

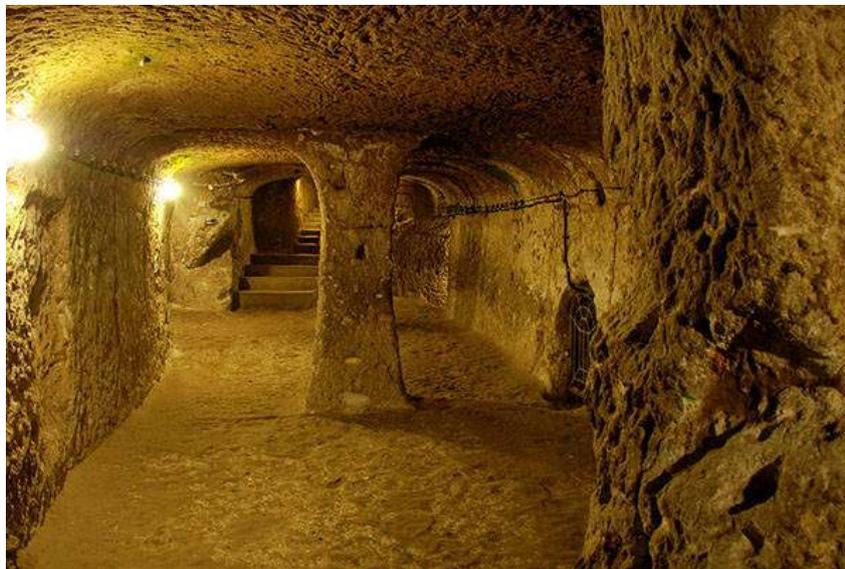
1. ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS

1.1. Generalidades

Estruturas subterrâneas são empregadas desde a antiguidade pelos seres humanos. Um notável exemplo que pode ser citado é o da cidade de Derinkuyu, na Turquia (Figura 1).



(a)



(b)

Figura 1 – Cidade subterrânea de Derinkuyu, na Turquia
(https://pt.wikipedia.org/wiki/Cidade_subterr%C3%A2nea_de_Derinkuyu).

Tal estrutura antiga foi construída aproveitando-se das boas propriedades da rocha presente no subsolo e estendendo-se por dezenas de metros abaixo da

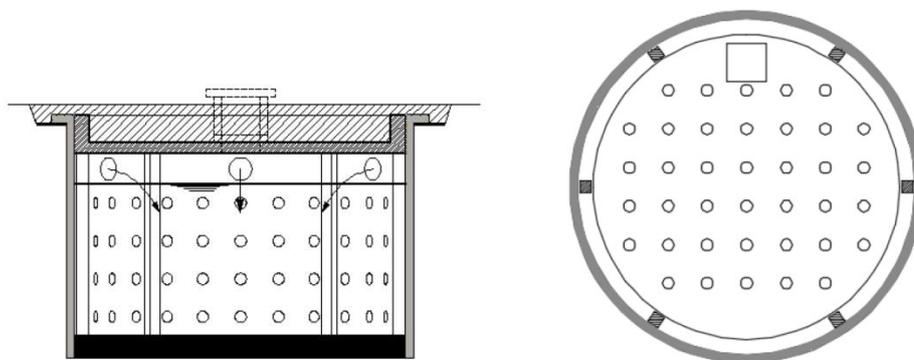
Estruturas subterrâneas – Introdução

superfície o que demonstra elevado nível técnico dos seus construtores. A estrutura foi esculpida na rocha que se apresenta sem revestimento e sua construção foi provavelmente motivada por questões de segurança.

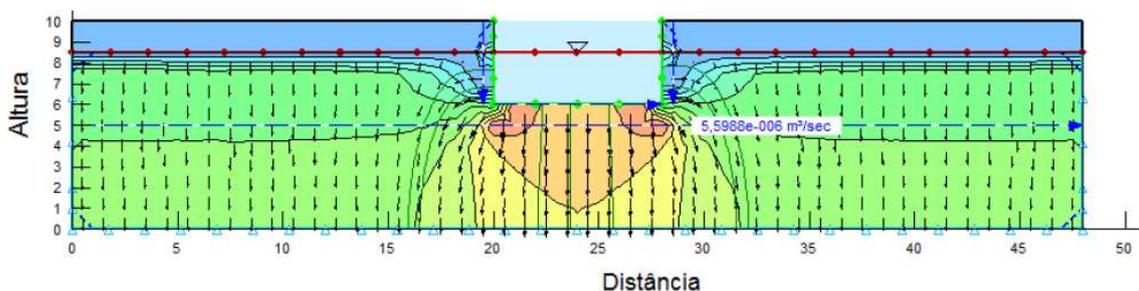
Atualmente, os motivos para construir abaixo da superfície estão muito relacionados com o elevado grau de adensamento urbano das grandes cidades. Esse fato impulsionou o crescimento de técnicas referentes à construção de obras enterradas. As aplicações são diversas, e envolvem:

- Instalação de dutos utilizados por fornecedores de energia ou sistemas de comunicação;
- Dutos de fornecimento de água;
- Elementos do sistema de drenagem pluvial ou de esgotamento sanitário;
- Subsolos de edifícios;
- Passagens inferiores;
- Túneis rodoviários ou ferroviários;

As necessidades específicas de locais de grande precipitação pluvial demandam o surgimento de novas estruturas como, por exemplo, aquela mostrada na Figura 2. Trata-se de um poço de detenção de águas pluviais com capacidade de permitir infiltração de água no solo. O projeto foi estudado por GONÇALVES et. al. sob a orientação do autor deste projeto e pode ser útil em situações adequadas de subsolo.



(a)



(b)



(c)

Figura 2 – Protótipo de um poço de infiltração que pode ser empregado para auxiliar drenagem de água pluvial: (a) desenhos de perfil e planta; (b) simulação numérica; (c) modelo experimental (extraído do Trabalho de Formatura de Gonçalves et. al.).

Há de se destacar ainda que a estrutura mostrada na Figura 1 foi obtida somente com escavação do maciço – ou seja, é “não escorada” e “não revestida”. No entanto, é comum que as estruturas subterrâneas sejam formadas por elementos estruturais desempenhando papel de “escoramento” e ou “revestimento” do maciço.

Ademais, no projeto dessas obras, há dois pontos adicionais que trazem uma diferença marcante com relação às estruturas de superfície, que seriam as preocupações com ventilação e drenagem.

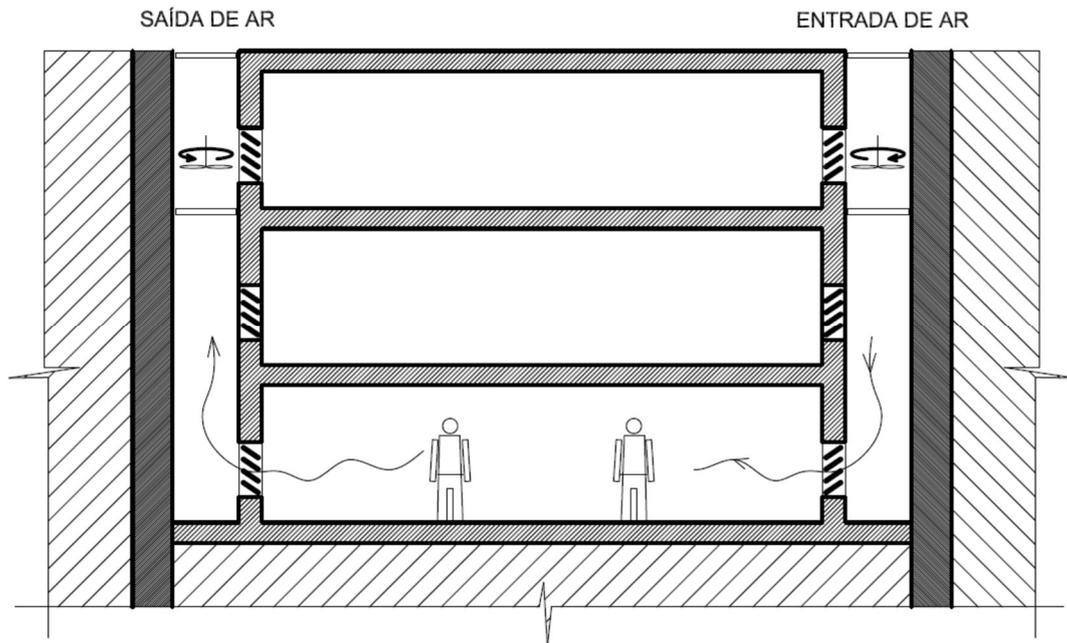
Pelo fato das estruturas de que trata o presente projeto de pesquisa estarem situadas abaixo da superfície do terreno, o problema de ventilação adquire maior complexidade. Afinal de contas, não se pode apenas lançar mão do recurso usual das aberturas nos fechamentos para permitir a troca de ar do ambiente interno. De fato, usualmente, adotam-se técnicas de ventilação forçada nessas estruturas a fim de garantir a qualidade do ar e permitir a utilização dessas obras em condições de conforto. Esse problema depende em grande monta de vários fatores, como por exemplo:

- Tipo de utilização da edificação, no tocante a:
 - Quantidade de pessoas;
 - Atividade realizada pelos usuários;
 - Tempo de permanência do usuário;
- Presença de água no subsolo, adjacente à obra enterrada;

Estruturas subterrâneas – Introdução

- Armazenamento de materiais que demandem cuidados especiais quanto à temperatura, umidade e qualidade do ar para sua conservação;

A figura 3 ilustra de forma esquemática a questão da ventilação em uma obra subterrânea. Eventualmente, em condições específicas, se consegue fazer a renovação do ar de forma natural. Porém, no caso geral, há necessidade de ventilação forçada, conforme ilustrado na Figura 3b.



(a)



(b)

Figura 3 – Exemplo esquemático de ventilação em uma obra enterrada.

Em grandes estruturas subterrâneas, caso, por exemplo, de túneis metroviários, a ventilação demanda estruturas específicas para auxiliar na ventilação e

grandes equipamentos. Na figura 4, ilustra-se um poço de ventilação de uma linha de metrô.

