

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**Comparação entre sistemas de contenção de subsolo:
parede diafragma e estacas justapostas**

Wilton de Oliveira Lima

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal de São Carlos como parte dos
requisitos para a conclusão da
graduação em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Fernando Menezes
de Almeida Filho

São Carlos
2020

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Arlindo e Maria, por terem sempre acreditado e apoiado cada sonho e projeto que eu me propus enfrentar. Aos meus irmãos Wellington, William e Wallace, que igualmente me deram suporte nessa jornada desafiadora que foi a graduação e, acima de tudo, me ensinaram a fazer boas escolhas através de exemplos de solidariedade e trabalho árduo.

À UFSCar, seus funcionários e docentes que fizeram parte da minha trajetória, provando para mim que o ensino gratuito e de qualidade transforma enormemente a vida de quem por ele passa, como profissional e como cidadão.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho, quem aceitou conduzir este trabalho comigo com muita paciência e solicitude e, ademais, ajudou a nortear meus interesses na Engenharia Civil durante suas aulas, as quais tive o prazer de cursar.

Aos meus amigos André, Daniel, Leonardo Lima, Leonardo Rosseto, Renato, Tawan e Théo que fizeram minha jornada muito mais leve e prazerosa.

RESUMO

A escolha de um sistema de contenção para subsolos de edifícios é pautada sob critérios econômicos e técnicos. Entre esses sistemas de contenção estão dois muito utilizados no Brasil: parede diafragma e estacas justapostas. A escolha mal feita do sistema de contenção de subsolos pode gerar, portanto, patologias à edificação e onerosidade da obra. Desse modo, a elaboração de uma diretriz de escolha viria a calhar como um recurso de comparação entre essas duas soluções fundamentada em condicionantes técnicas representativas dos métodos. Neste projeto, foram estudados os fatores mais importantes na escolha de um sistema de contenção e, mais profundamente, os processos executivos e particularidades das estacas justapostas e das paredes diafragma. Como resultado, observou-se a melhor viabilidade na implantação das paredes diafragma quando há presença de água, porém, observou-se sobretudo a importância de se conhecer e considerar todos os condicionantes levantados

Palavras-chave: Parede-diafragma; Estacas justapostas; Contenção.

Comparison between underground soil retaining systems: diaphragm wall and bored pile walls

The process of choosing a soil retaining system for underground buildings is based on techniques and economics parameters. There are two very common soil retaining systems in Brazil: Diaphragm Walls and Bored Pile Walls. A bad choosing of that kind of solution can provoke, therefore, building pathology's and waste. Thereby, the elaboration of a choosing directrix can be very helpful as a source of comparison between these two solutions based on representative technique parameters of the two methods. In this project, the most important technique parameters of the choosing a soil remaining system were studied and, more deeply, the construction processes of Diaphragm Walls and Bored Pile Walls. As result, this study led to the conclusion of a better viability for using Diaphragm Walls when water is present, but specially was observed the importance of knowing and considering all the parameters found.

Key-words: Diaphragm Walls; Bored Pile Walls; Soil retaining.

Figura 1 – Colapso de cortina atirantada de estacas	10
Figura 2 – Escavação não protegida provoca danos a construções vizinhas	10
Figura 3 – Parede diafragma executada sem mureta guia resulta em lamelas descontínuas.....	11
Figura 4 – Escoras de madeira apoiadas sobre longarinas metálicas.....	15
Figura 5 – Esquema dos componentes de um tirante.....	16
Figura 6 – Perfuração de uma parede diafragma para instalação de tirante.....	17
Figura 7 – Colocação da cordoalha do tirante.....	17
Figura 8 – Sistema de injeção de calda de cimento em tirantes	18
Figura 9 – Protensão de tirantes com uso de macaco hidráulico	19
Figura 10 – Bermas.....	20
Figura 11 – Muros de gravidade	21
Figura 12 – Muros de flexão.....	22
Figura 13 – Muro de gabiões.....	23
Figura 14 – Crib Wall	23
Figura 15 – Muro de contraforte	24
Figura 16 – Solo grampeado.....	25
Figura 17 – Estacas-prancha metálicas	26
Figura 18 – Contenção em perfil pranchado.....	27
Figura 19 – Esquema de uma parede diafragma	28
Figura 20 – Execução da parede guia	29
Figura 21 – Clamshell.....	30
Figura 22 – Silos de armazenamento de fluido estabilizador	31
Figura 23 – Bomba e desarenador de fluido estabilizante.....	33
Figura 24 – Escavação de vala com Clamshell.....	33
Figura 25 – Colocação do perfil junta e lamela após concretagem e retirada do mesmo	34

<i>Figura 26 – Sequências de execução dos painéis e uso das chapas junta.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 27 – Colocação da chapa espelho</i>	<i>35</i>
<i>Figura 28 – Colocação da chapa espelho</i>	<i>36</i>
<i>Figura 29 – Funis de concretagem conectados aos tubos tremonha.....</i>	<i>37</i>
<i>Figura 30 – Colocação do perfil junta para concretagem</i>	<i>38</i>
<i>Figura 31 – Sistema de concretagem e circulação de lama bentonítica.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 32 – Principais etapas de execução da parede-diafragma.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 33 – Rampa para remoção da escavação em andamento</i>	<i>41</i>
<i>Figura 34 – Perfis de estacas justapostas</i>	<i>41</i>
<i>Figura 35 – Mureta guia para estacas secantes</i>	<i>42</i>
<i>Figura 36 – Da esquerda para a direita: martelo hidráulico, martelo a diesel, martelo vibratório e prensa hidráulica.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 37 – Trado manual e mecânico</i>	<i>44</i>
<i>Figura 38 – Execução com estaca broca</i>	<i>44</i>
<i>Figura 39 – Execução de estaca raiz.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 40 – Perfuratriz com cabeçote duplo.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 41 – Sequência executiva de estacas secantes.....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 42 – Cortina de estacas atirantada</i>	<i>48</i>
<i>Figura 43 – Detalhe de um bench mark.....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 44 - Afundamento de piso em virtude da movimentação da massa de solo junto à parede diafragma durante escavação</i>	<i>53</i>
<i>Figura 45 – Resultados sondagens SPT realizadas antes e após escavações.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 46 – Teorias do Estado Limite.....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 47: Sistema de rebaixamento por ponteiras</i>	<i>61</i>
<i>Figura 48 : Sistema de rebaixamento por injetores.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 49: Condições para ocorrência de “piping”</i>	<i>62</i>
<i>Figura 50: Condições para ocorrência de “blow”</i>	<i>63</i>
<i>Figura 51: Parede dupla com canaleta de drenagem</i>	<i>67</i>

<i>Tabela 1 – Propriedades recomendadas para a lama bentonítica.....</i>	<i>32</i>
<i>Tabela 2 – Propriedades recomendadas para polímeros.....</i>	<i>32</i>
<i>Tabela 3 – Classificação de danos em paredes de construções vizinhas.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabela 4 – Classificação de danos em paredes.....</i>	<i>53</i>
<i>Tabela 5 – Deformações mínimas para mobilização de estado plástico</i>	<i>57</i>
<i>Tabela 6 – Parâmetros do solo requerido para os diversos métodos de cálculo</i>	<i>58</i>
<i>Tabela 7 – Verificações de Estados Limites Últimos</i>	<i>59</i>
<i>Tabela 8 – Verificações de Estados Limites de Serviço.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabela 9 – Tabela auxiliar de comparação entre paredes diafragma e estacas justapostas.....</i>	<i>70</i>

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	8
1.1 PREÂMBULO	8
1.2 HISTÓRICO	8
1.3 JUSTIFICATIVA.....	9
1.4 OBJETIVOS.....	11
1.5 METODOLOGIA	11
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	13
2.1 CONTEXTUALIZAÇÃO	13
2.2 ELEMENTOS AUXILIARES ÀS CONTENÇÕES.....	13
2.2.1 LONGARINAS.....	14
2.2.2 ESTRONCA	14
2.2.3 TIRANTES.....	15
2.2.4 BERMAS	19
2.2.5 ESTRUTURA DEFINITIVA	20
2.3 TIPOS DE CONTENÇÃO.....	20
2.3.1 MUROS DE GRAVIDADE:	21
2.3.2 MUROS DE FLEXÃO:	21
2.3.3 MUROS DE GABIÕES:	22
2.3.4 CRIB WALL:	23
2.3.5 MUROS DE CONTRAFORTES:.....	24
2.3.6 SOLO GRAMPEADO:	24
2.3.7 ESTACAS-PRANCHA:	25
2.3.8 PERFIL-PRANCHADO:.....	26
2.3.9 PAREDE-DIAFRAGMA:	27
2.3.9.1 PROCESSO EXECUTIVO	28
I. EXECUÇÃO DE MURETAS GUIA:.....	28
II. ESCAVAÇÃO E PREENCHIMENTO SIMULTÂNEO COM FLUIDO ESTABILIZADOR.....	29

III.	COLOCAÇÃO DAS CHAPAS OU PERFIS JUNTA	34
IV.	COLOCAÇÃO DAS CHAPAS ESPELHO	35
V.	INSTALAÇÃO DA ARMADURA.....	36
VI.	COLOCAÇÃO DO TUBO COM FUNIL E CONCRETAGEM	36
VII.	RETIRADA DAS CHAPAS JUNTAS E DE REVESTIMENTO	39
VIII.	ESCORAMENTO.....	39
2.3.10	ESTACAS JUSTAPOSTAS:	41
2.3.10.1	PROCESSO EXECUTIVO.....	42
I.	EXECUÇÃO DE MURETAS GUIA:.....	42
II.	REBAIXAMENTO DO LENÇOL FREÁTICO:.....	43
III.	ESCAVAÇÃO OU CRAVAÇÃO:	43
IV.	CONCRETAGEM E ARMAÇÃO	46
V.	VIGA DE COROAMENTO	47
VI.	ANCORAGEM E VIGAS DE DISTRIBUIÇÃO	48
2.4	MONITORAMENTO E CONTROLE.....	48
2.4.1	AÇÃO DA ÁGUA	49
2.4.2	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	49
2.4.3	CARREGAMENTOS	50
2.4.4	VERTICALIDADE	50
2.4.5	RECALQUE.....	50
2.4.6	FISSURAÇÃO	52
2.5	CONDICIONANTES DOS SISTEMAS DE CONTENÇÃO DE SUBSOLOS	54
2.5.1	ESTUDO GEOTÉCNICO.....	54
I.	EMPUXOS LATERAIS	56
II.	ÁGUA	59
2.5.2	DISPONIBILIDADE DA TECNOLOGIA	63
2.5.3	VIZINHANÇA.....	63
2.5.4	CANTEIRO E LOCALIZAÇÃO.....	64
2.5.5	ECONOMIA.....	64
2.5.6	TEMPO	65
3.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	66
3.1.1	ESTUDO GEOTÉCNICO.....	66
I.	EMPUXOS LATERAIS	66
II.	ÁGUA.....	67
3.1.2	DISPONIBILIDADE DA TECNOLOGIA	68

3.1.3	VIZINHANÇA.....	68
3.1.4	CANTEIRO E LOCALIZAÇÃO.....	68
3.1.5	ECONOMIA.....	69
3.1.6	TEMPO	69
4.	CONCLUSÃO.....	71
4.1	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS.....	72
5.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	73

1. INTRODUÇÃO

1.1 PREÂMBULO

Inicialmente, é importante que se introduza definições de alguns termos que serão recorrentes no trabalho, segundo Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019, p. 499):

- **Contenção:** Todo elemento ou estrutura usado para contrapor empuxos ou tensões gerados em maciço cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação ou aterro;
- **Muros:** Estruturas contínuas de contenção, com parede vertical ou quase vertical apoiada sobre fundação rasa ou profunda. Construídos em alvenaria ou concreto ou ainda, elementos especiais;
- **Escoramentos:** Estruturas executadas para auxiliar a construção de outras obras;
- **Cortinas:** Contensões ancoradas ou apoiadas em outras estruturas, caracterizadas pela pequena deslocabilidade;

1.2 HISTÓRICO

O crescimento populacional e o estilo de vida da civilização moderna vêm provocando no mundo um fenômeno de adensamento populacional, principalmente nos grandes centros urbanos, onde se concentram os serviços (públicos e privados) mais substanciais.

Atrelado ao crescimento urbano, a construção civil encara cada vez mais a verticalização das edificações, isto é, prédios de múltiplos pavimentos que trazem um aproveitamento máximo dos terrenos, cada vez mais valorizados. Ainda, a larga demanda do modal rodoviário, especialmente no Brasil, exige o aproveitamento também das áreas de subsolo das edificações como estacionamento de automóveis. Outro fim usual dessas áreas corresponde a serviços dos pavimentos técnicos em hospitais ou edifícios comerciais.

As obras de subsolo, por sua vez, requerem a execução segura de projetos que criem os espaços necessários para o uso. Portanto, o projeto de contenções se apresenta como etapa fundamental para a construção de subterrâneos. Além do já citado subsolo, as obras de contenção de terreno estão presentes em projetos de canalização, saneamento, estabilização de encostas, túneis, entre outros (MILITITSKY et al., apud HACHICH, 1998).

Atualmente no Brasil, a escolha e concepção de um sistema de contenção devem seguir as prescrições das normas da ABNT: NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto; NBR 11682: 2009 - Estabilidade de encostas, NBR 9061:1985 - Segurança de escavação a céu aberto - Procedimento, NBR 6122: 2019 - Projeto e execução de fundações, além das complementares como a NBR 5629:2006 – Execução de tirantes ancorados no terreno, caso se utilize de escoramento por tirantes, por exemplo.

Com o desenvolvimento de novas técnicas com tal finalidade no mundo, a variedade de soluções representa um problema na seleção daquela mais adequada a cada obra. Para cada caso em particular, o projetista estrutural pode interpretar de diferentes formas o cenário do qual dispõe em termos de características da obra a ser executada, e desta forma, adotar uma solução de contenção em meio a uma variedade delas existentes no meio técnico (HASHIZUME, 2006).

Este projeto de pesquisa propôs auxiliar o processo de escolha de um sistema de contenção de subsolo pela comparação entre as características de desempenho de duas soluções muito comuns no Brasil: Parede-diafragma e estacas justapostas.

1.3 JUSTIFICATIVA

A verticalização dos edifícios e o aumento da densidade construtiva nas áreas urbanas resultam em obras que frequentemente demandam o uso de subsolos, seja para atender à quantidade de automóveis pessoais das grandes cidades ou para fins técnicos dos mais diferentes tipos de edificação.

A execução de pavimentos enterrados, por sua vez, requer a existência de estruturas chamadas de contenção que objetivam, basicamente, resistir ao empuxo lateral resultante do solo arrimado, sobrecargas do mesmo e ação da água.

Devido ao grande número de tecnologias de contenção desenvolvidas ao longo do tempo e dispersão de material bibliográfico acerca do tema, torna-se válido um estudo que considere a distinção dessas tecnologias, com seus processos executivos e restrições, de modo a auxiliar a concepção da solução que melhor atenda às particularidades de cada

obra. Adicionalmente, o bom conhecimento acerca dos processos de escolha de uma contenção (aliado ao correto dimensionamento estrutural), bem como dos fatores envolvidos no funcionamento dessas estruturas, é fundamental para que se evite situações como as mostradas nas figuras de 1 à 3.

Figura 1 – Colapso de cortina atirantada de estacas



Fonte: Milititsky (2016).

Figura 2 – Escavação não protegida provoca danos a construções vizinhas



Fonte: Milititsky (2016).

Figura 3 – Parede diafragma executada sem mureta guia resulta em lamelas descontínuas



Fonte: Milititsky (2016).

1.4 OBJETIVOS

Comparar duas soluções de contenção de subsolo de edifícios: Paredes-diafragma e estacas justapostas quanto aos métodos executivos. Para tal, foram seguidos os objetivos específicos:

- Estudar os processos de execução, materiais e serviços envolvidos nas tipologias de parede-diafragma e estacas justapostas;
- Auxiliar o processo de decisão de cada uma das tecnologias estudadas com base nos condicionantes levantados;

1.5 METODOLOGIA

A metodologia utilizada no presente trabalho consistiu inicialmente de uma revisão bibliográfica onde buscou-se, principalmente, descrever os processos executivos das tecnologias selecionadas, bem como caracterizar outros sistemas e serviços/elementos atrelados a esses processos.

