleiros em concreto, duas soluções geométricas são mais empregadas: celular ou com duas longarinas laterais. Neste caso, a escolha da seção está totalmente ligada à disposição dos estais ao longo do tabuleiro.

Dois exemplos diferentes de seção transversal em concreto são as pontes Napoleon B. Broward (Figura 2.17), que possui dois planos laterais de estais, e a Ponte de Brotonne (Figura 2.18), com seu plano central de estais.

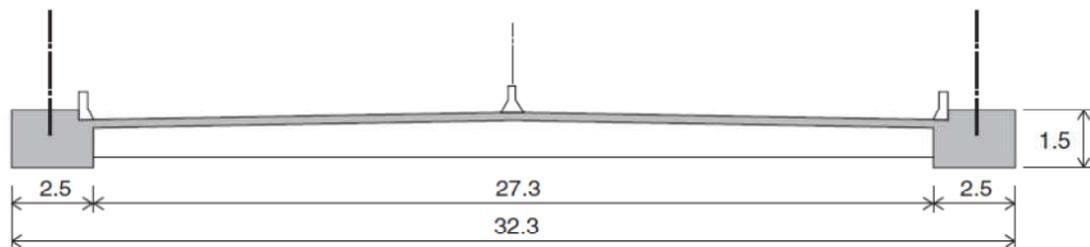


Figura 2.17 - Seção transversal da Ponte Napoleon B. Broward.

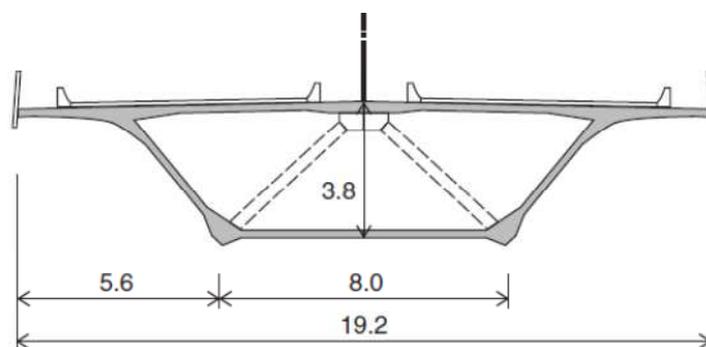


Figura 2.18 - Seção transversal da Ponte de Brotonne.

O concreto apresenta a vantagem de ter bom desempenho à compressão e, embora resulte em um tabuleiro mais robusto, algumas vezes é desejável que a seção tenha uma maior rigidez à torção e axial.

Mesmo em pontes com dois planos laterais de estais, pode ser desejável que o tabuleiro tenha boa rigidez à torção para que a variação de tensão nos estais seja reduzida. Nestes casos, podem ser adotadas seções como as da Figura 2.19.

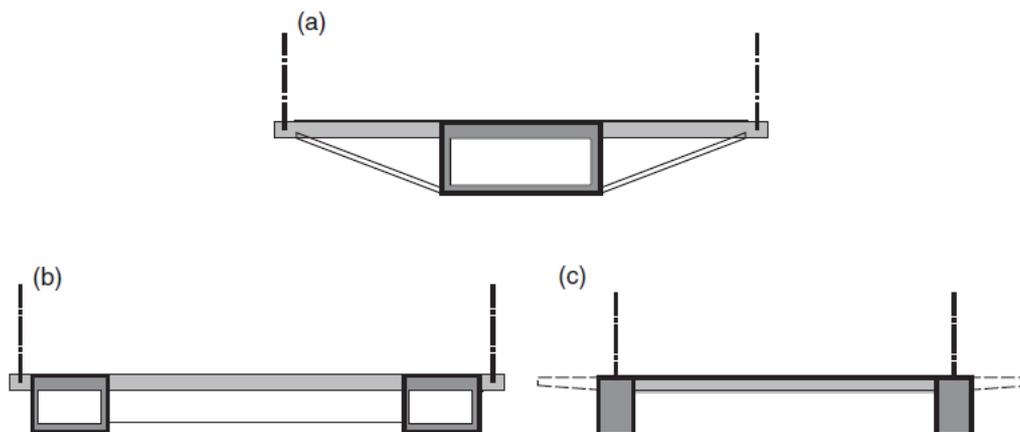


Figura 2.19 - Exemplos de seção com rigidez à torção para tabuleiros com dois planos de estais (GIMSING, 2012).

Como mostra a Figura 2.19, para a solução em seção celular central, torna-se necessário inserir elementos diagonais que impeçam a flexão dos balanços laterais da laje. Neste caso, também é necessário construir dispositivos externos à seção para transferir a força da ancoragem do estai para o tabuleiro. A solução com dois caixões laterais certamente proporciona uma seção mais leve em relação às duas longarinas maciças e boa rigidez à torção.

Os tabuleiros em concreto podem apresentar duas metodologias executivas diferentes: pré-moldada e moldada *in loco*. A adoção de uma metodologia ou outra envolve uma série de fatores que o construtor se depara, tais como: a necessidade de reduzir prazos, dificuldade para o acesso de pessoas e equipamentos à obra, navegabilidade dos rios, entre outros.

As estruturas mistas também são empregadas em tabuleiros de pontes estaiadas. Estas estruturas reduzem os altos custos das placas ortotrópicas em aço utilizando o concreto.

WALTHER (1999) apresenta alguns argumentos contra a utilização destas estruturas, visto que as longarinas metálicas ficam sujeitas a tensões de compressão altas que se acentuam pela presença da fluência e retração da laje, podendo causar instabilidade local. Como recomendação, WALTHER sugere que todos os elementos

comprimidos sejam construídos em concreto e os elementos onde a flexão é predominante, como as transversinas, sejam executados em aço.

### 2.2.2. VÍNCULOS DO TABULEIRO

Em pontes estaiadas autoancoradas convencionais, com dois vãos laterais e um vão central, a compressão imposta ao tabuleiro pelo sistema de estaiamento cresce do vão central em direção aos pilones. Por este motivo, há de se projetar uma ligação do tabuleiro com o pilone, eliminando descontinuidades.

GIMSING (2012) avalia que somente no meio do vão central é possível criar uma descontinuidade, já que esta região terá esforço normal nulo. GIMSING indica ainda duas soluções possíveis para a descontinuidade no vão central, tal como mostra a Figura 2.20.

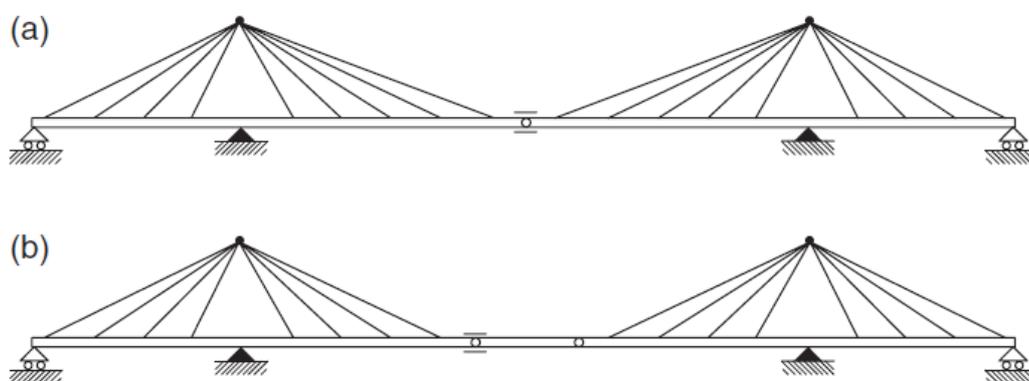


Figura 2.20 - Exemplos de sistemas estruturais com rótulas no vão central

(GIMSING, 2012).

Na Figura 2.20a é criada uma rótula no vão central e, neste caso, uma junta de dilatação será necessária no vão central da ponte. Uma alternativa é utilizar duas rótulas (Figura 2.20b), criando-se um trecho central isostático. O próprio autor afirma que, no caso de pontes estaiadas, a boa funcionalidade da segunda solução é duvidosa, uma vez

que o sistema é muito sensível a grandes deslocamentos nas extremidades dos balanços e uma inclinação acentuada do vão central isostático é totalmente indesejada.

O sistema mais empregado consiste em um tabuleiro contínuo, onde a restrição ao deslocamento longitudinal é feita em um dos pilones e os outros três vínculos permitem o deslocamento horizontal, tal como mostra a Figura 2.21.

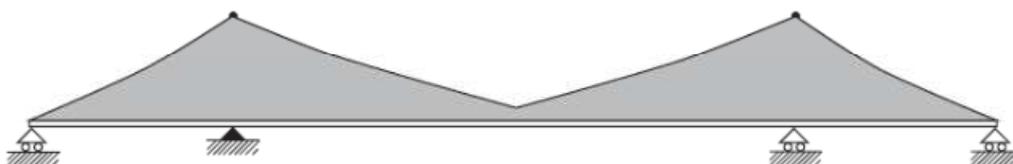


Figura 2.21 - Sistema estrutural com tabuleiro contínuo.

Outra solução possível é a de inserir restrições ao deslocamento longitudinal nos dois pilones e adotar vínculos que permitam o deslocamento nas extremidades. Neste caso, é preciso prover certa flexibilidade à parte inferior do pilone para que a estrutura aceite os encurtamentos e alongamentos do vão central da ponte devido à variação de temperatura, retração e fluência.

Em alguns projetos modernos, tal como a Ponte sobre o Rio Paranaíba, não se verifica restrição ao deslocamento vertical do tabuleiro na região dos pilones. São inseridos estais verticais nesta posição que se constituem em apoios elásticos. A restrição horizontal é feita em uma das extremidades da ponte, num dos encontros.

Naqueles projetos de ponte com torre única e dois vãos laterais, torna-se atraente fazer a ligação monolítica entre a viga de enrijecimento e a torre, que passa a ser o ponto indeslocável do sistema, tal como a Ponte Octávio Frias de Oliveira. Vale ressaltar que a torre deve ter rigidez suficiente para tal.

Restrições ao deslocamento transversal do tabuleiro são geralmente inseridos nos apoios extremos e nos pilones. Esses apoios geralmente são aparelhos deslizantes verticais instalados entre o tabuleiro e a parede da torre.

Nas pontes autoancoradas, a região do apoio extremo do tabuleiro requer atenção especial. Nesta região do tabuleiro que recebe os cabos de ancoragem da torre,

a superestrutura é submetida a uma componente vertical alta proveniente destes estais. Para garantir que não haja elevação das extremidades em relação aos apoios, pode-se adotar um tabuleiro mais pesado na região ou cabos de protensão verticais no interior do pilar de extremidade. Nenhuma das duas soluções pode bloquear o deslocamento longitudinal do tabuleiro.

### **2.3. PILONE**

A estrutura do pilone, também conhecido como torre ou mastro, tem por principal função transmitir às fundações as cargas originadas pelo sistema de cabos. São normalmente estruturas de grande altura solicitada predominantemente à compressão e têm seu comportamento estrutural altamente influenciado pelos elementos dos estais.

A natureza das solicitações faz com que estes elementos sejam construídos geralmente em concreto. Soluções com pilones em aço são encontradas na literatura especializada, porém normalmente se mostram economicamente menos interessante.

O pilone, juntamente com o arranjo de cabos, oferece diversas proposições arquitetônicas, já que são os elementos das pontes estaiadas mais expostos à visão humana.

A maior eficiência desta estrutura será conseguida quando o caminhamento das solicitações ao longo do elemento for “suave”, sem variações bruscas de direção, explorando ao máximo as virtudes que os seus materiais constituintes (seja concreto ou aço) oferecem. Quando o lançamento da estrutura da torre segue estes princípios básicos, flexões no elemento são minimizadas, o comportamento global da estrutura pode ser previsto com maior precisão e o dimensionamento e detalhamento estrutural são facilitados.

---

### **2.3.1. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL**

Ao contrário de elementos convencionais em forma de haste vertical, onde o dimensionamento passa a ser governado pelas solicitações de vento, o dimensionamento do pilone é governado pela compressão e eventuais flexões na seção transversal. Esta compressão se deve à componente vertical das forças dos cabos.

WALTHER (1999) ressalta que a busca por um dimensionamento que contemple um bom desempenho no Estado Limite Último (ELU) e também em serviço (ELS), demanda cálculos elaborados, com análises e reanálises laboriosas, que podem ser reduzidos com uma análise qualitativa do comportamento estrutural do pilone.

Para o correto lançamento da estrutura, torna-se necessário avaliar o desempenho da torre frente às solicitações longitudinais, solicitações transversais e o tipo de vinculação com o tabuleiro.

Do ponto de vista da análise estrutural na direção longitudinal, WALTHER (1999) ressalta que, na maioria dos casos, os estais promovem contraventamento suficiente, fazendo com que os efeitos de segunda ordem não sejam decisivos.

#### **2.3.1.1. DIREÇÃO LONGITUDINAL**

A funcionalidade da estrutura está muito relacionada às deformações da torre. A estrutura deve ser provida de adequada rigidez à flexão na direção longitudinal, principalmente nas pontes com disposição de estais em harpa, para garantir pequenas deformações frente a cargas assimétricas.

A rigidez do tabuleiro e a vinculação deste com o pilone também são fatores decisivos no projeto, já que podem determinar esforços de flexão ou esforços horizontais de grande magnitude na torre.

Outro aspecto desejável para o projeto do pilone é que a disposição dos cabos seja tal que reduza ao máximo os esforços de flexão provenientes de cargas

---

permanentes. Com isso, os efeitos indesejáveis da fluência sobre o elemento em flexão serão reduzidos.

Pontes de vãos múltiplos requerem considerável rigidez à flexão do mastro na direção longitudinal. Esta rigidez muitas vezes é obtida com o emprego de estruturas triangulares. Um exemplo notório é o Viaduto Millau, que possui pilares de grande altura conforme mostra a Figura 2.22.



Figura 2.22 - Pilone do Viaduto Millau (GIMSING, 2012).

Para o caso em que a distribuição dos cabos forma dois planos inclinados, a forma intuitiva mais eficiente para o pilone é a de pirâmide, como no caso da Ponte Rio-Antirrio. Neste caso, para uma eficiente transmissão das cargas horizontais, a base das quatro pernas que formam a pirâmide devem ser intertravadas.

O pilone da ponte Rio-Antirrio pode ser observado na Figura 2.23.

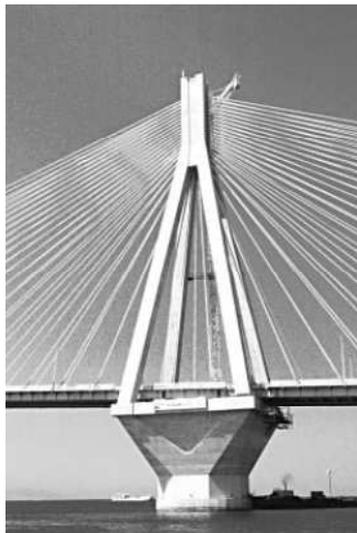


Figura 2.23 - Pilone da Ponte Rio-Antirrio (GIMSING, 2012).

Para aquelas estruturas onde há presença dos estais de ancoragem, a rigidez à flexão passa a ser menos importante, já que a maior parcela das cargas assimétricas solicitará aqueles estais de ancoragem.

Para casos particulares de pontes autoancoradas, onde o tabuleiro é construído em aço e o pilone em concreto, GIMSING (2012) defende que a vinculação entre tabuleiro e pilone seja feita em concreto e que seja criada uma transição entre o trecho em concreto e o trecho em aço do tabuleiro fora desta região. Caso isto não seja feito, a vinculação dos dois elementos deverá ser feita por aparelhos de apoio com capacidade de transmitir grandes esforços horizontais.

### 2.3.1.2. DIREÇÃO TRANSVERSAL

O sistema de cabos promove uma contenção lateral à torre, o que faz com que o elemento não se comporte como uma haste simples. GIMSING (2012) exemplifica este comportamento através de um sistema simples de uma torre vertical e dois cabos, conforme mostra a Figura 2.24. A resultante das forças que atuam nos estais promoverá uma compressão na torre. Na análise do comprimento de flambagem da torre,

evidencia-se que a resultante vertical permanecerá atuando no plano de estais e o vetor terá direção DB, o que permite concluir que o comprimento de flambagem será dado por  $h$  (altura da torre) e não por  $2h$ , como no caso da haste simples (Figura 2.25).

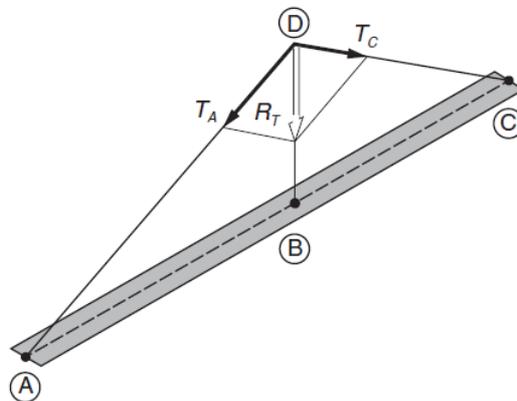


Figura 2.24 - Resultante  $R_T$  das forças verticais no topo do pilone (GIMSING, 2012).

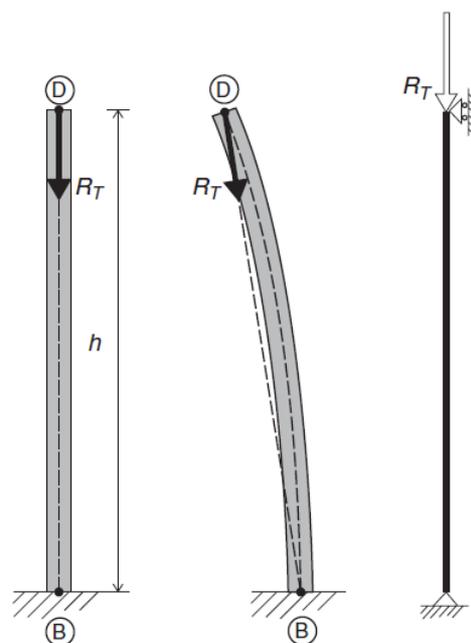


Figura 2.25 – Vetor  $R_T$  com pilone submetido a um deslocamento lateral

(GIMSING, 2012).

Quando o sistema é carregado lateralmente, ocorre flexão horizontal do tabuleiro e da própria torre, e o sistema de cabos passa a ser determinado pelos pontos A'DC. A resultante vertical terá direção DB', acrescentando flexão na base do pilone. As Figuras 2.26 e 2.27 ilustram essa situação.

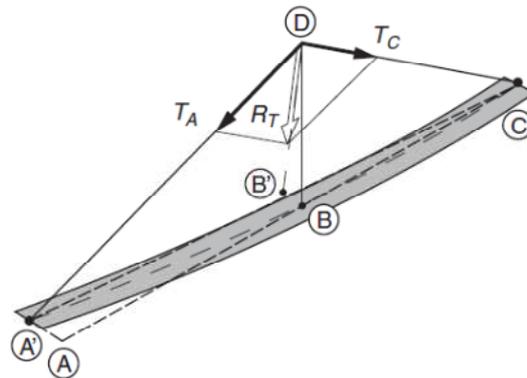


Figura 2.26 - Vetor  $R_T$  com tabuleiro flexionado lateralmente (GIMSING, 2012).

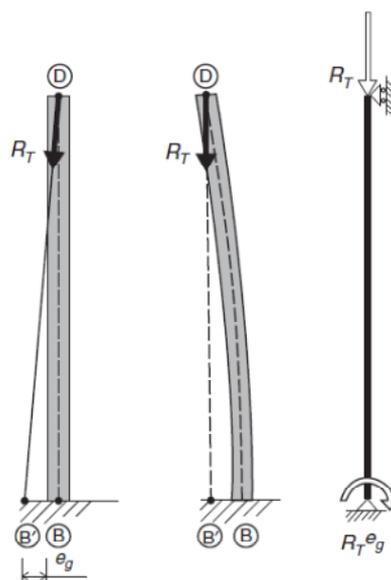


Figura 2.27 - Vetor  $R_T$  considerando a flexão lateral do tabuleiro e flambagem do pilone (GIMSING, 2012).

O estudo dos esforços de segunda ordem, neste caso, não pode impor que as cargas sejam conservativas, isto é, as direções das cargas dos estais não se mantêm paralelas, tal como ocorre nos casos usuais de pilares. Deve ser notado que os programas de análise conseguem determinar os esforços de segunda ordem sem maiores dificuldades, por meio de uma análise aproximada de segunda ordem geométrica, designada por processo P-Delta, desde que o modelo seja sofisticado e detalhado.