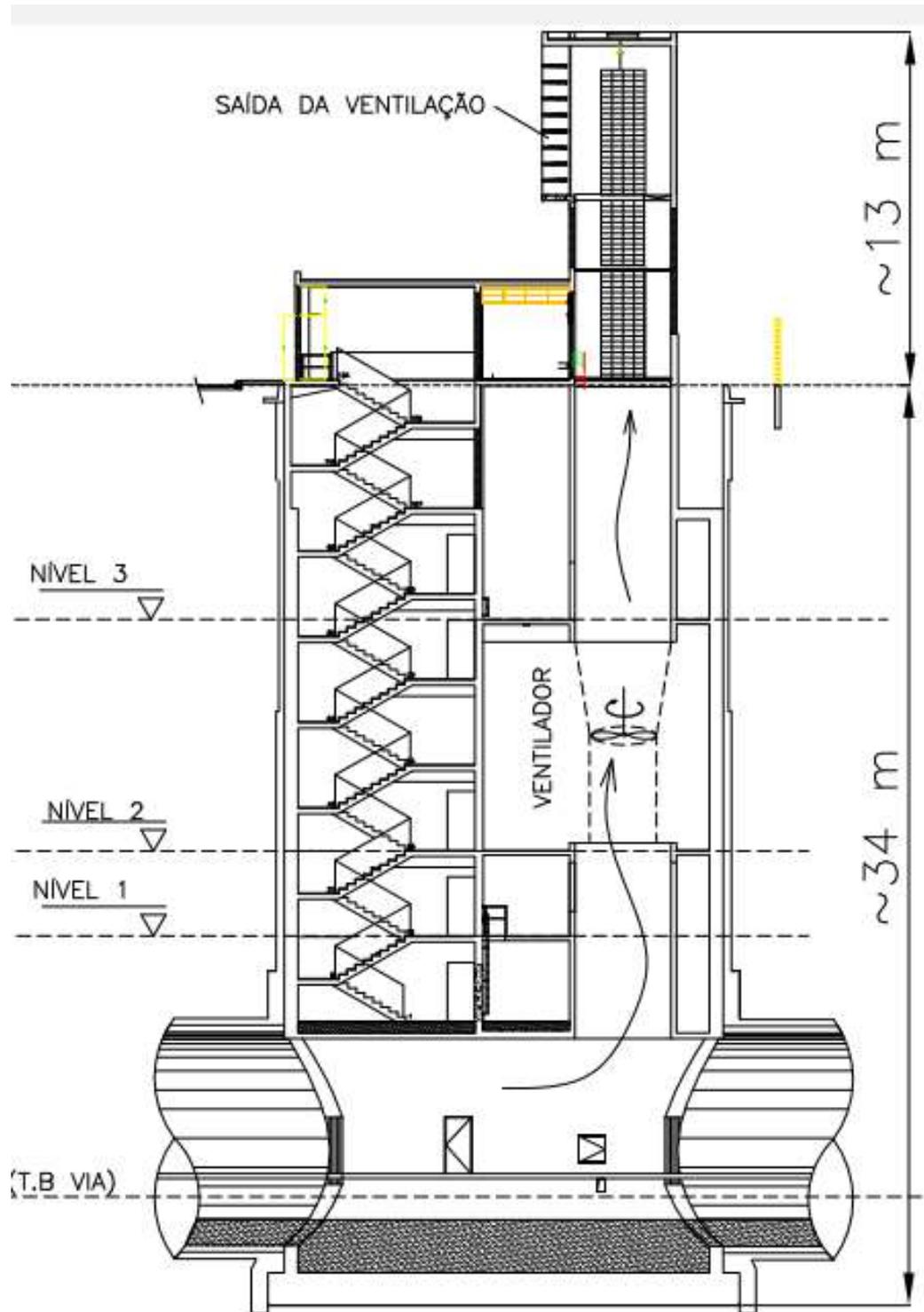
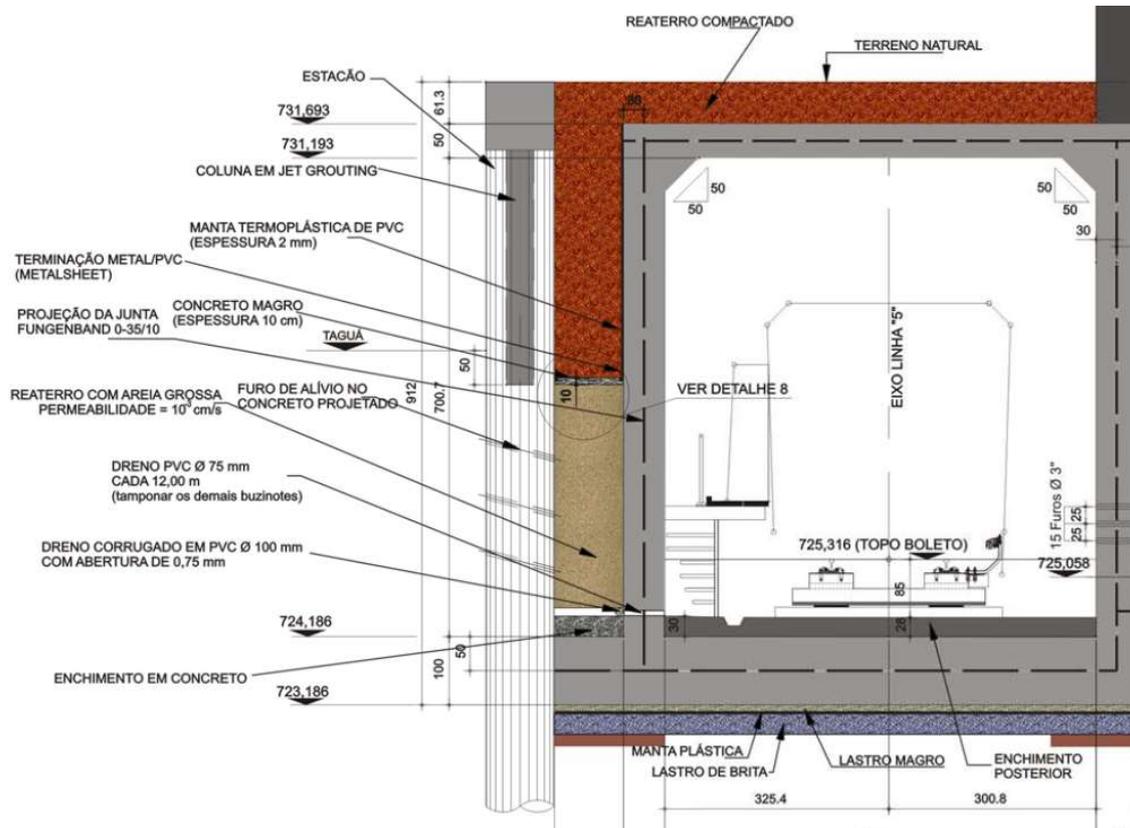


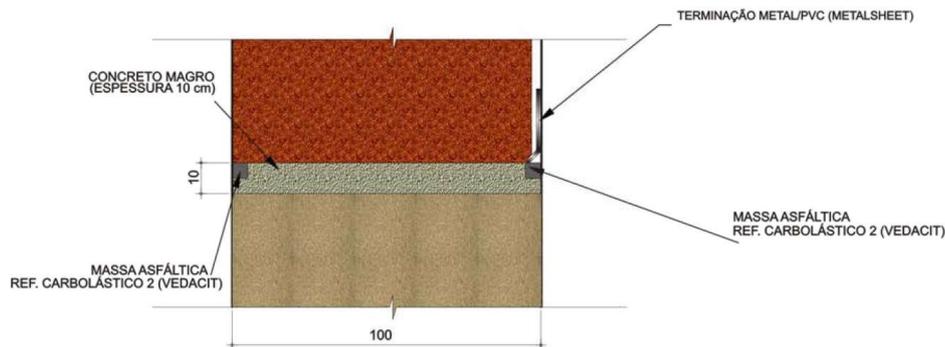
Figura 4 – Seção transversal de um poço de ventilação do Metrô de São Paulo – adaptado a partir de projeto gentilmente cedido pela Maffei Engenharia.

Estruturas subterrâneas – Introdução

O outro aspecto supramencionado diz respeito à drenagem. Em estruturas de superfície, a drenagem pode ocorrer por gravidade. No caso das obras enterradas, somente em situações favoráveis de topografia a água pode ser drenada por gravidade. Isso demandará dispositivos especiais. Na Figura 5 ilustram-se alguns detalhes de drenagem de uma obra de Metrô.



(a)



(b)

Figura 5 – Detalhes da drenagem de uma estrutura interna do Metrô de São Paulo: seção mostrando a estrutura e o entorno; (b) detalhe (TEIXEIRA, MAFFEI et. al., 2010)

Estruturas subterrâneas – Introdução

A consideração dos problemas de drenagem é crucial no projeto de uma obra enterrada. Há aspectos construtivos, estruturais e ambientais envolvidos. Além disso, a drenagem e a ventilação interagem, no sentido em que a maior presença de umidade no subsolo demanda maiores preocupações com ventilação. Uma solução eficiente para edifícios é o uso de câmaras de ventilação, conforme ilustrado nas Figura 6 e 7.



Figura 6 – Câmara de ventilação do Edifício Garagem do Aeroporto de Congonhas, situada entre as estruturas provisória e permanente.



Figura 7 – Poço de bombeamento associado à câmara de ventilação e drenagem do Edifício Garagem do Aeroporto de Congonhas.

Estruturas subterrâneas – Introdução

A drenagem irá representar economia na estrutura. Porém seu uso implica em estudos sobre efeitos que um eventual rebaixamento do lençol freático possa promover ao entorno. Entre esses efeitos destacam-se:

- Aumento de tensões no maciço;
- Redução da quantidade de água no subsolo, que pode dar origem a:
 - Aumento da concentração de poluentes;
 - Comprometimento da demanda de árvores;

1.2. Problemas específicos relacionados ao projeto de obras enterradas

Além das questões supracitadas envolvendo ventilação e drenagem, os problemas envolvidos com o projeto e a execução de obras enterradas apresentam ainda algumas outras diferenças em relação às obras executadas acima da superfície. Na Tabela 1 procura-se apresentar algumas dessas diferenças, as quais são comentadas no que segue.

Tabela 1 – Principais diferenças entre obras de superfície e enterradas.

Item	Obra acima da superfície	Obra enterrada
Propriedades mecânicas dos materiais estruturais.	Especificadas em projeto e controladas na fabricação.	Investigadas por sondagens e ensaios de laboratórios (no caso do solo).
Ações principais a considerar no projeto.	Valores nominais dentro de limites bem conhecidos.	Valores muito dependentes das propriedades do solo e da presença de água no subsolo.
Métodos de análise estrutural.	Relativamente precisos por se conhecerem ações e propriedades dos materiais dentro de limites restritos.	Maior incerteza devido às dificuldades de considerar de forma adequada geometria, vinculação, ações e propriedades dos materiais em um modelo teórico.
Normas de projeto e execução.	Bem consolidadas.	Em consolidação.

Inicialmente, ao se elaborar o projeto de uma estrutura que será executada acima da superfície, as propriedades dos materiais estruturais que serão empregadas são especificadas. A confecção e aplicação desses materiais podem ser bem controladas, com uma amostragem representativa frente ao volume a ser fabricado. Mais do que isso, o projetista pode adequar a forma da

estrutura de acordo com os carregamentos, obtendo assim soluções mais eficientes.

No caso de uma obra enterrada, o solo é o material estrutural, que, em geral, se apresenta em maiores volumes. Porém, suas propriedades mecânicas são consequência de processos naturais que ocorreram em função dos processos formadores do solo: clima, tempo, rocha de origem, temperatura e relevo do local. É possível buscar reconstituir esses processos, com base na geologia, porém a incerteza envolvida é relativamente grande. Deve-se ainda ter em mente que ações antrópicas recentes por vezes afetam de forma significativa as propriedades do maciço numa extensão considerável a ponto de afetar previsões feitas por modelos geológicos – que em geral trabalham dentro de um recorte de tempo mais amplo. É possível ainda investigar as propriedades mecânicas do material por ensaios de campo ou ensaios feitos em laboratório, no entanto a amostragem será, via de regra, pequena em relação ao volume do maciço.

Nas estruturas de superfície, a geometria – forma e dimensões dos elementos da estrutura – é projetada e cuidadosamente executada. As propriedades geométricas de uma estrutura formam um conjunto importante de dados para qualquer modelo de análise. No caso de um maciço de solo ou de rocha, por sua vez, o conjunto de dados que caracteriza sua geometria pode ser investigado por medições feitas na superfície. Sondagens de campo e poços de exploração ajudam a definir a geometria abaixo da superfície, no entanto, a quantidade de informações é, normalmente, escassa para a fiel reprodução geométrica do subsolo. A superfície pode ser ainda modificada, com ajuste de geometria, porém o mesmo não se aplica às porções de solo localizadas dentro do maciço.

Os valores das ações a considerar no projeto podem ser determinados com maior precisão nas estruturas de superfície do que numa estrutura enterrada. Cargas permanentes decorrentes dos materiais estruturais ou não estruturais são facilmente quantificáveis. As ações variáveis decorrentes do uso da estrutura, ainda que não sejam de determinação tão simples, podem ser definidas com valores nominais. É bem verdade que esses valores nominais não devem ser vistos como exatos, pois decorrem de uma idealização das cargas de utilização. No entanto, a maneira como são definidas permitem consideração simples em modelos de análise estrutural. O mesmo não ocorre numa obra enterrada, na qual a interação da estrutura com o maciço que a envolve interfere de forma significativa nos valores das forças representativas dessas ações, sejam elas ativas ou reativas.

Diante desses aspectos, relativos às propriedades dos materiais, geometria e forças ativas ou reativas, a elaboração de modelos de análise estrutural se torna mais complexa no caso das estruturas enterradas. Somando-se todos esses aspectos, é natural que a elaboração de normas técnicas com recomendações para projeto de estruturas enterradas, ainda esteja em consolidação, não

obstante o volume de informações atualmente disponíveis em função de monitoramento de obras assim já executadas.

Nesse aspecto, procura-se com este livro apresentar fundamentos teóricos úteis para auxiliar no entendimento dos problemas complexos que surgem ao se tentar analisar uma estrutura subterrânea.

O objetivo principal é servir como texto base para o ensino de graduação de disciplinas do curso de Engenharia Civil, referentes ao tema. No entanto, acredita-se que o texto aqui apresentado poderá ser usado como fonte de consulta por profissionais que atuem no projeto e execução de obras subterrâneas.

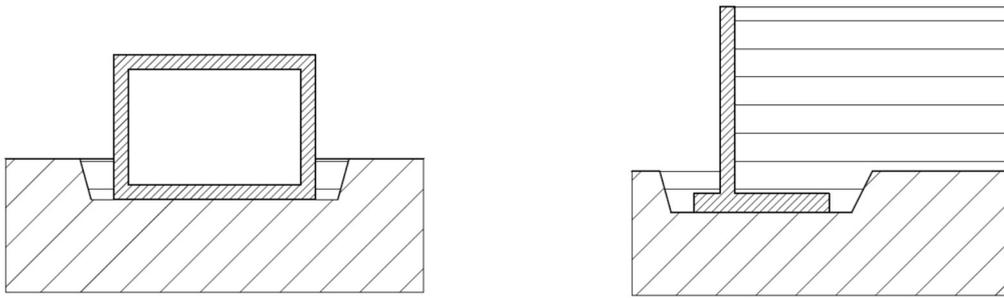
1.3. Classificação das estruturas subterrâneas

Qualquer classificação requer adoção de critérios. No caso das estruturas subterrâneas um critério de classificação importante é relacionado ao fato do método de execução preservar ou não a superfície do terreno. Dessa forma, as estruturas subterrâneas podem ser agrupadas em:

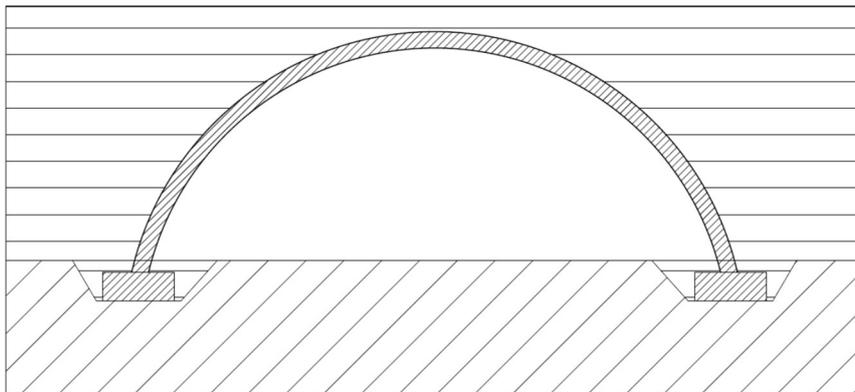
- **Estruturas subterrâneas construídas a céu aberto:**
 - No interior de escavações;
 - Na superfície, ou pouco abaixo, do terreno;
- **Túneis**, executados por diversos processos sem destruição da superfície;

Observa-se que as estruturas construídas a céu aberto, podem ser localizadas completamente acima da superfície e posteriormente enterradas. Nesses casos, não há necessidade de escavação e sim de aterro. Como exemplo, apresentam-se na Figura 8, ilustrações das possibilidades de estruturas subterrâneas em função do método de execução.