Em seguida, realizou-se um levantamento e descrição dos principais condicionantes envolvidos em um sistema de contenção de subsolo através da bibliografia.

Por fim, fez-se uma análise das duas tecnologias (parede diafragma e estacas justapostas) acerca desses condicionantes, objetivando auxiliar no processo de escolha de contenção.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

Como contam Milititsky et al. (apud HACHICH, 1998, p. 497): “os registros mais antigos de obras de contenção apontam para muros de alvenaria de argila contendo aterros na região sul da Mesopotâmia (atual Iraque) construídos por sumerianos entre 3200 e 2800 a.C.”. Desde então, muitos são os avanços desse tipo de construção e suas tipologias, dentre as quais, paredes diafragma e estacas justapostas serão objetos de análise mais detalhada nesse trabalho.

O rápido crescimento dos centros urbanos, ligado a questões socioeconômicas, faz com que a verticalização das construções seja inevitável. Inerente a este processo de ocupação, edificações com maior volumetria e altura demandam também maior profundidade, seja para uso de estacionamento de automóveis, habitação, comercial ou piso técnico.

A construção de obras subterrâneas exige serviços de escavação e execução da infraestrutura, principalmente. A contenção periférica é um serviço atrelado à escavação, que consiste em construir estruturas que suportem os esforços e absorvam as deformações do solo devido à escavação (COUTO, 2014). Além dos subsolos, as contenções são estruturas que têm por finalidade oporem-se a esforços provocados em maciços por corte, escavação ou aterro em qualquer obra que demande tais serviços.

2.2 ELEMENTOS AUXILIARES ÀS CONTENÇÕES

Alguns sistemas de contenção possuem espessuras que chegam a 40% de suas alturas, como é o caso dos muros de gravidade, por exemplo. É evidente que soluções como essas não são interessantes em obras de subsolos, uma vez que os espaços ocupados pela contenção, nesses casos, deve ser o mínimo possível, de modo a permitir o uso dos pavimentos enterrados com aproveitamento máximo. Junto a essa limitação, a

profundidade de um subsolo é outro fator que faz com que os esforços dos empuxos laterais sejam tamanhos que as estruturas de contenção geralmente necessitem de reforços para garantir estabilidade. Esses reforços podem ser de caráter provisório ou definitivo, de modo que desempenham suas funções durante a execução dos serviços (muito comuns em obras de instalação de dutos, por exemplo) ou durante toda a vida útil da edificação (CARDOSO, 2002).

A escolha desses elementos auxiliares depende, basicamente, da altura do nível d'água, do tipo de contenção quanto à transitoriedade (provisória ou permanente) e do espaço disponível (MILITITSKY et al. apud HACHICH, 2019).

As subseções seguintes correspondem aos tipos mais comuns de elementos auxiliares às contenções segundo Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019), Hashizume (2006) e Couto (2014).

2.2.1 LONGARINAS

São elementos lineares nos quais as paredes se apoiam, dispostos horizontalmente de modo a uniformizar os deslocamentos e esforços na contenção, recebendo muitas vezes estroncas ou tirantes. Geralmente constituídas por vigas de madeira, aço ou concreto armado. Um exemplo pode ser visto na Figura 4.

2.2.2 ESTRONCA

Elementos lineares que trabalham a flexo-compressão e flambagem.

Possuem utilização limitada a situações em que a distância entre paramentos não é muito grande (geralmente menor que 12 metros), podendo também ser usadas inclinadas (nesses casos, necessitam de apoios que resistam a grandes esforços horizontais). Geralmente dificultam serviços de escavação entre os paramentos e interferem com a execução da estrutura definitiva.

Dependendo da distância entre os paramentos, pode ser necessária a execução de contraventamento e apoios intermediários para sustentação do peso próprio.

Podem ser metálicas, de madeira (mais usado em contenção de valas pouco profundas para instalação de sistemas hidrossanitários) ou de concreto (muito usadas como estroncas definitivas em obras de canalização de córregos).

Figura 4 – Escoras de madeira apoiadas sobre longarinas metálicas.



Fonte: Disponível em <<http://www.engenhariacivil.com/imagens/estacas-prancha-escoramento.jpg>>. Acesso em 10 jan 2021.

2.2.3 TIRANTES

São elementos lineares introduzidos no maciço contido e ancorados em profundidade (devem ultrapassar a linha da superfície de ruptura), trabalhando a tração, sendo submetidos a uma protensão para tal. Em locais como encostas, é geralmente o sistema de escoramento melhor exequível. Não ocupam espaço entre os paramentos, facilitando as escavações e execução da estrutura definitiva se houver.

Como são instalados nos terrenos adjacentes às contenções, necessitam seguir legislações vigentes no local, com autorização dos proprietários dos terrenos vizinhos (MILITITSKY et al. apud HACHICH, 2019).

Segundo Hashizume (2006), as partes constituintes do tirante são:

- Cabeça:

Parte que fica em contato com o paramento, constituída pela placa de apoio e o bloco ou cabeça de ancoragem. A placa é responsável pela distribuição de tensão sobre a

estrutura, evitando puncionamento do paramento. O bloco, por sua vez, se encarrega que fixar o elemento tracionado à cabeça.

- Trecho livre:

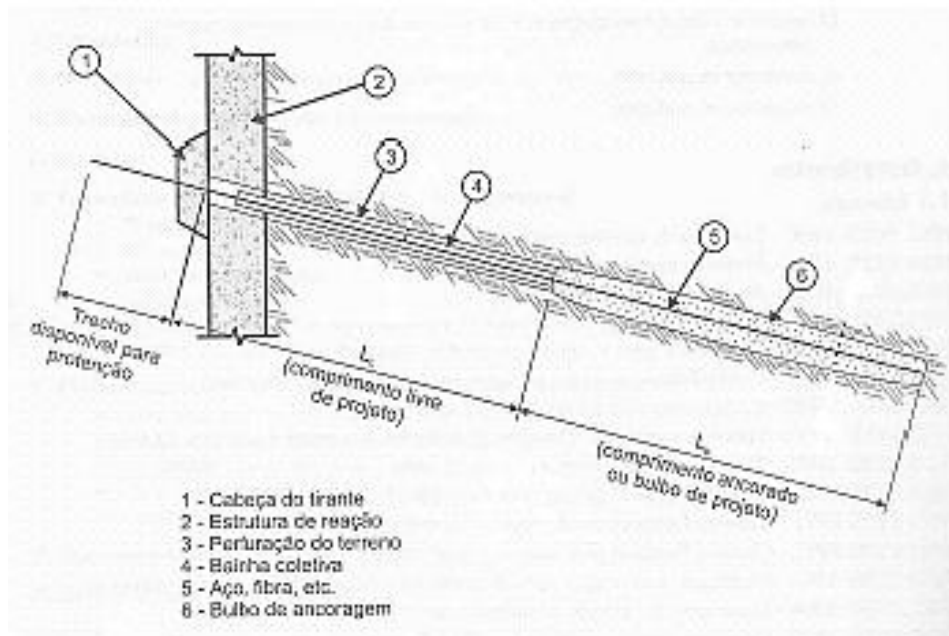
O trecho livre de um tirante tem função de conduzir a carga da cabeça ao bulbo, através do aço isolado em calda de injeção.

- Trecho ancorado:

Região responsável por transmitir os esforços do tirante para o terreno, por meio de concreto injetado sob pressão envolvendo cabos ou cordoalha de aço protendidos

A Figura 5 ilustra os principais componentes de um sistema de tirante.

Figura 5 – Esquema dos componentes de um tirante



Fonte: ABEF (apud HASHIZUME, 2006).

A execução dos tirantes segue a ordem:

- Perfuração:

Utiliza-se de perfuratrizes rotativas (representadas na figura 6) com circulação de água para furar o arrimo contido, esse comprimento é rigorosamente seguido conforme projeto.

Figura 6 – Perfuração de uma parede diafragma para instalação de tirante



Fonte: Milititsky (2016).

○ Instalação do tirante:

Nesta etapa, o tirante é manualmente posicionado no furo e introduzido cuidadosamente, como mostra a figura 7.

Figura 7 – Colocação da cordoalha do tirante



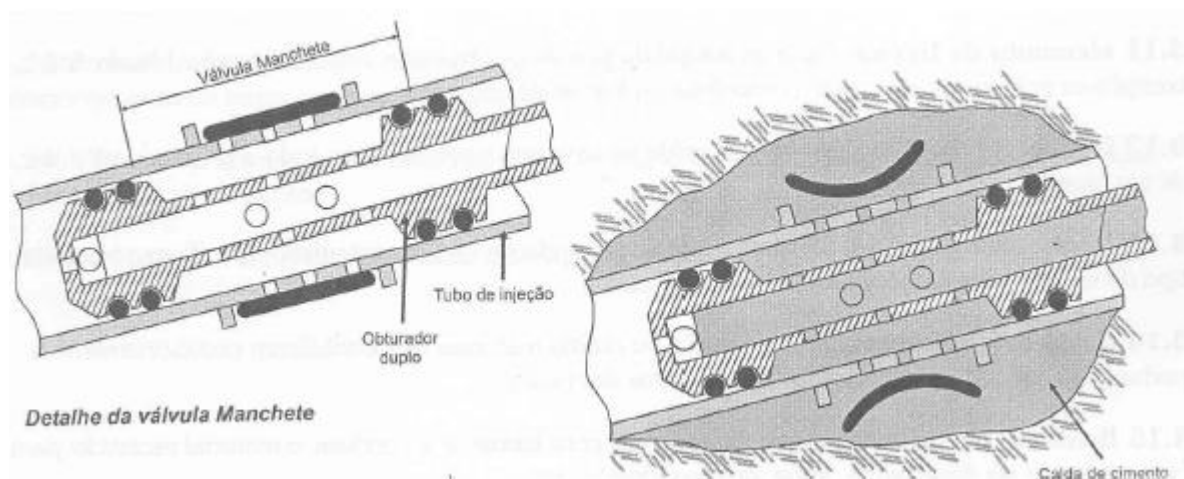
Fonte: Milititsky (2016).

○ Injeção:

Nesta etapa, a calda de cimento é injetada sob pressão através de válvulas reinjetáveis em um tubo de PVC de diâmetro nominal geralmente 32 ou 40 mm. Essas válvulas reinjetáveis são as “manchetes”: tratam-se de cintas de borracha flexível que

recobrem trechos do tubo onde há furos previamente introduzidos. Aplicando-se a calda com pressão, a borracha se afasta da parede do PVC permitindo sua passagem e, após cessado a pressão, a borracha se fecha, evitando que a calda retorne no tubo. A figura 8 mostra o funcionamento da manchete:

Figura 8 – Sistema de injeção de calda de cimento em tirantes



Fonte: ABEF (apud HASHIZUME, 2006).

- Protensão:

Injetada a calda de cimento e vencido o tempo de cura (geralmente 3 a 4 dias para cimento ARI ou 7 dias para cimento *Portland* comum), prossegue-se com a protensão das cordoalhas através de macaco hidráulico. Essa etapa está representada na figura 9:

Figura 9 – Protensão de tirantes com uso de macaco hidráulico



Fonte: Milititsky (2016).

- Proteção da cabeça:

Nesta etapa, é realizado o encunhamento das cordoalhas tensionadas no aparelho de apoio da cabeça do tirante. Sugere-se, em seguida, que se realize a limpeza das partes metálicas e aplicação de resinas anticorrosão. Ainda, procede-se com recobrimento mínimo de 2 cm dessas partes, com argamassa forte de cimento e areia.

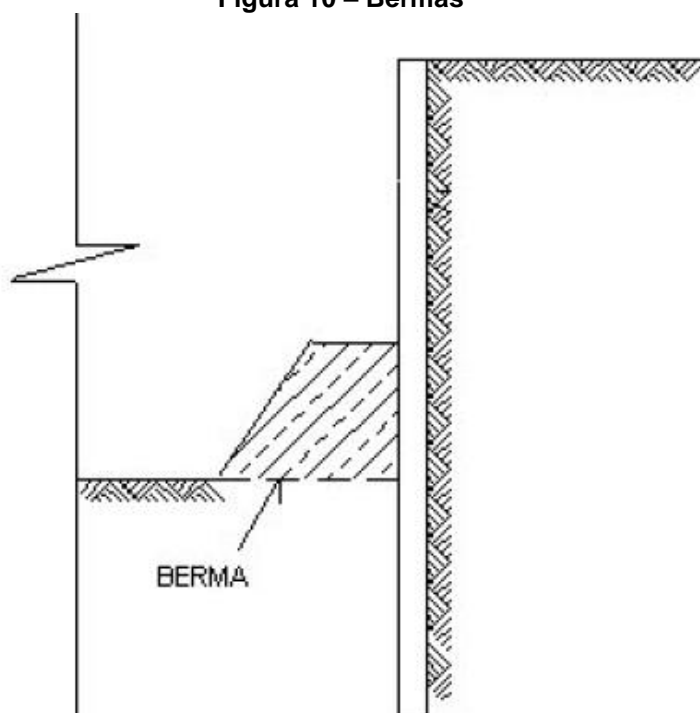
- Monitoramento:

As exigências de monitoramento acerca do desempenho de tirantes serão abordadas no item 2.4 - Monitoramento e Controle.

2.2.4 BERMAS

Como contam Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019), as Bermas são basicamente volumes de solos com boas características de resistência protegidos contra erosão (geralmente utiliza-se pintura betuminosa ou chapisco de argamassa de cimento e areia) que apoiam os paramentos. São utilizadas em contenções de pequena altura (até 6 metros) ou como escoramento auxiliar provisório junto com outros tipos de escoramento no caso de grandes escavações. Assim como as estroncas, normalmente também interferem com a execução da estrutura definitiva, e sua remoção pode ser de difícil execução (a escavação em espaço confinado acaba tornando-se onerosa e difícil). Um esquema de sua composição está representado na figura 10.

Figura 10 – Bermas



Fonte: Hashizume (2006).

2.2.5 ESTRUTURA DEFINITIVA

No caso de subsolos ou obras que necessitam de todo o espaço entre paramentos livre, as escoras têm seu uso permanente descartado, com exceção dos tirantes. Porém, uma outra alternativa é utilizar de elementos da estrutura definitiva da edificação como reforço da contenção, isto é, lajes e/ou vigas dos subsolos que passam a fazer parte do escoramento, substituindo os escoramentos provisórios ou reforçando os permanentes. Esta é, em alguns casos, a única solução viável como, por exemplo, no escoramento de escavações profundas de múltiplos subsolos quando não se tem permissão ou viabilidade de se instalar tirantes nos terrenos vizinhos (MILITITSKY et al., apud HACHICH, 2019).

A utilização de elementos da estrutura definitiva como auxiliares à contenção exige a execução de apoios intermediários, sendo recomendável utilizar-se os próprios pilares da estrutura para tal.

2.3 TIPOS DE CONTENÇÃO

Os sistemas de contenção, assim como seus reforços, podem ser classificados quanto a transitoriedade dos mesmos, ou seja, podem ser do tipo provisório ou definitivo. As contenções provisórias estão associadas a serviços nos quais a existência de maciços a

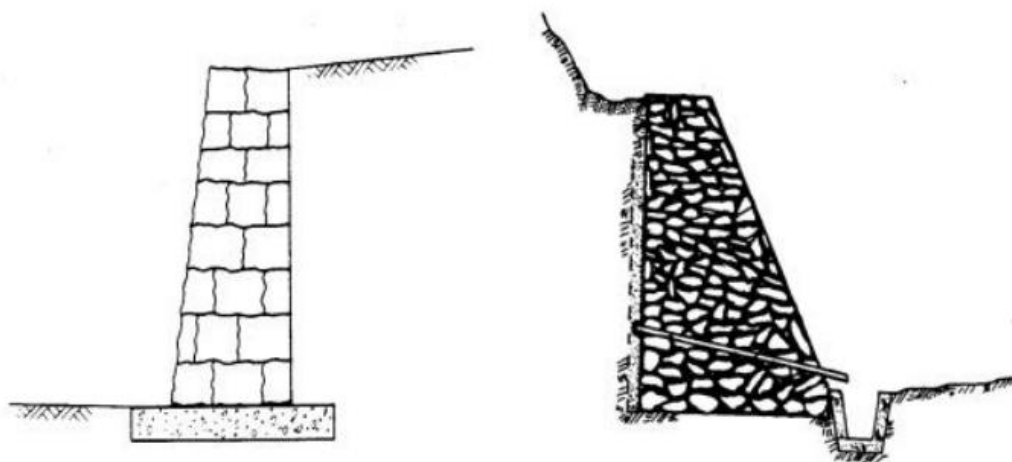
serem contidos é temporária, por exemplo na execução de valas para assentamento de tubulações. Já as contenções permanentes, como o nome sugere, devem funcionar durante toda a vida útil da edificação, como é o caso do subsolo (CARDOSO, 2002).