A flexão transversal do pilone pode ocorrer a partir da disposição dos cabos de forma inclinada ou por cargas de vento atuando na estrutura. Visto que os carregamentos de vento são menos decisivos no projeto de pontes estaiadas, a escolha do arranjo transversal da torre é governada pela distribuição transversal dos estais. Dois arranjos transversais são possíveis: mastros independentes e mastros aporticados ou travados transversalmente.

Mastros independentes são usados em maioria nas pontes com suspensão central, porém algumas aplicações são observadas em pontes com suspensão lateral. Neste último caso, há de se dar especial atenção ao equilíbrio transversal das forças transmitidas pelos estais em regime permanente. O equilíbrio é necessário para reduzir a flexão transversal e os efeitos da fluência.

As estruturas com mastros independentes são mais suscetíveis ao carregamento de vento. Neste caso deve ser dada atenção especial à intensidade do vento, segundo as condições geográficas locais, e ao coeficiente de arrasto da estrutura, muitas vezes difícil de ser obtido pelos códigos de projeto e que devem, se necessário, ser obtidos através de ensaio em túnel de vento (WALTHER, 1999).

O modelo de análise estrutural para o mastro independente deve contemplar a força restritiva gerada pelos estais quando a estrutura é carregada lateralmente. A análise deve também considerar a não-linearidade geométrica do problema.

Os mastros aporticados apresentam a característica de ser afetado por carregamentos de vento. Neste tipo de estrutura, os carregamentos transversais mais significantes passam a ser os desvios construtivos dos cabos em relação às pernas da torre.

Uma das formas mais empregadas é o mastro em forma retangular, com os estais dispostos em dois planos laterais ao tabuleiro. A geometria formada pelas duas pernas laterais e uma viga transversal superior é observada na maioria das torres com altura da ordem de 100 m. A viga superior favorece não só a redução da flexão transversal do pilone, como também atenua os efeitos da fluência, que pode proporcionar deformações exageradas na torre.

A Figura 2.28 ilustra um exemplo de estrutura com mastro aporticado.

---

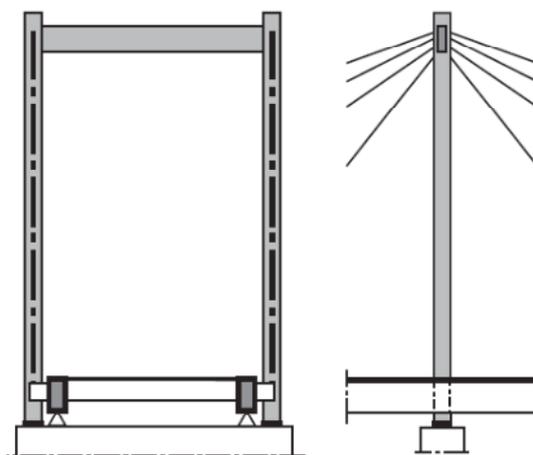


Figura 2.28 - Exemplo de estrutura com mastro aporticado (GIMSING, 2012).

Outra configuração usualmente empregada é a disposição transversal em forma de “A”. Esta forma é obrigatória nas pontes com suspensão lateral com estais convergentes para o eixo da obra, porém é notável a falta de competitividade econômica da solução frente à torre vertical quando a inclinação do mastro é muito acentuada (Figura 2.29).

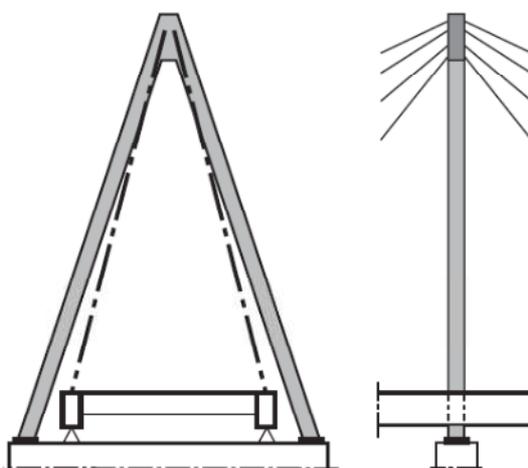


Figura 2.29 - Exemplo de estrutura com pilone em "A" (GIMSING, 2012).

A combinação da torre em forma de “A” com dois planos de estais inclinados oferece um efeito favorável quando o tabuleiro sofre carregamentos assimétricos: quando comparado com o sistema de torres verticais, este último proporciona menores deslocamentos verticais no tabuleiro. Intuitivamente, percebe-se que o travamento do topo do mastro com forma de “A”, proporcionado pelos estais BC e BC’, é maior que o travamento proporcionado no topo do mastro isolado, conforme ilustra a Figura 2.30.

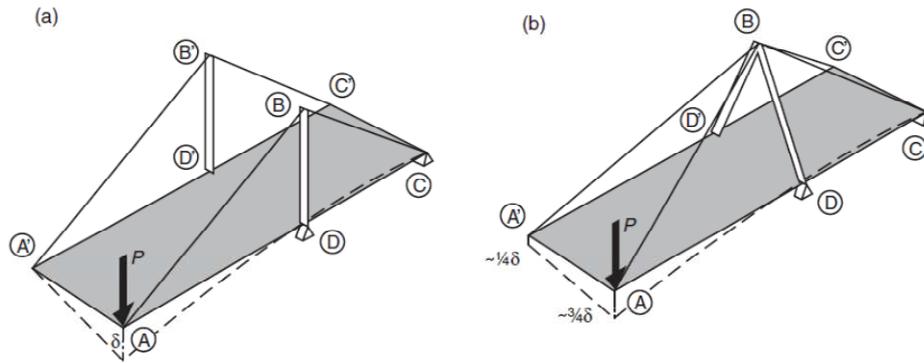


Figura 2.30 - Comparação entre as deformações no tabuleiro em pilone de pernas independentes e em forma de "A" (GIMSING, 2012).

Um caso interessante na engenharia de pontes estaiadas ocorre no pilone da *Oresund Bridge*, que é constituído de duas hastes laterais e não apresenta vigamento transversal entre as hastes. A solução com a viga transversal mostrou-se pouco atrativa economicamente em virtude da grande altura da estrutura, do vão elevado entre hastes e das dificuldades construtivas impostas. O arrojado projeto da torre, de 203m de altura, previu deformações transversais significativas decorrentes da ocorrência da fluência, mesmo com um elemento de grande rigidez. Para evitar o desconforto visual que seria obtido com a solução, as faces internas da torre foram construídas com uma ligeira inclinação (Figura 2.31).



Figura 2.31 - Pilone da Ponte de Oresund (GIMSING, 2012).

### **3. ASPECTOS CONSTRUTIVOS (ESTUDO DE CASO)**

A seguir será apresentado um estudo de caso de uma ponte estaiada de concreto. Ao ser descrita a obra tanto quanto ao projeto como à construção, serão relacionadas as dificuldades que ocorrem comumente em empreendimentos deste tipo. Dificilmente os problemas que serão descritos a seguir poderiam ser tratados e detalhados de forma geral. O exemplo será o da Ponte do Saber. A ênfase será dada aos processos de construção, às dificuldades encontradas na construção da ponte e às soluções dadas pelos construtores.

A Ponte sobre o Canal do Fundão, ou Ponte do Saber, surgiu para atender à crescente demanda do tráfego na região da Cidade Universitária que busca acesso à Via Expressa Presidente João Goulart (Linha Vermelha), no Rio de Janeiro.

A Cidade Universitária, que abriga a maior parte das instalações de ensino e pesquisa da Universidade Federal do Rio de Janeiro e está localizada na Ilha do Fundão, se deparava com problemas para o escoamento do tráfego em direção aos bairros do Centro e Zona Sul da cidade do Rio de Janeiro e também para a cidade de Niterói. Após os estudos de tráfego realizados pela Universidade, a construção de uma ponte interligando a Ilha do Fundão e a via expressa foi apontada como a melhor solução para o problema.

O projeto da interligação viária que atendia aos interesses locais foi inserido em um programa que incluía a recuperação ambiental dos canais da região e das áreas degradadas em suas margens. No projeto conceitual da ponte, três requisitos principais precisaram ser atendidos: de tráfego, ambiental e arquitetônico.

Do ponto de vista de tráfego, projetou-se um sistema viário com duas faixas de rolamento, ambas com o mesmo sentido Ilha do Fundão-Linha Vermelha, com largura de 4,50 m. A localização da ponte foi determinada de forma que facilitasse o escoamento do tráfego no interior da Cidade Universitária, aproveitando as vias existentes e as novas áreas de ocupação definidas no Plano Diretor da Universidade. (Figura 3.1)

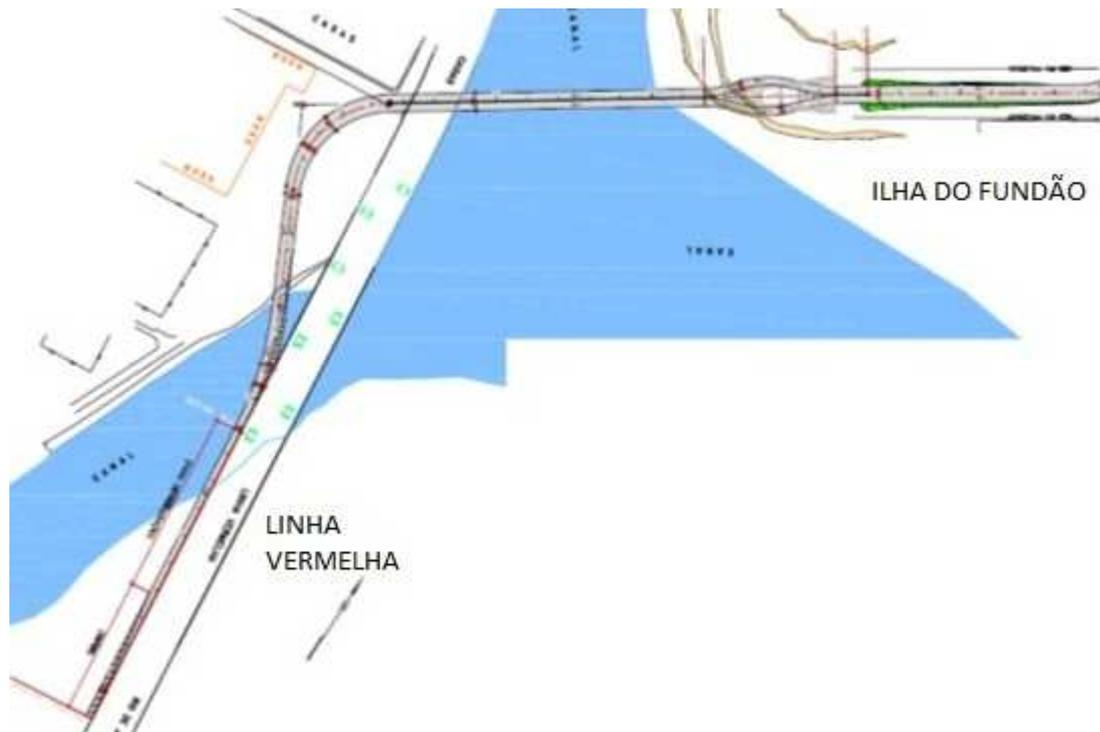


Figura 3.1 – Traçado geométrico em planta da Ponte do Saber.

O requisito ambiental para o projeto da transposição do Canal do Fundão era que a estrutura tivesse baixo impacto na área e não causasse interferências no fluxo hidrodinâmico daquele canal, ou seja, a estrutura que transpusesse o Canal do Fundão não deveria ter apoios no canal navegável. Este requisito exigiria uma solução estrutural com vão principal de grande dimensão.

O terceiro requisito levava em conta o impacto final da obra para a arquitetura da cidade, já que a ponte está localizada em um ponto de alto fluxo de veículos, próximo ao Aeroporto Internacional do Galeão, e cruza uma via que se constitui em um dos principais acessos ao Rio de Janeiro. Este requisito indicava que a obra deveria ter um tratamento arquitetônico diferenciado.

Para o atendimento dos três requisitos mencionados, foi estabelecida a solução de ponte estaiada sobre o Canal do Fundão, composta por pilone único, sistema de estais disposto assimetricamente, centralizado no tabuleiro, e com vão principal de 179,40 m, considerado entre eixos das fundações. A Figura 3.2 ilustra a vista lateral da Ponte do Saber.

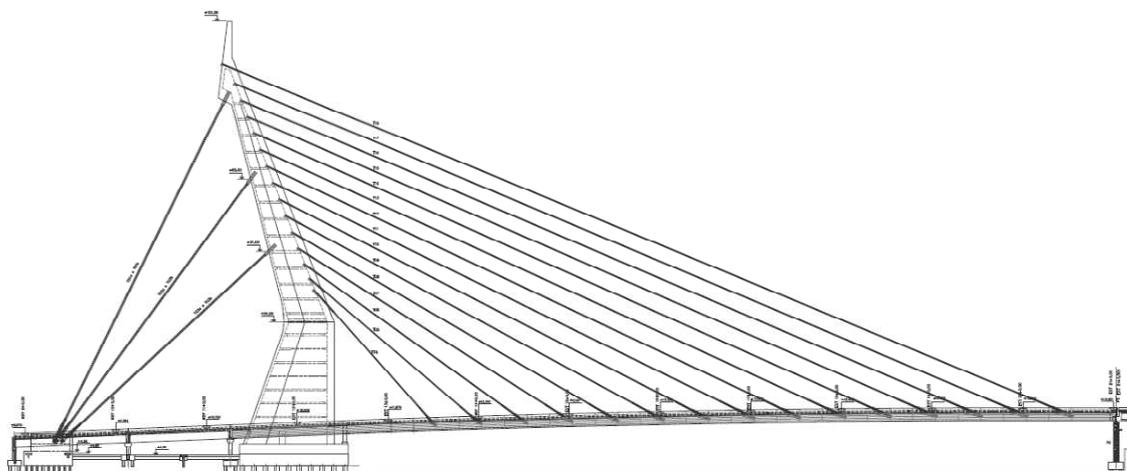


Figura 3.2 – Vista lateral da obra (VGARAMBONE, 2012).

A adoção do pilone único com traços estéticos diferenciados e o tabuleiro assimétrico tornaram a Ponte do Saber um projeto de alta complexidade. O vão teórico equivalente deve ser considerado com 358,80 m de comprimento (o dobro do vão principal). As cargas permanentes impõem um carregamento não simétrico à torre, que precisou ser contrabalançada com outros elementos de estais na parte traseira, denominados estais de retaguarda.

A esbeltez do mastro e a inflexão observada em seu eixo geométrico exigiram que, à medida que os estais do tabuleiro eram tensionados, estes carregamentos fossem contrabalançados com incrementos graduais na força dos estais de retaguarda.

A rigidez transversal da torre foi incrementada pela disposição dos estais de retaguarda aos pares, e não em plano único, ancorados no pilone, em três níveis diferentes de um lado, e do outro lado em estruturas designadas como blocos de retaguarda, apoiadas em fundações sobre estacas tracionadas.

O plano único e central de estais ao longo do tabuleiro exigiu uma viga de enrijecimento em seção caixão, com altura de 2,10 m e construída em balanços progressivos sobre o Canal do Fundão, com aduelas moldadas no local. O apoio extremo do tabuleiro foi denominado de P0 e está posicionado às margens da Linha Vermelha.

Os elementos de estai, espaçados de 10m ao longo do tabuleiro, foram numerados de T04 a T18, conforme ilustra a Figura 3.3. Os estais de retaguarda foram denominados de T01, T02 e T03.

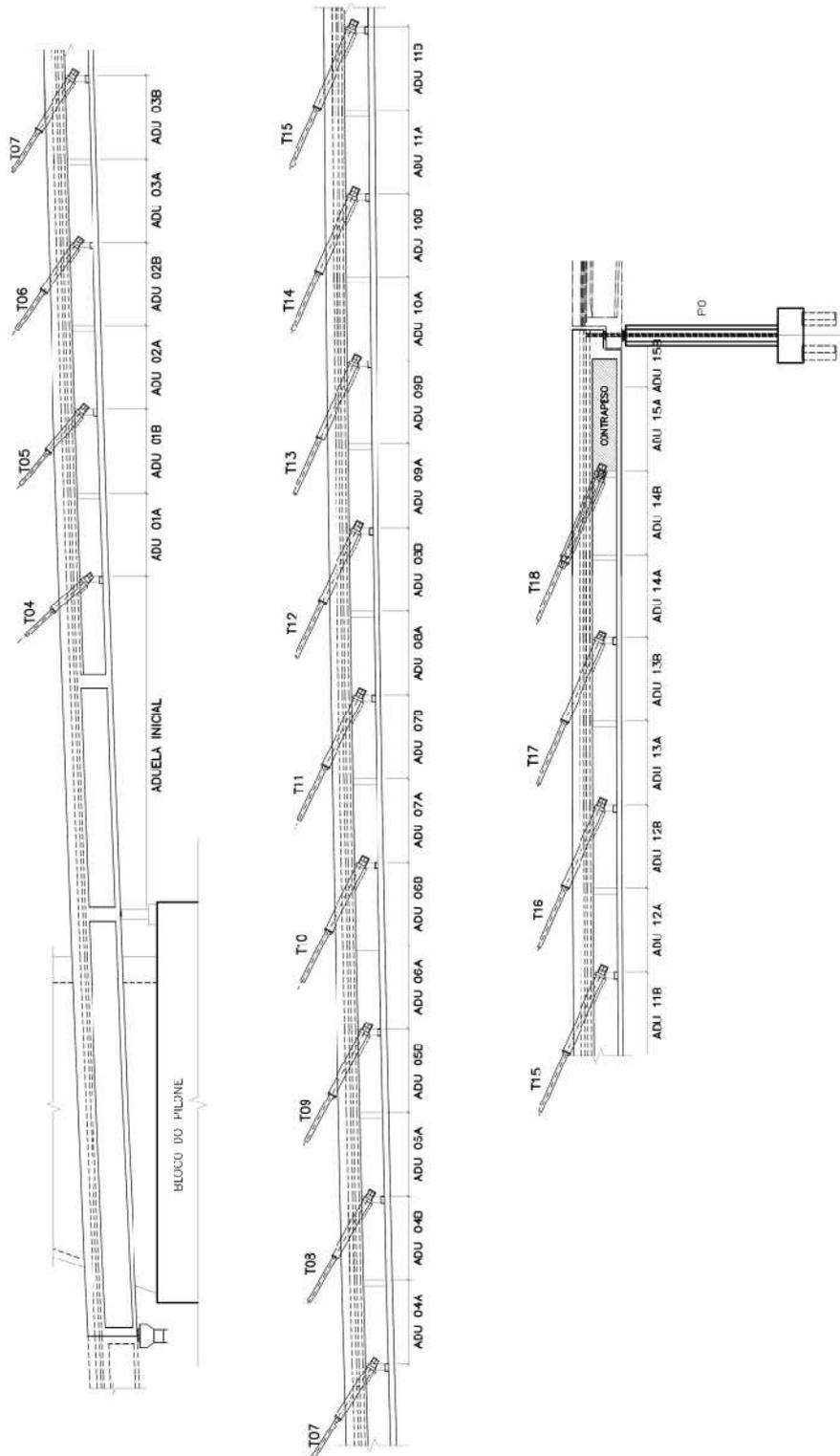


Figura 3.3 – Disposição dos estais no tabuleiro (VGARAMBONE, 2012).

As obras da Ponte do Saber foram executadas pela Construtora Queiroz Galvão S/A e teve como projetista estrutural a empresa VGarambone Projetos e Consultoria Ltda. Os projetos geométrico e arquitetônico ficaram a cargo da empresa PCE Projetos e Consultorias de Engenharia Ltda. e do arquiteto Alexandre Chan, respectivamente.

### 3.1. FUNDAÇÕES

O projeto das fundações de uma ponte estaiada envolve um problema complexo imposto pelo sistema estrutural: as constantes alterações nas forças que atuam nos estais impõem carregamentos muito variáveis às fundações. Por este motivo, as fundações podem ser mais solicitadas durante a fase construtiva do que será em sua fase de utilização. Os diferentes carregamentos atuantes nas fundações devem ser bem conhecidos e investigados durante o desenvolvimento do projeto estrutural.