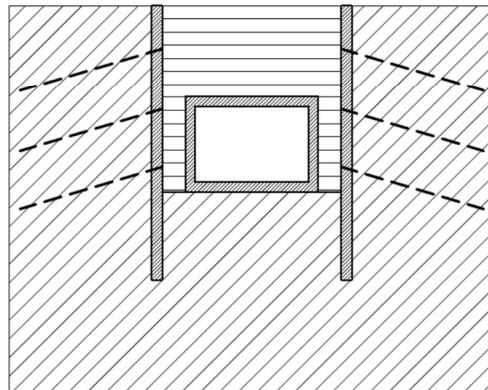
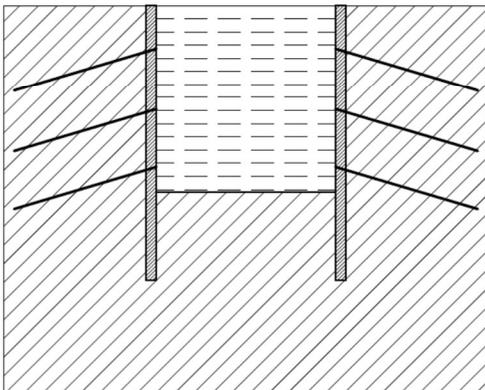
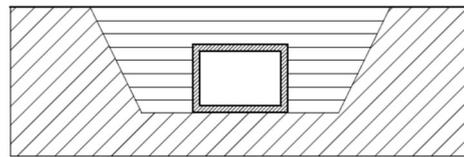
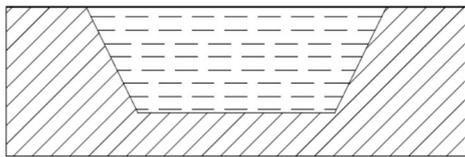
Nesses casos, o aterro é um material que será projetado e construído dentro de especificações e, com tal, será passível de controle de execução rigoroso em virtualmente toda a sua extensão. Porém, ainda nesse caso, a interação entre o maciço, no caso o aterro, e a estrutura, irá implicar em grau de incerteza considerável com relação aos valores de ações, sejam elas ativas ou reativas. Essa incerteza nesse caso não será decorrente, portanto, de desconhecimento da geometria nem das propriedades mecânicas do aterro, mas sim da dificuldade de se considerar o método construtivo empregado na construção do aterro que implica em execução por camadas compactadas.



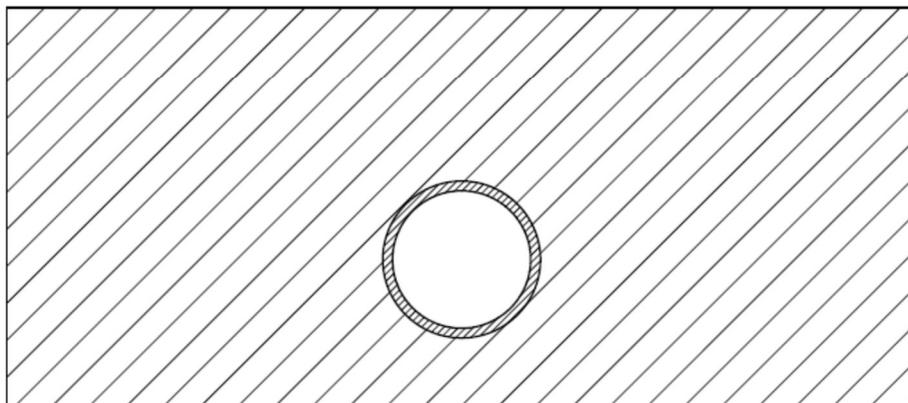
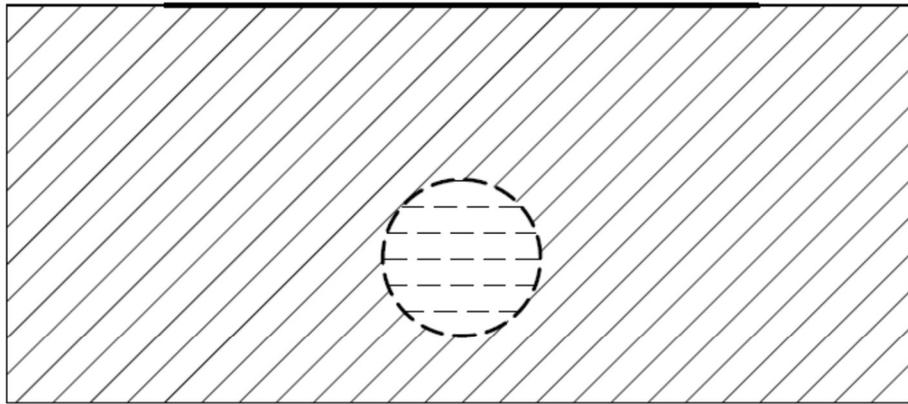
(a)



(b)



(c)



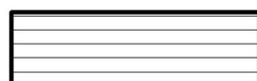
(d)



TERRENO NATURAL



ESCAVADO



ATERRADO

(e)

Figura 8 – Exemplos de estruturas subterrâneas: (a) com pequena escavação e aterro envolvendo somente parte da estrutura; (b) idem, com maior grau de interação com o aterro e com geometria não plana; (c) com grande escavação a céu aberto, em talude ou escorada, e posterior aterro; (d) túnel: superfície preservada apesar da escavação; (e) legenda.

1.4. Sistemas estruturais

Naturalmente, não há distinção entre os sistemas estruturais empregados nas obras enterradas se comparados com aqueles das obras de superfície. Apesar disso, um aspecto diferencia esses sistemas. No caso das estruturas enterradas os apoios normalmente são distribuídos nas superfícies de contato da estrutura com o maciço – denominação que será empregada para o solo ou rocha que tem contato com a estrutura. Isso implica em elevado grau de interação entre a estrutura e o maciço.

Essa diferença pode trazer algumas vantagens no comportamento da estrutura das quais o projetista pode tirar algum proveito em determinadas circunstâncias.

Tome-se, por exemplo, a estrutura de uma laje apoiada no solo e submetida a uma força vertical – algo como um pavimento, por exemplo. Imagine-se que ao aumentar o valor da força, surja uma rótula plástica na seção de maior esforço. Como o apoio fornecido pelo solo é contínuo, a estrutura continuaria com capacidade de transmitir o esforço. Uma nova rótula se formaria em outra posição, com novo aumento da força. E isso poderia progredir com um grande número de rótulas (Figura 9).

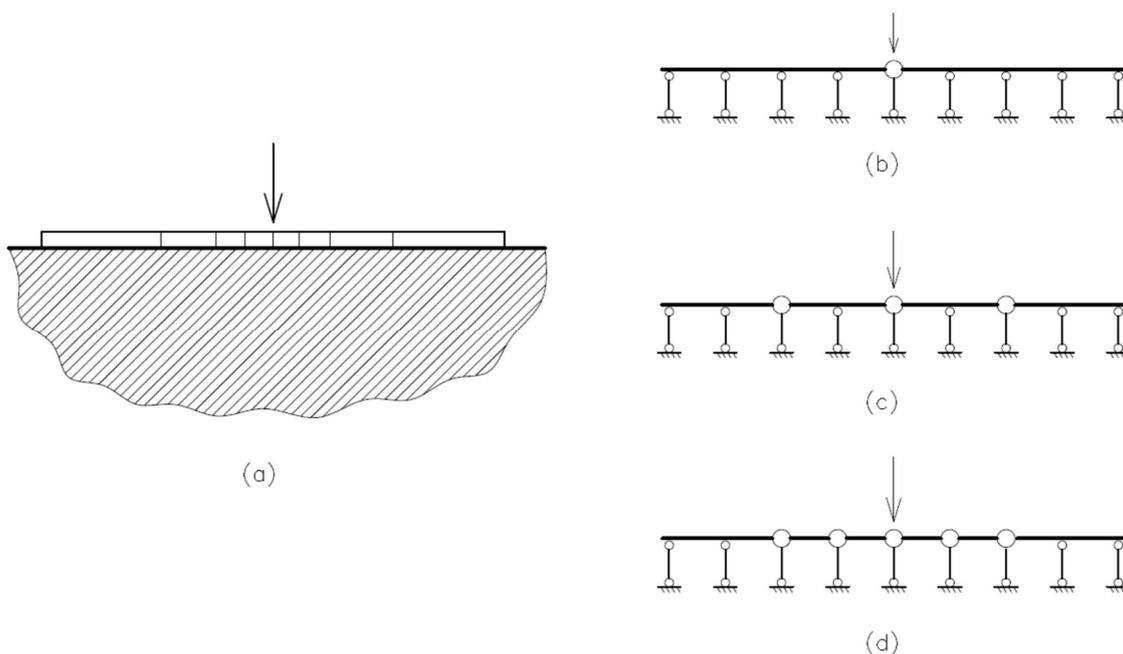


Figura 9 – Exemplo de uma laje apoiada no solo: com aumento da força aplicada, o sistema pode ir se alterando conforme surjam rótulas nas seções mais solicitadas – isso permitiria um grande número de articulações sem deixar a estrutura instável.

O mesmo pode ocorrer em um túnel de seção circular. Considerando a estrutura representada por um anel circular, bastariam quatro articulações para que a mesma ficasse hipostática. No entanto, considerando que haverá interação da

estrutura com o maciço, mesmo com grande número de articulações a estrutura poderia ser estável (Figura 10).

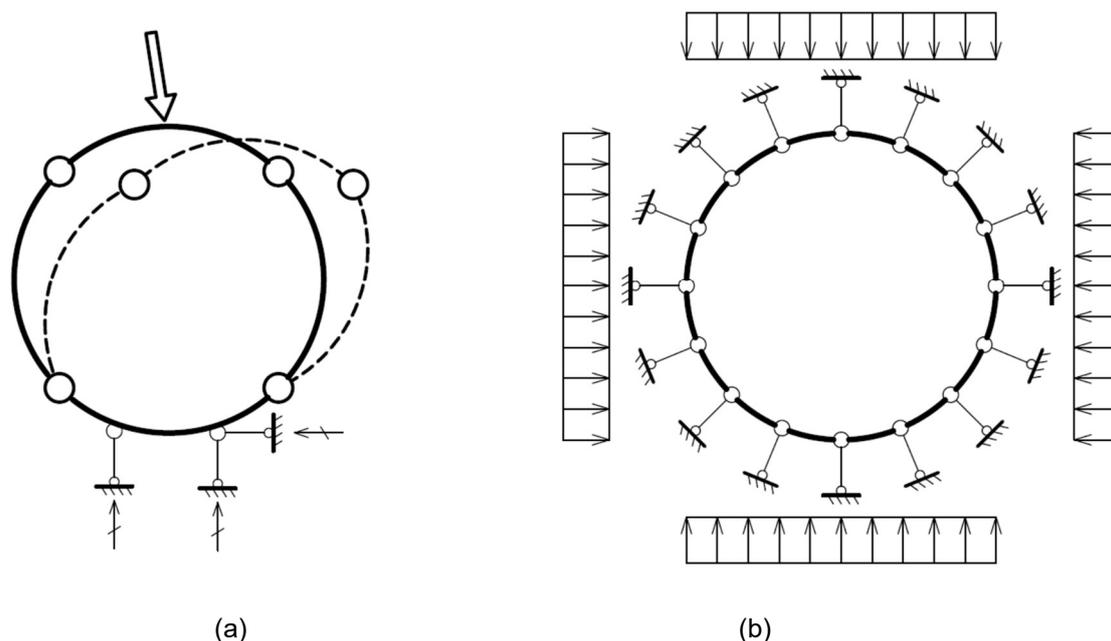


Figura 10 – Anel circular: (a) sem interação com o maciço; (b) considerando a interação com modelo de barras. Altera-se o número de articulações que torna a estrutura instável.