Conforme Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019), Hashizume (2006), Cardoso (2002) e Couto (2014), a seguir, estão listados os tipos mais comuns de sistemas de contenção com suas principais características, bem como exposições mais profundas acerca dos processos construtivos dos dois sistemas escolhidos para comparação: Parede-diafragma e estacas justapostas.

2.3.1 MUROS DE GRAVIDADE:

Trata-se de estruturas corridas que se opõem aos empuxos horizontais pelo peso próprio. São usados geralmente em pequenos desníveis, de até 5 metros. Constituídos de concreto simples, ciclópico ou com pedras. Dispensam escoras e não são boa opção para subsolos, já que o espaço é limitado (a seção transversal do muro varia de 30 a 50% de sua altura), exigindo também boas condições de capacidade de carga do solo devido ao seu peso elevado. A figura 11 ilustra o sistema.

Figura 11 – Muros de gravidade



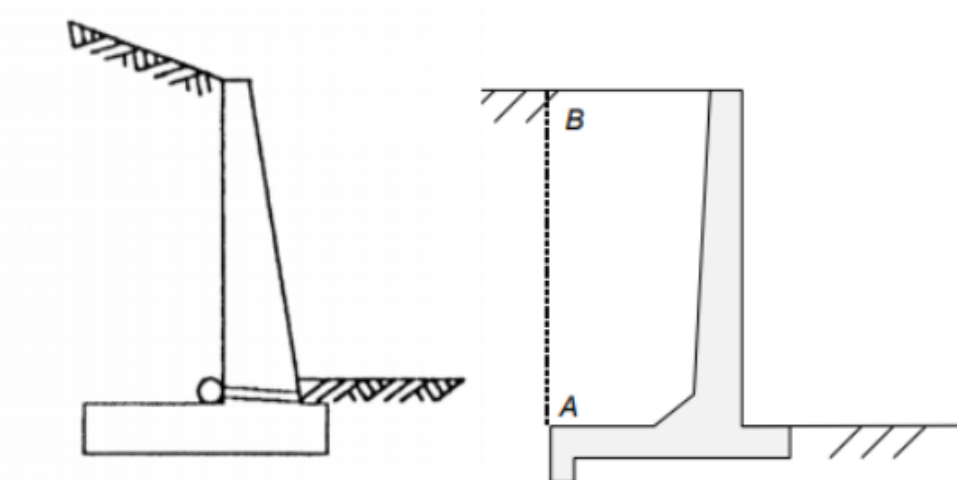
Fonte: Gerscovich (2017).

2.3.2 MUROS DE FLEXÃO:

Estruturas com seção transversal em forma de “L” ou “T” (ilustrados na figura 12) que usam parte do peso próprio do maciço arrimado sobre a base para manter-se em equilíbrio.

Assim como os muros de gravidade, dispensam escoramentos, mas sua implantação geralmente requer maiores escavações e reaterros. Geralmente são usados como contenção definitiva em alturas de até 5 ou 7 metros e em locais onde há espaço para execução da base (geralmente da ordem de 40% da altura arrimada, tratando-se de sapata corrida).

Figura 12 – Muros de flexão



Fonte: Gerscovich (2017).

2.3.3 MUROS DE GABIÕES:

São tipos de muros de gravidade que utilizam da superposição de “gaiolas” de arame contendo pedras, como mostra a Figura 13. Possuem as mesmas limitações de aplicação dos muros de gravidade.

Figura 13 – Muro de gabiões



Fonte: Gerscovich (2017).

2.3.4 CRIB WALL:

É um tipo de contenção que consiste em elementos pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço, montados em forma de “fogueira”, interligados longitudinalmente, com espaço interno abrigando, geralmente, material granular graúdo. A Figura 14 ilustra o sistema.

Figura 14 – Crib Wall

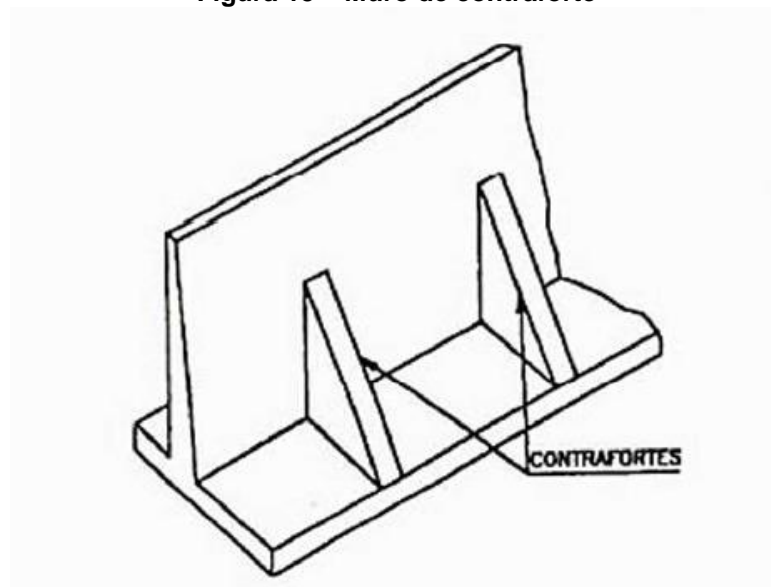


Fonte: Gerscovich (2017).

2.3.5 MUROS DE CONTRAFORTES:

São, basicamente, muros de flexão com adição de elementos verticais (os contrafortes, indicados na Figura 15), que suportam esforços de flexão através do engastamento na fundação. Então, esses contrafortes apoiam o paramento do muro e são fixados na fundação (sapata corrida ou laje).

Figura 15 – Muro de contraforte



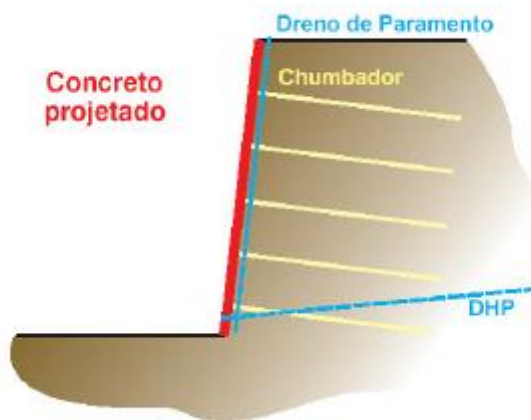
Fonte: Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019).

2.3.6 SOLO GRAMPEADO:

Essa é uma técnica que envolve o princípio de melhoramento do solo, onde, ao invés de se adicionar elementos para conter o maciço, utiliza-se do reforço das características do solo responsáveis pela estabilidade do próprio maciço. Na técnica do solo grampeado, são inseridos chumbadores que trabalham por atrito lateral no maciço arrimado (assemelha-se a fundações do tipo estaca raiz). A superfície do talude é então tratada com concreto projetado.

Os principais componentes de um solo grampeado podem ser vistos na figura 16:

Figura 16 – Solo grampeado



Fonte: Solotrat (2006, apud HASHIZUME 2006).

Existem outros tipos de contenções que envolvem melhoramento do solo, os quais não serão objetos de estudo neste trabalho, como o solo armado ou colunas “*Jet Grout*”.

2.3.7 ESTACAS-PRANCHA:

Perfis metálicos, de madeira ou de concreto cravados por percussão ou vibração, como ilustrado na imagem 17. Formam paramento estanque, podendo dispensar serviços de rebaixamento de lençol freático. Podem ser utilizados com qualquer tipo de escoramento. Dependendo das características do terreno e construções vizinhas, podem causar vibrações indesejáveis.

Permitem uso como contenção definitiva ou provisória.

Figura 17 – Estacas-prancha metálicas



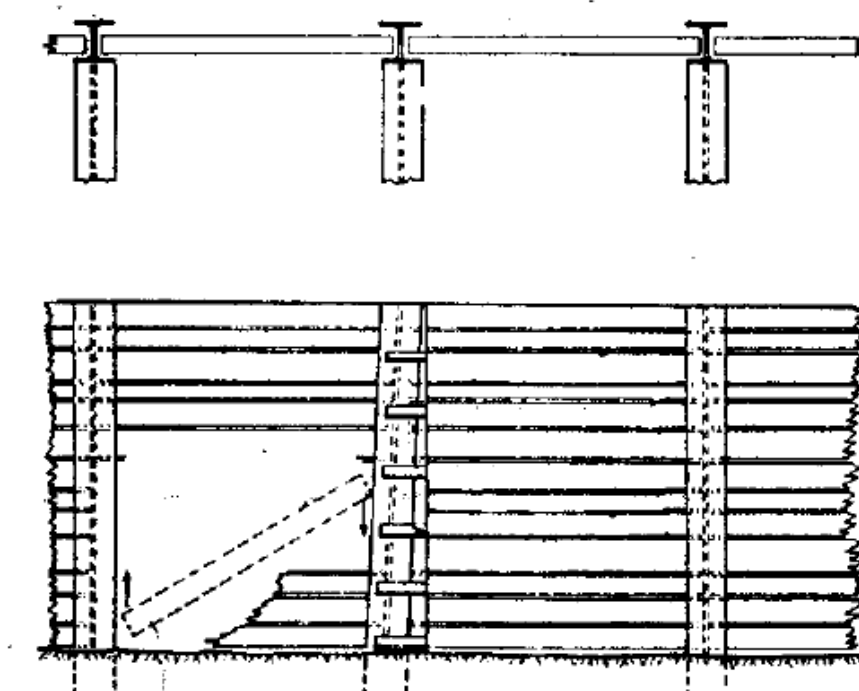
Fonte: Fundesp (2020).

2.3.8 PERFIL-PRANCHADO:

Muito usados em contenções acima do lençol freático (do contrário, necessitaria rebaixamento) em que os solos possuem estabilidade para escavação do terreno entre perfis para instalação do pranchamento. Pode ser usado com qualquer tipo de escoramento. Os elementos básicos do sistema encontram-se na Figura 18.

A cravação dos perfis pode causar vibrações indesejáveis, podendo recorrer ao uso de pré-furos. Quanto ao seu escoramento, demandam longarinas para transmitir esforços dos tirantes ou estroncas para os perfis.

Figura 18 – Contenção em perfil pranchado



Fonte: Carson (apud CARDOSO, 2002).

2.3.9 PAREDE-DIAFRAGMA:

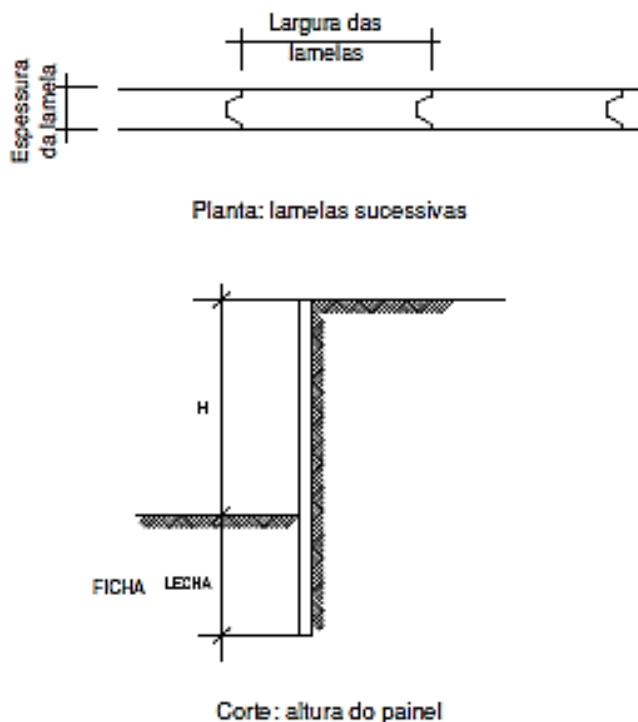
A tecnologia de contenção por parede diafragma, representada na Figura 19, foi concebida por C. Verder e Marconi em 1938, na Itália. Consiste de um muro vertical de 30cm a 120cm, constituído por painéis ou lamelas adjacentes, absorvendo empuxos horizontais, cargas axiais e momentos fletores.

As pré-moldadas tratam-se, basicamente, de painéis pré-moldados (em usina ou no canteiro) em concreto armado ou protendido. Uma diferença importante no processo executivo em relação às moldadas in loco se dá pela substituição do fluido estabilizante pela *coulis*, uma mistura de cimento, água e bentonita antes da colocação dos painéis, objetivando preencher os espaços entre as juntas, garantindo estanqueidade (BRASFOND, 2013 apud ALMEIDA, 2013).

Existem ainda as paredes diafragma mistas, onde apenas os trechos superiores são pré-moldados. Seu uso se dá pela limitação das dimensões das placas pré-moldadas, que exige, portanto, o complemento com trecho in loco.

A parede diafragma plástica consiste numa barreira vertical de *coulis*, sem fim estrutural, que serve para resistir à percolação de água (BRASFOND, 2013 apud ALMEIDA, 2013).

Figura 19 – Esquema de uma parede diafragma



Fonte: Hashizume (2006).

2.3.9.1 PROCESSO EXECUTIVO

A seguir, encontram-se as etapas de execução de uma parede diafragma moldada in loco (pouco diferente das etapas de paredes pré-moldadas, cujas principais diferenças foram tratadas no tópico anterior).

I. EXECUÇÃO DE MURETAS GUIA:

A primeira atividade de implantação desse sistema de contenção é a marcação do perímetro que a parede ocupará. Para tal, realiza-se a escavação com retroescavadeira (ou manual) seguida de escavação com *clamshell*.

De acordo com Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019), as muretas guias têm geralmente 1 a 2 metros de altura e de 10 a 20 centímetros de espessura e afastamento igual ao da parede acrescido de 5 cm para facilitar a operação dos equipamentos. A figura 20 ilustra tal elemento.

Figura 20 – Execução da parede guia



Fonte: Milititsky (2016).

II. ESCAVAÇÃO E PREENCHIMENTO SIMULTÂNEO COM FLUIDO ESTABILIZADOR

Após a execução das muretas guia, inicia-se a escavação da vala para a parede diafragma. Para tal, utiliza-se do fluido estabilizador (a ser discutido em sequência) podendo ser lama bentonítica ou solução de polímeros. O equipamento de escavação mais comum é o já citado *clamshell*, representado na figura 21 (outro exemplo é a fresa hidráulica).

Essas máquinas cortam o solo e o transportam para fora da escavação. Possibilitam controle da velocidade de escavação dos painéis, facilitando a formação dos *cakes*, ou seja, “películas” impermeáveis formados pelo fluido que colmatam os vazios do solo (ALMEIDA, 2013).

Podem estar livremente suspensos ou acoplados a barras *Kelly*, que são hastes metálicas com função de suporte e guia. Além disso ficam acoplados a guindastes esteira ou similares.

O mercado brasileiro dispõe de equipamentos com largura de 2,50 e 3,20 metros, sendo estas, portanto, larguras padrão das lamelas as paredes.

Figura 21 – Clamshell



Fonte: Milititsky (2016).

A lama bentonítica é uma mistura de argila montmorilonítica especial (bentonita sódica, aquelas de cátions cálcico devem passar por processamento) e água (concentração de 3% a 8%). Em presença de água, as partículas lamelares da bentonita se hidratam e se expandem, formando uma suspensão coloidal. Somado a isso, ocorre um fenômeno elétrico nas suas partículas, funcionando como um “castelo de cartas”, evitando a instabilidade e garantindo impermeabilidade durante a execução. Para tal, deve-se garantir que seu nível fique sempre, no mínimo, 1,50m acima do nível d’água como sugerem Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019).

A fim de se reduzir impactos ambientais associados ao caráter não renovável e dificuldade de descarte da lama bentonítica, seu uso tem sido substituído por fluido de polímero biodegradável.

A figura 22 mostra os silos que reservam o fluido estabilizador durante o processo de execução:

Figura 22 – Silos de armazenamento de fluido estabilizador



Fonte: Milititsky (2016).