#### a) Geologia e investigações geotécnicas

AOKI (2010) define a geologia da região da obra da seguinte forma: *“trata-se de região de baixada na Baía da Guanabara, Rio de Janeiro, com sedimentos de solos, do quaternário e terciário que repousam sobre espessa camada de saprólito de rocha gnáissica, pouco a medianamente alterada até a máxima profundidade sondada de 21m.”*

As campanhas de sondagem realizadas indicaram uma camada superior de aterro com espessura em torno de 3,5 m depositada sobre camada de argila orgânica de consistência média que atinge até os 7,0 m de profundidade. A partir da camada de argila, observa-se camada de areia média com espessura de 10 m que se apresenta compacta com grande ganho de resistência no fim da camada. A camada de areia é seguida de uma alteração de rocha que se apresenta impenetrável à percussão com 19 m de profundidade.

b) Desenvolvimento do projeto

O arranjo estrutural concebido para os estais tornou o projeto das fundações um tanto quanto complexo e sua análise pode ser dividida em quatro partes: fundações do pilone, fundações de retaguarda, a estrutura de ligação entre estes dois grupos e a fundação do pilar extremo, junto à Linha Vermelha.

A característica principal das fundações do pilone é a ação de alta força compressiva transferida pelos estais ao longo da torre e momentos fletores que agem principalmente na fase construtiva. No caso das fundações de retaguarda, a principal ação é de tração nas fundações, além de alto esforço horizontal, originados pela componente horizontal dos estais de retaguarda, que é transferida à fundação do pilone por meio de escoras horizontais.

### **3.1.1. FUNDAÇÕES DO PILONE**

O projeto de fundações do pilone procurou contemplar os requisitos técnicos, de custo e prazo estabelecidos pelas condicionantes da obra. Neste contexto, foram estudadas duas soluções para as fundações: estacas escavadas de grande diâmetro e estacas cravadas à percussão.

A geologia da região, com o horizonte rochoso a pequenas profundidades, indicou inicialmente que a solução de estacas escavadas com pino em rocha seria adequada do ponto de vista geotécnico, adotando-se elementos com maiores cargas de trabalho, praticamente eliminando recalques indesejáveis nas fundações e ocorrência do efeito de grupo.

Porém, os equipamentos para a execução deste tipo de fundação não estavam disponíveis de imediato, o que impactaria em um maior prazo de obra, além de esta solução ter apresentado um custo alto. A partir deste cenário, buscou-se um novo rumo para o projeto, com uma solução alternativa em estacas cravadas à percussão.

---

Para a alternativa adotada de estacas cravadas à percussão, a carga de trabalho das estacas foi reduzida, adotando-se estacas para 4000kN, de aço, de seção tubular com diâmetro externo de 967mm. Esses elementos possuem espessura de chapa de 16mm ao longo do fuste e um aumento da espessura da chapa nos 4,0 m finais do elemento (para 22mm), nas proximidades da região com presença de rocha alterada. A Figura 3.4 mostra a seção típica das estacas do pilone.

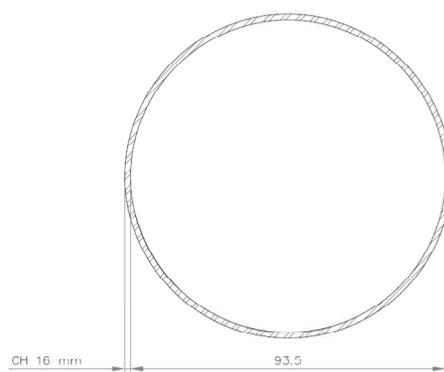


Figura 3.4 – Seção transversal da estaca do pilone (VGARAMBONE, 2012).

Com a adoção de elementos de aço nas fundações, a questão da durabilidade passou a ser estudada com mais detalhes e foram adotadas algumas medidas conservadoras para a consideração da corrosão destes elementos.

Na literatura técnica, observa-se que estacas de aço têm sido utilizadas em todo o mundo há mais de 120 anos e seu desempenho tem excedido todas as estimativas teóricas de durabilidade.

Segundo PANNONI (2006), a literatura disponível tem indicado que os solos naturais são tão deficientes em oxigênio que o aço não é apreciavelmente afetado pela corrosão, independentemente do tipo de solo ou de suas propriedades. Características tais como tipo de solo, drenagem, resistividade elétrica, pH ou composição química não são de valia na determinação da taxa de corrosão do aço em solo.

Entretanto, pela desconfiança de que naquela região de implantação da estrutura existe solo contaminado por agentes potencialmente agressivos, com alta acidez ( $\text{pH} < 4,0$ ), optou-se por um aço de alta resistência à corrosão, do tipo ASTM A242.

O projeto considera ainda uma espessura de sacrifício como exige a NBR 6122, em toda a face em contato com o solo.

O projeto das fundações prevê o preenchimento das estacas com concreto somente nos primeiros 5m de profundidade, região esta que recebe a armadura de ligação com o bloco de coroamento.

A Figura 3.5 ilustra a cravação das estacas metálicas do pilone.



Figura 3.5 – Cravação das estacas do pilone.

O bloco de coroamento do pilone abrange 70 estacas tubulares e possui dimensões em planta de 15,0m x 24,0m. A altura total do bloco é de 4,80m, separados em dois níveis de 2,40m cada.

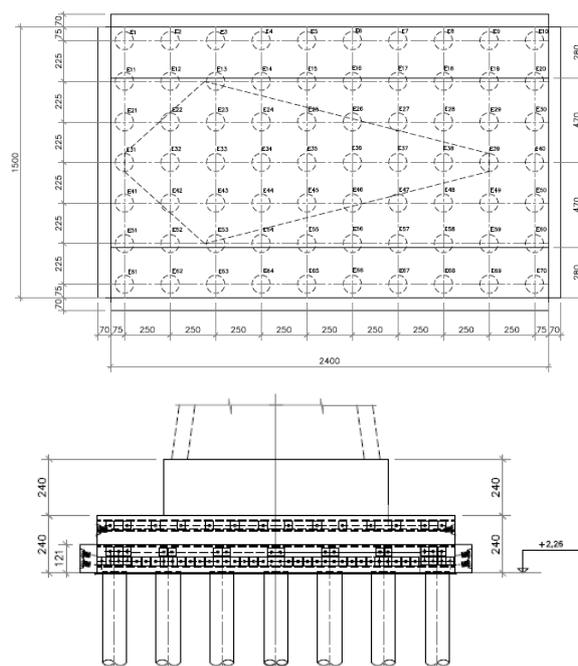


Figura 3.6 – Detalhes do bloco de fundação do pilone (VGARAMBONE, 2012).

A altura reduzida do bloco frente à magnitude das solicitações neste elemento estrutural obrigou a introdução de grande quantidade de cabos de protensão e rigoroso controle das fases de introdução de cargas.

Por ser um bloco de grande massa de concreto, a protensão foi projetada com o bloco executado até a sua meia altura, para que as tensões compressivas geradas tivessem eficiência. Além disso, a primeira fase de execução do bloco se constitui em uma estrutura altamente hiperestática pela presença dos elementos de estaca. A análise desses hiperestáticos teve que ser rigorosa, com a adoção de novos cabos de protensão na face superior do elemento.

A Figura 3.7 ilustra a execução do bloco de coroamento das estacas do pilone.



Figura 3.7 – Execução do bloco de fundação do pilone.

### 3.1.2. FUNDAÇÕES DE RETAGUARDA

A importância estrutural dos estais de ancoragem em pontes estaiadas é amplamente reconhecida na literatura técnica disponível, sendo estes responsáveis por reduzir solicitações na torre frente a carregamentos móveis assimétricos e também reduzir deformações no vão principal da ponte.

Quando o tabuleiro é assimétrico em relação à torre, estes elementos tornam-se ainda mais importantes, já que o carregamento permanente também é assimétrico. A estabilidade do pilone depende da atuação destes elementos ao longo de toda a obra.

Nas pontes suspensas, é comum a adoção de estruturas de grande massa para ancoragem dos cabos principais em solo. No caso das pontes estaiadas, os projetos modernos seguem um conceito de autoancoragem, ou seja, os estais extremos são ancorados no próprio tabuleiro da ponte, próximos aos apoios extremos.

No projeto da Ponte do Saber não seria possível lançar mão da autoancoragem para os estais de retaguarda, já que o tabuleiro é assimétrico e não existem locais na estrutura capazes de receber as forças de ancoragem. Além disso, com os estais do tabuleiro dispostos na parte central da estrutura, era necessário promover um travamento lateral para o mastro, o que foi conseguido dispondo os estais de retaguarda aos pares, nas laterais do eixo da obra.

Durante a concepção dos blocos de ancoragem foi considerada a execução de estruturas de grande massa que fossem capazes de contrapor com seu peso próprio a ação de uma força estimada de 25.000 kN (por bloco de retaguarda), resultante do somatório das componentes verticais das forças de tração dos três estais de retaguarda.

No entanto, as condições geotécnicas encontradas, com a presença de rocha a pequenas profundidades, conduziu à solução para a utilização de tirantes ancorados em rocha resistindo à componente vertical da força instalada nos estais.

Os tirantes são compostos por elementos de estaca raiz com diâmetro teórico de 41 cm em solo e 35 cm em rocha. O projeto estabelece um comprimento mínimo de embutimento em rocha de 9 m e cada tirante é projetado para uma carga de trabalho de 1.200 kN de tração. Desta maneira, cada bloco de ancoragem de retaguarda foi projetado com 27 tirantes e possui comprimento em planta de 10,60 m e largura de 3,40 m. A altura do bloco de coroamento é de 3,0 m.

A Figura 3.8 ilustra a forma do bloco de retaguarda em planta e elevação.

A magnitude das cargas envolvidas e a geometria dos estais de retaguarda, onde cada elemento possui uma inclinação diferente, exigiu um criterioso estudo para o posicionamento das ancoragens dos estais em relação ao bloco. Este estudo foi realizado de forma que a sollicitação nos tirantes fosse quase uniforme, ou seja, para que todos os tirantes tivessem a mesma carga de trabalho. Tal critério adotado explica o fato dos estais de retaguarda não estarem posicionados simetricamente em relação ao eixo do bloco.

---

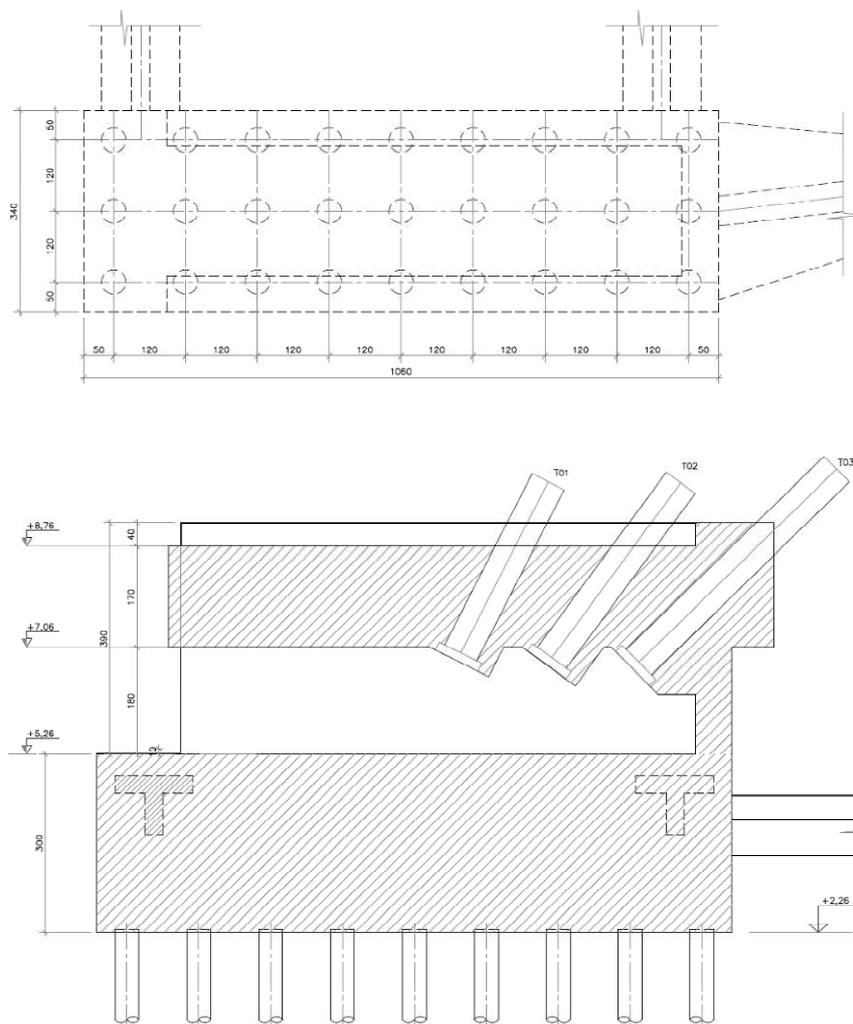


Figura 3.8 – Detalhes do bloco de retaguarda (VGARAMBONE, 2012).

Acima do bloco de coroamento das estacas foi criada a estrutura de ancoragem, responsável por transmitir a força atuante nos estais às fundações. A estrutura é composta por duas paredes laterais de 90 cm de espessura, permitindo assim o acesso às ancoragens para instalação e manutenção dos estais. Sobre as paredes está projetada uma laje maciça, que é o elemento que efetivamente recebe as ancoragens, com espessura de 170 cm.

As tensões de tração elevadas na região de introdução das cargas e nas paredes laterais exigiram que tanto a laje superior quanto as paredes fossem protendidas. A laje recebeu cabos horizontais e as paredes foram projetadas com cabos verticais ancorados na face inferior do bloco de coroamento e no topo da laje.

### **3.1.3. ESTRONCAS**

O projeto das fundações de retaguarda com tirantes ancorados na rocha foi a solução adotada para combater a ação das componentes verticais das forças dos estais no bloco de retaguarda. No entanto, a componente horizontal das forças dos estais se constitui em uma ação importante do sistema, já que são forças de grande magnitude.

O sistema projetado com estacas tipo raiz nos blocos mostra-se incapaz de resistir à ação dessas cargas horizontais, que introduziriam esforços de cisalhamento altos no topo das estacas. A solução adotada para conferir resistência e rigidez ao sistema foi a criação de escoras horizontais em concreto que são solicitadas principalmente à compressão.

Na direção transversal ao eixo da obra, a componente horizontal da força dos estais foi resistida com a adoção de escoras ligando os dois blocos de retaguarda. Como as componentes dos estais apresentam sentido contrário e mesmo módulo, o equilíbrio foi garantido.

Já na direção longitudinal, estroncas foram projetadas entre os blocos de retaguarda e o bloco do pilone. Com isso, a força horizontal longitudinal que atua nos blocos de retaguarda é levada ao bloco do pilone, que possui maior massa e que também recebe a ação horizontal do tabuleiro. Com isso, forma-se um sistema autoequilibrado de forças entre os blocos de retaguarda, o bloco do pilone e o tabuleiro.

A elevada compressão dos elementos de travamento exigiu uma análise estrutural apurada destas fundações com consideração da não-linearidade física e geométrica do problema.

O projeto contempla também a execução de fundações profundas ao longo dos elementos longitudinais para reduzir a flexão devida ao peso próprio das peças e eventual aterro executado sobre a estrutura.

A Figura 3.9 apresenta a estrutura horizontal de ligação entre os blocos de fundação.

---

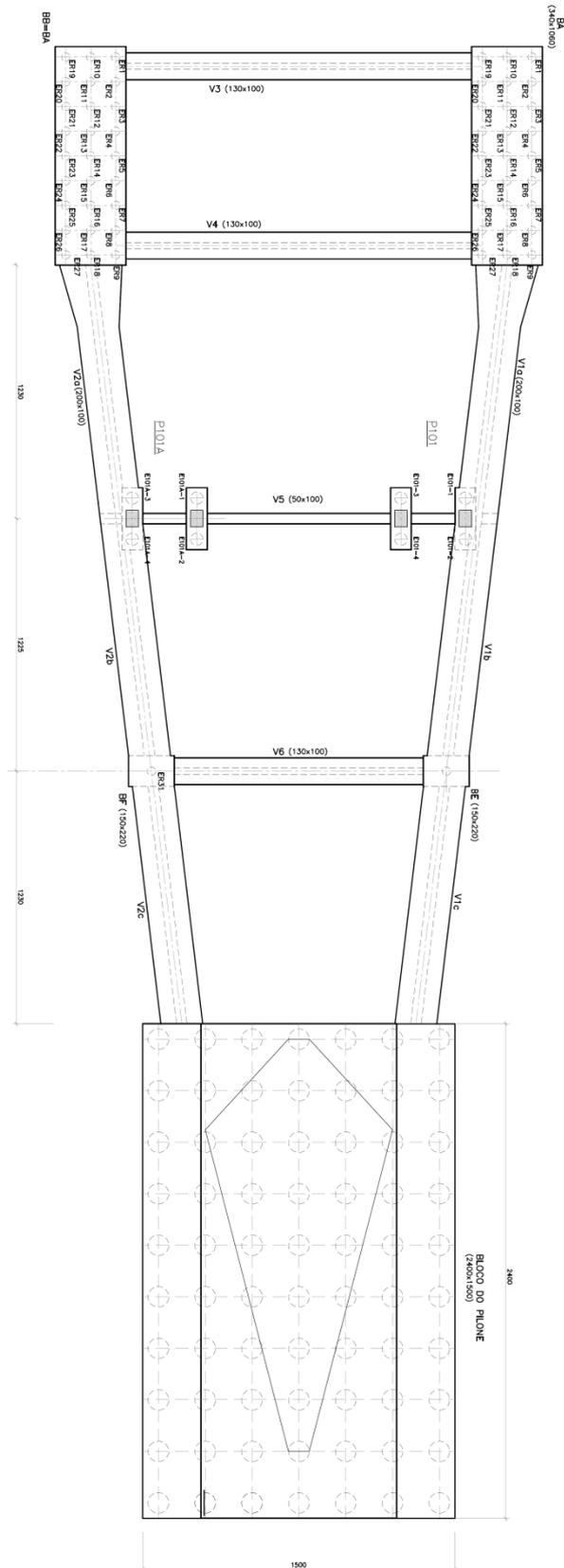


Figura 3.9 – Detalhes da estrutura horizontal de ligação entre os blocos (VGARAMBONE).

### 3.1.4. EXECUÇÃO E CONTROLE DO DESEMPENHO

#### a) Fundações do pilone

No estudo de viabilidade técnica da solução de fundações para o pilone, foi realizada uma análise de cravabilidade para validação do equipamento disponível para a execução. O equipamento utilizado na cravação é um martelo hidráulico Junttan HHK-12A com energia máxima de 141kNm. Para mobilização da resistência necessária, empregou-se durante a cravação a energia máxima do equipamento (peso de 120kN e altura de queda de 1,20m).

Tabela 3.1 - Dados técnicos do martelo de cravação Junttan HHK 12A.

Energia Máxima	kNm	141
Altura de queda	mm	50 - 1200
Golpes por minuto		40 - 100
Massa do martelo	kg	12 000

O estudo de cravabilidade realizado por AOKI (2010) mostra que o comprimento cravado médio das estacas para a carga de trabalho de 4.000 kN é de 16 m e o equipamento disponível é capaz de mobilizar a resistência necessária.

O controle do desempenho das fundações e a verificação da análise de cravabilidade desenvolvida foram aferidos por ensaios de carregamento dinâmico durante a execução. Estes ensaios foram realizados com a recravação de seis estacas com idades distintas, para que fosse possível determinar a ocorrência do *set-up* nas fundações.

Em um dos resultados obtidos, com a recravação da estaca E09 após cinco dias da cravação, portanto ainda jovem, a análise do ECD (Ensaio de Carregamento Dinâmico) com o CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) mostrou uma capacidade de carga mobilizada de 8.140 kN.

A Figura 3.10 mostra os resultados da análise com o programa CAPWAP para a estaca E09.

Queiroz Galvão - Ponte do Fundão - Rio de Janeiro; Pile: E09 Test: 05-May-2010 14:53:  
 Recravação de 5 dias - Junttan HEK 12A; Blow: 7 CAPWAP (R) 2006-3  
 FDI Engenharia OP: Engº Junior

CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:		814.0; along Shaft		664.9; at Toe		149.1 tons			
Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				814.0					
1	4.0	2.8	0.3	813.7	0.3	0.09	0.03	0.804	5.171
2	6.0	4.8	0.0	813.7	0.3	0.00	0.00	0.000	5.172
3	8.0	6.8	1.1	812.7	1.3	0.55	0.18	0.804	5.172
4	10.0	8.8	33.5	779.2	34.8	16.73	5.49	0.804	5.172
5	12.0	10.8	104.7	674.5	139.5	52.34	17.18	0.804	5.035
6	14.0	12.8	160.2	514.4	299.6	80.09	26.28	0.804	3.830
7	16.0	14.8	179.7	334.6	479.3	89.86	29.49	0.804	3.291
8	18.0	16.8	185.5	149.1	664.9	92.77	30.45	0.804	2.827
Avg. Shaft			83.1			39.58	12.99	0.804	3.665
Toe			149.1				201.78	1.313	6.257

Figura 3.10 - Resultado da análise com o programa CAPWAP para a estaca E09 (PDI, 2010).