Dessa forma, caso a estrutura circular mostrada na Figura 10 seja montada por trechos segmentados articulados entre si, pode-se observar que, considerando seu comportamento descrito pelo modelo da referida figura, a mesma poderia apresentar grande número de articulações. Caso não se considere a interação da estrutura com o maciço, podem-se admitir no máximo três articulações, para que a estrutura ainda seja considerada estável.

Outra possibilidade é o uso de estruturas com seções não resistentes a tração, como seções de concreto simples, por exemplo.

Ademais, é notório o emprego de estruturas laminares em maior escala nas obras enterradas que nas obras de superfície, dada a exigência de conter o maciço e também devido à necessidade de estanqueidade ou de retenção de água e eventualmente de vapor de água.

Considerando ainda o fato de que as ações aplicadas pelo maciço são geralmente de intensidade elevada e aplicadas de forma distribuída, o uso de sistemas estruturais em casca é uma boa alternativa. Isso decorre principalmente da grande eficiência estrutural que se consegue com estruturas em casca nesses casos, em comparação com estruturas planas.

A fim de ilustrar a maior eficiência dos sistemas em casca, apresenta-se na Figura 11, um exemplo de uma estrutura enterrada empregada para fechamento de um poço de serviço. A estrutura é formada por uma laje circular maciça na

sua base e uma casca cilíndrica que serve de cobertura. A casca cilíndrica apresenta bordas transversais curvas para compatibilização com a geometria do poço. As duas estruturas, laje e casca, são unidas por pilares parede. A casca cilíndrica serve de apoio para o aterro de fechamento enquanto a laje funciona como fundação, distribuindo toda a carga no solo.

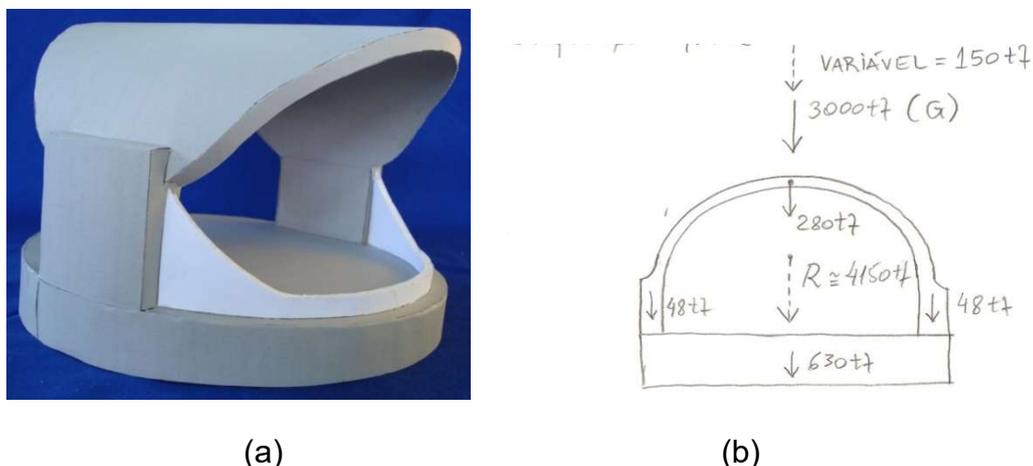
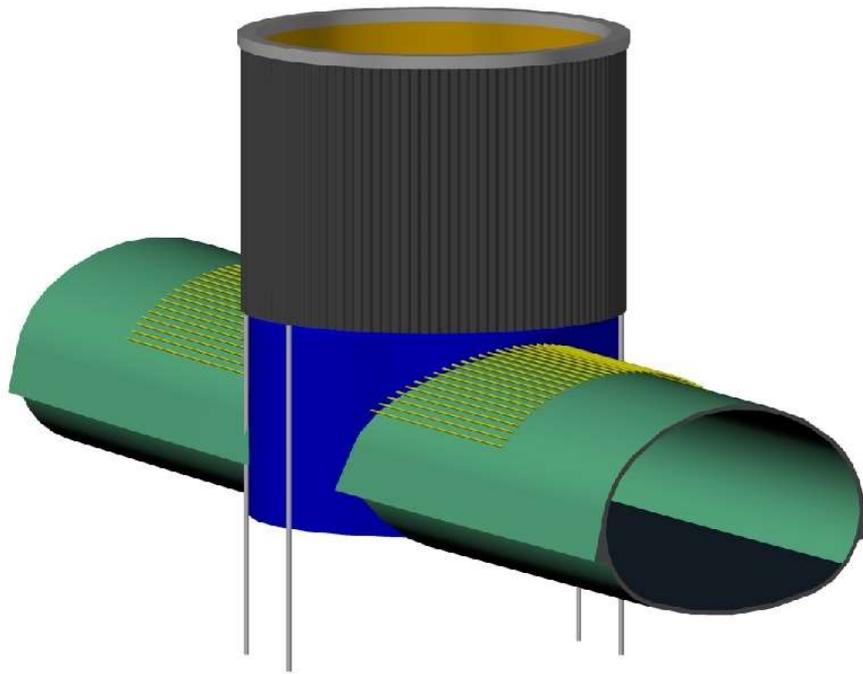


Figura 11 – Ilustração da eficiência estrutural de casca empregada em obra enterrada: (a) Maquete da estrutura; (b) Croqui com cargas aplicadas (MAFFEI et al., 2012).

Fazendo-se um diagrama de corpo livre da estrutura submetida às cargas, verifica-se que a carga a ser aplicada na casca e na laje é aproximadamente a mesma (41500 kN). No entanto, a casca consegue equilibrar o carregamento com menor espessura devido à sua maior eficiência estrutural. No caso específico, a casca apresenta espessura de 60 cm enquanto a laje tem espessura da ordem de 200 cm.

Naturalmente, a escolha pelo sistema estrutural irá demandar análise de aspectos construtivos e de funcionalidade, além da eficiência estrutural. Dessa forma, o projetista poderá lançar mão do sistema estrutural mais adequado em cada caso, podendo escolher entre elementos de barra, laminares ou de volume.

Na Figura 12 ilustra-se uma combinação entre elementos laminares e barras que são respectivamente as cascas cilíndricas que formam as estruturas do poço e do túnel e as barras horizontais e verticais. As barras horizontais funcionam como enfilagens na transição entre as duas estruturas e as verticais são estacas. Enfilagem é o termo empregado para denominar elementos executados por perfurações horizontais, introdução de reforço e preenchimento da perfuração por elementos cimentícios, como a calda de cimento, por exemplo. Na interseção entre as duas cascas encontra-se ainda uma barra curva tridimensional, denominada viga portal, que é visível na Figura 12(b) que apresenta vista interna da mesma estrutura.



(a)



(b)

Figura 12 – Ilustração de diversos elementos estruturais empregados numa obra enterrada: (a) maquete tridimensional da interseção entre poço e túnel; (b) vista interna do poço onde se observa a viga portal.

Estruturas laminares planas são muito empregadas em galerias, como por exemplo, aquelas mostradas na Figura 13. Como são estruturas formadas por elementos planos, irão equilibrar o carregamento preferencialmente com esforços de flexão o que explica as grandes espessuras desses elementos.

Estruturas subterrâneas – Introdução

Cumprir apresentar algumas informações complementares, nesse caso específico ilustrado na Figura 13. Considerando que a estrutura apresente comprimento muito grande em relação às dimensões transversais, pode-se eventualmente efetuar sua análise com modelo de pórtico plano fechado, ou quadro como é comumente conhecido esse tipo de pórtico. Isso é possível desde que, além do comprimento grande, as dimensões transversais não sofram variação ao longo desse comprimento.

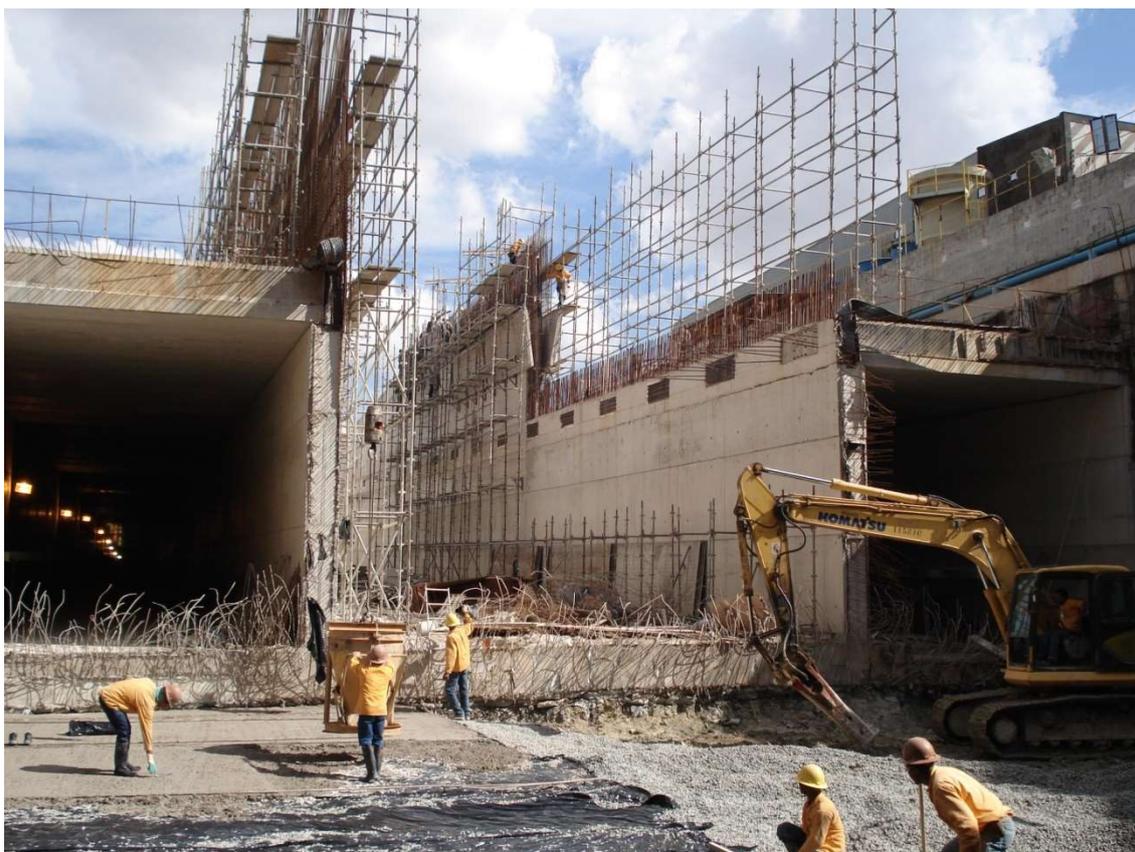


Figura 13 – Sistema estrutural laminar de uma galeria enterrada construída a céu aberto.

Estruturas de barra são muito empregadas também como elementos de escoramentos provisórios de valas, bem como em estroncas definitivas (pergolado) em estruturas definitivas. A Figura 14 apresenta o pergolado de uma galeria, formado por barras de concreto armado, com função de apoios horizontais discretos definitivos para as paredes da galeria.

Na Figura 15 apresenta-se ilustração de uma combinação de vários elementos de barra para formar uma estrutura enterrada. Nessa figura, observam-se dois pórticos planos paralelos e vigas perpendiculares a esses pórticos. Os pórticos apresentam os elementos verticais com seção circular e os elementos

Estruturas subterrâneas – Introdução

horizontais com seção retangular. As vigas apresentam seção transversal circular.

Vigas de seção circular são comuns em obras enterradas embora sejam pouco empregadas em estruturas de superfície. Apesar da forma da seção circular não ser a mais adequada para o trabalho à flexão, as facilidades de se executar essa forma em perfurações feitas no solo, justificam seu emprego.



Figura 14 – Pergolado constituído por barras de concreto armado espaçadas que tem função de fornecer apoios horizontais para as paredes de uma galeria enterrada.