A NBR 6122:2019 estabelece recomendações acerca de três propriedades físico-químicas do fluido estabilizante: densidade, viscosidade e reboco (*cake*). Os valores recomendados pela norma estão dispostos nas tabelas 1 e 2.

Ainda, a lama bentonítica, depois de passar pelo misturador, deve repousar por 12 horas para atingir hidratação. Para os polímeros, deve-se usar de misturas que dependerão do tipo de solo para se atingir as propriedades recomendadas.

Tabela 1 – Propriedades recomendadas para a lama bentonítica

Propriedades	Valores	Equipamentos para ensaio
Densidade	1,005 g/cm ³ a 1,10 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	35 s/qt a 120 s/qt	Funil Marsh
pH	9 a 12	Indicador de pH
Teor de areia	Até 4,5 %	Baroid sand content ou similar

Fonte: NBR 6122:2019.

Tabela 2 – Propriedades recomendadas para polímeros

Propriedades	Valores	Equipamentos para ensaio
Densidade	1,005 g/cm ³ a 1,10 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	35 s/qt a 120 s/qt	Funil Marsh
pH	9 a 12	Indicador de pH
Teor de areia	Até 4,5 %	Baroid sand content ou similar

Fonte: NBR 6122:2019.

O projeto deve especificar o processo de escavação. Após atingida a cota de 1 a 1,5 metros de profundidade, inicia-se o processo de bombeamento do fluido estabilizante por motivos já discutidos no trabalho. A partir daí, o solo retirado deve ser simultaneamente substituído pelo fluido, com nível mínimo de 1,5m acima do nível d'água e cerca de 50 centímetros abaixo da cota de topo da mureta guia, a fim de se prevenir desmoronamentos.

O fluido estabilizante, por estar em contato com solo, acaba sendo contaminado com grande quantidade de fragmentos, o que afeta no seu desempenho. Portanto, para continuidade do processo, é necessário que se substitua ou recircule o fluido. Na substituição, o fluido é retirado por bombas submersas enquanto um novo fluido é introduzido na lamela superiormente. Já na circulação, a lama retirada na parte inferior passa por desarenadores, equipamentos que retiram as partículas presentes no fluido, podendo então ser reutilizado. A figura 23 mostra o conjunto de bomba e desarenador usados nesse processo de circulação do fluido estabilizante.

Figura 23 – Bomba e desarenador de fluido estabilizante



Fonte: Milititsky (2016).

A escavação segue até cota especificada em projeto. Deve-se inserir um cabo de aço graduado possibilitando mensuração da profundidade (ALMEIDA, 2013).

A imagem 24 representa a escavação com *clamshell* suspenso acoplado a um guindaste com esteira.

Figura 24 – Escavação de vala com Clamshell



Fonte: Geofix (2013, apud ALMEIDA, 2013).

Outros itens importantes a serem observados na escavação são: verticalidade, alinhamento e “*overbreak*”. A verticalidade basicamente dependente do bom posicionamento do equipamento em relação à lamela a ser escavada. O desalinhamento geralmente ocorre pelo giro do *clamshell* ao redor de seu próprio eixo ou desalinhamento das muretas guia. Por fim, o “*overbreak*” corresponde a um excesso no consumo de concreto, ligado principalmente à qualidade do fluido estabilizante. Ademais, Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019) alertam para o risco de perda instantânea da lama bentonítica, podendo gerar colapso do elemento escavado, o que requer reaterro imediato do local com areia.

III. COLOCAÇÃO DAS CHAPAS OU PERFIS JUNTA

Após a escavação, procede-se com a colocação dos moldes nas laterais das lamelas, para que se crie juntas secas macho/fêmea. São retiradas assim que se inicie a pega do concreto.

As imagens da figura 25 mostram a fase de colocação e de retirada desses elementos.

Figura 25 – Colocação do perfil junta e lamela após concretagem e retirada do mesmo

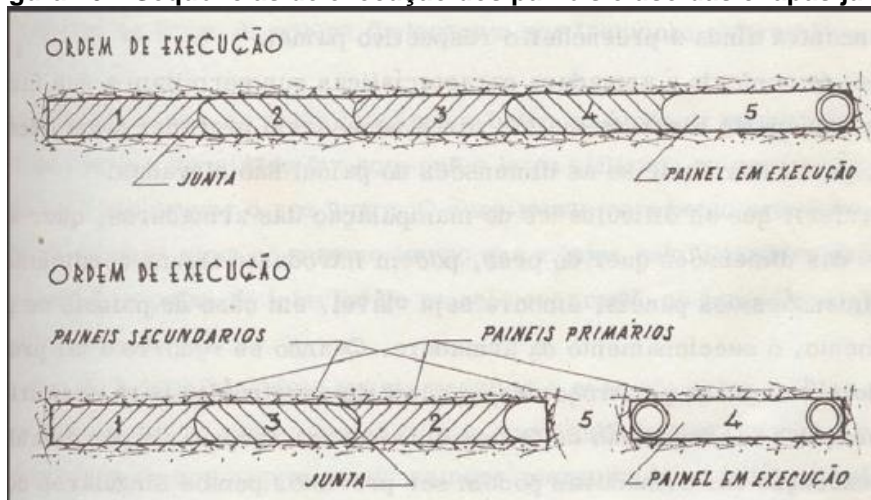


Fonte: Milititsky (2016).

Pode-se proceder com a execução dos painéis contínua ou alternadamente. Quando da primeira opção, a colocação da chapa junta se faz necessária apenas na extremidade de divisa com o painel seguinte. Quando alternados, os painéis precisam então de chapas junta

nas duas extremidades (painéis primários) ou de nenhuma (painéis secundários). A imagem 26 ilustra as duas opções de sequência de execução dos painéis.

Figura 26 – Sequências de execução dos painéis e uso das chapas junta



Fonte: Ribas (2013, apud ALMEIDA, 2013).

IV. COLOCAÇÃO DAS CHAPAS ESPELHO

Antes da armadura, são instaladas as chapas de revestimento ou chapas espelho. São chapas metálicas com comprimento até 6 m colocadas na face interna da parede diafragma, objetivando obter paredes mais lisas após escavação, como na figura 27. Geralmente, devido à limitação da altura desses elementos, são utilizadas apenas em parte da parede, ficando o restante com acabamento menos uniforme (HASHIZUME, 2006).

Figura 27 – Colocação da chapa espelho



Fonte: Milititsky (2016).

V. INSTALAÇÃO DA ARMADURA

Com os perfis devidamente instalados, procede-se com a colocação da armadura. A gaiola, ilustrada na figura 28, é colocada suavemente com guindastes, mergulhando no painel preenchido com o fluido estabilizante. Após posicionada, deve-se prender a armadura nas muretas guia para garantir a posição durante a concretagem. O espaçamento mínimo das barras deve ser de 7 cm, devendo-se prever também trecho central com espaço de 30 a 60 cm para descida do tubo de concretagem (ALMEIDA, 2013).

Figura 28 – Colocação da chapa espelho



Fonte: Milititsky (2016).

VI. COLOCAÇÃO DO TUBO COM FUNIL E CONCRETAGEM

Para concretagem das lamelas, é usado o tubo tremonha, posicionando-o no centro da gaiola e conectado superiormente a um funil.

O tubo tremonha é formado, geralmente, por elementos de diâmetro entre 15 e 25 cm e comprimento de 1 a 4 m, que são emendados por rosca para atingirem a profundidade das lamelas.

O funil é um elemento metálico que serve para facilitar o lançamento do concreto no interior do tubo. A imagem 29 representa esses dois elementos durante uma concretagem:

Figura 29 – Funis de concretagem conectados aos tubos tremonha



Fonte: Milititsky (2016).

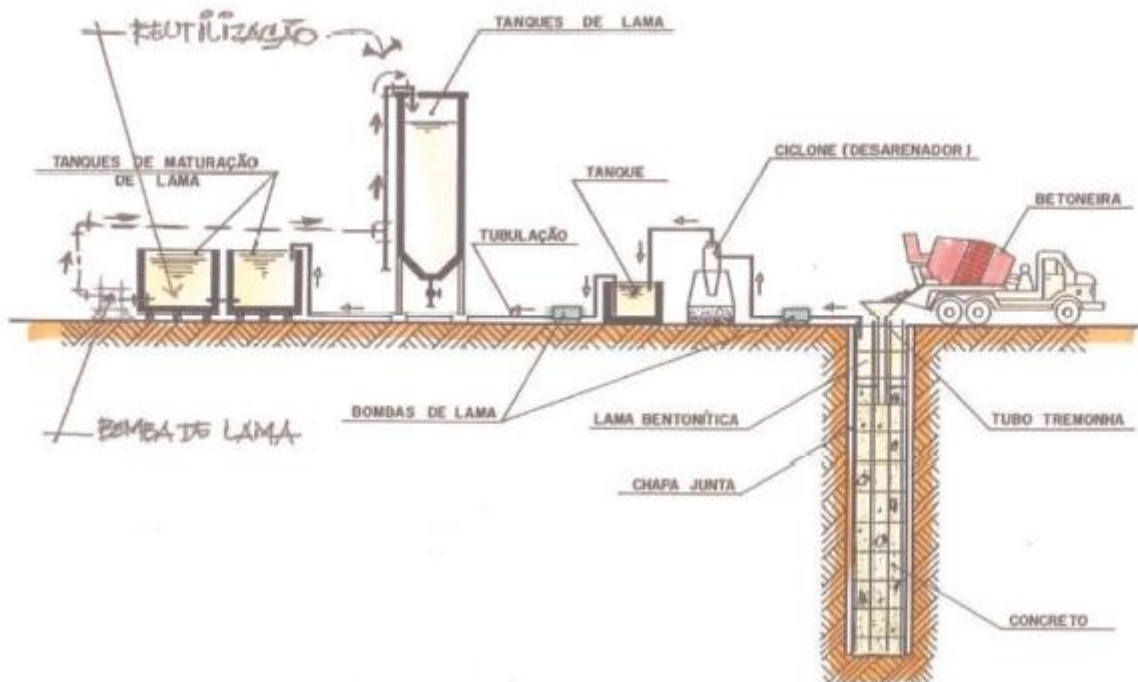
À medida que o concreto é lançado, de baixo para cima, o fluido estabilizante é expulso, sem que ocorra mistura, (resguardadas as propriedades do fluido discutidas no item II). O fluido então é bombeado para reuso. As figuras 30 e 31 ilustram a etapa de concretagem das lamelas.

Figura 30 – Colocação do perfil junta para concretagem



Fonte: Milititsky (2016).

Figura 31 – Sistema de concretagem e circulação de lama bentonítica



Fonte: Naresi et al. (2013, apud ALMEIDA, 2013).

Durante a concretagem, o tubo tremonha deve permanecer com sua extremidade inferior a 1,5 m submerso no concreto, aproximadamente, para evitar o aparecimento de juntas frias (ALMEIDA, 2013).

Recomenda-se ainda, que, para painéis superiores a 3 metros, utilize-se mais de um tubo tremonha, a fim de se evitar segregação do concreto. Ademais, deve-se seguir as exigências da NBR 6122:2019:

- Abatimento entre 20 mm e 260 mm, diâmetro de agregado de 9,5 mm a 25 mm e teor de exsudação inferior a 4%;
- Para C30, consumo mínimo de cimento de 400 kg/m³ e fator a/c no máximo 0,6;
- Para C40, consumo mínimo de cimento de 400 kg/m³ e fator a/c no máximo 0,45;

VII. RETIRADA DAS CHAPAS JUNTAS E DE REVESTIMENTO

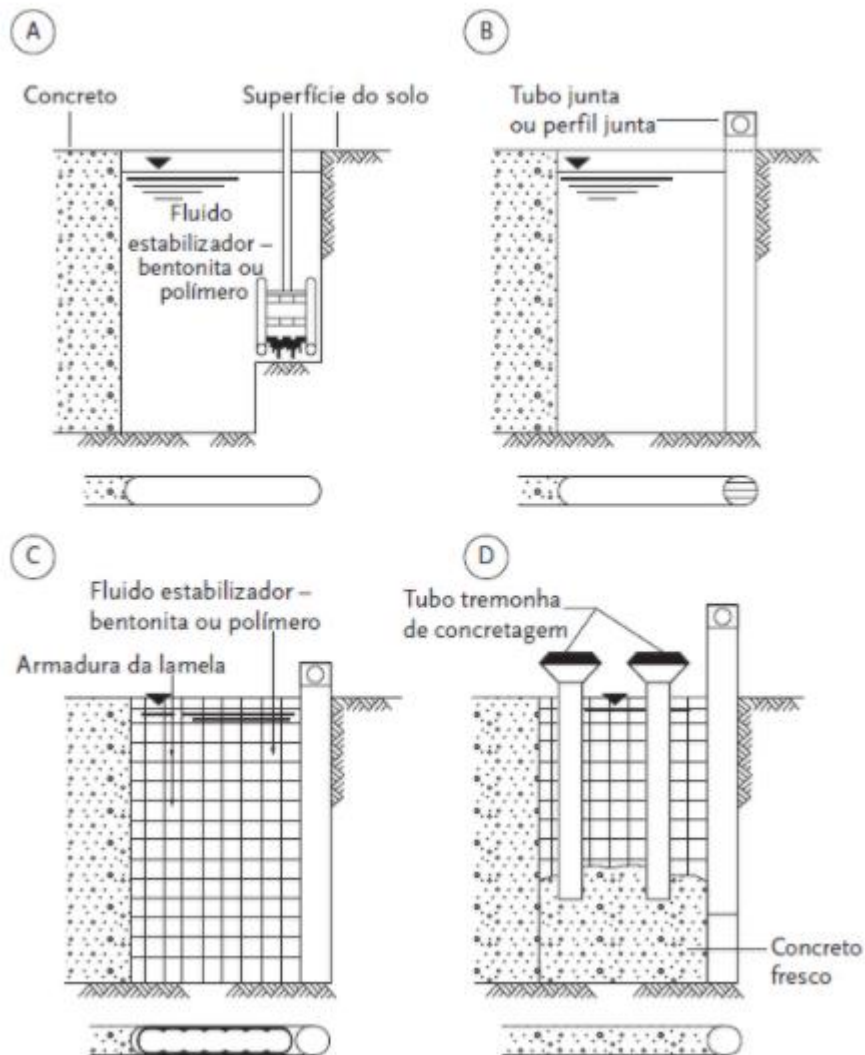
Quando atingido o início da pega do concreto, as chapas junta e de revestimento devem ser retiradas lentamente, finalizando assim, a execução da parede diafragma.

VIII. ESCORAMENTO

Após a retiradas das chapas juntas, inicia-se o processo de escavação interna ao perímetro da obra, entretanto, é comum para obras com grandes profundidades que, devidos aos grandes esforços atuantes, seja necessário escoramento provisório ou permanente. Os elementos auxiliares mais utilizados no primeiro caso são as bermas ou tirantes. Estes último são também muito usados como escoramento definitivo. A NBR 5629 – Execução de tirantes ancorados no terreno dita o processo executivo desse tipo de escoramento. Detalhes foram tratados no item 2.3.

Resumidamente, na Figura 32, encontra-se a ilustração das principais etapas de execução da tecnologia.

Figura 32 – Principais etapas de execução da parede-diafragma



Fonte: Milititsky (2016).

Onde tem-se.

- A) Execução da parede guia;
- B) Escavação com fluido estabilizador;
- C) Colocação da armadura;
- D) Concretagem.

A questão da rampa para a retirada do solo a ser escavado à medida que prossegue a implantação dos escoramentos deve ser objeto de planejamento, bem como sua remoção no final da escavação, como ilustra a figura 33:

Figura 33 – Rampa para remoção da escavação em andamento



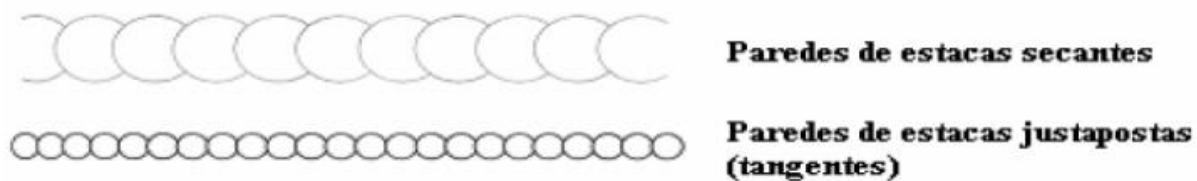
Fonte: Milititsky (2016).