Outro ponto de interesse para o projeto das fundações eram as tensões geradas na cravação, já que a ponta das estacas está em solo residual e próxima à superfície rochosa. Apesar de não ser um ponto tão crítico em estacas metálicas, havia a desconfiança de que as tensões na ponta fossem próximas à tensão de escoamento do aço ( $f_y=345\text{MPa}$  para o aço ASTM A242).

Entretanto, as tensões geradas durante o processo de cravação ficaram abaixo da tensão de escoamento do material e dois exemplos são mostrados na Tabela 3.2. Para a estaca E09 foi gerada uma tensão correspondente a 66,5% da tensão de escoamento; já para a estaca E48, 61,8% da tensão de escoamento.

Tabela 3.2 – Tensões geradas nas estacas durante a cravação

ESTACA	$\sigma_{c,m\acute{a}x}$ (MPa)	$\sigma_{t,m\acute{a}x}$ (MPa)	$\sigma / f_y$
E09	229,5	37,6	66,5%
E48	213,1	34,0	61,8%

Para os mesmos ECDs das estacas E09 e E48, a máxima energia líquida transferida à estaca apresentou significativa diferença. Para a estaca E09, no golpe escolhido para análise, a máxima energia foi de 107,9kNm. Na estaca E48, a máxima energia foi de 130,9kNm, tendo ocorrido no segundo golpe analisado. O equipamento de cravação é capaz de fornecer energia máxima de 141kNm (altura de queda de 1,20m), o que permite avaliar a eficiência do sistema, conforme a Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Eficiência do sistema de cravação.

ESTACA	$E_{gerada}$ (kNm)	$\eta$
E09	107,9	76,5%
E48	130,9	92,8%

O resultado obtido para a estaca E48 é compatível com o tipo de equipamento utilizado. Já o resultado para a estaca E09 indica uma eficiência baixa, possivelmente provocada por excentricidade do golpe.

#### b) Fundações do bloco de retaguarda

As fundações de retaguarda foram executadas com equipamento apropriado de escavação de estacas tipo raiz, com suficiente embutimento em rocha. Como as estacas são solicitadas à tração, o atrito lateral obtido no trecho em rocha da estaca é fundamental para o correto funcionamento do sistema.

A avaliação da capacidade de carga à tração das estacas foi inferida através de seis ECDs realizados no início da obra. O atrito lateral mobilizado nos ensaios serviu de parâmetro para validar a capacidade de carga projetada para os tirantes. Os ensaios foram realizados com martelo de queda-livre de 7.000 kg de massa e altura de queda crescente de 20 cm a 120 cm.

O resultado obtido para o ECD realizado na estaca E11 do bloco B indica que o atrito lateral mobilizado é de 4.073 kN. O resultado supera as expectativas para a estaca com carga de trabalho de 1.200 kN.

A Figura 3.11 mostra os resultados obtidos com o emprego do programa CAPWAP para a estaca E11 do bloco B.

Queiroz Galvão - Ponte Canal do Fundão; Pile: Estaca E11 Test: 31-May-2010 18:09:  
 Bloco B - Raiz 410 mm - Recravação; Blow: 4 CAPWAP (R) 2006-3  
 PDI Engenharia OP: Eng° Junior

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 427.0; along Shaft 407.3; at Toe 19.7 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m <sup>2</sup>	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				427.0					
1	2.0	1.4	17.3	409.7	17.3	12.27	9.53	0.328	4.275
2	4.0	3.4	11.6	398.1	28.8	5.78	4.49	0.328	4.275
3	6.0	5.4	3.9	394.3	32.7	1.93	1.50	0.328	4.275
4	8.0	7.4	0.0	394.3	32.7	0.00	0.00	0.328	4.275
5	10.0	9.4	0.0	394.3	32.7	0.00	0.00	0.328	4.275
6	12.0	11.4	17.2	377.1	49.9	8.55	6.64	0.328	4.275
7	14.0	13.4	45.3	331.9	95.1	22.55	17.51	0.328	4.275
8	16.1	15.5	66.3	265.5	161.5	33.05	25.66	0.328	4.275
9	18.1	17.5	66.3	199.2	227.8	33.05	25.66	0.328	4.275
10	20.1	19.5	46.1	153.1	273.8	22.96	17.83	0.328	4.275
11	22.1	21.5	14.8	138.4	288.6	7.37	5.72	0.328	4.275
12	24.1	23.5	13.5	124.8	302.2	6.75	5.24	0.328	4.275
13	26.1	25.5	31.2	93.6	333.4	15.54	12.06	0.328	4.225
14	28.1	27.5	42.8	50.8	376.2	21.35	16.57	0.328	3.793
15	30.1	29.5	31.1	19.7	407.3	15.50	12.04	0.328	3.520
Avg. Shaft				27.2		13.81	10.72	0.328	4.163
Toe				19.7			149.12	1.049	7.152

Figura 3.11 - Resultado do ECD para a estaca E11 – Bloco B.

O controle da integridade das estacas foi realizado através de ensaios tipo PIT (Pile Integrity Test) em todas as 54 estacas executadas. Não foram observadas descontinuidades nas estacas.

### **3.2. PILONE**

O projeto estrutural do pilone buscou se aproximar ao máximo dos requisitos estéticos indicados pelo projeto arquitetônico. Por se tratar de um projeto pioneiro em ponte estaiada no Rio de Janeiro e pela posição estratégica da obra, que cruza um dos principais acessos à cidade, o pilone recebeu um tratamento diferenciado do ponto de vista arquitetônico.

A forma arquitetônica do pilone trouxe uma complexidade adicional ao projeto estrutural da ponte estaiada. O ponto mais importante do ponto de vista estrutural deveu-se à presença de uma inflexão no eixo da torre posicionado 27 m acima da base, fato que se mostra totalmente indesejável em elementos altamente comprimidos.

Em alguns projetos de pontes estaiadas pode ocorrer a necessidade estrutural de se adotar formas poligonais para os pilones em obras arquitetônicas complexas. Nestes casos, o eixo vertical do pilone deve acompanhar a linha de pressões do elemento comprimido, o que no caso em estudo não ocorreu. Um exemplo adequado desta inflexão do eixo pilone pode ser examinado na Passarela de Cordas em Jerusalém, com projeto do Arquiteto Santiago Calatrava.

Em projetos de ponte estaiadas em geral, a altura do pilone é definida pelo sistema de estais. A eficiência do sistema está condicionada à inclinação dos cabos, sendo os elementos extremos os responsáveis por definir a altura mínima requerida para a torre. Os critérios de projeto modernos levam em consideração uma inclinação mínima de 25° para os estais extremos.

Este critério justifica a necessidade do projeto estrutural de tornar a torre com uma altura total de 94 m a partir da base. Esta altura permitiu uma melhor distribuição dos cabos, que passaram a atuar de forma mais eficiente, resultando, portanto, em seções de aço mais econômicas. Este aspecto foi de encontro ao projeto arquitetônico, que inicialmente indicava o pilone com 56m a partir da base.

Outro requisito indicado pela arquitetura que não pôde ser atendido no projeto estrutural foi a desvinculação do tabuleiro estaiado da torre. O desejo arquitetônico tinha por objetivo desenvolver um projeto luminotécnico com projetores dispostos

---

sobre o bloco de fundação, sendo capazes de iluminar toda a superfície do pilone desde a sua base. Do ponto de vista estrutural, este requisito não se mostrou viável, já que existe a necessidade de transmitir a compressão do tabuleiro estaiado à torre.

O projeto executivo definiu a altura total do pilone com 94 m, todo em concreto com resistência à compressão de 50 MPa e seção transversal variável, com dimensões que partiram do bloco de fundação com comprimento de 20,0 m e largura de 9,0 m e no topo apresenta comprimento de 1,96 m e 2,48 m de largura.

As dimensões da seção transversal são indicadas na Figura 3.12.

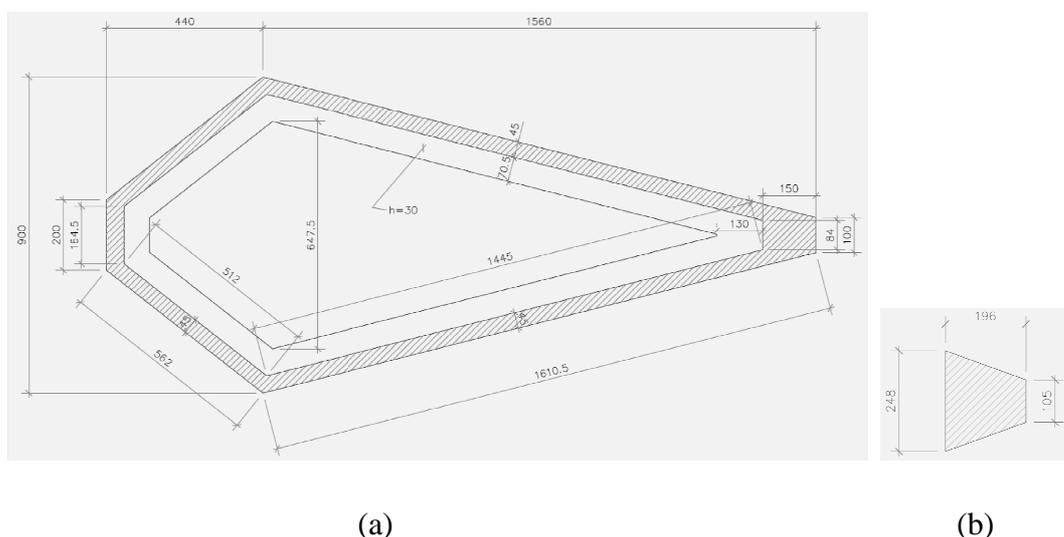


Figura 3.12 – Seção transversal do pilone na base (a), e no topo (b)

[VGARAMBONE, 2012].

O corpo do pilone apresenta seção celular com paredes laterais de 45 cm de espessura e parede posterior (lado dos estais de retaguarda) com 50 cm. Na face frontal da torre, onde são ancorados os estais do tabuleiro, a espessura adotada para a parede foi de 150 cm.

A distribuição dos estais na face frontal da torre se dá a cada 4,0 m de altura, aproximadamente. Nos níveis das ancoragens dos estais, a torre recebe internamente um enrijecimento das paredes laterais e posterior. Nesses enrijecimentos, são

posicionados cabos de protensão promovendo a transferência das forças dos estais para a região posterior da seção transversal.

A Figura 3.13 ilustra o sistema de protensão projetado.

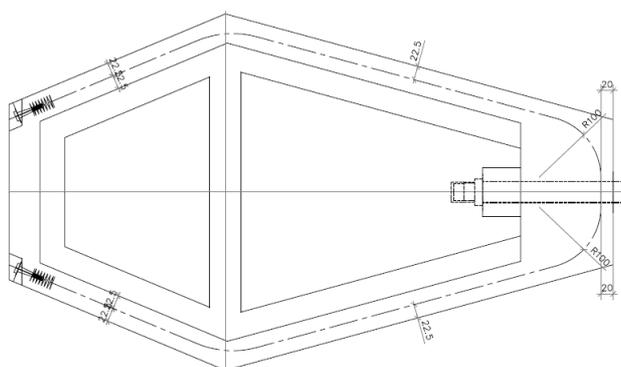


Figura 3.13 – Protensão da seção transversal do pilone (VGARAMBONE,2012).

No trecho inferior do pilone, onde as paredes são longas e não há ancoragem de estais, as faces laterais e posterior também receberam enrijecimento horizontal na parte interna da célula. Estes elementos adicionais foram projetados para evitar esforços de segunda ordem nas placas formadas pelas paredes longas, no trecho de maior compressão da torre, próximo à base.

Na região de interface com o tabuleiro foram projetadas duas lajes maciças no interior da torre, contínuas com todas as paredes, de forma a promover uma ligação monolítica entre o pilone e o tabuleiro. As duas lajes seguem a mesma inclinação do tabuleiro e apresentam espessura de 30 cm.

Os enrijecedores utilizados na parede do pilone são ilustrados na Figura 3.14.

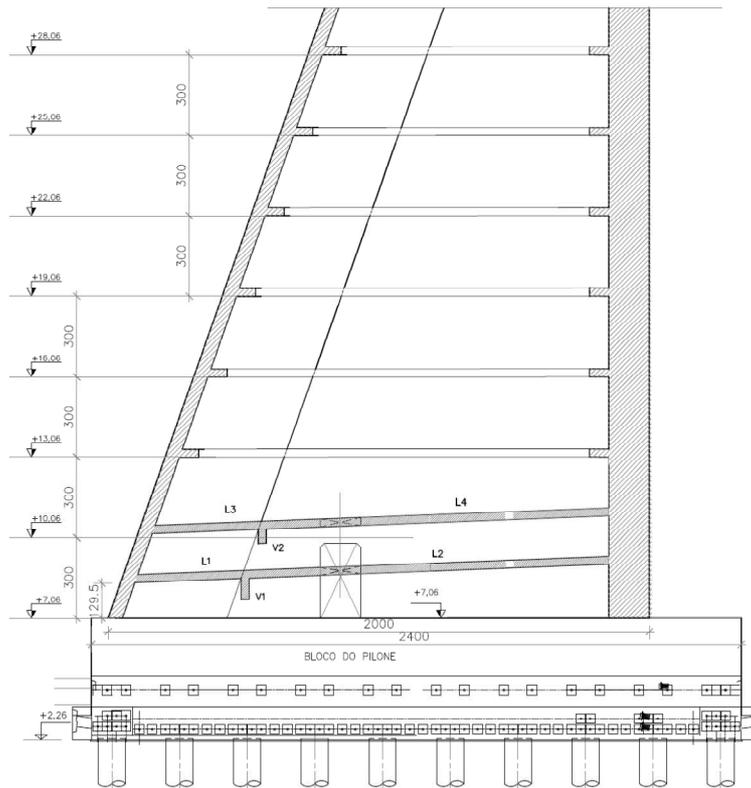


Figura 3.14 – Enrijecedores da parede do pilone (VGARAMBONE, 2012).

Algumas regiões do pilone necessitaram de intervenções especiais do projeto estrutural em relação à arquitetura, como, por exemplo, o ponto de inflexão da torre. Nesta cota de inflexão, a face posterior foi projetada com ligeira curvatura em substituição às arestas retas propostas e aumento de espessura da parede internamente. Essa intervenção teve como objetivo promover uma melhor trajetória das tensões normais nesta região. A Figura 3.15 mostra o detalhe da região de inflexão do pilone.

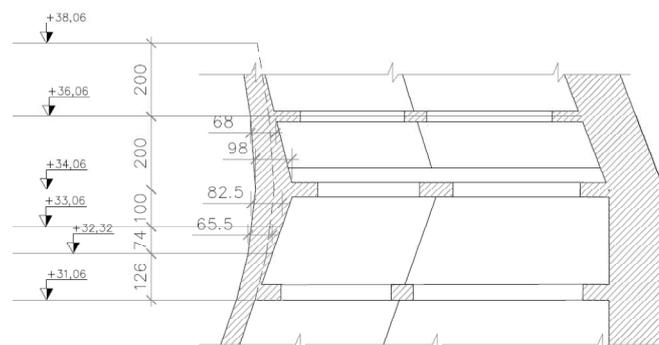


Figura 3.15 – Detalhe da região de inflexão do pilone (VGARAMBONE, 2012).

Além da curvatura na face posterior do pilone, esta região crítica do projeto também exigiu a previsão de estroncas internas na torre, em forma de cruz, ligando as duas paredes laterais e entre as paredes frontal e posterior. A análise estrutural mostrou esforços elevados de tração nestas peças ao longo da vida útil da obra. A Figura 3.16 mostra o detalhe da seção transversal do pilone na região da inflexão.

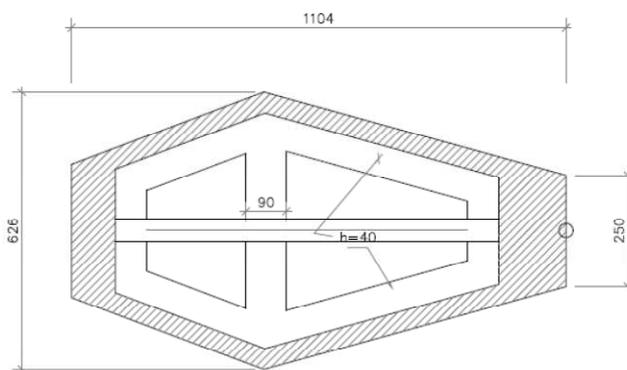


Figura 3.16 – Detalhe da seção transversal do pilone na cota de inflexão (VGARAMBONE, 2012).

A seção da base do pilone também sofreu intervenções por necessidades estruturais. Uma das intervenções nesta seção foi a adoção da parede frontal com largura de 100 cm em substituição aos 40 cm sugeridos no projeto arquitetônico.

Um dos desafios estruturais em projetos deste tipo é o detalhamento da região de introdução das forças de protensão dos estais. No caso específico da Ponte do Saber, que conta com pares de estais de retaguarda com grande seção transversal de aço, o desafio de alojar as ancoragens na torre é grande.

A face posterior do pilone, na região de introdução de carga dos estais de retaguarda T02 e T03, recebe um engrossamento de 50 cm para 190 cm, além da introdução de grande quantidade de cabos horizontais de protensão para promover a transferência horizontal de forças na seção. O detalhe da região de instalação dos estais T3A e T3B no pilone é mostrado na Figura 3.17.

Vale ressaltar que essas regiões são de importante detalhamento pela magnitude das cargas que o sistema de estais impõe, chegando, no caso da Ponte do Saber, a 22.000 kN.

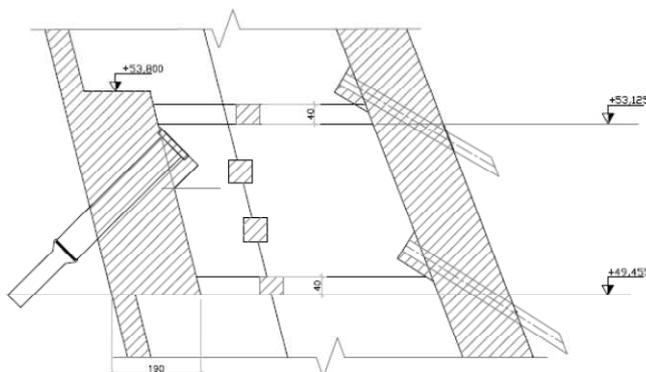


Figura 3.17 – Detalhe do pilone na região de instalação dos estais T3A e T3B (VGARAMBONE, 2012).

A parte superior do pilone também apresentou desafios de detalhamento em virtude das pequenas dimensões projetadas para o topo da torre. Nesta região são alojadas as ancoragens do par superior de estais de retaguarda e os dois estais mais longos do tabuleiro.

Neste tipo de projeto devem ser previstos acessos adequados para a manutenção das ancoragens e uma possível substituição das cordoalhas dos cabos. Além disso, as próprias ancoragens e seus acessórios ocupam um espaço razoável no interior da torre. Esses aspectos foram levados em consideração no posicionamento da ancoragem do último estai do tabuleiro. O acesso projetado para manutenção desta ancoragem é feito pela parte externa do pilone. A Figura 3.18 ilustra a região de ancoragem do estai T18 no pilone.