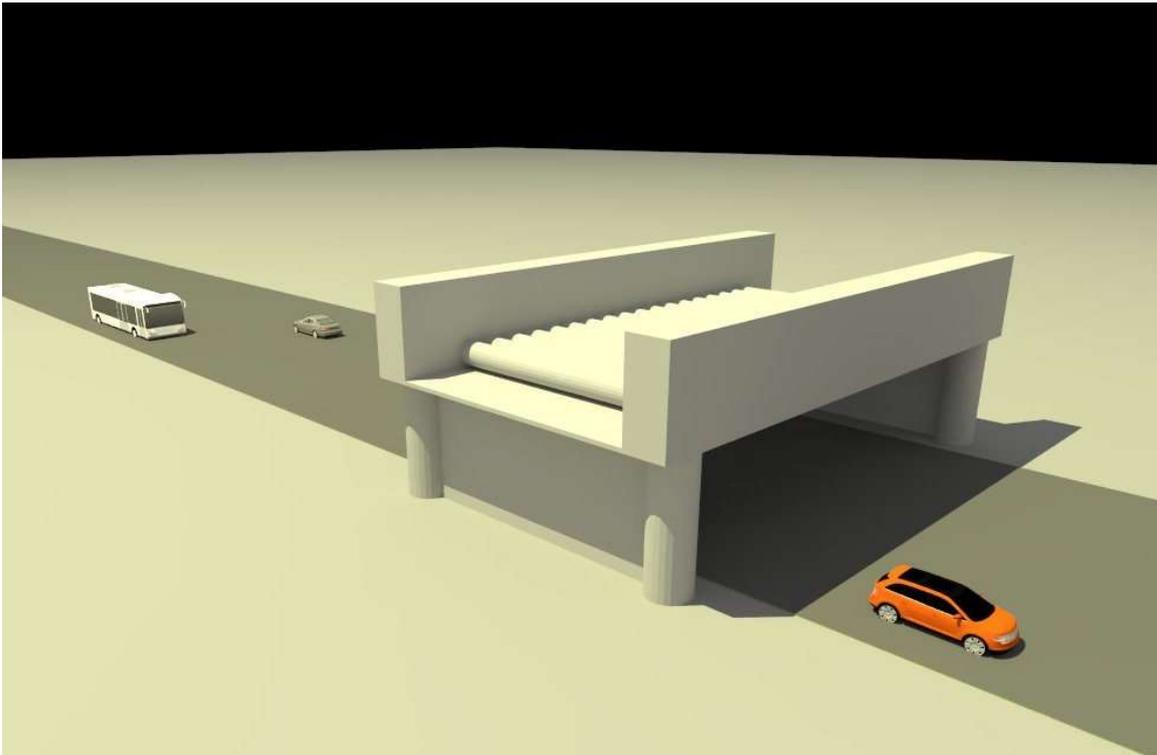


Figura 15 – Pórticos planos e vigas de seção circular empregadas em uma obra subterrânea executada como uma passagem inferior – o solo não está representado para facilitar a visualização dos elementos da estrutura que se encontra dentro do maciço.

Por fim, nos elementos de contenção de valas, é comum a utilização de tirantes, que podem ser formados por barras ou cordoalhas.

Dessa forma, virtualmente todos os sistemas estruturais são empregados nas estruturas subterrâneas. O projetista pode escolher com criatividade a solução mais adequada, levando em consideração aspectos construtivos e de comportamento estrutural.

1.5. Seções transversais e materiais

1.4.1. Forma e composição das seções transversais

Enquanto que os sistemas estruturais das estruturas enterradas apresentem poucas diferenças em relação ao das estruturas de superfície, quando se trata de seções transversais, questões de ordem executiva influem bastante na escolha da solução mais adequada.

Observa-se uso intensivo de seções circulares em estruturas enterradas, seja para elementos submetidos à compressão, seja para elementos submetidos à flexão. Isso está relacionado à estabilidade que uma perfuração cilíndrica, ou

Estruturas subterrâneas – Introdução

quase cilíndrica, apresenta em relação a outras formas. Essa maior estabilidade ocorre tanto para elementos verticais quanto horizontais ou inclinados. Dessa forma, é usual adotar-se seção circular a qual pode ser composta por vários materiais, podendo-se destacar:

- Seções de concreto armado;
- Seções de argamassa armada, como é o caso de estacas raiz;
- Seções formadas por calda de cimento armadas com barras de aço, como é o caso de chumbadores empregados em solo grampeado;
- Seções tubulares de aço, com preenchimento de calda de cimento e eventualmente com reforço adicional de barra longitudinal de aço;

As paredes contínuas também podem ser constituídas por estações de concreto secantes. Neste caso, deve-se executá-los intercalados e enquanto estiverem com o concreto fresco, quebrá-los de tal forma que o estação central, ao ser executado, não deixe vazios entre eles. Deve-se tomar cuidado com a armação (Figura 16).

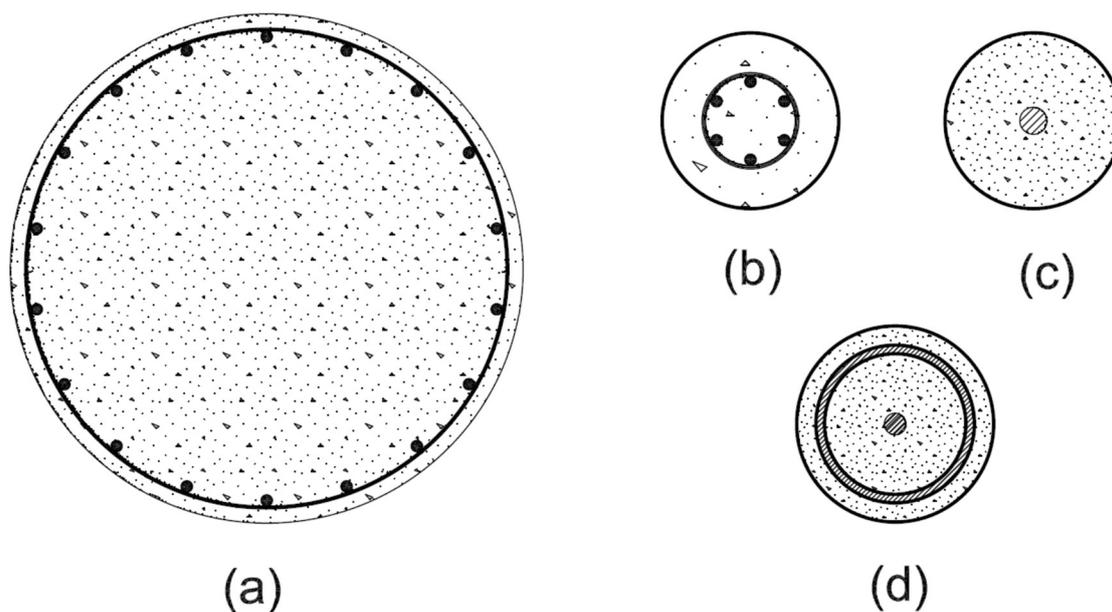


Figura 16 – Seções circulares: (a) de concreto armado, com barras longitudinais e estribos circulares; (b) de argamassa armada com barras longitudinais e estribos helicoidais; (c) de calda de cimento com reforço de armadura centrada; tubo de aço preenchido com calda de cimento reforçada com barra longitudinal de aço.

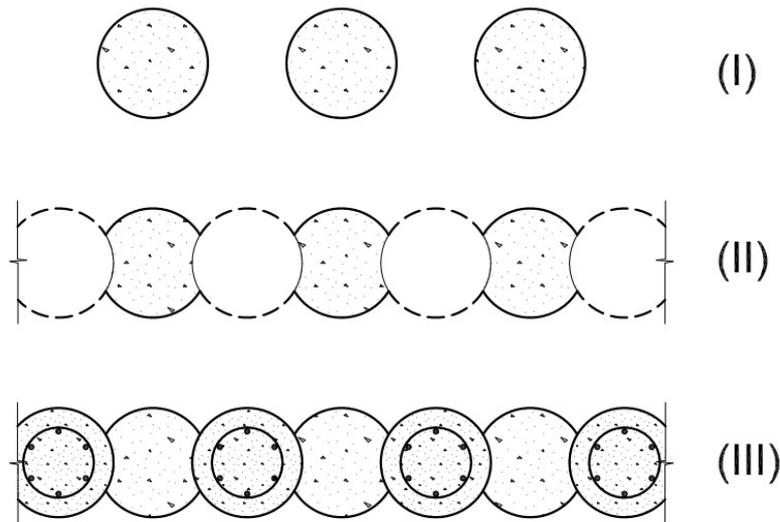


Figura 17 – Seção contínua formada por estacas secantes.

A moldagem de seções retangulares é viável com o uso de bentonita para fornecer estabilidade à escavação, como é feito, por exemplo, na execução de paredes diafragma.

A parede diafragma é uma parede contínua de concreto armado, que é moldada no local. As seções transversais usualmente são retangulares, mas podem-se conseguir formas compostas por retângulo, embora seja complicado o posicionamento da armadura.

Quando a parede diafragma tem que vencer grandes vãos, surge a dificuldade de se conseguir a continuidade da armação, nas duas direções, amarrando as gaiolas ou soldando. Faz-se hoje “armação cruzada”. Nos cantos os painéis devem ser contínuos (Figura 18).

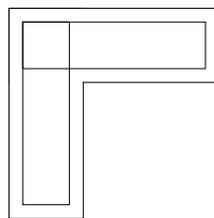


Figura 18. Armação cruzada de parede diafragma.

Estruturas subterrâneas – Introdução

Para a abertura dos painéis da parede diafragma utiliza-se lama bentonítica com finalidade de conter o solo lateralmente. A bentonita em repouso forma uma película impermeável (gel), que torna possível a ação de uma tensão horizontal (σ_3), correspondente ao peso da coluna de lama (Figura 19). Sendo σ_1 a tensão vertical efetiva do terreno, deve-se ter o Círculo de Mohr que representa as tensões principais (σ_1 e σ_3) tangente à envoltória de resistência do solo.

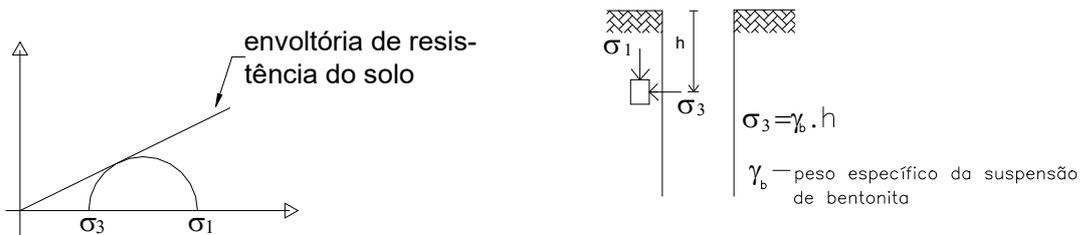
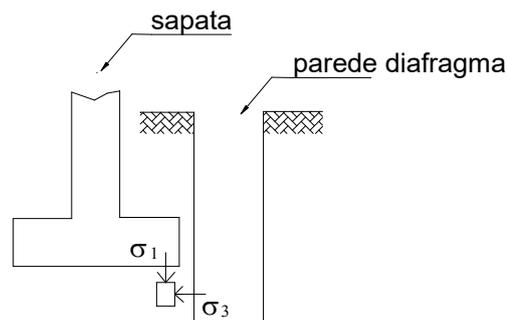


Figura 19. Parede diafragma: tensões na interface solo- coluna de bentonita.

A bentonita pode ser substituída por “colis” que é uma mistura de bentonita com cimento. Esta mistura é mais estável, porém, é menos utilizada por ser mais cara. Quando se usa “colis” deve-se tomar cuidado com o tempo de execução para evitar a sua pega antes da concretagem da parede diafragma.

Caso exista uma fundação muito próxima à escavação, que provoque um esforço adicional na parede deve-se aumentar a reação “ σ_3 ”, e, para isto, por exemplo, aumenta-se a coluna de lama, conforme ilustrado na Figura 20.



(a)

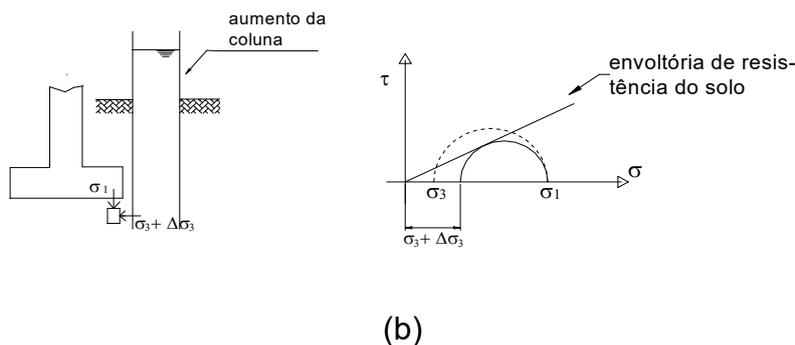


Figura 20. Fundação próxima à escavação da parede diafragma.

As paredes de solo cimento são de “*jet-grouting*” ou de “*rotocrete*”. Como o solo cimento não pode ser armado e a tensão admissível à compressão é pequena, estas paredes não trabalham à flexão.

Apesar disso, há exemplos de estruturas de solo-cimento executadas com “*jet-grouting*” trabalhando a flexão como é o caso da seção mostrada na Figura 21, na qual as colunas de “*jet-grouting*” tem grandes dimensões e foram reforçadas com estacas raiz para fornecer resistência a flexão.