2.3.10 ESTACAS JUSTAPOSTAS:

O sistema de contenção por estacas justapostas é simples: trata-se de estacas alocadas tangentes ou secantes entre si, solidarizadas por uma viga de coroamento na extremidade da superfície (HARRIS, 1983). Essa solução pode ser executada, geralmente, com estacas escavadas a seco, hélice contínua, estacas raiz e até mesmo cravação de pranchas metálicas, de madeira ou de concreto.

A figura 34 representa os diferentes tipos da tecnologia, que diferem entre si pela disposição em relação umas às outras.

Figura 34 – Perfis de estacas justapostas



Fonte: Massad (2005, apud MAGNUS, 2013).

A disposição de forma tangente admite frestas entre as mesmas, indesejáveis em solos menos consistentes ou com presença de água. Já o sistema com estacas secantes, a execução é feita alternando-se a posição, de modo que a distância livre seja menor que seu diâmetro, atentando-se para a execução das estacas faltantes antes das vizinhas adquirirem maiores resistências. Essa técnica minimiza a ocorrência de frestas.

Os tópicos seguintes destinam-se a detalhar melhor o processo de execução da contenção por estacas justapostas.

2.3.10.1 PROCESSO EXECUTIVO

I. EXECUÇÃO DE MURETAS GUIA:

Para estacas escavadas, essa etapa inicial é análoga ao já discutido no tópico 2.3.9 sobre parede diafragma. Vale acrescentar, como cita Couto (2014), que o afastamento do muro neste caso deve ser igual ao diâmetro da estaca acrescido em 5 cm. Sua base deve ficar a, pelo menos, 1,50m acima do nível d'água. A figura 35 mostra essa etapa da contenção:

Figura 35 – Mureta guia para estacas secantes



Fonte: Meireles (2006, apud COUTO, 2014).

Para o caso de estacas cravadas, geralmente utiliza-se de vigas guia compostas por dois perfis metálicos colocados sobre o solo, garantindo que não haja movimentos laterais. O comprimento dessas vigas deve ser o suficiente para 1,5 metros de estacas já cravadas acrescidos de 6 pares de estacas.

II. REBAIXAMENTO DO LENÇOL FREÁTICO:

Como esse tipo de contenção não utiliza de fluido estabilizante, como é o caso das paredes diafragma, é necessário realizar o rebaixamento do lençol para casos onde o nível d'água seja superior à cota de projeto das estacas. Como conta Couto (2014), para rebaixamento do lençol freático, pode-se lançar mão de duas técnicas mais utilizadas: bombeamento e rede de poços de drenagem. O assunto será melhor explorado no tópico 2.5 – Condicionantes dos sistemas de contenção.

III. ESCAVAÇÃO OU CRAVAÇÃO:

Essa etapa representa diferentes serviços a depender do tipo de estacas adotado na contenção. Se as estacas forem do tipo cravada, essa etapa corresponde à cravação das mesmas.

A cravação pode acontecer de diferentes formas a depender da sequência:

- Estaca a estaca: Consiste em cravar cada estaca até a profundidade final de projeto, indicado para solos soltos e de pequena profundidade, a fim de evitar desvios;
- Cravação por painéis: Nessa sequência, as estacas são cravadas parcialmente em trechos chamados painéis, a fim de se prezar pela verticalidade.
- Cravação alternada: usado em solos de difícil cravação.

Os equipamentos mais utilizados para o processo de cravação são: prensa hidráulica, martelo vibratório, martelo de impacto, martelo a diesel, etc. Abaixo, a figura 36 apresenta alguns deles:

Figura 36 – Da esquerda para a direita: martelo hidráulico, martelo a diesel, martelo vibratório e prensa hidráulica



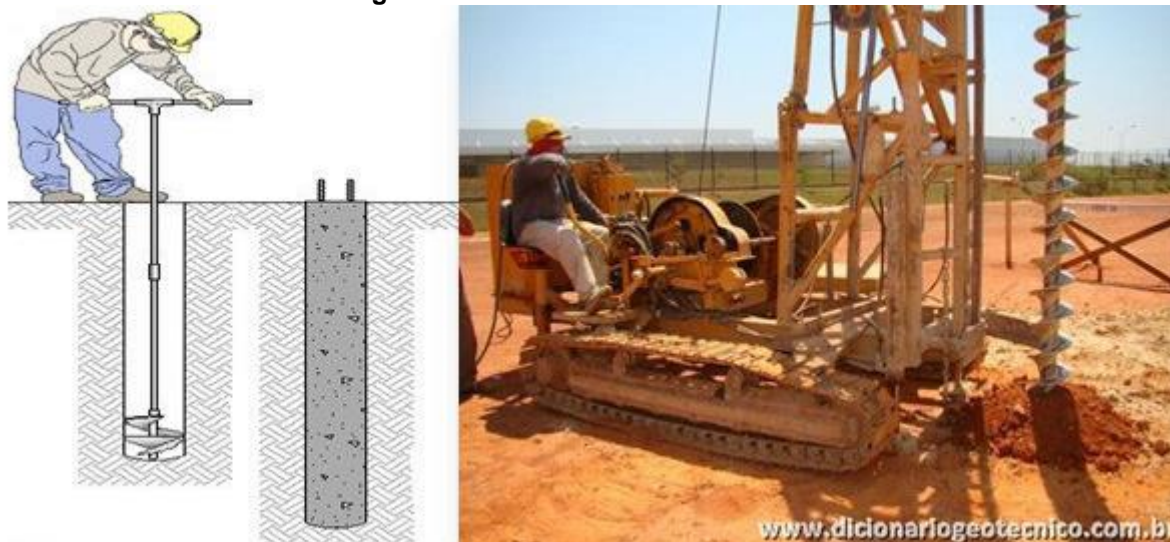
Fonte: Aldeias (2011, apud COUTO, 2014).

Agora, caso as estacas sejam do tipo escavada, procede-se com algum dos tipos de escavação:

- Estacas moldadas in loco:

Para estaca in loco, é utilizado o método de escavação com trado, podendo ser mecânico ou até manual, a depender da dimensão da obra, conforme ilustração 37:

Figura 37 – Trado manual e mecânico



Fonte: Disponível em <<http://www.dicionariogeotecnico.com.br/album/fundacoes/escavada/images/image/DG%20-%2006%20-%20Trado%20Continuo.jpg>> Acesso em 01 jan. 2021.

O trado é posicionado sobre o piquete de locação e então inicia-se a perfuração até certa profundidade. Após, retira-se o material escavado e repete-se até atingir a cota prevista em projeto. A figura 38 representa esse processo:

Figura 38 – Execução com estaca broca

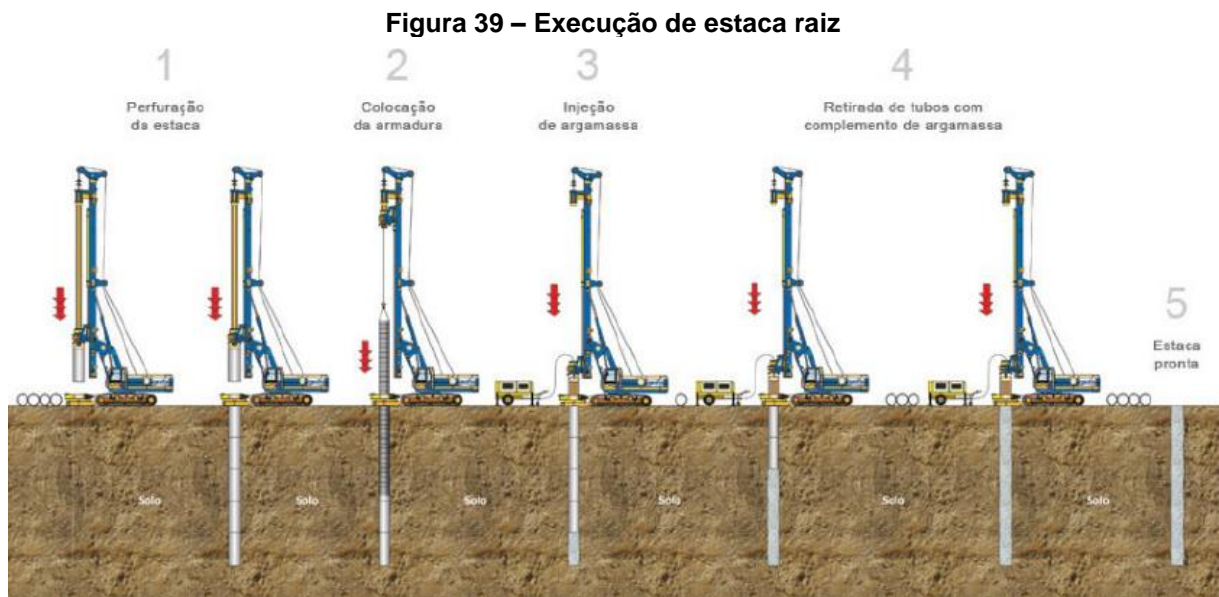


Fonte: Farias (2016).

- Estacas raiz:

Para estacas desse tipo, a escavação é realizada por meio de rotação ou roto-percussão com circulação d'água, lama bentonítica ou ar comprimido, com introdução de tubos de aço (união de elementos com juntas rosqueadas) até que se atinja a cota de projeto.

A figura 39 mostra a sequência de execução de uma estaca do tipo raiz:



Fonte: Geofix (2016, apud FARIAS, 2016).

- Estacas hélice contínua:

Para perfuração desse tipo de estaca, utiliza-se de perfuratriz com cabeçote duplo. Esse equipamento consegue perfurar o solo de maneira contínua, até a cota especificada, sendo o material transportado através do trado rotativo para a parte superior da máquina, como mostra a figura 40.

Figura 40 – Perfuratriz com cabeçote duplo



Fonte: Farias (2016).

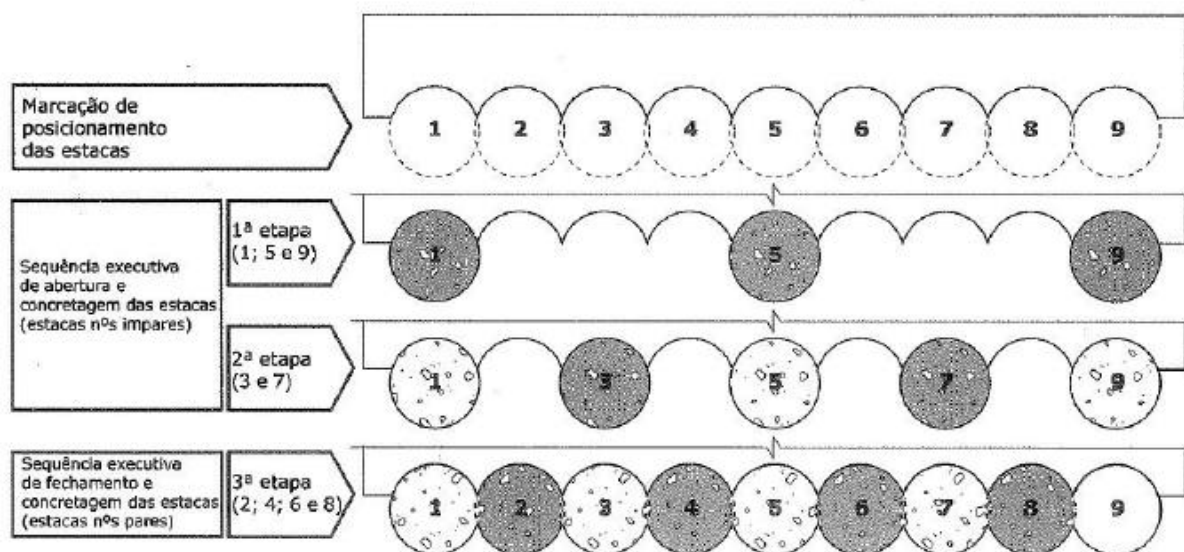
IV. CONCRETAGEM E ARMAÇÃO

A concretagem e armação das estacas escavadas seguem padrões diferentes, de acordo com qual tipo de estaca é empregado, como segue:

- Estacas moldadas in loco:

Para estacas moldadas no local, a concretagem ocorre após a escavação. Em seguida, é feita a colocação da armadura, lembrando que as mesmas devem prever esforços provenientes do içamento (é possível também utilizar perfis metálicos como armadura das estacas escavadas). A figura 41 representa a sequência recomendada de execução de estacas secantes:

Figura 41 – Sequência executiva de estacas secantes



Fonte: Manual de Execução de Fundações e Geotecnia (2012, apud FARIAS, 2016).

○ Estacas raiz:

Depois de terminada a perfuração, procede-se com a colocação da armadura da estaca. Em seguida, a concretagem é feita através de um tubo que atinge o fundo da perfuração, de baixo para cima. Depois de preenchida a estaca, deve-se tamponar superiormente o tubo e imprimir uma pressão de ar comprimido de, pelo menos, 4 kgf/cm² (FARIAS, 2016). Por fim, retira-se o revestimento metálico com macaco hidráulico, completando-se o nível de argamassa no interior do tubo a medida que o revestimento é retirado (também aplica-se pressão durante esse processo).

Estas etapas também estão contempladas na Figura 40.

○ Estacas hélice contínua

Para as estacas hélice contínua, a concretagem é realizada simultaneamente à extração da hélice, através de um tubo central do equipamento. Em seguida, prossegue-se com a colocação da armadura.

V. VIGA DE COROAMENTO

A viga de coroamento serve para uniformizar os deslocamentos e esforços da contenção. A mesma pode ser metálica ou de concreto, sendo a última mais usual, principalmente quando a contenção serve de base para a superestrutura, devendo-se também prever esperas para pilares e lajes.

VI. ANCORAGEM E VIGAS DE DISTRIBUIÇÃO

As vigas de distribuição ou de solidarização possuem a mesma função da viga de coroamento, além de apoio para as ancoragens, estando distribuídas ao longo do fuste das estacas.

Assim como nas paredes-diafragma, pode ser necessário o uso de escoramentos (provisórios ou definitivos) para garantir maior rigidez e conseqüentemente resistência à cortina de estacas.

Na imagem 42 é possível ver uma cortina de estacas com as vigas de coroamento e de distribuição, estas últimas apoiando sistemas de ancoragem com tirantes.

Figura 42 – Cortina de estacas atirantada



Fonte: Milititsky (2016).

2.4 MONITORAMENTO E CONTROLE

Aqui, dedica-se a discussão à importância de instrumentação nas obras de contenções. Essa etapa não segue necessariamente a cronologia dos tópicos de processo executivo representada nos tópicos de parede-diafragma e estacas justapostas, uma vez que o monitoramento é muitas vezes concomitante às etapas descritas.

Segundo Milititsky (2016), os objetivos do monitoramento em uma escavação em perímetro urbano são os seguintes:

- Garantir segurança global: Quando devidamente acompanhado, o monitoramento é capaz de revelar sinais de mau desempenho ou evidência de defeitos distintos dos previstos quanto a deslocamentos e tensões, possibilitando medidas para contorno desses problemas;
- Assegurar a segurança da vizinhança: Os efeitos a vizinhança proveniente de grandes escavações são inevitáveis. A boa prática inclui o estabelecimento de limites para variáveis que devem ser monitoradas no processo, objetivando corrigir o andamento dos trabalhos ou alterar procedimentos frente a evidências de efeitos indesejáveis como recalques excessivos;
- Confirmar condições de projeto: Como os métodos de cálculo baseiam-se em modelos de comportamento e simplificações, o monitoramento providencia dados que confirmam ou não premissas de projeto, possibilitando adequação e, assim, garantindo maior fidelidade às considerações acerca das propriedades dos solos;
- Fornecer informações para eventuais problemas judiciais: os dados de um monitoramento podem representar reais causas de eventuais danos ou colapsos, servindo de comprovação (ou não) de adoção de boas práticas geotécnicas.

2.4.1 AÇÃO DA ÁGUA

A ação da água é um parâmetro importante a ser monitorado, cujos efeitos serão tratados nos tópicos posteriores. Piezômetros instalados no solo com monitoração ao longo dos serviços, indicam a eficiência dos trabalhos, adequando as premissas de empuxo de água e acompanhando os efeitos da execução de contenções, atirantamento, rebaixamento de lençol, etc.