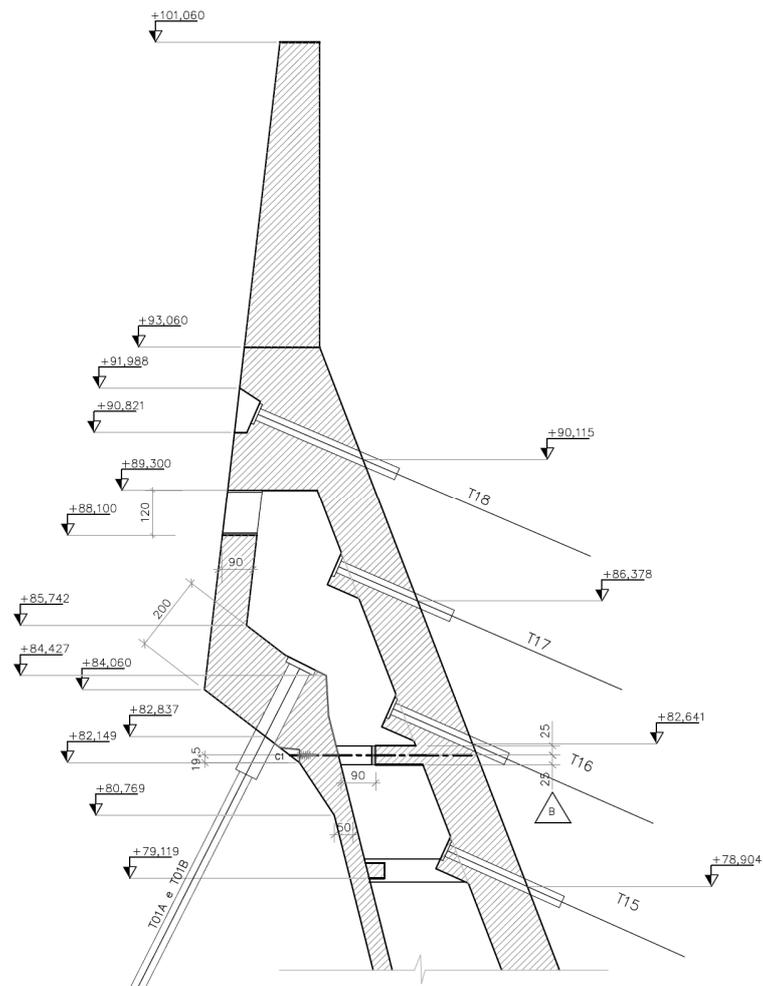


Figura 3.18 – Detalhe da região de ancoragem do estai T18 (VGARAMBONE, 2012).

A construção do pilone foi feita em etapas de concretagem com altura aproximada de 3,50 m com o emprego de um sistema de formas trepantes. A execução de cada etapa de concretagem foi precedida de rigoroso controle topográfico, dada a geometria complexa da seção transversal. A construção do pilone é ilustrada na Figura 3.19.



Figura 3.19 – Execução do pilone.

A execução do estaiamento do tabuleiro se deu paralelamente à construção do pilone, o que obrigou a adoção de algumas medidas construtivas para locação dos tubos-forma dos estais e das diferentes etapas de concretagem. Como medida para evitar imperfeição entre as camadas de concretagem, foram instalados marcos topográficos na lateral da peça e realizadas leituras de referência antes de cada processo de estaiamento.

Os deslocamentos observados nos marcos topográficos durante a aplicação de força nos estais de retaguarda foram elevados, atingindo valores da ordem de 10 cm no eixo longitudinal da ponte. Correções foram necessárias a cada avanço do sistema de formas trepantes para garantir o alinhamento da torre, conforme exigido em projeto.

Os deslocamentos transversais da torre nas fases de protensão dos estais de retaguarda foram sempre baixos. Embora os estais de retaguarda localizados num mesmo nível pudessem apresentar forças diferentes durante a aplicação de carga, o sistema criado em forma de “V” no plano reduziu substancialmente os deslocamentos laterais.

A Figura 3.20 ilustra a execução do pilone (vista superior).

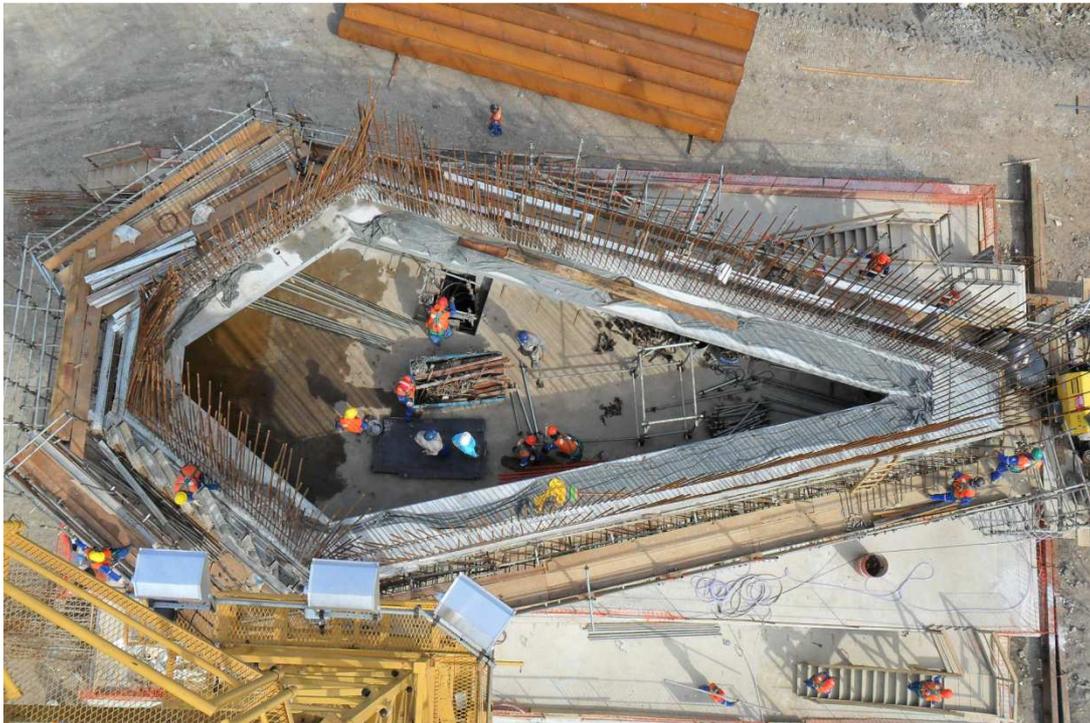


Figura 3.20 – Seção transversal do pilone em execução.

### 3.3. TABULEIRO

O projeto do tabuleiro estaiado levou em consideração os requisitos técnicos impostos pelo projeto geométrico, que deveria atender a duas faixas de rolamento com largura de 4,50 m cada, e os requisitos ambientais da obra, que fixam o vão livre entre a face do pilone e o apoio extremo, denominado P0, em 179,40 m. O vão equivalente do tabuleiro pode ser considerado com 358,80 m neste caso, já que a ponte é composta por uma única torre.

Para a definição da seção transversal foi importante também levar em conta a distribuição dos estais centralizada no tabuleiro, o que tornou obrigatória a adoção da seção tipo caixão. O espaçamento entre estais também foi um item importante para a definição das dimensões da seção e intervenções significativas foram feitas em relação ao projeto arquitetônico proposto.

O projeto básico-conceitual elaborado para nortear o desenvolvimento do projeto estrutural previa a utilização de sete estais ao longo do vão estaiado, constituindo um espaçamento entre cabos em torno de 21 m. Este espaçamento levaria ao projeto de uma seção transversal robusta, antieconômica, além de enormes seções de aço para os estais.

Outra intervenção realizada no momento do desenvolvimento do projeto executivo do tabuleiro foi na seção transversal inicialmente proposta, formada por duas células separadas pela ancoragem central do estai. O detalhamento da região de introdução da força do estai se mostrou inviável.

A execução do tabuleiro em aço também foi cogitada durante o desenvolvimento do projeto, porém o custo envolvido na fabricação e na logística de apoio à montagem da estrutura inviabilizou esta solução. O tabuleiro foi projetado em concreto com resistência à compressão de 50MPa.

A seção transversal típica do tabuleiro é apresentada na Figura 3.21.

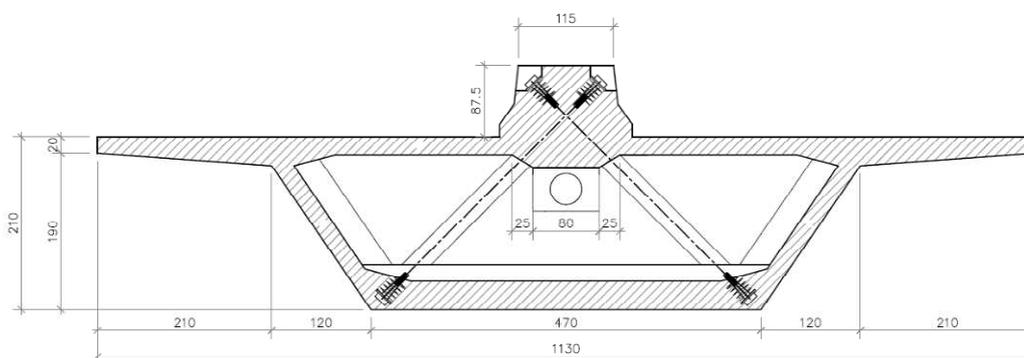


Figura 3.21 – Detalhe da seção transversal do tabuleiro (VGARAMBONE, 2012).

A seção do tabuleiro possui largura total de 11,30 m e altura de 2,10 m, além de uma viga longitudinal central de enrijecimento com altura total de 124,5 cm. Os balanços laterais apresentam 2,10 m de comprimento. A laje superior tem espessura de 22 cm na parte central e espessura variável entre 20 cm e 35 cm nos balanços. A laje inferior tem espessura de 35 cm e as nervuras inclinadas da seção apresentam 22 cm de espessura.

Na região de introdução da carga dos estais foi projetado um enrijecimento na seção em forma de “W”, que abrange as almas da seção e cria dois tirantes inclinados responsáveis por transmitir a reação da viga de enrijecimento ao ponto de aplicação da carga do estai. Estes tirantes são protendidos com um cabo de  $12\phi 12,7\text{mm}$  cada. A mesma estrutura é projetada no final da aduela que não recebe estai, entre pontos de fixação dos estais, afastados de 10 m. Neste caso, os tirantes inclinados não recebem protensão.

O tabuleiro foi construído em balanços progressivos, com a seção sem protensão, em aduelas de 5 m de comprimento. A distância entre estais, de 10 m, foi vencida com a execução de duas aduelas.

A ilustração da Figura 3.22 mostra a execução do tabuleiro em balanços progressivos.



Figura 3.22 – Execução do tabuleiro em balanços progressivos.

Para reduzir as deformações no tabuleiro quando sujeito à carga móvel, foi projetada uma viga central de enrijecimento robusta, que aumenta significativamente a rigidez à flexão da seção. O projeto considerou a execução deste elemento após a construção do tabuleiro, quando o mesmo já se encontra apoiado na extremidade do vão, para que a viga não fosse solicitada durante a fase executiva da obra.

O vínculo do tabuleiro com o pilone foi projetado como uma ligação monolítica. Não há aparelhos de apoio entre as estruturas. Na região que contorna o pilone, o tabuleiro também apresenta seção caixão em concreto armado. Os dois caixões que contornam a torre se fundem logo após a face frontal do pilone e passam a apresentar uma seção caixão única após o primeiro estai.

O fato do tabuleiro estaiado ser um elemento sujeito à elevada compressão, a qual é inserida gradualmente ao longo da sua construção, leva a um problema complexo para o cálculo da fluência. Existem programas modernos que permitem a consideração da fluência através de um processo iterativo, porém, por envolver um número grande de equações e variáveis, os resultados obtidos nem sempre podem ser controlados.

Na Ponte do Saber verificou-se, em função do prazo de construção do tabuleiro, o valor das deformações por fluência para cada aduela construída. Para minimizar os efeitos da parcela remanescente de fluência, após a conclusão do tabuleiro, o greide foi projetado acima do greide do projeto geométrico.

Na Tabela 3.4 apresentada a seguir, ficam evidenciadas as elevações ao longo do tabuleiro no projeto estrutural e no projeto geométrico. A maior diferença é observada no ponto T11A, de 12,3 cm, justamente no trecho do tabuleiro que se mostrou sujeito aos maiores deslocamentos.

A fase final de construção do tabuleiro indicada na tabela foi tomada como a etapa imediatamente posterior à construção das barreiras e execução da pavimentação.

---

Tabela 3.4 – Comparativo do greide de projeto do tabuleiro com o greide do projeto geométrico

Ponto Notável	Projeto do tabuleiro Fase final	Projeto Geométrico	$\Delta$ (m)
	Cota do topo da laje (A)	Cota do topo da laje (B)	[A-B]
PILONE	11,228	11,228	0,000
T04	12,041	12,009	0,032
T04A	12,212	12,166	0,046
T05	12,370	12,314	0,056
T05A	12,518	12,460	0,058
T06	12,627	12,596	0,031
T06A	12,775	12,731	0,044
T07	12,902	12,854	0,048
T07A	13,042	12,977	0,065
T08	13,144	13,089	0,055
T08A	13,260	13,199	0,061
T09	13,357	13,300	0,057
T09A	13,470	13,399	0,071
T10	13,582	13,488	0,094
T10A	13,675	13,574	0,101
T11	13,775	13,653	0,122
T11A	13,850	13,727	0,123
T12	13,912	13,794	0,118
T12A	13,967	13,855	0,112
T13	14,013	13,911	0,102
T13A	14,051	13,961	0,090
T14	14,080	14,005	0,075
T14A	14,096	14,043	0,053
T15	14,127	14,076	0,051
T15A	14,155	14,101	0,054
T16	14,177	14,123	0,054
T16A	14,188	14,136	0,052
T17	14,180	14,147	0,033
T17A	14,161	14,148	0,013
T18	14,151	14,147	0,004
T18A	14,138	14,136	0,002
PFINAL	14,128	14,128	0,000

Uma questão importante que ocorre normalmente nos vãos extremos de uma ponte simétrica é a normal mínima sobre os apoios laterais. No caso da Ponte do Saber, a chegada do tabuleiro sobre o apoio extremo, denominado P0, se apresenta da mesma forma. A incorporação de tirantes definitivos no interior dos apoios extremos é muito utilizada como solução para o problema. Outra solução possível é a construção de um tabuleiro mais pesado nas proximidades do apoio.

Nesta obra, todo o tabuleiro foi projetado e executado acima do greide geométrico, com um desnível de 23,5 cm acima do apoio na extremidade. O apoio efetivo do tabuleiro sobre o P0 foi imposto pela protensão de dois cabos verticais ancorados previamente no bloco de fundação que comprimiram o tabuleiro contra os aparelhos de apoio.

O atirantamento foi necessário para incrementar a força instalada nos cabos mais longos da ponte e assim reduzir as flechas de suas catenárias. Ocorre que, neste caso, os cabos de protensão são provisórios e a retirada de força dos cabos tem que ser precedida de uma força compensatória para que o tabuleiro não se separe do apoio.

Para solucionar a questão, foi projetado um contrapeso interno na extremidade do caixão com o objetivo de que o peso da massa de concreto adicional garantisse a normal mínima necessária e evitasse tração no apoio. O cálculo do contrapeso requerido envolveu uma série de combinações de carregamento e considerou o efeito de uma redução de temperatura nos estais e a carga móvel excêntrica no tabuleiro.

### **3.4. SISTEMA DE ESTAIS**

O sistema de estaiamento empregado na Ponte do Saber utilizou cabos de cordoalhas múltiplas com a tecnologia mais recente empregada nas obras do Brasil e do exterior.

Os cabos ao longo do tabuleiro são espaçados de 10 m e na torre adotam espaçamento de 4 m. O sistema conta ainda com seis estais de retaguarda, dispostos aos

---

pares em três níveis diferentes no pilone e ancorados nos blocos em solo posicionados nas laterais da obra.

a) Tecnologia dos cabos

As cordoalhas empregadas na obra foram fornecidas pela empresa Tycsa, são compostas de sete fios galvanizados, e recebem uma camada de cera de petróleo além de uma capa em PEAD (polietileno de alta densidade). As cordoalhas fornecidas são equivalentes ao aço CP-177RB com diâmetro externo de 15,7mm.

Foram realizados ensaios dimensionais e de tração em todas as bobinas com o objetivo de verificar os dados fornecidos pelo fabricante e certificar as cordoalhas de acordo com os padrões brasileiros. Os resultados obtidos foram satisfatórios para todas as amostras, com resistência, dimensões e módulo de elasticidade adequados para o tipo de material. A Figura 3.23 ilustra os resultados obtidos dos ensaios de tração das cordoalhas.

CP Nº	LOTE Nº	SÉRIE Nº	BOBINA Nº	DIÂMETRO (mm)		SEÇÃO (mm <sup>2</sup> )		MASSA (kg/1000m)		CARGA DE RUPTURA (KN)	CARGA A 1% (KN)	ALONG. (%)	MÓDULO ELAST. (GPa)	ESTRÍCÇÃO (%)	REL. Ø EXT./INT. (%)
				NOM.	REAL	NOM.	REAL	NOM.	REAL						
01	1	n/d	1	15,7	15,8	-	148,4	-	1191	290,0	252,5	5,9	192	27,3	3,9
02	1	n/d	2	15,7	15,8	-	148,7	-	1196	292,5	253,0	5,9	190	33,8	3,9
03	1	n/d	3	15,7	15,8	-	149,0	-	1191	295,0	259,5	6,2	195	31,5	3,7
04	1	n/d	4	15,7	15,8	-	149,3	-	1190	296,5	256,5	7,9	192	32,3	3,5
05	1	n/d	5	15,7	15,8	-	149,1	-	1186	298,0	257,0	7,3	194	27,0	3,5
06	1	n/d	6	15,7	15,8	-	148,6	-	1187	299,0	256,5	6,2	193	26,9	3,5
07	2	n/d	50	15,7	15,8	-	149,1	-	1193	294,0	255,5	7,7	195	29,2	3,5
08	2	n/d	51	15,7	15,8	-	148,6	-	1190	292,0	256,5	5,8	195	30,4	3,9
09	2	n/d	52	15,7	15,8	-	148,9	-	1186	291,5	255,0	7,1	196	28,0	3,9
10	2	n/d	53	15,7	15,8	-	148,9	-	1184	292,0	255,0	6,6	194	29,7	3,5

Figura 3.23 – Resultado dos ensaios de tração e ensaios dimensionais nas cordoalhas

Além dos ensaios tradicionais, foram realizados três ensaios de relaxação pelo fabricante com duração de 1000h, atendendo aos parâmetros de temperatura controlada a 20°C e carga inicial de 70% da carga última. A relaxação máxima observada ao fim dos ensaios foi de 2,08%. Os resultados obtidos no ensaio de relaxação estão mostrados na Figura 3.24.

**ENSAYO DE RELAJACIÓN**

TIEMPO (Minutos)	RELAX %	PÉRDIDA DE CARGA (Kg)	CARGA Kg
1	0,02	4	20546
3	0,09	18	20532
6	0,20	41	20509
9	0,33	68	20482
15	0,48	99	20451
30	0,60	123	20427
60	0,72	148	20402
120	0,86	177	20373
240	1,05	216	20334
480	1,14	234	20316
1440	1,29	265	20285
2880	1,38	284	20266
5760	1,47	302	20248
7200	1,52	312	20238
15000	1,69	347	20203
60000	2,08	427	20123

Figura 3.24 – Ensaio de relaxação para a bobina N 1160444.

## b) Ancoragens

As ancoragens utilizadas no projeto são fabricadas no Brasil pela empresa Tensacciai e possuem as mesmas características técnicas das ancoragens fabricadas e certificadas pela empresa na Europa. As unidades de ancoragem seguem um padrão do fabricante, que fornece ancoragens para estais de 4 a 169 cordoalhas com diâmetro de 15,7mm.

O sistema é composto por duas ancoragens extremas, sendo uma delas regulável e a outra fixa. A protensão das cordoalhas é feita pela extremidade da ancoragem regulável, que permite um alívio das tensões instaladas caso a força de protensão tenha superado a força de projeto ou no caso de um reajuste das forças ao fim da obra.

O projeto das ancoragens envolve algumas complexidades como, por exemplo, a questão da rotação das cordoalhas no local das cunhas. Como o tabuleiro está sujeito a grandes deslocamentos ao longo da montagem do estai e aplicação de cargas, a ancoragem precisa admitir rotações na extremidade para melhor ajuste das cordoalhas.

Na extremidade do tubo-forma, que fica embutido no concreto, são instalados um aparelho desviador e um amortecedor fabricado com elastômero para manter o

conjunto de cordoalhas alinhados com a ancoragem e prevenir vibrações nos cabos, evitando assim problemas de fadiga na região das ancoragens.

A capa de PEAD e a cera que envolvem a cordoalha após a galvanização são removidas na região da ancoragem para permitir a protensão dos cabos. A questão da durabilidade das cordoalhas nesta região é tratada com a inserção de uma capa na extremidade das ancoragens e posterior injeção de cera, preenchendo os vazios entre cordoalhas.

A Figura 3.25 ilustra o sistema de ancoragem Tensacciai.