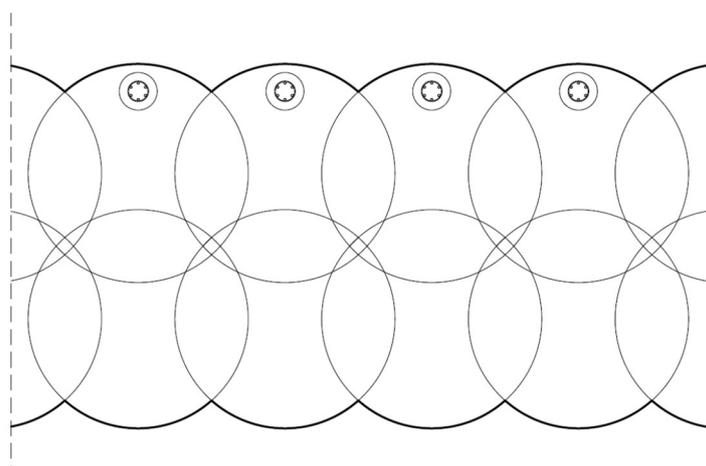


Figura 21. Seção composta por círculos secantes de solo-cimento executados com “*jet-grouting*” reforçado com estacas raiz.

Perfis de aço também são muito empregados nas estruturas enterradas, seja na forma convencional de perfis “I” ou ainda com seções tubulares ou seções onduladas ou trapezoidais. Essas últimas são o caso de revestimentos de túneis e poços (pelo processo “*tunnel liner*”) ou cortinas de estacas prancha.

As estacas pranchas, bem como os perfis tipo “I” ou tubulares, normalmente são cravados por percussão ou vibração. Estacas pranchas podem ser removidas e reutilizadas.

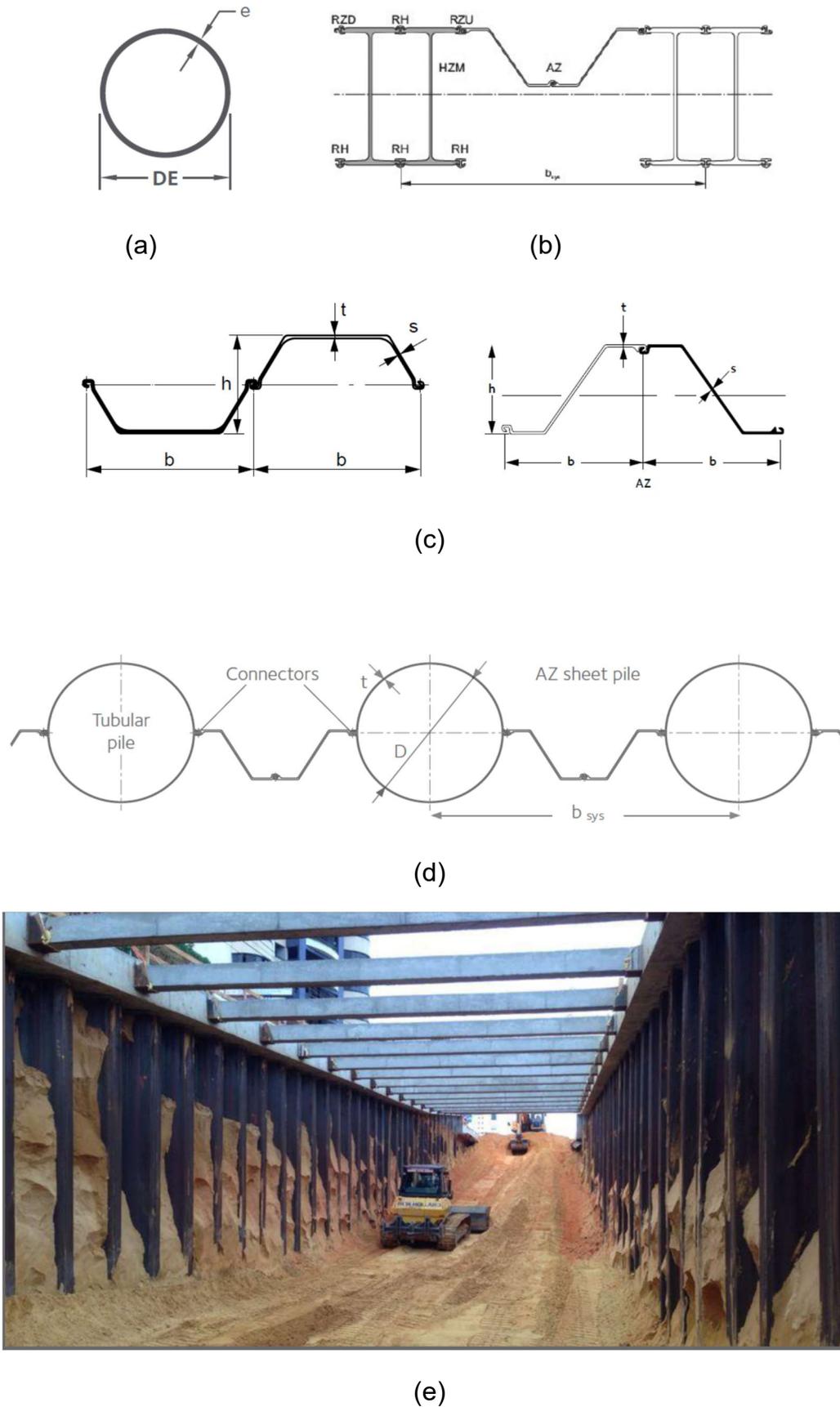


Figura 22. Seções de aço estrutural: (a) perfis tipo “I”; (b) perfis tubulares; (c) estacas prancha; (d) seções compostas; (e) exemplo de contenção com estaca prancha;

1.4.2. Propriedades dos materiais estruturais usualmente empregados

a) Concreto moldado

O termo concreto moldado é utilizado para denominar o concreto estrutural convencional do concreto projetado, que é muito empregado em obras enterradas.

A especificação do concreto é feita da mesma maneira que nas obras de superfície, pela resistência a compressão. Para as estruturas internas das obras de subterrânea de concreto armado, usualmente é empregado concreto Classe C 30, cujas principais propriedades mecânicas são definidas pela ABNT_NBR 6118:

- Resistência característica a compressão: $f_{ck} = 30$ MPa;
- Módulo de Young:
 - Tangente – $E_{c,i} = 30$ GPa;
 - Secante – $E_{c,s} = 26$ GPa;
- Resistência a tração:
 - $f_{ctk,inf} = 2,0$ MPa;
 - $f_{ct,m} = 2,9$ MPa;
 - $f_{ctk,sup} = 3,8$ MPa;
- Resistência característica a corte puro:
 - $\tau_{Rk} = 0,5$ MPa;

Caso a estrutura vá ficar em contato com solos ou atmosfera agressivos pode ser recomendável empregar concreto de classe de resistência superior, mas não é usual empregar classe superior a C 35, exceto em ambientes marinhos quando se emprega concreto C 40.

Porém, nas estruturas subterrâneas, é muito comum ocorrer emprego de elementos de concreto moldados contra o solo. Para esses elementos, as recomendações da norma brasileira de fundações (ABNT_NBR 6122) devem ser seguidas.

Na Tabela 2, apresenta-se transcrição da Tabela 4 da NBR 6122, com parâmetros para dimensionamento estrutural desses elementos, incluindo a resistência característica.

Deve-se observar que dentre esses parâmetros está relacionado o f_{ck} a ser empregado para dimensionamento. Com base nesse parâmetro, podem ser definidos os demais, usando-se para tal as recomendações da NBR 6118.

Estruturas subterrâneas – Introdução

Tabela 2 – Parâmetros para dimensionamento para concreto moldado conforme ABNT_NBR 6122.

Tipo de estaca	f_{ck} máximo de projeto	γ_f	γ_c	γ_s	Comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) e % de armadura mínima		Tensão média atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
					Armadura mínima %	Comprimento útil mínimo m	
Hélice / hélice de deslocamento ^a	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Escavadas sem fluido	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Escavadas com fluido	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Strauss ^b	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Franki ^b	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	---
Tubulões não encamisados	20	1,4	1,8	1,15	0,5	3,0	5,0
Raiz ^{b, c}	20	1,4	1,6	1,15	0,5	Armadura integral	---
Microestacas ^{b, c}	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	---
Estaca trado Vazado Segmentado	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	---
Tipo de estaca	f_{ck}	γ_f	γ_c	γ_s	Armadura %	Comprimento m	Tensão de trabalho (MPa)

(a) Neste tipo de estaca o comprimento da armadura é limitado ao processo executivo;

(b) Neste tipo de estaca o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento;

(c) No caso destas estacas, deve-se observar que quando for utilizado aço com resistência até 500 MPa e a porcentagem de aço for $\leq 6\%$ da seção da estaca, a estaca deve ser dimensionada como pilar de concreto armado. Quando for utilizado aço com resistência ≥ 500 MPa ou a porcentagem de aço for $\geq 6\%$ da seção real, toda carga deve ser resistida pelo aço. Esta limitação está relacionada com a garantia de preenchimento pleno do furo com argamassa ou calda de cimento.

(d) O f_{ck} máximo de projeto desta Tabela é aquele que deve ser empregado no dimensionamento estrutural da peça.

Estruturas subterrâneas – Introdução

De maneira usual as propriedades de retração e fluência são admitidas, simplificada, e para concreto Classe C 30, correspondentes a:

- $\varepsilon_{cs} = - 100 \mu\varepsilon$;
- $\Phi = 2,0$;

Esses valores moderados são motivados pelo fato das estruturas estarem envolvidas por solo, o que mantém a umidade virtualmente constante e elevada – digamos da ordem de 75%. Há situações, no entanto em que a estrutura está mais exposta – por exemplo, em acessos de uma obra enterrada tal como o emboque de uma passagem inferior. Nessas situações é importante verificar esses valores conforme literatura técnica atualizada. No Capítulo 3 apresentam-se algumas recomendações adicionais.

Para elementos de concreto simples, é mais comum adotar-se concreto Classe C 20, que apresenta as seguintes propriedades mecânicas:

- Resistência característica a compressão: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$;
- Módulo de Young:
 - Tangente – $E_{ci} = 25 \text{ GPa}$;
 - Secante – $E_{c,s} = 21 \text{ GPa}$;
- Resistência característica a tração:
 - $f_{ctk,inf} = 1,5 \text{ MPa}$;
 - $f_{ctk,sup} = 2,9 \text{ MPa}$;
- Resistência característica a corte puro:
 - $\tau_{Rk} = 0,4 \text{ MPa}$;

Os valores de cálculo dessas resistências são encontrados na norma ABNT_NBR 6118. No Capítulo 3, apresentam-se detalhes sobre esse tópico.

b) Concreto projetado

Usualmente emprega-se concreto projetado com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$. No caso específico de túneis executados por Método NATM, algumas especificações adicionais são necessárias não apenas quanto à resistência mecânica, mas também referentes ao tipo de acabamento superficial que se pretende imprimir.

O controle tecnológico é feito com corpos de prova extraídos de placas, conforme especificado nas normas brasileiras pertinentes.

O módulo de elasticidade é usualmente inferior ao de um concreto moldado de mesma resistência a compressão. Isso pode ser importante na análise estrutural.

c) Aço

O aço é empregado em muitas formas nas obras enterradas:

Estruturas subterrâneas – Introdução

- Aço CA 50 ($f_{yk} = 500$ MPa) em barras para estruturas de concreto armado ou para reforços de enfilagens, estacas raiz e chumbadores de solo grampeado;
- Telas de aço soldadas de aço CA-60 ($f_{yk} = 600$ MPa), muito empregadas em cortinas de solo grampeado ou em túneis, ambos executados com concreto projetado;
- Aço CP 190 RB ($f_{ptk} = 1900$ MPa) em cordoalhas para tirantes ou elementos protendidos;
- Aço tipo 110/85 ($f_{yk} = 850$ MPa) para barras de tirantes;
- Perfis e chapas de aço tipo MR 250 ($f_{yk} = 250$ MPa) para estacas, estroncas, longarinas, ancoragens, etc. Em estruturas permanentes é mais comum empregar aços tipo AR-COR – alta resistência mecânica ($f_{yk} = 350$ MPa), resistente à corrosão atmosférica.
- Chapas corrugadas de aço galvanizado para revestimento de poços e túneis de pequeno diâmetro pelo processo “tunnel liner”;

Especificações especiais para proteção de tirantes ou barras de enfilagens e chumbadores são usuais para o caso de serem elementos permanentes.

Para os elementos de aço em contato com solo, valem as recomendações da ABNT_NBR 6122, que indica valores de redução da espessura relacionadas na Tabela 3, e emprego da ABNT_NBR 8800.

Tabela 3 – Recomendações para redução da espessura de elementos de aço de estacas conforme ABNT_NBR 6122.

Classe	Espessura mínima de sacrifício mm
Solos em estado natural e aterros controlados	1,0
Argila orgânica; solos porosos não saturados	1,5
Turfa	3,0
Aterros não controlados	2,0
Solos contaminados ^a	3,2

(a) Casos de solos agressivos devem ser estudados especificamente.

d) Argamassa de cimento e areia

As argamassas de cimento e areia são empregadas para estacas raiz. Usualmente a resistência a compressão é de 20 MPa.

e) Calda de cimento

A calda de cimento é empregada para execução de enfilagens, microestacas ou chumbadores de solo grampeado. O controle é usualmente feito pelo fator água-cimento e pelo emprego de misturador de alta turbulência.