2.4.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

O deslocamento de massa do solo ao longo do paramento pode ser medido através de inclinômetros dentro da massa de solo, com leituras nas diversas etapas da obra, fornecendo assim suporte à condução dos trabalhos. A colocação de inclinômetros no corpo da parede de contenção permite a medição de deslocamentos, curvatura do elemento estrutural e determinação dos momentos atuantes, refinando as premissas de cálculo e confirmando as condições de segurança estrutural.

2.4.3 CARREGAMENTOS

Um equipamento que pode ser utilizado para mensuração das reações ao longo da implantação da contenção é a célula de carga, podendo ser instalada em estroncas ou tirantes, por exemplo.

Como contam Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019), a NBR 5629: 2006 – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno, exige o uso de células de carga para identificar eventual perda de protensão, corrosão ou alterações nas condições do maciço. Essas células de carga contêm sensores de deformação em corpos metálicos em formato cilíndrico vazado que registram as mudanças nas dimensões conforme variação de carga.

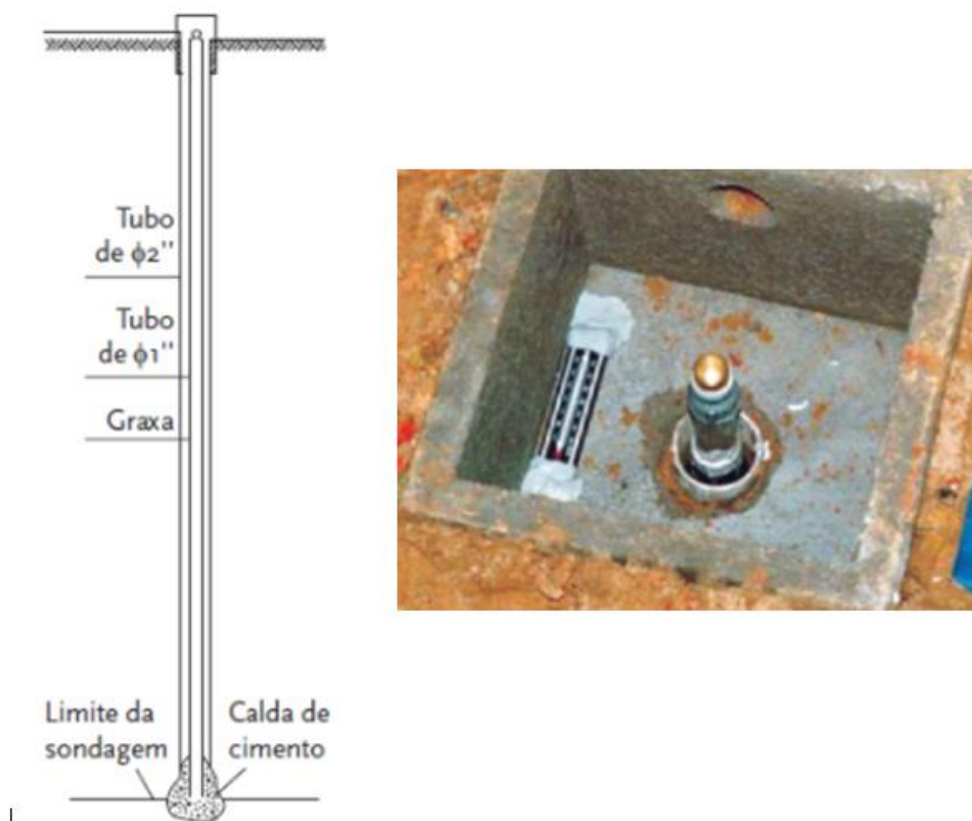
2.4.4 VERTICALIDADE

Para controle de verticalidade, pode-se utilizar de aparelho topográfico de precisão, adotando pontos fixos de medição. Com base nos valores iniciais de desaprumo, as leituras posteriores à escavação são comparadas para avaliar a relação da obra com tais valores.

2.4.5 RECALQUE

Para controle de recalques em estruturas vizinhas, ainda, pode-se utilizar de equipamento topográfico de precisão, referenciado a um marco de referência, regularmente, para medir a evolução dos recalques com o tempo ou com os estágios de carregamento de uma escavação de grande porte (Milititsky, 2016). Os pontos de medição também devem ser escolhidos de forma a facilitar as leituras e oferecer os dados necessários. A periodicidade das mesmas é relacionada com os efeitos a serem acompanhados, podendo ser diários para casos especiais ou semanais para acompanhar etapas de escavações e execução de tirantes, ou até anuais para verificação de longo prazo, por exemplo. A figura 43 representa um marco de referência ou *bench mark*.

Figura 43 – Detalhe de um *bench mark*



Fonte: Milititsky (2016).

Caso a motivação do controle seja acompanhamento do efeito de escavação na vizinhança, os valores de recalque dependem, entre outros fatores, do solo escavado, tipo e geometria da fundação, magnitude de escavação, tipo de escoramento e velocidade e qualidade de execução.

Segundo Milititsky (2016), a recomendação em velocidade de recalque é dada:

- Até 50 μ /dia: seguro;
- De 80 μ /dia até 100 μ /dia e atenuando: razoável, usual;
- De 100 μ /dia até 200 μ /dia e constantes: necessário correção do processo executivo, cautela e aumentar frequência de medidas;
- Acima de 200 μ /dia: situação de urgência, reaterro ou medidas de correção;
- Acima de 400 μ /dia: situação de emergência e risco de acidente.

2.4.6 FISSURAÇÃO

Outro fator usualmente medido nas construções adjacentes é ocorrência de fissuração e trinca. Para tal medição, pode-se usar paquímetros ou fissurômetros, acompanhando a evolução das aberturas com a execução da obra.

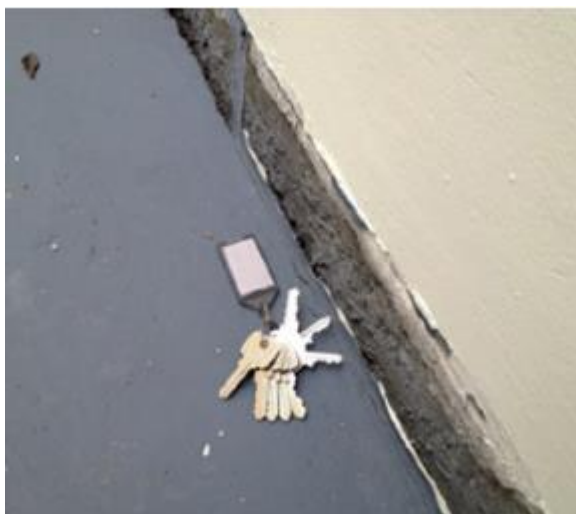
A Tabela 3 lista indicações de danos visíveis em alvenaria segundo diversos autores (National Coal Board (1975), Boscardin e Cording (1989), Burland (1995) e CIRIA (2003)):

Tabela 3 – Classificação de danos em paredes de construções vizinhas

Classe de danos	Descrição de danos	Largura aproximada das trincas (mm)	Limite de deformação por tração (%)
Desprezíveis	Trincas capilares	< 0,1	0-0,05
Muito pequenos	Trincas estreitas de fácil reparo. Trincas na alvenaria externa, visíveis sob inspeção detalhada	< 1	0,05-0,075
Pequenos	Trincas facilmente preenchidas. Várias fraturas pequenas no interior da edificação. Trincas externas visíveis e sujeitas à infiltração. Portas e janelas emperrando um pouco nas esquadrias	< 5	0,075-0,15
Moderados	O fechamento das trincas requer significativo preenchimento. Talvez seja necessária a substituição de pequenas áreas de alvenaria externa. Portas e janelas emperradas. Redes de utilidade podem estar interrompidas	5 a 15 ou várias trincas com mais de 3 mm	0,15-0,3
Severos	Necessidade de reparos envolvendo a remoção de pedaços de parede, especialmente sobre portas e janelas substancialmente fora do esquadro. Paredes fora do prumo, com eventual deslocamento de vigas de suporte. Utilidades interrompidas	15 a 25 e também em função do número de trincas	> 0,3
Muito severos	Reparos significativos envolvendo a reconstrução parcial ou total. Paredes requerem escoramento. Janelas quebradas. Perigo de instabilidade	Usualmente, > 25, mas depende do número de trincas	-

Fonte: Milititsky (2016).

Figura 44 - Afundamento de piso em virtude da movimentação da massa de solo junto à parede diafragma durante escavação



Fonte: Milititsky (2016).

Na tabela 4 são apresentadas as variáveis a serem monitoradas e os elementos possíveis de serem usados na sua avaliação ou medida. Técnicas modernas incluem registro automático e transmissão em tempo real para escritório, permitindo o acompanhamento à distância.

Tabela 4 – Classificação de danos em paredes

Medidas	Instrumentação apropriada
Deslocamento da superfície do terreno, da estrutura e do topo das paredes	Controle de recalques por topografia de precisão
Deformações horizontais da superfície do terreno, da estrutura e da parte exposta da parede	Métodos de levantamento (trena, medidor de distância eletrônico – EDM)
Deformações horizontais da subsuperfície do terreno	Métodos de convergência
Deformação subsuperficial do terreno e dos serviços	Linhas de prumo
Empuxo de terra atuando sobre as paredes	Inclinômetro
Flexão das paredes	Transdutor de corda vibrante
Carregamentos no escoramento e nas ancoragens	Pontos de deslocamento subsuperficiais
Pressão de água	Extensômetros de haste
Levantamento de fundo da escavação	Transdutor de corda vibrante
Mudança na espessura de fissuras em estruturas e serviços	Células de pressão total
Temperatura das estroncas	Strain gauges diferenciais
	Extensômetros de corda vibrante montados na superfície
	Strain gauges mecânicos montados em superfície
	Macacos hidráulicos calibrados e células de carga
	Células de carga
	Piezômetros
	Medidores de nível d'água automáticos
	Sensores de nível d'água elétricos
	Extensômetros magnéticos
	Placas e pinos de recalque
	Transdutor de corda vibrante
	Inclinômetro
	Medidores de fissuras
	Termômetro diferencial

Fonte: Milititsky (2016).

2.5 CONDICIONANTES DOS SISTEMAS DE CONTENÇÃO DE SUBSOLOS

Nesta seção foram apresentados os critérios envolvidos na concepção de obras de contenção, e, na sequência, os procedimentos para classificação em relação a esses critérios de cada uma das tecnologias em estudo.

Segundo Ferreira et al. (2014), os condicionantes que devem ser consideradas para escolha do sistema de contenção são:

- Estudo geotécnico (constituição, resistência mecânica, nível d'água, entre outros), levantadas por prospecção geológico-geotécnica, mais comumente através de ensaio SPT (*Standart Penetration Test*);
- Disponibilidade da tecnologia, fator que depende do mercado regional do local de obra;
- Tipologia e níveis das fundações vizinhas, uma vez que as tensões e deformações se propagam além das divisas de propriedade;
- Espaço e acesso do canteiro;
- Localização da obra na malha urbana, devido à impactos no trânsito (transporte de materiais e máquinas) ou outros serviços concomitantes à obra;
- Estudo econômico, fator fundamental para viabilização de qualquer método construtivo;
- Prazo de execução do serviço.

Outros autores como Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019) apontam outros fatores como requisitos funcionais e estéticos que dependem da natureza da obra. Um túnel de metrô, por exemplo, possui requisitos funcionais de espaço para duto de cabos, equipamentos de drenagem de via e gabarito dinâmico. Desse modo, ressalta-se que os condicionantes considerados no estudo foram 6 mais recorrentes na literatura, os quais estão descritos nos tópicos que seguem.

2.5.1 ESTUDO GEOTÉCNICO

A solução de um projeto de contenção passa pela determinação de ações do solo, escavação e implantação do sistema no mesmo, portanto, é óbvia a necessidade de se conhecer esse meio físico.

Como propõe Milititsky (2016), a investigação do subsolo deve abranger, basicamente, a natureza das camadas de solo (aqui destaca-se a relevância de se prever

matações, instalações pré existentes, solos colapsíveis, contaminados, entre outras situações especiais), resistência, estado inicial de tensões, permeabilidade e presença de água (a ser discutida a posteriori). Geralmente utiliza-se o ensaio SPT para investigação geotécnica.

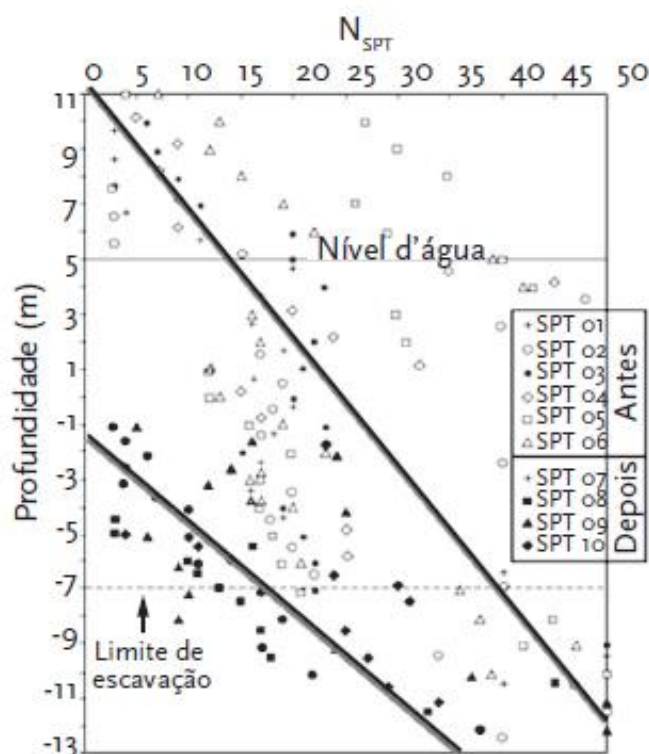
Como já falado, no Brasil, os ensaios in situ correntes na prática brasileira são os de sondagens SPT e os cone penetrométricos (CPT). Quando esses são os ensaios utilizados, somente podem ser obtidas e usadas correlações com as propriedades relevantes, com significativas limitações de representatividade.

O ensaio de penetração do cone ou cone penetração (CPT) permite um reconhecimento rápido e eficiente do perfil de subsolo. No caso de solos sedimentares (argilas, siltes ou areias medianamente densas), permite estimar propriedades de resistência e deformabilidade por meio de modelos teóricos comparáveis a técnicas de laboratório.

Nos casos em que a representatividade espacial das amostras e das condições de drenagem podem ser reproduzidas em laboratório, uma possibilidade é a retirada de amostras indeformadas. No caso de escavações em solos finos, em que é necessário avaliar deformações, os parâmetros de deformabilidade podem ser estimados com base em ensaios triaxiais. Nos solos granulares, a dificuldade de amostragem limita o uso de técnicas laboratoriais.

É importante salientar que, para escavações de grandes profundidades, é preciso realizar-se novas sondagens/investigações com a escavação próxima da cota final de implantação, a fim de se descobrir os efeitos do alívio de tensões provocado pela escavação. A figura 45 exemplifica um caso de sondagem realizada antes do início das escavações em um projeto com 18 m de profundidade, e outra realizada após 13 m de escavação:

Figura 45 – Resultados sondagens SPT realizadas antes e após escavações.



Fonte: Milititsky (2016).

Nota-se a diferença de resistência provocada pela escavação no exemplo dado, o que pode acarretar até mesmo numa mudança de solução de fundação.

I. EMPUXOS LATERAIS

Os deslocamentos mais importantes a serem considerados no dimensionamento de estruturas de contenção são aqueles decorrentes de esforços cortantes e de flexão, oriundos, por sua vez, dos empuxos laterais do maciço arrimado.

Alguns tipos de contenção, como os muros de gravidade, utilizam unicamente do peso próprio para, através de seu atrito com o solo, resistirem a esses esforços. Outras soluções mais esbeltas, porém, não possuem peso próprio ou área suficiente para tal, é o caso das paredes diafragma e estacas justapostas aqui em foco. Nestes casos, faz-se necessário usar do comprimento de ficha (ilustrado na figura 19), o qual é responsável por mobilizar solo abaixo da cota de fundo de escavação para, por meio do empuxo passivo e engastamento na base, opor-se aos efeitos do empuxo ativo do maciço (tombamento e deslizamento). Ainda, é muito recorrente o uso de escoras: tirantes, bermas e a própria estrutura definitiva para auxiliar nesses tipos de contenções.