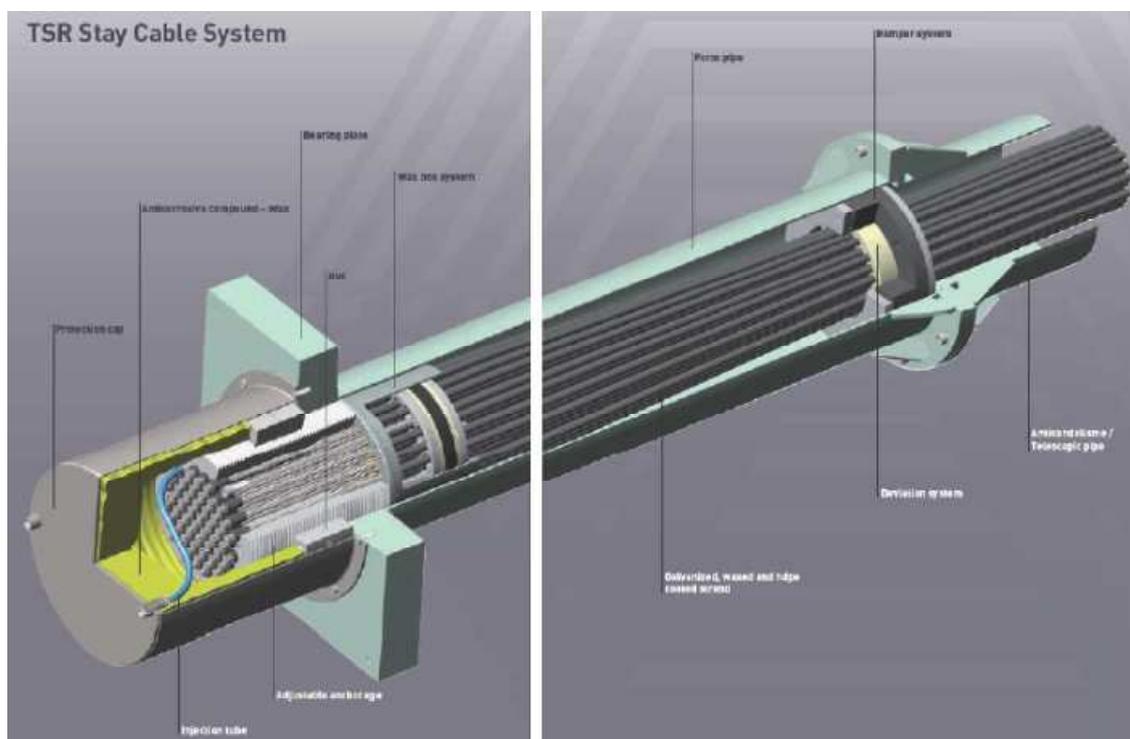


Figura 3.25 – Detalhe do sistema de ancoragem Tensacciai.

No sistema de estais da Ponte do Saber foram adotadas ancoragens de 31 a 127 cordoalhas, sendo as maiores ancoragens instaladas nos seis estais de retaguarda. Os estais do tabuleiro utilizam as unidades de 31, 37 e 55 cordoalhas. Segundo informações do fabricante, as ancoragens para 127 cordoalhas foram utilizadas pela primeira vez em projetos no Brasil. A Tabela 3.5 resume o número de cordoalhas por estai empregados na Ponte do Saber.

Tabela 3.5 – Unidades de ancoragem dos estais da Ponte do Saber.

ESTAI	UNIDADE DE ANCORAGEM
T1A	127 $\phi$
T1B	127 $\phi$
T2A	127 $\phi$
T2B	127 $\phi$
T3A	127 $\phi$
T3B	127 $\phi$
T4	31 $\phi$
T5	31 $\phi$
T6	37 $\phi$
T7	37 $\phi$
T8	37 $\phi$
T9	55 $\phi$
T10	55 $\phi$
T11	55 $\phi$
T12	55 $\phi$
T13	55 $\phi$
T14	55 $\phi$
T15	55 $\phi$
T16	55 $\phi$
T17	55 $\phi$
T18	55 $\phi$

Os estais foram numerados de T01 a T18, iniciando pelos estais de retaguarda. Dentre os estais de retaguarda, o par de cabos T01(a/b) são os mais longos, com comprimento aproximado de 87 m e se ancoram na torre no nível +84,06. O par de estais T02 se ancora na torre no nível +67,945 e o par T03, os primeiros estais de retaguarda a serem instalados, ancoram-se no nível +53,125.

Ao longo do tabuleiro, o estai mais próximo ao pilone é o T04, ancorado a 22 m a partir da face da torre. Após este último são posicionados os estais T05 a T18, espaçados de 10 m no eixo do tabuleiro.

c) Processo executivo

O processo de estaiamento pode ser dividido em duas fases distintas. Na primeira fase, ou fase de montagem, o objetivo principal é posicionar devidamente todos os elementos que compõem o estai (tubo PEAD, antivandalismo, ancoragens, cordoalhas e etc.). Na segunda fase, ou fase de protensão, as cordoalhas são protendidas sequencialmente até que a força requerida em projeto seja obtida.

A fase de montagem se inicia com a solda do tubo em PEAD, fornecido em partes de 12 m de comprimento, que será responsável por promover uma proteção adicional às cordoalhas do cabo em seu trecho livre. As soldas foram realizadas por equipamento de termofusão no local da obra.

Em seguida, foram realizados os cortes das cordoalhas de acordo com o comprimento de cada cabo, preparando a região das extremidades que ficaram no interior das ancoragens. Nesta etapa foram feitas as marcações no corpo das cordoalhas que serviram de referência para a protensão. Esta operação foi bastante cuidadosa e seguiu critérios rígidos, já que o sistema de protensão por isoalongamento dependia totalmente das referências feitas em canteiro.

Uma vez que o tubo em PEAD encontrava-se soldado com seu comprimento final, e as cordoalhas cortadas e com as referências marcadas, o tubo foi levado até o ponto de fixação no tubo-forma superior (inserido no concreto do pilone), através de um guindaste ou grua disponível. A outra extremidade do tubo foi posicionada próxima ao tubo-forma inferior (tabuleiro). Neste momento o tubo de PEAD é pré-fixado nos tubos-forma, deixando espaço livre para a passagem das cordoalhas, que foram colocadas uma a uma no interior do tubo e encunhadas nas duas ancoragens extremas. A fixação das cordoalhas foi feita através da protensão do elemento com uma carga mínima, necessária para manter o encunhamento durante a fase de montagem.

Com todas as cordoalhas do cabo montadas, a fase de protensão teve início. No caso da Ponte do Saber, a empresa executora dos serviços utilizou o sistema de isoalongamento, cujo objetivo é que todas as cordoalhas do conjunto apresentem os mesmos alongamentos no fim do processo e, portanto, as mesmas forças num mesmo estai.

---

A aplicação de força de protensão foi feita com macacos hidráulicos do tipo monocordoalha, (cada cordoalha é protendida por vez). Inicialmente aplicou-se a força calculada em uma das cordoalhas do conjunto, que serviu como elemento de referência para o alongamento das demais. A partir deste momento, as demais cordoalhas foram alongadas até que as referências marcadas coincidisse com a referência da primeira cordoalha. A Figura 3.26 mostra a protensão dos estais.



Figura 3.26 – Protensão dos estais.

Como o tabuleiro em pontes estaiadas é caracterizado por sua esbeltez, o processo de protensão implica em grandes deslocamentos da viga de enrijecimento e a introdução de cargas nas cordoalhas, uma a uma, faz com que a força nas cordoalhas já protendidas seja constantemente alterada. O processo de protensão torna-se um tanto quanto iterativo, até que a força requerida em projeto seja obtida.

Na Ponte do Saber, a execução do estaiamento teve auxílio de células de carga instaladas em cada estai, que registraram a força aplicada na cordoalha de referência e que compõem o sistema de monitoramento de forças ao longo das diversas fases da construção e por toda a vida útil da obra.

#### **4. ANÁLISE DOS ESTÁGIOS DE CONSTRUÇÃO**

A metodologia executiva tem influência direta no projeto de pontes estaiadas. O conhecimento das diversas fases de construção que podem estar envolvidas na obra e os carregamentos de construção são de capital importância para o desenvolvimento de um projeto estável e econômico.

Dentre os processos executivos empregados atualmente para a construção dos tabuleiros estaiados, o processo de balanços progressivos merece destaque, sendo este adotado na maioria das obras de grande porte. Este método construtivo se mostra eficiente para a travessia de cursos d'água e em situações onde a altura entre o tabuleiro e o terreno é grande.

A modelagem e a análise das diferentes etapas construtivas de uma ponte estaiada é requisito fundamental para garantir a estabilidade da estrutura ao longo da construção. Nesta modelagem, cada estágio deve ser analisado separadamente, uma vez que o sistema estrutural pode mudar consideravelmente entre duas fases distintas, implicando até mesmo em solicitações durante a fase construtiva que se revelam superiores às obtidas para a condição final da estrutura. Esta fase do projeto serve prioritariamente para revisar as tensões nos estais, no tabuleiro e no pilone.

Outra questão importante atendida pela análise dos estágios de construção é a geometria (perfil) de construção do tabuleiro. No processo de construção por balanços progressivos, o tabuleiro é construído por segmentos curtos, sejam eles compostos por elementos pré-moldados ou moldados no local. Durante cada fase de construção é imprescindível conhecer as elevações projetadas de cada segmento para a correta construção do tabuleiro, de forma que resulte em uma estrutura de configuração suave e que atenda aos requisitos de tráfego e estéticos da obra.

A definição das elevações de construção pode ser um tanto quanto complexa, uma vez que a estrutura estará sujeita a carregamentos variáveis durante a construção e que não mais atuarão quando a estrutura estiver pronta. Soma-se a isto o fato de que a estrutura é muito influenciada pela variação da temperatura ambiente.

---

A modelagem dos estágios de construção também é fundamental para a implementação das correções necessárias durante a obra, sejam elas nas tensões aplicadas nos estais ou mesmo na geometria da obra. Com a modelagem pronta, torna-se possível realizar retroanálises sempre que as duas principais incógnitas em questão (força e deslocamento) apresentarem divergências entre as leituras de campo e o projeto.

É absolutamente necessário realizar ajustes ao longo do processo de construção do tabuleiro de acordo com as informações obtidas dos sistemas de monitoramento da obra. Desvios durante a construção existem e alguns parâmetros teóricos adotados tais como propriedades dos materiais e rigidezes adotadas para os elementos, nem sempre condizem com a realidade.

A análise da sequência construtiva da obra normalmente é realizada a partir da estrutura final modelada. Inicialmente definem-se os pré-alongamentos dos estais retrocedendo as fases da construção, eliminando os segmentos da obra na fase inversa da construção e removendo os carregamentos provisórios paulatinamente, fase a fase.

Após a determinação das tensões (ou pré-alongamentos) nos estais, prossegue-se à análise da obra por meio dos avanços sequenciados da estrutura na ordem correta da construção. Nesta análise, o principal objetivo é determinar as elevações (geometria) do tabuleiro e as solicitações nos diversos elementos estruturais.

A definição das etapas construtivas e o momento de inserção dos diversos carregamentos ao longo da construção são fatores decisivos para uma análise correta dos efeitos da fluência e da retração na estrutura. Nas pontes estaiadas com tabuleiro e pilone em concreto, estes efeitos apresentam grande interferência na geometria final da obra e o conhecimento do estado de tensões na estrutura no final da construção é fundamental.

As deformações por fluência em um elemento de concreto são atribuídas àqueles carregamentos de longa duração e podem atingir valores até três vezes maiores que as deformações elásticas verificadas, especialmente em climas com baixa umidade. Por se tratar de um fenômeno de tal importância para o projeto da estrutura, todos os fatores que contribuem para a definição dos valores das deformações de fluência devem ser bem investigados e conhecidos.

---

Dentre as características tecnológicas do concreto, citam-se como parâmetros investigados: o tipo de cimento, a relação água-cimento, o tipo e o diâmetro máximo do agregado. Também devem ser estudadas as condições de exposição da estrutura, como a umidade relativa do ar e a temperatura da região.

Do ponto de vista dos carregamentos, é importante que se defina, na sequência executiva modelada, os instantes de aplicação de carregamento, tais como: protensão no tabuleiro, protensão dos estais, pavimentação, instalação das barreiras e outros. É fundamental para uma análise apurada que todos os carregamentos sejam inseridos em uma escala temporal, o mais próximo possível das condições construtivas.

Alguns programas modernos de análise estrutural permitem a modelagem dos estágios de construção com a consideração destes fenômenos diferidos no tempo. O problema consiste em acumular ao longo do tempo as deformações da estrutura frente aos carregamentos durante a execução, considerando as idades diferentes dos segmentos concretados e o tempo total de construção.

Embora seja computacionalmente possível, esta análise envolve uma quantidade enorme de variáveis e torna o projeto das estruturas muito complexo. Nem sempre os dados obtidos podem ser conferidos manualmente de forma que se tenha confiança nos resultados. GRABOW (2004) relata a modelagem feita no programa MIDAS para a consideração da fluência e retração na análise dos estágios de construção da Ponte Jindo, na Coreia do Sul.

Para que os dados previstos no projeto sejam implementados com sucesso no campo, é necessário que sejam instalados sistemas de controle e acompanhamento no empreendimento. As principais variáveis que carecem de controle durante a execução são as forças nos estais, os deslocamentos verticais do tabuleiro e os deslocamentos horizontais do pilone. Adicionalmente, e a critério do projetista da estrutura, podem ser criados sistemas mais sofisticados que monitorem, por exemplo, as tensões atuantes em um determinado elemento estrutural.

Algumas empresas especializadas em monitoramento de estruturas já possuem sistemas desenvolvidos especificamente para o acompanhamento das forças nos estais. Estes sistemas são compostos por células de carga instaladas em uma ou mais cordoalhas do estai, ou mesmo na ancoragem. Pelo custo elevado das ancoragens que

---

apresentam a célula de carga incorporada na peça, várias obras no Brasil têm sido executadas com a instalação de célula de carga individual em uma das cordoalhas do estai.

Este sistema deve permitir a obtenção das forças nos diversos estais da obra a qualquer momento da execução. Esse sistema é fundamental principalmente na fase de protensão dos estais, permitindo que a carga instalada seja lida com precisão e que a força requerida em projeto seja obtida.

O acompanhamento dos deslocamentos verticais do tabuleiro é uma atividade relativamente simples em obras civis. Com equipamentos topográficos modernos é possível registrar as elevações do tabuleiro ao longo da obra com precisão adequada e comparar com a análise dos estágios de construção realizada na fase de projeto.

Um fator complicador é o efeito térmico. Este efeito atua a todo momento, alterando as elevações do tabuleiro e pode induzir a interpretações erradas quando o plano previsto para as elevações é comparado com as leituras de campo. Separar no campo o efeito térmico dos demais carregamentos variáveis que atuam durante a execução da obra não é tarefa fácil. Para reduzir as incertezas envolvidas nas leituras de campo, convém registrar a temperatura ambiente e o horário de realização do levantamento. Outros problemas também relevantes são: a diferença de temperatura que ocorre nas cordoalhas dos estais e as temperaturas variáveis que se apresentam na seção de concreto da viga de rigidez e do pilone. Estes efeitos são difíceis de serem avaliados numa análise, em virtude da carência de dados de campo.

Na execução da Ponte do Saber, o horário para realizar a locação e o levantamento das cotas do tabuleiro foi estabelecido às 7h da manhã. Assim, todas as leituras de referência sofreriam pequena influência da insolação, embora cada dia apresentasse uma temperatura diferente e apesar também da construção avançar por mais de uma estação do ano.

O vento também pode induzir a oscilações importantes no tabuleiro. Os efeitos dinâmicos em estruturas estaiadas precisam ser avaliados, tanto na situação de estrutura pronta, quanto para a estrutura em balanço. Os resultados obtidos para o tabuleiro na fase construtiva costumam ser muito mais desfavoráveis.

---

O monitoramento dos deslocamentos horizontais da torre também é importante para a obtenção de uma conformação harmônica do tabuleiro. Esses deslocamentos são ainda mais significativos quando a estrutura é assimétrica e a rigidez do pilone é relativamente pequena. Este monitoramento normalmente é feito por meio de inclinômetros no pilone ou com pinos topográficos que permitam a leitura por meio de equipamentos de precisão.

No projeto da Ponte do Saber, o monitoramento dos deslocamentos foi realizado com auxílio de equipamento tipo estação total através da leitura de marcos instalados ao longo do pilone. Nesta obra específica, onde a torre foi construída simultaneamente com o tabuleiro, tornou-se importante a realização de leituras periódicas para que se garantisse que o pilone fosse erguido seguindo seu alinhamento de projeto.

O plano de estaiamento do tabuleiro da Ponte do Saber foi elaborado pelo projetista estrutural da obra, a empresa VGarambone Projetos e Consultoria Ltda. Este plano define os pontos notáveis ao longo do tabuleiro que precisam ser monitorados e suas respectivas elevações para as diversas fases executivas da obra. Em conjunto com as elevações do tabuleiro, durante e ao fim da execução, foram fornecidas as forças atuantes em cada estai da obra.

Os pontos notáveis onde foram fornecidas as elevações do tabuleiro são os pontos extremos de cada aduela executada. Neste caso, as aduelas de 5 m de extensão que não apresentavam estai na sua extremidade foram nomeadas com a letra “a”.

As fases construtivas do tabuleiro da Ponte do Saber encontram-se resumidas na Tabela 4.1.

---

Tabela 4.1 - Fases construtivas da Ponte do Saber – Plano de Estaiamento.

Estaiamento de	T04	Treliça apoiada em	P08a	Concretagem até	P14a
Treliça apoiada em	P04	Concretagem até	P09	Treliça apoiada em	P14a
Concretagem até	P04a	Estaiamento de	T09	Concretagem até	P15
Treliça apoiada em	P04a	Treliça apoiada em	P09	Estaiamento de	T15
Concretagem até	P05	Concretagem até	P09a	Treliça apoiada em	P15
Conc. viga central até	P05	Treliça apoiada em	P09a	Estaiamento de	T02
Estaiamento de	T03	Concretagem até	P10	Concretagem até	P15a
Estaiamento de	T05	Estaiamento de	T10	Treliça apoiada em	P15a
Treliça apoiada em	P05	Treliça apoiada em	P10	Concretagem até	P16
Estaiamento de	T04	Concretagem até	P10a	Estaiamento de	T01
Concretagem até	P05a	Treliça apoiada em	P10a	Estaiamento de	T16
Treliça apoiada em	P05a	Concretagem até	P11	Treliça apoiada em	P16
Concretagem até	P06	Estaiamento de	T11	Concretagem até	P16a
Conc. viga central até	P06	Treliça apoiada em	P11	Treliça apoiada em	P16a
Estaiamento de	T06	Estaiamento de	T03	Concretagem até	P17
Treliça apoiada em	P06	Estaiamento de	T02	Estaiamento de	T17
Concretagem até	P06a	Concretagem até	P11a	Treliça apoiada em	P17
Treliça apoiada em	P06a	Treliça apoiada em	P11a	Concretagem até	P17a
Concretagem até	P07	Concretagem até	P12	Treliça apoiada em	P17a
Conc. viga central até	P07	Estaiamento de	T12	Concretagem até	P18
Estaiamento de	T07	Treliça apoiada em	P12	Estaiamento de	T18
Treliça apoiada em	P07	Concretagem até	P12a	Treliça apoiada em	P18
Estaiamento de	T03	Treliça apoiada em	P12a	Concretagem até	P18a
Concretagem até	P07a	Concretagem até	P13	Estaiamento de	T01
Treliça apoiada em	P07a	Estaiamento de	T13	Treliça apoiada em	P18a
Concretagem até	P08	Treliça apoiada em	P13	Concretagem até	P_Final
Conc. viga central até	P08	Estaiamento de	T02	Protensão	
Estaiamento de	T08	Concretagem até	P13a	Longitudinal	
Treliça apoiada em	P08	Treliça apoiada em	P13a	Atirantamento - P0	
Concretagem até	P08a	Concretagem até	P14	Conc. viga central até	P_Final
		Estaiamento de	T14		
		Treliça apoiada em	P14	Pavimentação	

Os estágios de construção foram divididos em 92 fases distintas, e para cada fase foram informadas no plano a elevação dos pontos notáveis do tabuleiro e as forças nos estais da obra. As leituras de força nos estais em cada uma das fases foram associadas às elevações de campo observadas no tabuleiro e o par força-elevação foi utilizado na comparação com as informações contidas no plano de estaiamento da obra.