Conforme Neville (2015), a calda de cimento apresenta comportamento tensão deformação linear na compressão uniaxial, embora haja indícios de alguma não linearidade. Os resultados de ensaios apresentados na referência [3] servem como parâmetros iniciais, e indicam valores de módulos de elasticidade entre 4500 MPa e 10000 MPa, para caldas de cimento com resistências à compressão entre 17,0 MPa e 27,6 MPa.

f) Solo-cimento

O solo cimento é um concreto “muito piorado”, com 1/10 da resistência do concreto simples. Normalmente é aplicado com uso de equipamentos de “jet-grouting”.

O jet-grouting é um solo cimento misturado no campo, sob pressão. Com equipamento apropriado insere-se no terreno, injetando-se água, uma haste que pode ter um, dois ou três furos. A água, injetada sob pressão, desestrutura o solo, facilitando a formação da coluna de solo-cimento (Figura 16). Para uma coluna com 1,20m de diâmetro, tem-se um consumo de cimento de aproximadamente 11 sacos de cimento por metro de comprimento de coluna. Esta coluna é formada à medida que a haste é levantada e é injetado cimento sob pressão.

Quando há uma haste injetando nata de cimento, o processo é chamado CCP (*Chemical Churning Pile*); conseguem-se formar colunas de solo-cimento com até 80cm de diâmetro. Quando existem duas hastes concêntricas o processo é chamado JSG (*Jumbo Special Grouting*); a segunda haste aplica ar comprimido e as colunas podem atingir 1,80 m de diâmetro. Quando existem três hastes o processo é chamado CJ (*Column Jet*), sendo a terceira haste utilizada para injetar água na subida, e as colunas podem chegar a 3,10 m de diâmetro.

Outra técnica é a denominada “*Cutter Soil Mixing*” (CSM), que é similar ao “jet-grouting”, porém permite a formação de seção retangulares devido ao tipo de equipamento empregado nessa técnica (Figura 22).

As técnicas de execução de solo-cimento, como o JG ou CSM, por exemplo, têm como vantagens o fato de utilizar o solo natural e ocasionar menor volume de bota-fora. No entanto, em condições mais adversas de solo, tais como presença de matações ou necessidade de alcançar profundidades muito grandes, a

Estruturas subterrâneas – Introdução

execução de paredes diafragma ou estacas raiz são as únicas que apresentam eficácia.



Figura 23 – Coluna de solo-cimento formada no solo com uso de “jet-grouting”.

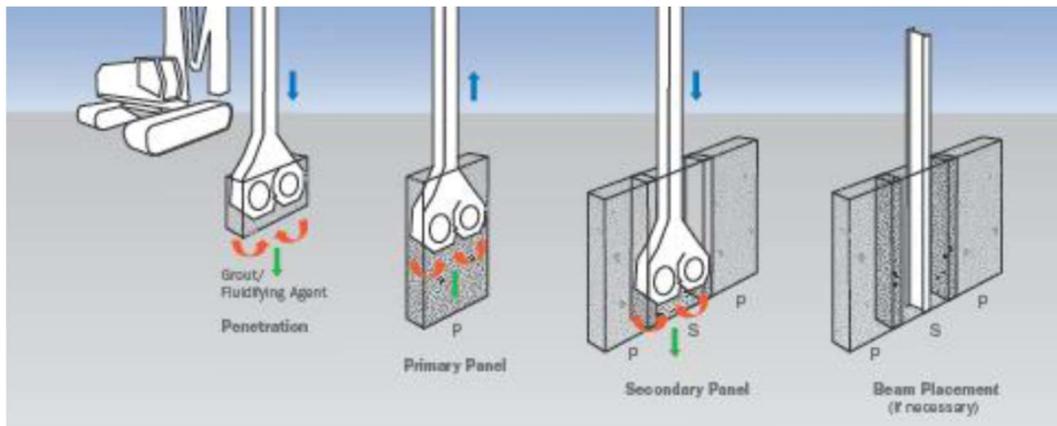


Figura 24 – Elemento de solo-cimento obtido com técnica de “Cutter Soil Mixing”.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT_NBR 6122: 2010. Projeto e execução de fundações.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT_NBR 6118: 2014. Projeto de estruturas de concreto.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT_NBR 8800: 2008. Projeto de execução estruturas de aço e mistas de aço e concreto.
- [4] ALONSO, U. R. (1993). Reavaliação do dimensionamento estrutural de estacas raiz face à exigência do ensaio MB-3472 da ABNT. Solos e Rochas, São Paulo, 16, (1): 41-44, 1993.
- [5] CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS MICROESTACAS TUBULARES INJETADAS. Resultados da análise teórica e experimental de 33 segmentos de fuste de microestacas tubulares (sem bainha e injeção), submetidos à compressão simples. SOLOTRAT, São Paulo, s.d.
- [6] INGOLD, T. S. (1982). Reinforced Earth. Thomas Telford, London, 1982.
- [7] LOPES, P. N. P. Projeto geotécnico – execução de fundações profundas: a tecnologia cutter soil mixing. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2010.
- [8] MAFFEI, C. E. M.; TEIXEIRA, P. W. G. N.; GUAZZELLI, M. C.; CARREIRA, W. (2012) Análise teórica e instrumentação de uma estrutura subterrânea em casca de concreto projetado utilizada para fechamento de um poço de serviço. 3º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas / Seminário Internacional South American Tunnelling – SAT 2102.
- [9] NEVILLE, A. M. (2015). Propriedades do concreto. 5 ed. Bookman, 2015.
- [10] TEIXEIRA, P. W. G. N.; GONÇALVES, F. D. R. (2009). Pontilhão rodoviário com sistema construtivo em arco pré-moldado. 2º Encontro Nacional de Pesquisa- Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado. São Carlos, 2009.

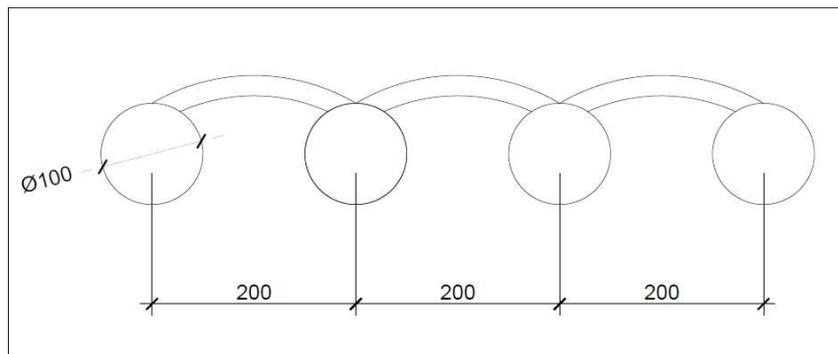
EXERCÍCIOS PROPOSTOS

Q1) Determinar um perfil de aço composto por seções “I” e “U” que apresente mesma rigidez (EI/m) que uma contenção descontínua feita com estações de seção circular com 1 m de diâmetro espaçados cada 2 m.

Propriedades dos materiais:

Concreto: $f_{ck} = 20$ MPa; $E_{cs} = 21$ GPa;

Aço: $f_y = 270$ MPa; $E_s = 200$ GPa;



Medidas em cm.

RESUMO DA SOLUÇÃO:

1. É necessário, de início, calcular o momento de inércia e a rigidez da contenção de concreto:

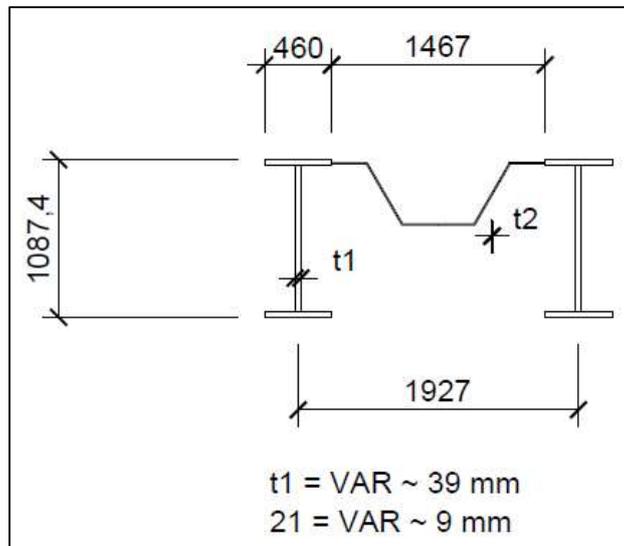
$$I_o = \frac{\pi R^4}{4} = \frac{\pi 50^4}{4} = 4,9 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_o}{m} = \frac{4,9 \cdot 10^6}{2} = 2,45 \cdot 10^6 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}$$

$$(EI)_c = 21 \cdot 10^9 * 2,45 \cdot 10^{-2} = 5,8 \cdot 10^8 \frac{\text{Nm}^2}{\text{m}}$$

Para efeito de comparação de rigidez e de avaliação da viabilidade do uso de estacas prancha, serão analisados dois “perfis compostos” com dimensões aproximadas às comerciais, isto é, perfis usuais fabricados pela indústria.

2. Análise de perfil (a):



Croqui sem escala - medidas em mm.

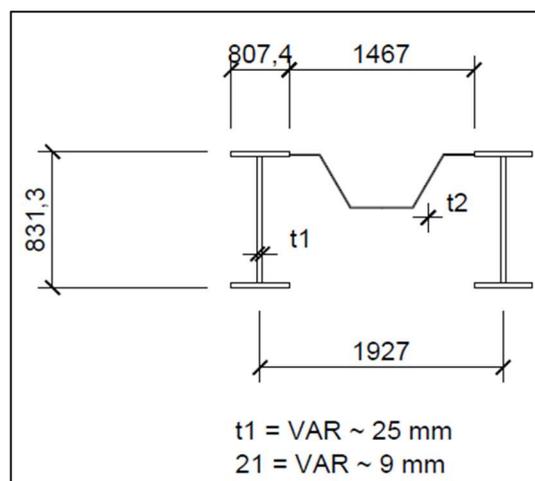
Massa do perfil: 330 kg/m

$$\frac{I}{m} = 6,82 \cdot 10^5 \frac{cm^4}{m}$$

$$(EI)_s = 200 \cdot 10^9 * 6,82 \cdot 10^{-3} = 13,6 \cdot 10^8 \frac{Nm^2}{m}$$

Relação: $\frac{(EI)_s}{(EI)_c} = \frac{13,6 \cdot 10^8}{5,2 \cdot 10^8} = 2,6$

3. Análise de perfil (b):



Croqui sem escala – medidas em mm.

Massa do perfil: 228 kg/m

$$\frac{I}{m} = 2,59 \cdot 10^5 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}$$

$$(EI)_s = 200 \cdot 10^9 * 2,59 \cdot 10^{-3} = 5,2 \cdot 10^8 \frac{\text{Nm}^2}{\text{m}}$$

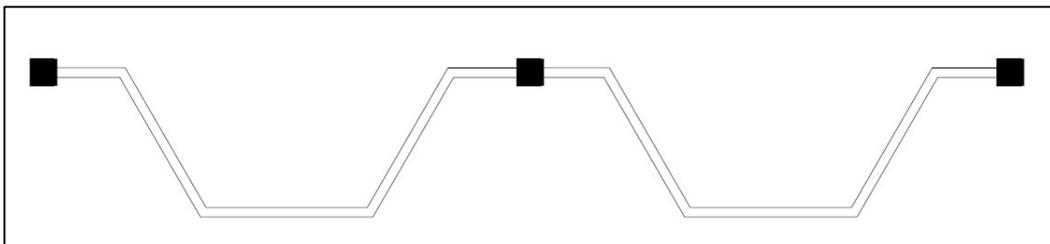
Relação: $\frac{(EI)_s}{(EI)_c} = \frac{5,2 \cdot 10^8}{5,2 \cdot 10^8} = 1$

4. Verifica-se que, considerando aspectos estruturais de rigidez, a substituição de estações por cortinas de estacas prancha é possível. O perfil (b) deste exercício fornece rigidez equivalente através de um perfil de 228 kg/m, enquanto o perfil (a) fornece rigidez superior ao sistema estrutural proposto no enunciado com um perfil de 330 kg/m. Cabe ressaltar que alguns perfis metálicos apresentam dimensões comerciais.

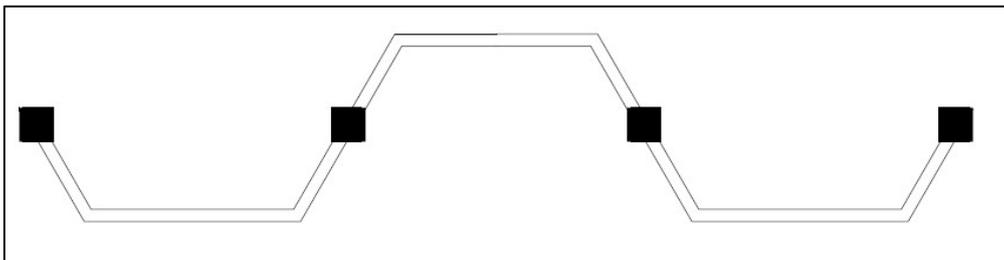
Naturalmente, existem inúmeros outros fatores a serem levados em consideração na escolha do sistema estrutural da contenção, incluindo aspectos geotécnicos do solo, método construtivo, custos e disponibilidade de material e equipamento.