Diz-se que uma cortina ou parede é flexível quando seus deslocamentos, por flexão, são suficientes para influenciar significativamente a distribuição de tensões aplicadas pelo maciço. Rígidas são cortinas cujas deformações podem ser desprezadas.

Os empuxos laterais das contenções, como já discutidos, advêm basicamente dos esforços de sobrecarga, peso próprio do maciço e da água. As teorias que possibilitam cálculo dos empuxos laterais do solo sobre a estrutura de contenção podem ser divididas pelos respectivos conceitos de Estados Limites conforme Figura 46:

Figura 46 – Teorias do Estado Limite.



Fonte: Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019).

O grupo que utiliza limite de ruptura atende a condições de deformações mínimas exigíveis ao desenvolvimento completo de estados de tensão (estado plástico), definidas na tabela 5:

Tabela 5 – Deformações mínimas para mobilização de estado plástico

Solo	Estado	Movimento	(δ/H) mínimo %
Areia	Ativo	translação	0,1
		rotação no pé	0,1
	Passivo	translação	5,0
		rotação no pé	> 10,0
Argila	Ativo	translação	0,4
		rotação no pé	0,4

Fonte: Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019).

O grupo que utiliza limite de utilização é aplicável a estruturas que não sofreram deformações mínimas, ou seja, o solo se encontra em regime elástico ou elasto-plástico. Teoricamente, só atendem às CDM (Condições de Deformações Mínimas), muros de arrimo com fundação direta, muros de flexão, muros mistos, muros de contrafortes, gabiões e “*crib walls*”. Quando essas estruturas estão sobre fundações profundas ou são atirantadas, deixam de atender às CDM. Também não atendem os sistemas em estudo as parede diafragma e estacas justapostas. (MILITITSKY et al. (apud HACHICH, 2019).

Assim, para se usar a teoria dos estados limites de ruptura nesses casos, é necessário recorrer a um fator de segurança que representa o grau de mobilização da tensão cisalhante, além de soluções numéricas das teorias de limite de utilização, assunto que não será abordado no presente trabalho.

Cada método de análise requer parâmetros próprios acerca das propriedades do solo. Esses parâmetros estão listados na tabela 6:

Tabela 6 – Parâmetros do solo requerido para os diversos métodos de cálculo

Método de cálculo	Parâmetros do solo						Parâmetros de rigidez do solo
	Peso específico do solo γ_b	Coeficiente de empuxo ao repouso K_o	Resistência ao cisalhamento				
			Estado-limite último		Estado-limite de serviço		
			Tensão total S_u	Tensão efetiva c', ϕ'	Tensão total S_u	Tensão efetiva c', ϕ'	
Equilíbrio-limite	✓	×	✓	✓	✓	✓	×
Reação de subleito/ Elementos pseudofinitos	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Elementos finitos/Diferenças finitas							
Elastoplástico, modelo Mohr-Coulomb	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Modelo de rigidez não linear	✓	✓	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

Fonte: Milititsky (2016).

Para se dimensionar um sistema de contenção de subsolo por parede diafragma ou estacas justapostas, do ponto de vista estrutural, deve-se basear nas normas: NBR 6118 -

Projeto de estruturas de concreto; NBR 8681 - Ações e Seguranças nas Estruturas e NBR 8800 - Projeto e execução de estruturas de aço.

Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019) apresentam listas das verificações para Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS), geralmente necessárias em projetos de contenções. As primeiras garantem margem de segurança para resistência ou estabilidade de parte ou conjunto da estrutura. Já as verificações de ELS, garantem proteção em relação a efeitos de conforto e desempenho. Ambas listas estão dispostas nas tabelas 7 e 8 abaixo:

Tabela 7 – Verificações de Estados Limites Últimos

Estabilidade global
Estabilidade local da ficha
Estabilidade de fundo
Estabilidade hidráulica de fundo
Capacidade de carga do paramento
Resistência do paramento à flexão e ao cisalhamento
Resistência das estroncas à flexocompressão
Resistência dos tirantes à tração
Estabilidade da contenção atirantada
Verificação local do apoio, contra o paramento, de estroncas/tirantes

Fonte: Adaptado pelo autor de Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019).

Tabela 8 – Verificações de Estados Limites de Serviço

Verificação dos recalques nas áreas lindeiras, decorrentes de: escavação, cravação e rebaixamento de lonçol freático
Verificação de movimentos horizontais decorrentes de escavação
Verificação do nível d'água dentro da vala
Verificação de vibrações geradas nas edificações vizinhas por cravação de estacas ou escavação a fogo
Verificação das consequências de eventuais tratamentos nas edificações vizinhas (injeção do terreno, tirantes, melhoramento de solo, etc)

Fonte: Adaptado pelo autor de Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019).

II. ÁGUA

Segundo Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019), a presença de água em um maciço arrimado pode duplicar o empuxo atuante. Seu efeito pode ser direto, resultante do acúmulo da mesma junto ao arrimo, ou indireto, produzindo uma redução da resistência ao

cisalhamento do maciço em decorrência do acréscimo das pressões intersticiais (o efeito direto, mais intenso, pode ser eliminado ou atenuado por um sistema eficaz de drenagem). Ainda, pode-se ocorrer o carreamento de partículas para dentro da escavação durante a execução, criando vazios que se traduzem em recalques no terreno arrimado.

Outro problema associado aos horizontes permeáveis é o efeito de subpressão, onde a percolação de água no terreno provoca tensões ascendentes na base da laje de fundo da edificação. Esse efeito pode ser resolvido com a construção da parede de contenção até certa profundidade minimizando-o ou, ainda, através de laje de subpressão, elemento tracionados, ou drenagem permanente (esgotamento superficial, muito usado como solução provisória).

Dependendo do caso, pode-se utilizar de nível d'água estático, hidrodinâmico ou até mesmo transiente na análise dos seus efeitos, devendo ser compatibilizado com a velocidade de escavação.

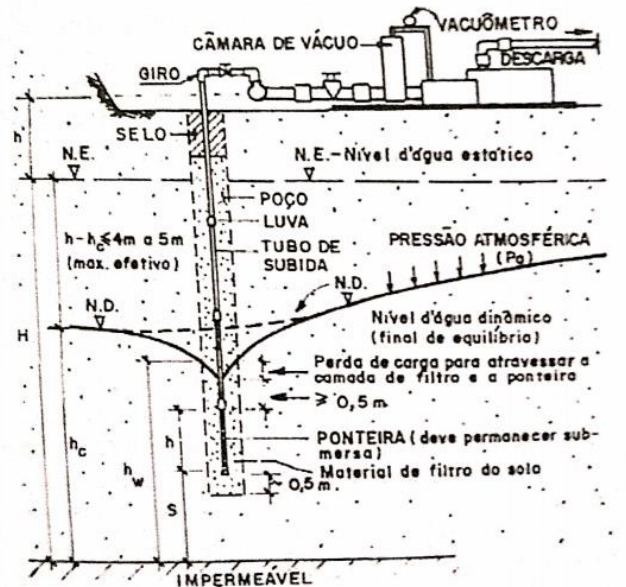
No caso de cortinas de contenção de cortes que interceptem o nível do lençol freático é comum o emprego de drenagem profunda por meio de drenos horizontais profundos (DHP), como ilustrado na Figura 16, que consistem na introdução de um tubo de pequeno diâmetro, envolvido por uma tela filtrante, num furo horizontal aberto por meio de sonda rotativa, com objetivo de rebaixar o lençol freático, reduzindo a pressão hidrostática sobre a cortina.

O rebaixamento do lençol freático é necessário quando vazões elevadas de água podem impedir ou dificultar execução dos serviços de escora ou quando o carreamento de partículas sólidas para dentro da vala indicam possibilidade de formação de vazios no maciço, cujas consequências podem levar a situações graves nas edificações existentes. As duas situações ocorrem em solos não coesivos nos quais as vazões são mais elevadas quanto maior o diâmetro efetivo de seus grãos e a possibilidade de carreamento que aumenta quanto menor for esse diâmetro, sendo crítico esse efeito em areias finas siltosas (MILITITSKY et al. apud HACHICH, 2019). Alguns sistemas de contenção, porém, dispensam o serviço de rebaixamento, justamente por formarem paramento estanque durante a execução (é o caso das paredes-diafragma), inibindo os riscos infiltração ou carreamento durante a fase executiva.

Existem diversos métodos de rebaixamento do lençol freático e alívio de pressões neutras, que utilizam da remoção de água de superfície através de bombeamento feito, por sua vez, por meio de pontos de coleta localizados na superfície de escavação ou por drenos posicionados próximos à superfície, ponteiros filtrantes ou ainda poços profundos.

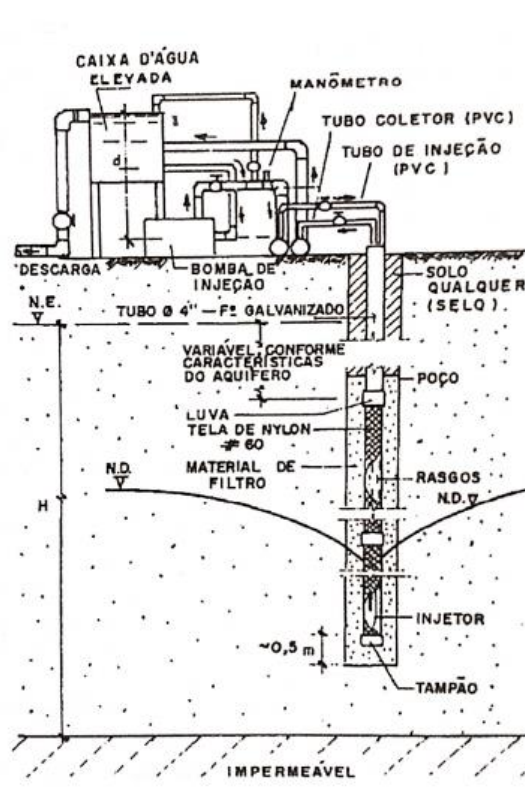
As figuras 47 e 48 mostram esquemas de rebaixamento por meio de ponteiras filtrantes e por poços profundos com uso de injetores, respectivamente:

Figura 47: Sistema de rebaixamento por ponteiras



Fonte: Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019).

Figura 48 : Sistema de rebaixamento por injetores



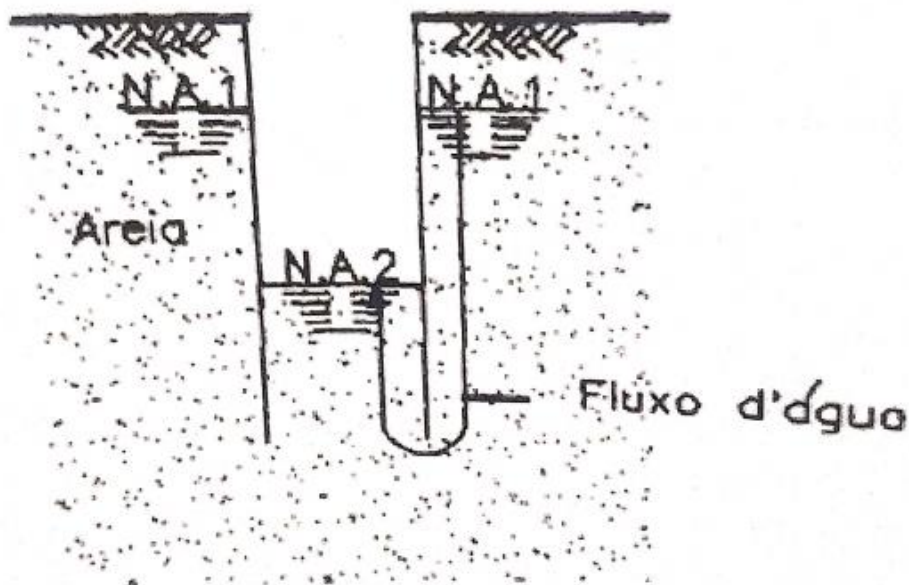
Fonte: Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019).

Em casos onde há situações adversas específicas, deve-se considerar no dimensionamento alguns possíveis efeitos especiais causados pela água, resumidos a seguir:

- Erosão interna ou “*piping*”:

Pode acontecer em valas onde o nível d’água externo está acima da cota de escavação e o solo do fundo da vala é formado por areia sem sistema de controle de fluxo da água. Seu efeito pode causar desde carregamento de partículas até efeito de “areia movediça” pela anulação das tensões efetivas verticais. A figura 49 ilustra o esquema do problema:

Figura 49: Condições para ocorrência de “*piping*”

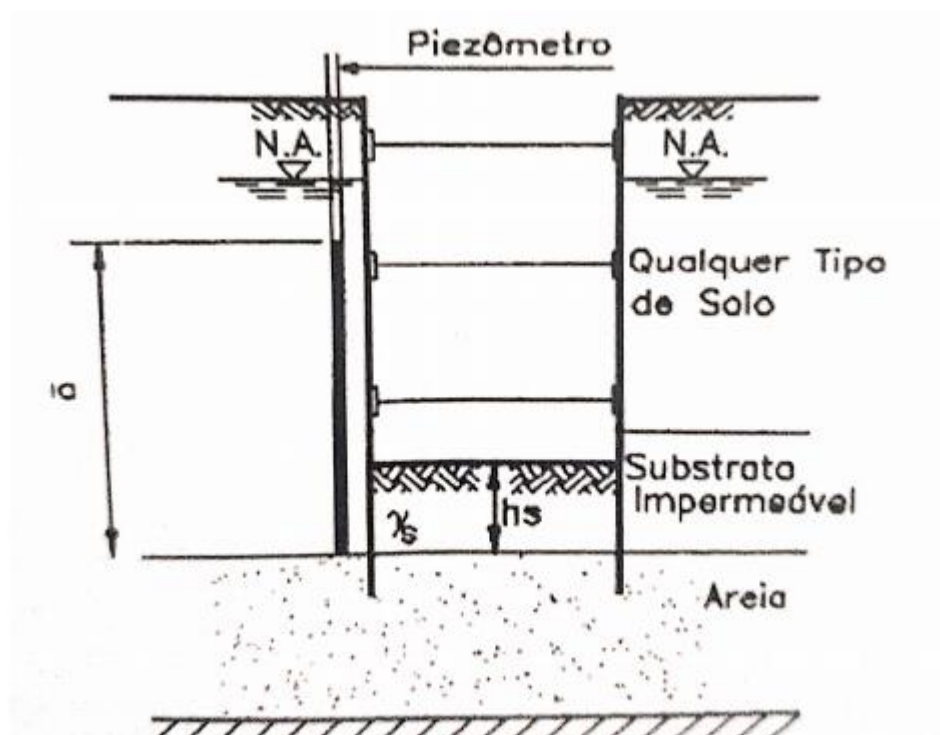


Fonte: Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019).

- Ruptura hidráulica de fundo ou “*blow*”:

Ocorre também em situações onde o nível d’água externo está acima da cota de escavação, porém, o solo do fundo é constituído de argila, como representado na figura que segue.

Figura 50: Condições para ocorrência de “blow”



Fonte: Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019).

Esses dois efeitos “especiais” podem ser anulados com uso de poços de alívio internos, sem necessidade de rebaixamento do lençol freático.

2.5.2 DISPONIBILIDADE DA TECNOLOGIA

Por mais difundido que seja uma tecnologia na construção civil, a disponibilidade dessa tecnologia no mercado depende de diversos outros fatores, como o desenvolvimento econômico geográfico e concentração demográfica, que faz com que a demanda por tecnologias mais robustas e onerosas seja maior nos centros econômicos. Assim, ao se projetar uma obra, é necessário levar em consideração a disponibilidade dos equipamentos e mão de obra na região. Eventualmente é mais compensatório mudar a solução da contenção ou até mesmo o projeto do que arcar com custos de transportes das máquinas e importação de mão de obra especializada.

2.5.3 VIZINHANÇA

Em qualquer serviço que envolva escavação ou alteração do solo de qualquer natureza, é necessário levar em conta a segurança e mínima perturbação em relação à vizinhança. Ademais, a sobrecarga advinda das edificações vizinhas também configura elemento essencial a ser considerado no projeto (MILITSKY, 2016).

Levantadas as questões envolvendo a vizinhança, é fundamental o registro das condições prévias destas, a fim de se prevenir ou embasar futuros problemas de reparos ou indenizações.