Algumas fases executivas da obra foram introduzidas por necessidades estruturais, e não por necessidades construtivas. Por exemplo, a protensão dos estais de retaguarda foi dividida em três etapas para que o momento fletor na base do pilone fosse minimizado. Sendo assim, à medida que os estais frontais foram instalados, a força dos estais de retaguarda foi incrementada.

Outra fase prevista no projeto por necessidades estruturais foi a fase chamada “Atirantamento – P0”. Esta fase aconteceu no fim da obra e consistiu em impor um deslocamento à extremidade do tabuleiro, até o apoio do balanço sobre o pilar extremo, já que a ponta do balanço deveria atingir o pilar extremo com uma contraflecha prevista de 235mm.

As Tabelas 4.2 e 4.3 apresentam as elevações e forças previstas no plano de estaiamento, respectivamente.

Tabela 4.2 - Fases iniciais de execução do tabuleiro - Elevações previstas no Plano de Estaiamento (GARAMBONE NETO, 2011).

FASE DE EXECUÇÃO	PONTO NOTÁVEL DO TABULEIRO						
	P04	P04a	P05	P05a	P06	P06a	P07
<b>Estaiamento de T04</b>	9,991						
Treliça apoiada em P04	9,980	10,171					
Concretagem até P04a	9,963	10,147					
Treliça apoiada em P04a	9,960	10,140	10,306				
Concretagem até P05	9,937	10,108	10,264				
Conc. viga central até P05	9,928	10,094	10,246				
<b>Estaiamento de T03</b>	9,933	10,100	10,254				
<b>Estaiamento de T05</b>	9,992	10,185	10,367				
Treliça apoiada em P05	9,990	10,182	10,362	10,537			
<b>Estaiamento de T04</b>	9,999	10,194	10,375	10,553			
Concretagem até P05a	9,982	10,169	10,343	10,512			
Treliça apoiada em P05a	9,980	10,166	10,338	10,503	10,628		
Concretagem até P06	9,959	10,136	10,298	10,449	10,562		
Conc. viga central até P06	9,950	10,122	10,280	10,426	10,534		
<b>Estaiamento de T06</b>	9,991	10,182	10,362	10,535	10,670		
Treliça apoiada em P06	9,990	10,181	10,360	10,531	10,663	10,839	
Concretagem até P06a	9,976	10,160	10,331	10,494	10,617	10,782	
Treliça apoiada em P06a	9,975	10,158	10,329	10,489	10,611	10,772	10,909
Concretagem até P07	9,959	10,135	10,295	10,445	10,555	10,702	10,824
Conc. viga central até P07	9,952	10,124	10,281	10,425	10,530	10,671	10,787
<b>Estaiamento de T07</b>	9,982	10,170	10,347	10,515	10,646	10,817	10,966

Tabela 4.3 - Fases iniciais de execução do tabuleiro – Forças nos estais previstas no Plano de Estaiamento (kN) (GARAMBONE NETO, 2011).

FASE DE EXECUÇÃO	ESTAI						
	T01	T02	T03	T04	T05	T06	T07
<b>Estaiamento de T04</b>				<b>2007</b>			
Treliça apoiada em P04				2217			
Concretagem até P04a				2538			
Treliça apoiada em P04a				2594			
Concretagem até P05				3015			
Conc. viga central até P05				3195			
<b>Estaiamento de T03</b>			<b>1830</b>	3264			
<b>Estaiamento de T05</b>			1920	2063	<b>2594</b>		
Treliça apoiada em P05			1929	2096	2661		
<b>Estaiamento de T04</b>			1946	<b>2742</b>	2472		
Concretagem até P05a			2019	3057	2880		
Treliça apoiada em P05a			2027	3097	2937		
Concretagem até P06			2113	3475	3445		
Conc. viga central até P06			2152	3642	3666		
<b>Estaiamento de T06</b>			2213	2825	2565	<b>2311</b>	
Treliça apoiada em P06			2223	2839	2594	2378	
Concretagem até P06a			2331	3078	2935	2871	
Treliça apoiada em P06a			2340	3094	2970	2929	
Concretagem até P07			2465	3361	3367	3526	
Conc. viga central até P07			2522	3483	3545	3790	
<b>Estaiamento de T07</b>			2573	2879	2664	2455	<b>2643</b>

As tabelas anteriores correspondem a partes do plano de estaiamento implementado na obra. Pode-se observar que, entre os eventos escolhidos para representar uma fase de execução, tem-se a concretagem de uma aduela, a movimentação da treliça de balanços sucessivos (carro de construção) ou também a protensão de um estai.

A partir do plano gerado pelo projetista, foi montado um procedimento de acompanhamento das forças e elevações em cada fase de construção para a Ponte do Saber. A elevada flexibilidade do tabuleiro ficou evidenciada na análise dos deslocamentos previstos no momento da aplicação de força nos estais.

A Tabela 4.4 resume os deslocamentos verticais da extremidade do tabuleiro durante a protensão dos estais. Observa-se que este deslocamento atingiu seu valor máximo, de 636 mm, na fase de protensão do estai T18.

Tabela 4.4 - Deslocamento vertical da extremidade do tabuleiro durante a protensão dos estais ( $\Delta$ ).

FASE CONSTRUTIVA	$\Delta$ (m)
Estaiamento de T05	0,114
Estaiamento de T06	0,136
Estaiamento de T07	0,178
Estaiamento de T08	0,202
Estaiamento de T09	0,310
Estaiamento de T10	0,273
Estaiamento de T11	0,317
Estaiamento de T12	0,293
Estaiamento de T13	0,423
Estaiamento de T14	0,440
Estaiamento de T15	0,494
Estaiamento de T16	0,589
Estaiamento de T17	0,634
Estaiamento de T18	0,636

Quanto maior a flexibilidade apresentada pelo tabuleiro, mais importante se torna o controle topográfico das elevações para que a geometria final da obra se apresente de conformação suave e próxima ao greide projetado.

As forças atuantes em cada estai foram monitoradas de forma constante ao longo da obra e registradas individualmente de forma que tornasse possível identificar qualquer evento que provocasse um aumento ou decréscimo repentino. Na Figura 4.1 é possível verificar a evolução da força no estai T5 ao longo da obra e identificam-se os eventos significativos de alteração de força, como a concretagem de uma aduela ou o estaiamento de um cabo vizinho.

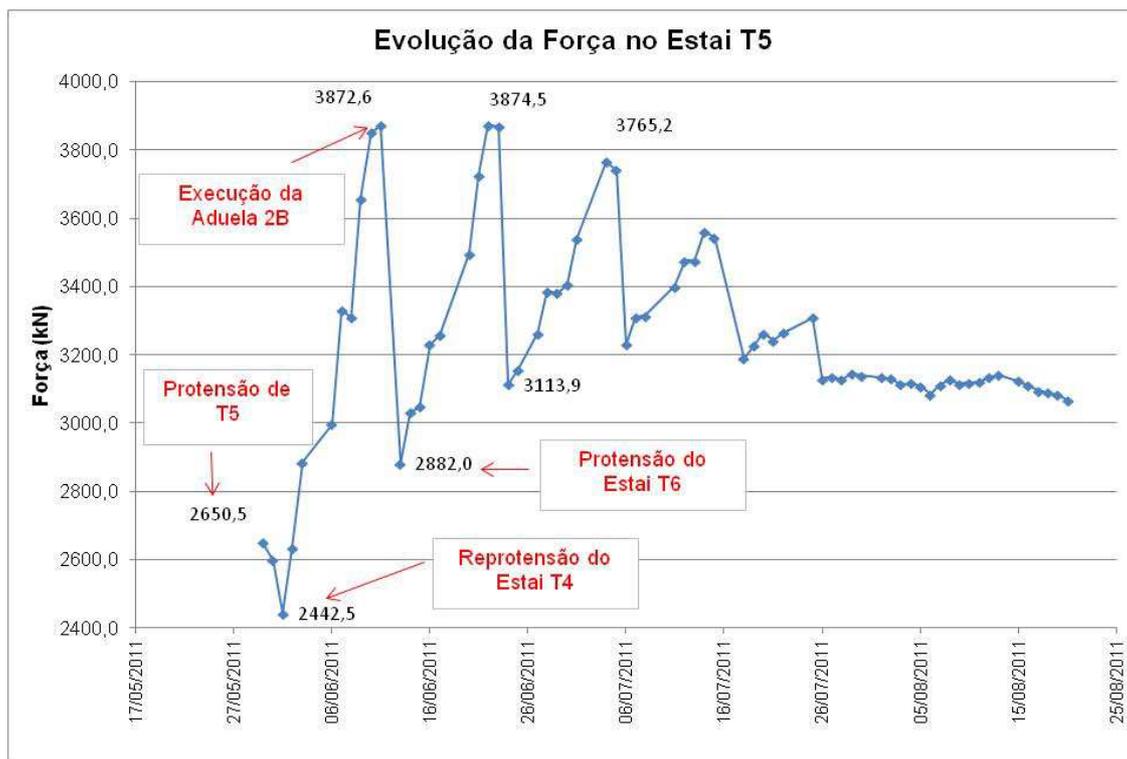


Figura 4.1 - Acompanhamento da força instalada no Estai T5 ao longo da obra.

Com o monitoramento realizado desta forma, foi possível chegar ao fim da obra com todas as forças instaladas aceitas pelo projetista estrutural, sem que fosse necessário realizar uma reprotensão global da estrutura, muito embora esta operação de reprotensão seja corriqueira e não possa ser encarada como um erro de projeto ou execução.

Na fase executiva pós-pavimentação, foram observados resultados satisfatórios, tanto para a conformação do greide final da obra, quanto para as forças atuantes nos estais. A Tabela 4.5 mostra a comparação entre as forças previstas e as forças reais obtidas pelo sistema de monitoramento após o carregamento com a pavimentação.

Tabela 4.5 - Comparativo das forças nos estais após pavimentação e guarda-rodas.

ESTAI	FORÇA (kN)		
	CAMPO [C]	PROJETO [P]	DIF.% [C/P-1]
T1A	10.897,87	11.734,94	-7%
T1B	10.944,86	11.734,94	-7%
T2A	10.327,64	9.924,91	4%
T2B	10.167,62	9.924,91	2%
T3A	11.252,20	10.218,67	10%
T3B	11.108,69	10.218,67	9%
T4	3.020,95	2.657,07	14%
T5	3.206,64	2.732,97	17%
T6	3.071,37	2.755,36	11%
T7	3.030,67	3.075,75	-1%
T8	2.995,15	2.839,26	5%
T9	4.393,40	4.385,21	0%
T10	4.253,15	4.062,51	5%
T11	4.588,10	4.536,34	1%
T12	3.958,35	3.766,78	5%
T13	5.053,40	4.842,60	4%
T14	4.979,15	4.898,42	2%
T15	5.082,00	5.185,20	-2%
T16	5.703,50	5.854,77	-3%
T17	6.245,25	6.312,44	-1%
T18	6.166,05	6.446,13	-4%

No caso específico do estai T5, onde a maior divergência entre a força projetada e a força real é observada, a reanálise da estrutura indicou que tal divergência não acarretaria problemas estruturais para a obra e a decisão tomada foi a de não reduzir a tensão no estai.

Com relação às elevações do tabuleiro, destacam-se duas fases executivas fundamentais para a comparação entre o previsto no plano e o realizado no campo. São elas: o instante imediatamente anterior ao apoio da ponte no pilar P0; e a fase pós-pavimentação.

A etapa imediatamente anterior ao apoio no pilar P0 configura uma fase crítica, já que um aumento do deslocamento a ser imposto na ponta do tabuleiro para garantir o apoio sobre o pilar geraria solicitações, tanto no tabuleiro quanto no pilone, maiores que as solicitações previstas no projeto. Neste caso, a elevação obtida na extremidade do tabuleiro mostrou-se plenamente satisfatória para os padrões de estruturas altamente flexíveis, como é o caso de um tabuleiro estaiado. O plano de estaiamento previa um deslocamento de 235 mm e o deslocamento real necessário foi de 263 mm. Vale ressaltar que a cota real da ponta do tabuleiro fica sujeita à ação da temperatura ambiente e da insolação sobre o tabuleiro. Portanto, o projeto deve prever certa tolerância neste caso.

Como ilustração da influência da temperatura ambiente no greide do tabuleiro, durante o dia 06/12/2011, as elevações na extremidade do tabuleiro, no ponto P18, foram registradas em dois momentos distintos: o primeiro registro foi feito às 7h10min com temperatura ambiente de 21,6°C; já o segundo registro foi feito às 17h com temperatura ambiente de 25,2°C. A leitura realizada no primeiro horário registrou a elevação +14,902 no topo da laje. No momento da segunda leitura, a cota registrada foi +14,842, indicando um deslocamento vertical do tabuleiro, de cima para baixo, no valor de 60mm.

A Figura 4.2 ilustra a conformação do greide do tabuleiro após a protensão do estai T18. Destaca-se, nesta figura, a sobreposição das curvas que representam o greide projetado e o greide real, obtido no campo. Além disso, destaca-se ainda a curva do greide real acima do greide previsto no projeto geométrico, que se constituía numa premissa de projeto importante, já que as deformações por efeitos reológicos do concreto ocorrem ao longo da vida útil da obra.

---

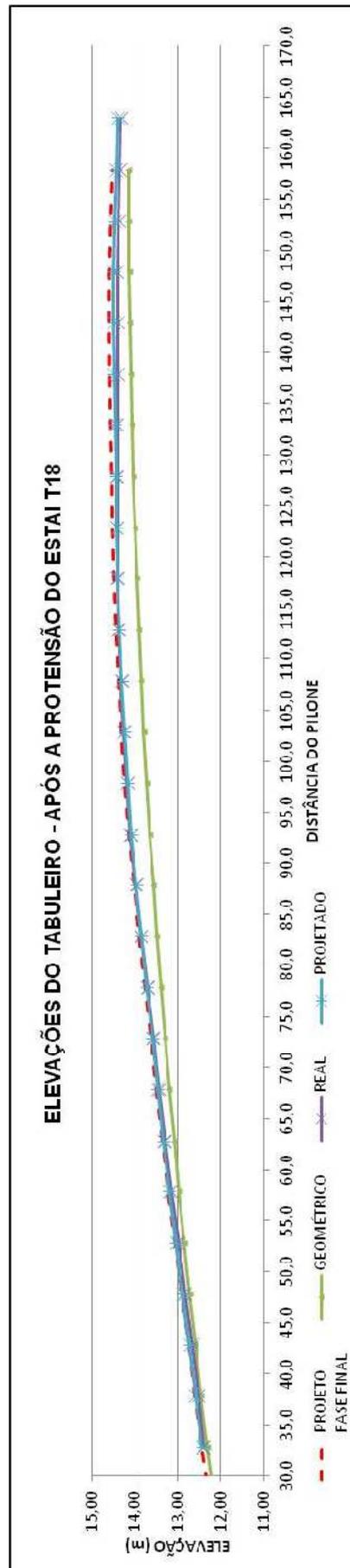


Figura 4.2 – Greide do tabuleiro após a protensão do estai T18.

Ao término da obra, com a conformação do greide obtida e o registro da evolução das forças nos estais, ficou comprovada a importância de um plano de estaiamento bem elaborado, com premissas e sequência executiva bem definida. Importantes também foram o controle tecnológico dos materiais, concreto e aço empregados na obra, e a alimentação do modelo estrutural a partir dos levantamentos de campo.

A análise dos registros de força permitiu concluir que alguns estais foram submetidos a tensões maiores ao longo da construção do que na fase final, quando todas as cargas permanentes estão instaladas. Os registros apresentados na Tabela 4.6 evidenciam esta conclusão.

Tabela 4.6 - Tensões máximas nos estais ao longo da construção

ESTAI	FORÇA ATUANTE (kN)	SEÇÃO DE AÇO (cm <sup>2</sup> )	$\sigma/f_{su}$
T1A	10.915,65	190,50	0,32
T1B	10.971,53	190,50	0,33
T2A	10.360,66	190,50	0,31
T2B	10.353,76	190,50	0,31
T3A	11.266,17	190,50	0,33
T3B	11.132,82	190,50	0,33
T4	3.804,35	46,50	0,46
T5	3.874,50	46,50	0,47
T6	3.905,35	55,50	0,40
T7	4.103,60	55,50	0,42
T8	4.157,47	55,50	0,42
T9	5.330,05	82,50	0,37
T10	4.764,10	82,50	0,33
T11	4.873,99	82,50	0,33
T12	4.544,19	82,50	0,31
T13	5.452,22	82,50	0,37
T14	5.392,20	82,50	0,37
T15	5.579,75	82,50	0,38
T16	5.868,50	82,50	0,40
T17	6.245,25	82,50	0,43
T18	6.244,15	82,50	0,43

Na Tabela 4.7 são apresentadas as forças finais nos estais após execução da pavimentação. Observa-se que a tensão máxima instalada corresponde a  $0,43f_{su}$  e ocorre no estai T17. Os estais de retaguarda, que apresentam maior importância para o bom comportamento estrutural da obra, estão com tensões da ordem de  $0,30f_{su}$ .

Tabela 4.7 - Forças instaladas nos estais com a obra concluída (carga permanente).

ESTAI	FORÇA ATUANTE (kN)	SEÇÃO DE AÇO (cm <sup>2</sup> )	$\sigma/f_{su}$
T1A	10.897,87	190,50	0,32
T1B	10.944,86	190,50	0,32
T2A	10.327,64	190,50	0,31
T2B	10.167,62	190,50	0,30
T3A	11.252,20	190,50	0,33
T3B	11.108,69	190,50	0,33
T4	3.020,95	46,50	0,37
T5	3.206,64	46,50	0,39
T6	3.071,37	55,50	0,31
T7	3.030,67	55,50	0,31
T8	2.995,15	55,50	0,30
T9	4.393,40	82,50	0,30
T10	4.253,15	82,50	0,29
T11	4.588,10	82,50	0,31
T12	3.958,35	82,50	0,27
T13	5.053,40	82,50	0,35
T14	4.979,15	82,50	0,34
T15	5.082,00	82,50	0,35
T16	5.703,50	82,50	0,39
T17	6.245,25	82,50	0,43
T18	6.166,05	82,50	0,42

$f_{su}$  é a tensão de ruptura da cordoalha.

## 5. DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE MONTAGEM DOS ESTAIS E DAS CONTRAFLECHAS

A determinação das forças de montagem e contraflechas deve ser feita, prioritariamente, a partir do mesmo modelo estrutural utilizado para o projeto da estrutura. Cada estrutura determina o grau de refinamento necessário para o modelo e, no caso da Ponte do Saber, um modelo que fornece bons resultados emprega elementos de barra ao longo do tabuleiro e elementos de casca no pilone, conforme ilustra a Figura 5.1.

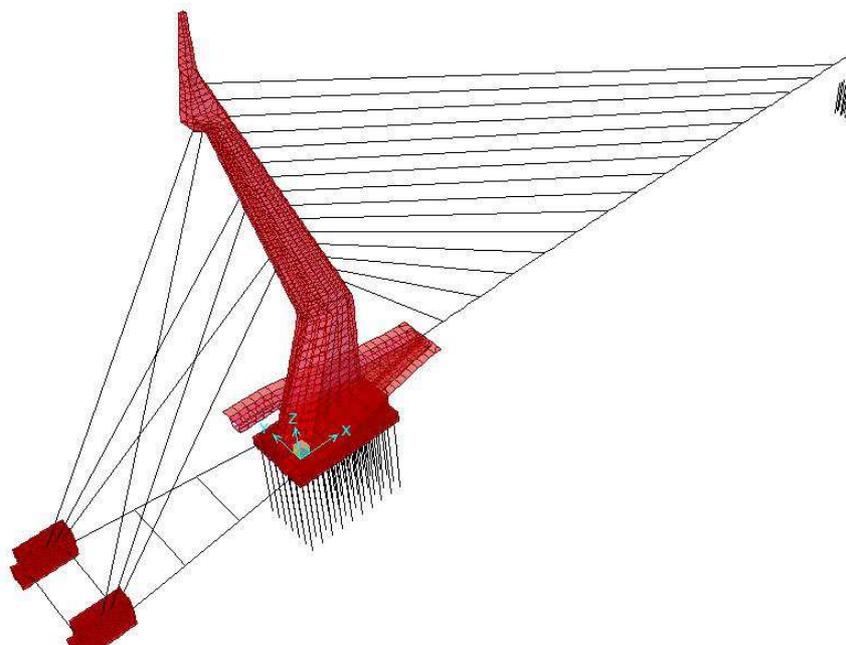


Figura 5.1 - Modelo SAP de análise da ponte estaiada do Saber.