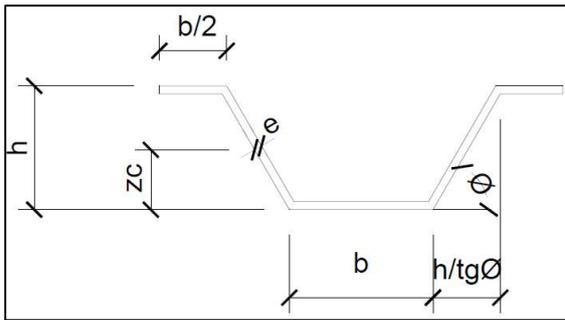
Q2) Determinar as tensões de cisalhamento longitudinais em uma seção “U” de estaca prancha, metálica, na emenda:

a) Emenda na base:



b) Emenda no meio da altura:





Dados:	
V (kN)	100
h (mm)	300
e (mm)	8
b (mm)	500
θ (°)	60

RESUMO DA SOLUÇÃO:

Utilizando a fórmula de Jouráwski:

$$\tau = \frac{S V}{B I}$$

Onde:

- τ = Tensão de cisalhamento;
- S = Momento estático;
- V = Força cortante;
- B = Largura colaborante;
- I = Momento de inércia;

a) Para emenda na base, o momento estático é zero. Portanto, a tensão de cisalhamento também é zero.

b)

$$e1 = \frac{e}{\text{sen}(\theta)}$$

$$S = \left[\left(\frac{h}{2} * e1 \right) \frac{h}{4} \right] * 2 + b * e * \left(\frac{h}{2} - \frac{e}{2} \right)$$

$$I_{zc} = \left(\frac{e1 * h^3}{12} \right) * 2 + 2 * \left(\frac{b * e^3}{12} + b * e * \left(\frac{h}{2} - \frac{e}{2} \right)^2 \right)$$

$$B = 2 e$$

Substituindo os números nas equações:

$$e1 = 9,24 \text{ mm}$$

$$S = 791 \, 846 \text{ mm}^3$$

Estruturas subterrâneas – Introdução

$$I_{zc} = 2,12 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\tau = 23,33 \text{ MPa}$$

É interessante, ainda, comparar a tensão de cisalhamento no meio da altura com a tensão de cisalhamento média (considerando para isso, apenas a área das almas).

$$\tau_{\text{média}} = \frac{V}{2 * e1 * h} = 18,04 \text{ MPa}$$

Verifica-se, então, que a tensão de cisalhamento no meio da altura é maior do que a tensão de cisalhamento média nas almas. Ainda assim, o cálculo da tensão média, devido a sua simplicidade, pode ser útil para estimativas em determinados casos.

Observa-se, por fim, que o arranjo com emenda no meio da altura sujeita a peça de emenda a um considerável esforço de cisalhamento, diferentemente da emenda feita na base, onde o cisalhamento é nulo.

Q3) Discorrer sobre a corrosão em estacas metálicas comparando a NBR6122:2010 com a literatura.

Resolução:

A norma brasileira ABNT NBR6122:2010 contém uma tabela com as espessuras de compensação de corrosão para diferentes tipos de solo, considerando as estacas total e permanentemente enterradas.

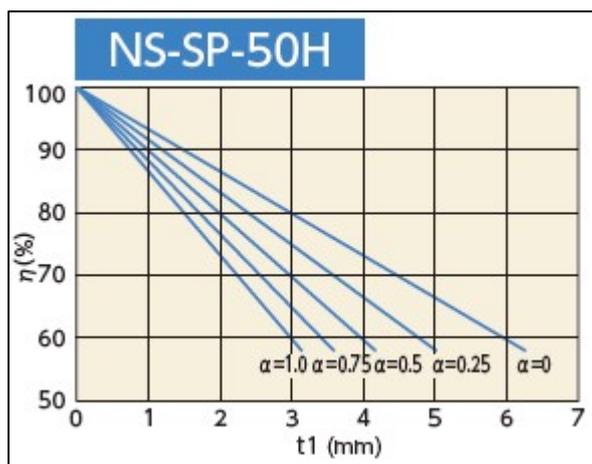
Classe	Espessura mínima de sacrifício mm
Solos em estado natural e aterros controlados	1,0
Argila orgânica; solos porosos não saturados	1,5
Turfa	3,0
Aterros não controlados	2,0
Solos contaminados ^a	3,2

(a) Casos de solos agressivos devem ser estudados especificamente.

Verifica-se que a maior espessura de compensação é de 3,2 mm para solos contaminados. A norma, entretanto, carece de informações mais

detalhadas. Não fica claro o que se considera “espessura mínima de sacrifício”. Em comparação com a literatura, com catálogos de empresas do setor siderúrgico e normas internacionais, é possível entender que a espessura mínima de sacrifício a que norma se refere, contempla apenas um lado da chapa metálica em questão. Neste caso, a espessura total “perdida no sacrifício”, considerando ambos os lados de uma suposta chapa metálica, seria de 6,4 mm.

O gráfico abaixo, retirado do catálogo da “Nippon Steel”, retrata a perda das propriedades geométricas de um contenção metálica de seção específica.



O eixo das abscissas marca a perda de espessura de um lado da chapa metálica (t_1). O parâmetro α (t_2/t_1) é a relação entre a perda de espessura de um lado e do outro da chapa metálica, uma vez considerados dois ambientes diferentes, onde t_1 é possivelmente o marinho. O parâmetro η mede a perda das propriedades geométricas em relação à situação sem corrosão.

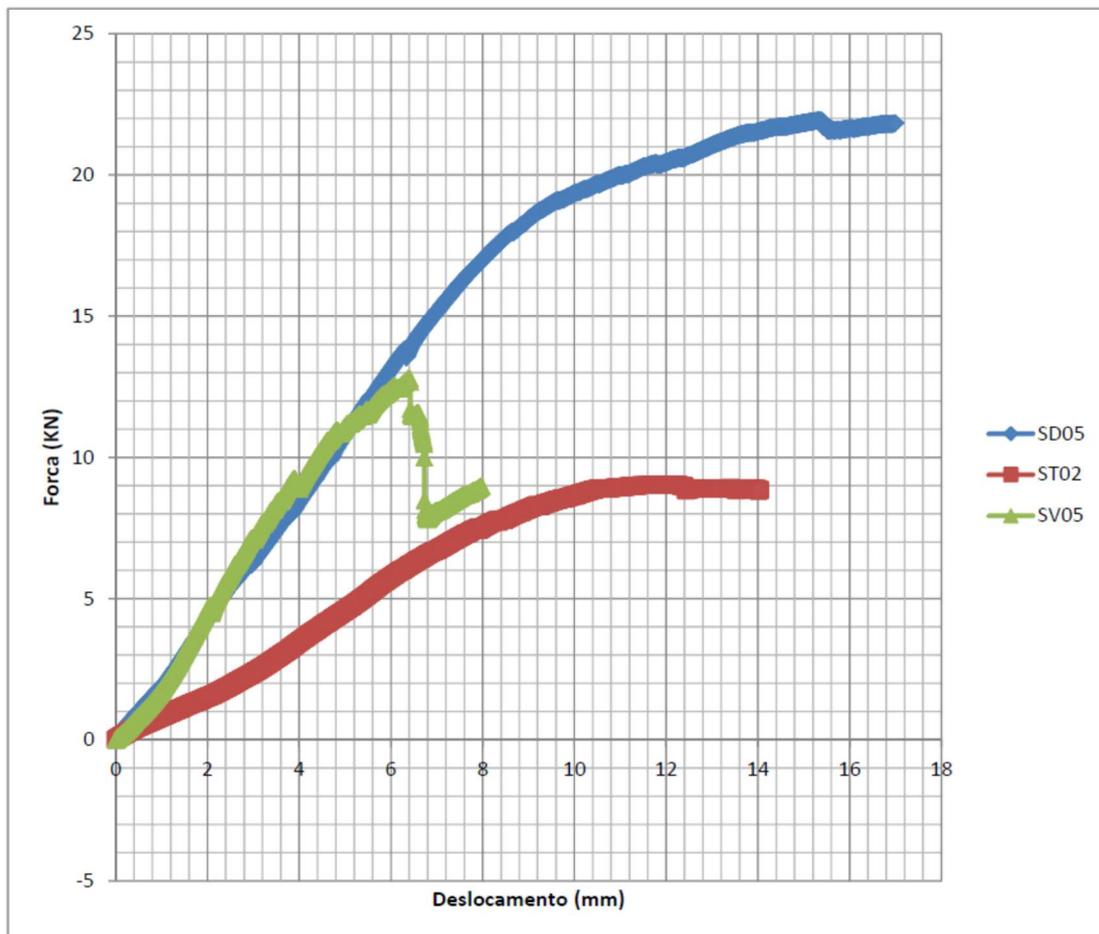
Observa-se que para $\alpha=1$, a perda de espessura máxima prevista admitida é próxima a 3,2 mm para um lado da chapa, o que está coerente com a espessura máxima de sacrifício segundo à norma brasileira NBR6122:2010. Verifica-se, ainda, que a perda das propriedades geométricas é de cerca de 42%.

Q4) Calcular e comparar momento fletor resistente de cálculo das seguintes seções de concreto de mesma área transversal:

a) Viga de seção retangular de uma estrutura de superfície (admitir concreto C20):

b) Elemento de seção circular com mesma área de concreto e mesma área de aço na região tracionada que a seção do Item (a) (admitindo também resistência à compressão de 20 MPa):

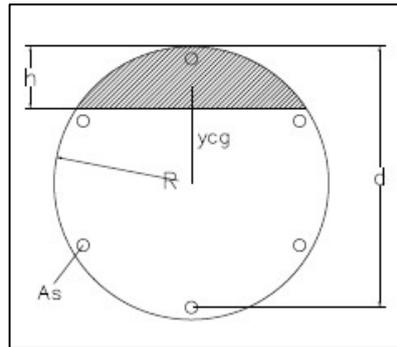
Q5-4) Uma série de ensaios de modelos de vigas de seção circular foram conduzidos para avaliar o efeito de arranjos distintos de armaduras. Determinar os momentos de inércia no estágio II (seção fissurada) para as seções e explicar as curvas força-deslocamento obtidas:



Arranjos de armadura e resultados típicos

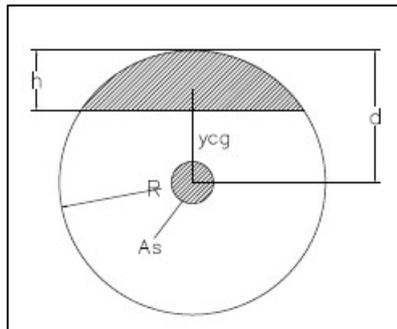
Estruturas subterrâneas – Introdução

- Armadura distribuída (SD).



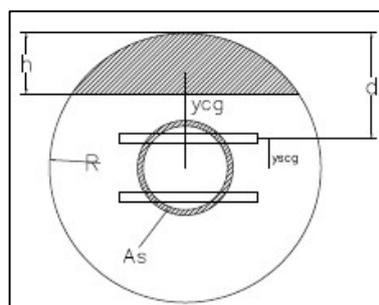
Φ estaca = 10 cm;
As = 6 Φ 5 mm (CA-60);

- Armadura concentrada (SV).



Φ estaca = 10 cm;
As = 1 Φ 16 mm (CA-50);

- Armadura com tubo metálico de 32 mm de diâmetro externo e espessura de 1 mm, concêntrico (ST).



Φ estaca = 10 cm;
As = 1 tubo de 32 mm;

COMENTÁRIOS SOBRE AS CURVAS FORÇA x DESLOCAMENTO:

- Nas estacas com armação distribuída no perímetro (SD), o comportamento é típico de uma viga de concreto armado sub-armada, com fissuração bem distribuída, e a mesma apresenta elevadas resistência e rigidez, tendo sido registrado valor médio de 21,84 kN como carga última. Naturalmente, conforme foi comentado esse arranjo tem limitações práticas de utilização devido ao pequeno recobrimento do aço das armaduras;
- Nas estacas reforçadas com vergalhão CA 50 de 16 mm (SV) centralizado, observou-se rigidez inicial boa, porém com ruptura brusca, por força cortante-compressão. Isso é devido ao fato de que a barra de reforço de aço não consegue trabalhar efetivamente devido à sua posição na seção transversal. A carga média obtida foi de 10,73 kN;
- Nas estacas reforçadas com tubo de 32/1 (ST), observou-se menor rigidez que nas outras, porém, com boa ductilidade. Apesar das resistências menores, fato evidenciado pela carga média de 7,59 kN, o fato de não apresentar ruptura brusca é bastante favorável.
- De maneira geral as estacas SV e ST apresentaram maior dispersão de resultados o que pode ser explicado pela dificuldade em obter centralização perfeita da armadura.