Como conta Couto (2014), os serviços de escavação provocam alterações do estado de tensão do terreno envolvente, causando descompressão. É necessário, portanto, atentar-se aos valores dos deslocamentos gerados para que se evite danos às construções vizinhas. Ainda, segundo o autor, os principais fatores que influenciam o comportamento das estruturas e serviços vizinhos são:

- Falhas estruturais: Decorrente da estrutura de contenção ou no travamento;
- Deslocamentos excessivos: Gerados possivelmente por mau dimensionamento ou falhas no processo construtivo;
- Vibrações excessivas: Ligado à tecnologia construtiva escolhida;
- Modificação do nível freático: Em contenções impermeáveis, por exemplo, pode ocorrer alteração do nível d'água pelo confinamento do trecho de percolação. Ainda, há casos onde há rebaixamento do lençol freático, podendo ocasionar carreamento de partículas do solo, que pode, por sua vez, provocar recalques diferenciais.

2.5.4 CANTEIRO E LOCALIZAÇÃO

Os processos executivos das contenções são bastante variados e, naturalmente, variados também são os equipamentos necessários para a execução. Portanto, é fundamental que se avalie, durante a fase de escolha da contenção, o espaço disponível para acesso, manobra e posicionamento do maquinário envolvido em cada processo executivo das contenções cogitadas.

Pelos mesmos motivos das limitações quanto ao tamanho do canteiro, é importante observar a localização do empreendimento, a fim de se atestar o acesso seguro de eventuais maquinários de grande porte. Local que exige a passagem sob um viaduto por exemplo, pode dificultar o acesso de certos equipamentos.

2.5.5 ECONOMIA

Assim como qualquer atividade econômica, a construção civil deve sempre prezar por soluções que conciliam tempo, economia e qualidade. Os gastos envolvidos na execução de uma contenção devem ser levantados detalhadamente, observando todas as

etapas, mão de obra e materiais envolvidos no processo. Além dos custos diretos, deve-se abranger outros custos influenciados pelo sistema adotado (HACHICH et. al; 2019).

Dois custos indiretos importantes envolvem os seguros a serem contratados e a supervisão de obra (proporcional ao tempo de execução), por exemplo.

2.5.6 TEMPO

No mundo contemporâneo, o fator tempo é um importante determinante em muitas atividades humanas. Em obras civis, o prazo é acordado no contrato entre cliente e projetista/executor, devendo estes levá-lo em consideração na escolha das soluções, visto que certos processos executivos demandam mais etapas ou mais tempo por etapa necessária. Nas contenções não é diferente: as soluções possuem produtividades diferentes, bem como exigem diferentes serviços, tais como número de escoras, tirantes, dimensões de trechos a escavar por etapa, entre outros

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir da análise desenvolvida nos capítulos precedentes, comparou-se as tecnologias em estudo frente aos condicionantes levantadas, com base também nas recomendações e conclusões de pesquisa dos autores estudados.

3.1.1 ESTUDO GEOTÉCNICO

Autores como Milititsky (2016) e Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019) citam a dificuldade de se utilizar paredes-diafragma em locais com presença de matacões, o que pode ser melhor resolvido com uso de estacas justapostas do tipo raiz. Além disso, citam a maior capacidade de escavação das estacas em relação aos equipamentos padrão das paredes-diafragma, ou seja, *Clamshells*.

Outro fator recorrente da bibliografia refere-se à menor rigidez que as estacas apresentam em relação às paredes-diafragma, demandando maior número de pontos de escoramento.

As paredes-diafragma possuem como vantagem o bom desempenho em quase qualquer tipo de terreno, mesmo em areais finas submersas (MILITITSKY et al. apud HACHICH, 2019).

I. EMPUXOS LATERAIS

Quanto aos esforços a serem resistidos, ambas as soluções geralmente demandam escoras (muito comum utilização de ancoragem ativa ou passiva e escoramento pela estrutura definitiva). Como as espessuras das paredes-diafragma podem atingir até 1,20m, enquanto as estacas são limitadas a, geralmente 40cm e, além disso, a solução com estacas justapostas comporta menor taxa de armadura devido a sua geometria e limitação de espessura, é de se esperar que as primeiras possuem maior rigidez e, portanto, maior capacidade de resistência limite.

Como o presente trabalho não adentrou no estudo de dimensionamento, o efeito dos empuxos nas contenções será considerado como incógnita a ser determinada caso a caso (o que é tecnicamente recomendável).

II. ÁGUA

Como discutido nos tópicos anteriores, a presença de água é indesejável na execução de contenção em estacas justapostas in loco, isso porque a percolação da mesma para o interior, impossibilita a etapa de escavação. Portanto, em situações como essa, a tecnologia exigiria um rebaixamento do lençol freático.

Já para estacas do tipo raiz ou hélice contínua, a execução das mesmas é possível abaixo do nível d'água, porém, o problema passa a ser na etapa após escavação, isso porque a maior quantidade e tamanho das juntas entre estacas podem acarretar em problemas de infiltração que devem ser mitigados.

No caso das paredes-diafragma, o uso da lama bentonítica cria uma barreira impermeável, tornando viável a execução da solução nesses casos.

Hashizume (2014) cita a capacidade da parede-diafragma de alcançar profundidades abaixo do nível d'água, sem necessidade de rebaixamento. Porém, também cita o problema executivo relacionado a frequentes infiltrações devido a dificuldades executivas, seja através das juntas entre lamelas ou por furos de tirantes. Geralmente, essa infiltração é tratada pontualmente, já para casos mais graves, pode-se executar uma parede interna ao paramento, com sistema de drenagem conforme imagem 51:

Figura 51: Parede dupla com canaleta de drenagem



Fonte: Solonet (2005, apud HASHIZUME, 2006).

Pode-se, portanto, dizer que as paredes-diafragma formam um paramento praticamente estanque quando bem executadas, evitando o fluxo de água para dentro da

escavação (o processo executivo se dá apenas com uso de esgotamento superficial) (MILITITSKY et al. apud HACHICH, 2019). Na fase pós escavação, as paredes diafragma também possuem desempenho superior das estacas justapostas em relação a infiltração, isso porque suas juntas são mais estanques (graças ao uso de perfis juntas) e menos numerosas (as lamelas possuem largura superior ao diâmetro das estacas).

3.1.2 DISPONIBILIDADE DA TECNOLOGIA

Como já discutido, a sofisticação de equipamentos e mão de obra envolvida na implantação de uma contenção com parede-diafragma é maior em reação ao sistema de estacas justapostas.

Milititsky (2016) alerta para a limitada disponibilidade os equipamentos e serviços necessários à execução das paredes-diafragma. Além disso, cita a prática usual de as grandes empresas que fornecem tais equipamentos de permanecer em cada obra por longos períodos devido ao volume de serviços, como obras de cais ou metrô, por exemplo, reduzindo ainda mais a disponibilidade do sistema.

Já para a solução por estacas justapostas, como visto no capítulo 2.3.10, os equipamentos e serviços envolvidos são de fácil acesso, com longa tradição no meio técnico pela versatilidade e economia do sistema em obras de pequeno e médio porte.

3.1.3 VIZINHANÇA

Outro aspecto unânime dos autores a respeito das paredes-diafragma é sua vantagem de ser executada sem provocar barulhos ou vibrações. Hashizume (2006) cita ainda a característica de não causar sensíveis desconpressões ou modificações no terreno, minimizando os danos contra estruturas vizinhas.

Já as estacas justapostas, como discutido no seu processo executivo (item 2.3.10), só provocam vibrações e ruídos caso utilize-se de estacas do tipo cravadas.

3.1.4 CANTEIRO E LOCALIZAÇÃO

Com relação à área demandada para implantação da contenção, é unânime entre os autores que a solução por parede-diafragma é a mais problemática. Como visto no capítulo 2.3.9, os equipamentos envolvidos na execução dessa solução são de grande porte (por exemplo a central de tratamento do fluido estabilizador), exigindo grandes espaços de canteiro e de acesso.

3.1.5 ECONOMIA

A maioria dos autores estudados concordam em afirmar que a solução de parede-diafragma é geralmente a mais onerosa dentre os tipos de contenção mais usuais. Porém, Monteiro et al. (2017), por exemplo, estudaram um caso onde a necessidade de mais tirantes de uma solução em estacas secantes, fez com esta se tornasse mais onerosa em relação à parede-diafragma.

Milititsky et al. (apud HACHICH, 2019) contam que, para contenções com altura acima de 10 a 12 metros e acima do nível d'água, o custo da parede-diafragma se aproxima do custo dos demais paramentos e, para contenção abaixo do nível d'água, se apresenta como solução mais econômica devido aos custos de rebaixamento do lençol freático e tratamento das juntas demandados pelas outras soluções. Assim, para locais abaixo de 10 metros e sem presença de água, a solução por estacas justapostas se apresenta, no geral, como menos onerosa em relação às paredes diafragma.

3.1.6 TEMPO

Cardoso (2002) classifica a parede-diafragma como um sistema versátil, resultando em vantagem para velocidade de execução em relação às estacas justapostas, principalmente a estaca raiz. Outros fatores que contribuem para a velocidade de execução da parede é o fato de dispensarem longarinas para alocação dos tirantes, por exemplo. Ainda, a necessidade de tratamento das juntas das estacas e da superfície é naturalmente mais trabalhosa do que no caso das paredes-diafragma, demandando mais tempo para execução.

Com base na análise das duas tecnologias frente aos condicionantes levantados, elaborou-se a seguinte tabela resumo segundo as informações levantadas na bibliografia acerca das tecnologias em estudo, observando as condicionantes aqui tratadas para auxiliar no processo de escolha entre tais tecnologias:

Tabela 9 – Tabela auxiliar de comparação entre paredes diafragma e estacas justapostas

	Paredes diafragma	Estacas justapostas
Estudo geotécnico	Podem ser implantados abaixo do NA sem rebaixamento do lençol freático. Formam juntas praticamente estanques, com menor incidência de infiltração pós escavação	Estacas escavadas necessitam rebaixamento do lençol freático abaixo do NA e tratamento de juntas pós escavação mais substancial
	Podem ser implantadas em qualquer tipo de solo	Requerem maior número de pontos de ancoragem em relação às paredes diafragma
	Implantação pode ser dificultosa em terrenos com matacões	Conseguem atravessar matacões apenas com estaca raiz
Disponibilidade	Equipamentos e serviços sofisticados, possuem limitação de acesso	Utilizam equipamentos muito comuns e práticas difundidas no meio técnico, exceto no caso de estacas raiz
Vizinhança	Praticamente não alteram o terreno vizinho	São mais flexíveis, podendo levar a deformações
	Não provocam ruídos ou vibrações	Estacas cravadas provocam ruído e vibrações
Canteiro e localização	Equipamentos de grande porte, exigem grande área de acesso e de canteiro	Equipamentos de pequeno porte, conseguem acessar locais mais restritos
Economia	Mais onerosas em profundidades até 12 metros sem presença de água	Muito onerosas abaixo do NA devido ao rebaixamento do lençol freático
Tempo	geralmente de rápida execução	Tempo de execução depende do tipo de estaca, número de escoras, etc.

Fonte: Elaborado pelo autor.

4. CONCLUSÃO

Além de auxiliar na escolha entre as duas soluções de contenção, este trabalho teve como objeto de estudo a reunião das principais informações quanto aos processos executivos destas tecnologias e os parâmetros geralmente considerados em projetos dessa natureza. Dessa forma, esses objetivos traçados foram alcançados, sendo descritos os processos executivos e apresentados os principais tipos de contenção e condicionantes envolvidos.

Com relação à comparação entre os dois sistemas, conforme pôde-se notar pela quantidade de condicionantes e suas nuances, fica evidenciada a necessidade de se apurar todos em conjunto para se obter uma escolha mais adequada. Porém, conforme bibliografia citada, fica destacada a recomendação de se utilizar parede diafragma quando o perfil do terreno apresenta nível d'água acima do piso do subsolo, isso devido, principalmente, à superfície praticamente estanque resultante do processo executivo por parede diafragma, diferente das estacas justapostas, que acabam por demandar rebaixamento do lençol freático nessas situações no caso de estacas escavadas in loco ou tratamento de juntas muito mais dispendioso no caso de estacas raiz ou hélice contínua.

A disponibilidade depende da região de localização da obra, porém, os equipamentos e serviços envolvidos na tecnologia por estacas justaposta são, no geral, mais acessíveis e comuns no meio técnico, com exceção da estaca raiz.

O condicionante de canteiro e localização também é favorável à tecnologia de estacas justapostas, isto porque os equipamentos de execução das paredes diafragma são de grande porte, exigindo maiores espaços de manobra e de canteiro.

Quanto à vizinhança, é consenso de que a parede diafragma praticamente não afeta o terreno vizinho, além de não provocar vibração ou ruído na execução, diferente de estacas cravadas, por exemplo. As estacas, por apresentarem menor rigidez, induzem deslocamentos maiores nos solos adjacentes, devendo esse parâmetro ser considerado e monitorado caso se utilize dessa solução.

Em relação ao tempo de execução, no geral, as paredes diafragma levam vantagem, isso está relacionado não só com a forma de execução (lamelas escavadas continuamente,

com armação e concretagem logo em seguida), mas também com a menor exigência de pontos de ancoragem quando comparadas com as estacas justapostas.

A economia é um fator que depende muito das demais condições de projeto. No geral, quando não há presença de água, contenções por estacas justapostas se mostram mais baratas, enquanto para casos onde há, as paredes diafragmas acabam sendo menos onerosas e mais eficazes.

Além do projeto, é necessário seguir as normativas de execução bem como recomendações de bibliografias consagradas no meio, atentando para os erros mais comuns e problemas mais graves de cada tecnologia, além da necessidade de se realizar o monitoramento e controle dos serviços de contenção (ou quaisquer serviços de escavação) por meio de técnicas de instrumentação.

Por fim, a escolha da melhor solução em obras de contenção deve considerar todas as opções disponíveis, eliminando-se uma a uma por critérios técnicos, cujos principais foram tratados neste trabalho.

4.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Para uma análise mais refinada quanto à comparação dos sistemas de contenção por paredes diafragma e estacas justapostas, sugere-se a abordagem das limitações estruturais das soluções, bem como de um detalhamento apurado dos custos dos serviços envolvidos nos seus processos executivos aqui apresentados.

Ainda, faz-se interessante o estudo de casos, onde os condicionantes aqui tratados sejam descritos, direcionando para a solução mais adequada.

Ademais, para análise ainda mais abrangente dos sistemas de contenção, sugere-se o estudo comparativo das outras tecnologias existentes, aqui tratadas de maneira introdutória.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, T. **Análise, projeto e execução de parede diafragma moldada in loco**. 2013. 127 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2013.

CARDOSO, F. F. **Sistemas de contenção**. São Paulo: Escola politécnica da Universidade de São Paulo, 2002. 32 p.

FARIAS, M. T. **Análise de alternativas para contenção de subsolo**. 2016. 95 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2013.

COUTO, P. M. F. **Estudo de soluções de contenção periférica em função das condicionantes de execução**. 2014. 89 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Área Departamental de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2014.

FUNDESP FUNDAÇÕES ESPECIAIS. **Paredes Diafragma**. Catálogo Técnico. Disponível em: < http://www.fundes.com.br/index_pt.htm>. Acesso em: 06 jun. 2020.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção - Muros de Arrimo**. Rio de Janeiro, 2017. Disponível em: < <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>>. Acesso em: 28 out. 2020.

HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. 751 p.

HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. 802 p.

HARRIS, Frank. **Ground engineering equipment and methods**. London, Granada, 1983. 281 p.

HASHIZUME, S. H. **Caracterização técnica e indicadores de custos de sistemas de contenção do solo na construção de edifícios**. 2006. 136 f. Dissertação

(Profissionalizante em Habitação: Planejamento e Tecnologia) - Instituto de Pesquisas Tecnológicas Do Estado De São Paulo, São Paulo. 2006.

MILITITSKY, J. **Grandes escavações em perímetro urbano**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 135 p.

MONTEIRO, F. et al. Análise técnico-econômica dos métodos construtivos de paredes diafragma moldadas in loco, estacas-prancha e estacas secantes. **Revista de Engenharia Civil IMED**, Passo Fundo, vol. 4, p. 3-19, jul.-dez. 2017.

MAGNUS, D. **Dimensionamento de Contenção Para Subsolo: Estudo de Caso**. 2013. 18 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2013.