Os elementos de estai podem ser representados por elementos de barra rotulados nas extremidades sem prejuízo dos resultados, embora o elemento específico de cabo seja mais completo para o caso de pontes estaiadas. Pela praticidade de aplicação nos programas modernos de análise e pela mínima influência observada quando

comparados com elementos de cabo, os elementos de barra têm sido preferido pelos projetistas.

É importante também a modelagem completa das fundações da ponte, onde deve ser feita a simulação do comportamento do solo através de molas. O modelo adotado, neste caso, apresenta bons resultados para análises do ponto de vista estrutural.

Com o modelo criado, é fundamental que a sequência executiva seja bem definida e os carregamentos de construção (carga da treliça de balanços sucessivos, p.ex.) sejam determinados. A partir dessas definições, é possível dividir a obra em fases construtivas sequenciadas, fases nas quais se torna necessário informar ao construtor as forças de montagem e contraflechas que deverão ser aplicadas.

Para que o projeto das fases construtivas seja compatível com a realidade, é necessário levar em conta na análise a retração e a fluência do concreto ao longo da execução. Esta consideração demanda uma manipulação de dados muito grande e não existe ainda um programa específico para este tipo de análise. A influência dos efeitos reológicos do concreto tem sido estimada e inserida de forma simplificada nos modelos de análise. Por ser um assunto muito vasto, este tema não será tratado neste trabalho.

A primeira informação necessária para a construção do modelo de determinação das forças e contraflechas é o estado das forças com a estrutura acabada, que deve ser informado pelo projetista da obra. A informação das forças pode ser feita com a estrutura acabada (somente concreto) ou após a construção das barreiras e pavimentação, o que é mais comum. A determinação das forças com a estrutura acabada depende das condições de contorno impostas pelo projetista, que podem ser a limitação de deslocamentos do tabuleiro ou do pilone, momentos fletores “desejados” ao longo do tabuleiro, entre outras variáveis. O objetivo da análise dos estágios de construção é que essas forças sejam obtidas no fim da obra.

A partir das forças finais projetadas é possível determinar os pré-alongamentos dos estais através da solução de um sistema linear de equações. Com os pré-alongamentos dos estais definidos, esses dados são inseridos no modelo estrutural e tem início o processamento das fases construtivas definidas para a obra. Nesta etapa, todos os elementos do modelo devem estar construídos e os carregamentos inseridos.

---

A análise dos estágios de construção para a Ponte do Saber para a metodologia empregada na obra tem, no mínimo, 88 fases distintas de processamento. Estas fases de determinação das forças de montagem envolvem retirada de carregamentos, inserção de carregamentos, desativação de elementos de estai, alteração no alongamento dos estais (para aqueles que são protendidos parcialmente), recuo da treliça de balanços sucessivos e desmontagem de aduelas.

Nas Tabela 5.1a, 5.1b e 5.1c, são expostas as fases construtivas, na ordem em que deve ser desenvolvida a análise (do fim para o início da construção). As aduelas e estais foram numerados de acordo com a Figura 5.2.

Tabela 5.1a – Estágios de análise das fases construtivas para determinação das forças de montagem dos estais (Fases 1 a 22).

FASE	AÇÃO
1	Retirar carregamento de Pavimentação
2	Retirar carregamento de Guarda-rodas e Viga Central
3	Inserir carregamento de Treliça
4	Retirar carregamento de Contrapeso
5	Liberar Tirante Vertical
6	Desmontar Aduela 15B
7	Retroceder Treliça para Aduela 15A
8	Retirar carregamento de Protensão do tabuleiro
9	Desmontar Aduela 15A
10	Retroceder Treliça para Aduela 14B
11	Desativar Estai T18
12	Desmontar Aduela 14B
13	Retroceder Treliça para Aduela 14A
14	Desmontar Aduela 14A
15	Retroceder Treliça para Aduela 13B
16	Desativar Estai T17
17	Desmontar Aduela 13B
18	Retroceder Treliça para Aduela 13A
19	Desmontar Aduela 13A
20	Retroceder Treliça para Aduela 12B
21	Desativar Estai T16
22	Desativar Estai T1

Tabela 5.1b – Estágios de análise das fases construtivas para determinação das forças de montagem dos estais (Fases 23 a 58).

FASE	AÇÃO
23	Desmontar Aduela 12B
24	Retroceder Treliça para Aduela 12A
25	Desmontar Aduela 12A
26	Reduzir alongamento Estai T2
27	Retroceder Treliça para Aduela 11B
28	Desativar Estai T15
29	Desmontar Aduela 11B
30	Retroceder Treliça para Aduela 11A
31	Desmontar Aduela 11A
32	Retroceder Treliça para Aduela 10B
33	Desativar Estai T14
34	Desmontar Aduela 10B
35	Retroceder Treliça para Aduela 10A
36	Desmontar Aduela 10A
37	Reduzir alongamento Estai T2
38	Retroceder Treliça para Aduela 09B
39	Desativar Estai T13
40	Desmontar Aduela 09B
41	Retroceder Treliça para Aduela 09A
42	Desmontar Aduela 09A
43	Retroceder Treliça para Aduela 08B
44	Desativar Estai T12
45	Desmontar Aduela 08B
46	Retroceder Treliça para Aduela 08A
47	Desmontar Aduela 08A
48	Desativar Estai T2
49	Reduzir alongamento Estai T3
50	Retroceder Treliça para Aduela 07B
51	Desativar Estai T11
52	Desmontar Aduela 07B
53	Retroceder Treliça para Aduela 07A
54	Desmontar Aduela 07A
55	Retroceder Treliça para Aduela 06B
56	Desativar Estai T10
57	Desmontar Aduela 06B
58	Retroceder Treliça para Aduela 06A

Tabela 5.1c – Estágios de análise das fases construtivas para determinação das forças de montagem dos estais (Fases 59 a 88).

FASE	AÇÃO
59	Desmontar Aduela 06A
60	Retroceder Treliça para Aduela 05B
61	Desativar Estai T9
62	Desmontar Aduela 05B
63	Retroceder Treliça para Aduela 05A
64	Desmontar Aduela 05A
65	Retroceder Treliça para Aduela 04B
66	Desativar Estai T8
67	Desmontar Aduela 04B
68	Retroceder Treliça para Aduela 04A
69	Desmontar Aduela 04A
70	Retroceder Treliça para Aduela 03B
71	Reduzir alongamento Estai T3
72	Desativar Estai T7
73	Desmontar Aduela 03B
74	Retroceder Treliça para Aduela 03A
75	Desmontar Aduela 03A
76	Retroceder Treliça para Aduela 02B
77	Desativar Estai T6
78	Desmontar Aduela 02B
79	Retroceder Treliça para Aduela 02A
80	Desmontar Aduela 02A
81	Retroceder Treliça para Aduela 01B
82	Desativar Estai T5
83	Desativar Estai T3
84	Desmontar Aduela 01B
85	Retroceder Treliça para Aduela 01A
86	Desmontar Aduela 01A
87	Retirar carregamento de Treliça
88	Desativar Estai T4

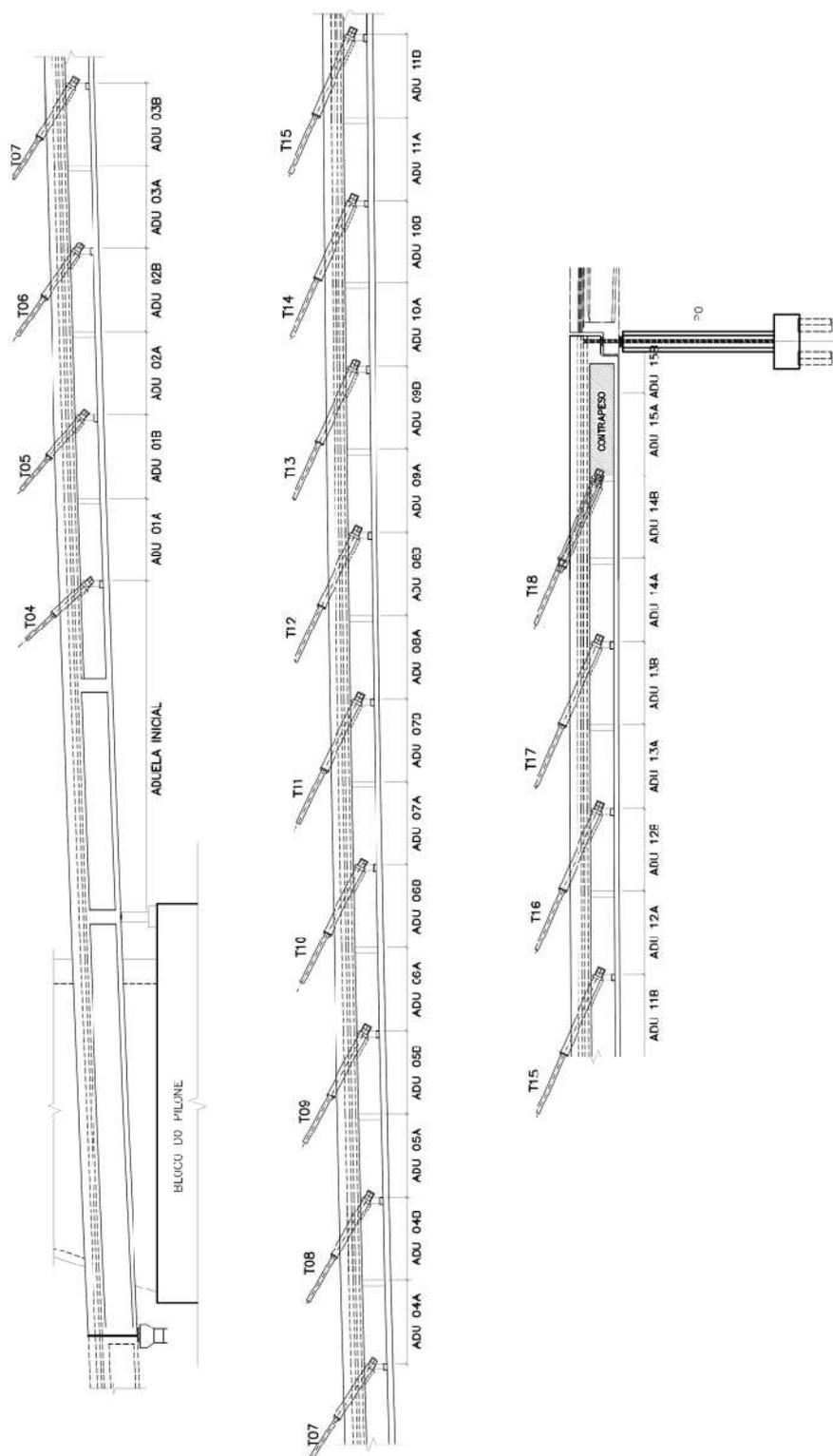


Figura 5.2 – Numeração dos estais e aduelas

A seguir são descritas, sinteticamente, as operações realizadas no modelo de análise até a obtenção das forças de montagem para todos os estais. Os processamentos devem ser realizados na sequência indicada.

### Fase 1

A análise é iniciada com a retirada do carregamento de pavimentação ( $g_{pav} = 10,8kN/m$ ), com o tabuleiro devidamente apoiado em P0, ao longo de todo o tabuleiro. Com isso, ocorre uma mudança no plano geral de força em todos os estais e o greide do tabuleiro se eleva.

### Fase 2

Com o modelo sem pavimentação, remove-se o carregamento das barreiras laterais e da viga central do tabuleiro ( $g_{barr} = 46,1kN/m$ ). Neste momento, em que o tabuleiro está apoiado em P0, o greide novamente se eleva e o estado geral de forças é alterado.

### Fase 3

Nesta fase de análise é inserido o carregamento da treliça de avanços sucessivos na aduela 15A. Este equipamento gera uma carga concentrada vertical, sentido de cima para baixo, com módulo igual a  $Q_a = 440kN$ , localizada a 50 cm da extremidade da aduela; e outra carga concentrada vertical, sentido de baixo para cima, com módulo igual a  $Q_b = 80kN$  a uma distância de 8 m da primeira.

### Fase 4

Neste momento da análise é retirado o carregamento do contrapeso concretado no interior da viga de rigidez, ao longo de 7,22 m de extensão das duas últimas aduelas (15A e 15B). O carregamento do contrapeso tem valor de  $g_{CP} = 122,4kN/m$  e influencia principalmente a força atuante no estai T18, sendo de menor importância para os demais estais. Nesta fase, deve ser inserido o elemento do tirante vertical ancorado no bloco do P0 para que o modelo represente exatamente a sequência inversa da construção e indique a carga atuante no tirante necessária para garantir o apoio no pilar P0.

### Fase 5

A próxima etapa é a desativação do tirante localizado em P0, alterando o sistema estrutural do tabuleiro, que passa a estar em balanço, representando o momento imediatamente anterior ao atirantamento. Neste instante, a viga se separa do apoio extremo da ponte. O tabuleiro se eleva e uma nova distribuição das forças nos estais é

observada. Uma informação importante, neste momento, são as elevações ao longo do tabuleiro e o deslocamento vertical necessário para o apoio da estrutura em P0.

#### Fase 6

Com o tabuleiro em balanço, desmonta-se a aduela 15B removendo o elemento correspondente no modelo ou criando um carregamento contrário ao peso próprio deste tramo.

#### Fase 7

Com a aduela 15B já desmontada, prossegue-se ao recuo da treliça. O carregamento deste equipamento, que atuava na aduela 15A, passa a atuar na aduela 14B. Com o balanço sendo reduzido e o carregamento da treliça retrocedendo, o tabuleiro se eleva e as forças nos estais diminuem.

#### Fase 8

Nesta fase, remove-se a protensão longitudinal no tabuleiro. Este carregamento não gera grandes alterações nas elevações ou forças dos estais. Estes cabos induzem momentos hiperestáticos de protensão, que causam pequenas variações de forças nos estais.

#### Fase 9

Neste momento, a aduela 15A é desmontada com a remoção do elemento correspondente no modelo ou inserindo um carregamento em sentido contrário ao peso próprio da aduela. Esta fase indica a elevação projetada que deve ser dada para a construção da aduela 15A.

#### Fase 10

A treliça é recuada para a aduela 14B e seu carregamento passa a atuar na aduela 14A. Nesta fase é determinada a força de montagem do estai T18 e a elevação do tabuleiro ao fim da protensão.

#### Fase 11

Nesta fase, o estai T18 é desativado, o tabuleiro desce e ocorre um acréscimo de força nos demais estais.

---

*Fases 12 a 86*

Da fase 12 em diante os procedimentos são recorrentes com sucessivas desmontagens de aduelas, recuos da treliça de avanços sucessivos e desativação dos estais para a determinação, de elemento a elemento, da força de montagem dos estais.

À medida que a estrutura é desmontada também são obtidas as elevações para projeção de cada aduela a ser construída. Assim, observa-se a movimentação vertical do tabuleiro ao longo da execução.

*Fases 22, 48 e 83*

Nestas fases são desativados os estais T1(a,b), T2(a,b) e T3(a,b), respectivamente.

*Fases 26 e 37*

Nestas fases são representadas as etapas de acréscimo de carga nos estais de retaguarda T2a e T2b. No caso da análise da desmontagem da obra, é necessário representar uma redução de carga através da diminuição do alongamento do cabo em torno de 30%.

*Fases 49 e 71*

A exemplo do ocorrido com os estais T2a e T2b, os estais T3a e T3b também precisam ter o alongamento diminuído nas fases 49 e 71. Estas fases representam a sequência inversa das protensões parciais realizadas nestes estais ao longo da obra.

*Fase 87*

Nesta fase, retira-se o carregamento da treliça e a força de montagem do estai T4, o primeiro a ser instalado, é obtida.

*Fase 88*

Nesta fase, o estai T4 é desativado, fornecendo assim a cota para execução da aduela inicial.

---

## 6. CONCLUSÕES

Os projetos de pontes estaiadas no Brasil têm ganhado cada vez mais destaque nos últimos anos, porém as pontes estaiadas construídas no país ainda estão longe da magnitude daquelas construídas recentemente na Ásia. Aqui no país, a solução tem sido empregada muito mais por razões estéticas do que por razões estruturais, com as estruturas apresentando, em alguns casos, vãos que admitiriam solução estrutural menos complexa.

A tecnologia empregada nas pontes brasileiras é moderna e originada principalmente da experiência europeia no projeto de pontes estaiadas. Hoje em dia, os elementos que compõem o sistema de estaiamento já são fabricados no país, porém com projetos e patentes de empresas europeias, tais como: ancoragens, amortecedores, desviadores e outros.

O principal objetivo deste trabalho foi apresentar os procedimentos e os problemas construtivos de pontes estaiadas executadas em concreto, em balanços sucessivos. Em vista da dificuldade em se tratar desta questão de forma generalista, preferiu-se descrever estas atividades na ponte do Saber, construída recentemente na cidade do Rio de Janeiro.

Com a expansão das obras de pontes estaiadas, é fundamental que as normas brasileiras incluam em seu escopo este tipo de estrutura e evitem que os projetistas e construtores nacionais precisem recorrer a normas internacionais sobre o assunto. No tocante à fabricação dos elementos que compõem o sistema de estais, é necessário levantar uma discussão no meio técnico sobre a certificação dos produtos. É preciso estabelecer requisitos normativos brasileiros e habilitar órgãos internos para certificar esses materiais de acordo com as necessidades específicas do país.

O projeto da Ponte do Saber teve vários desafios, dentre os quais dois deles merecem destaque. O primeiro se dá pelo fato da ponte fugir da característica mais comum das pontes estaiadas brasileiras, que é a configuração com um vão central e dois vãos laterais. O segundo, por ter um pilone que desfavorece a questão estrutural para privilegiar a estética. Em projetos deste porte na Europa, observa-se a preocupação

---

da arquitetura em usar as necessidades estruturais para tornar a estrutura mais atraente esteticamente, mais econômica e com metodologia construtiva compatível.

O tabuleiro da Ponte do Saber é esbelto e as forças e elevações são altamente influenciadas por agentes externos como vento, insolação e variação de temperatura. Essa sensibilidade torna a análise dos estágios de construção, que já envolve um grande esforço de processamento, ainda mais difícil.

O projeto dos estágios construtivos se confirmou na prática com as forças nos estais apresentando valores de campo próximos aos valores de projeto e com o greide final da obra apresentando visual suavidade. As correções feitas ao longo da construção do tabuleiro foram possíveis devido ao criterioso sistema de monitoramento de forças e elevações implementado na obra.

Como colaboração ao meio técnico, apresentou-se ao final do trabalho um procedimento geral de análise, que permite determinar os valores necessários de força nos estais e de cotas a serem implementados em cada fase de construção de uma obra estaiada, e que serve de sugestão para um futuro aprofundamento no tema, com o objetivo de estabelecer rotinas automatizadas que facilitem o processamento de estruturas deste tipo.

---

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AOKI, N., *Cravabilidade de estacas tubadas*. Construtora Queiroz Galvão, 2010.
- FÉDÉRATION INTERNACIONALE DU BETON, *Acceptance of stay cable systems using prestressing steels*, Fib Bulletin 30, Lausanne, Switzerland, 2005.
- GARAMBONE FILHO, V.; GARAMBONE NETO, V., *Ponte do Saber: concepção e análise estrutural*, XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, Rio de Janeiro, 2012.
- GARAMBONE NETO, V., *Plano de estaiamento para a Ponte do Saber*, VGarambone Projetos e Consultoria Ltda., 2011.
- GIMSING, N. J.; GEORGAKIS, C. T., *Cable supported bridges: concept and design*. 3<sup>rd</sup> ed., Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 2012.
- GRABOW, M. J., *Construction Stage Analysis of Cable-Stayed Bridges*, Dissertation Diplomarbeit, Faculty of the Technical University of Hamburg Harburg, Hamburg, Germany, 2004.
- PANNONI, F. D., *Sobre a Durabilidade de Estacas Metálicas*. São Paulo: Gerdaul Açominas S.A., 2006.
- POST-TENSIONING INSTITUTE, *Recommendations for stay cable design and testing*, PTI, Phoenix, United States, 1986.
- TENSACCAI, *Stay cable catalogue*, Milão, Itália, 2009. Disponível em: <[www.tensacciai.it](http://www.tensacciai.it)>
- WALTHER, R. et al, *Cable stayed bridges*. 2<sup>nd</sup> ed., London: Thomas Telford Ltd, 1999.
-