



www.licuripaisagismo.com.br

São Paulo, 30 de janeiro de 2025.

MEMORIAL DESCRITIVO DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL

MEMORIAL DESCRITIVO DO PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA
GEOTÉCNICA, HIDROLÓGICA/HIDRÁULICA E AMBIENTAL PARA PROJETO
PILOTO DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL.

DESENVOLVIDO POR

ENG. CIVIL Mário Henrique Dias Pelissari
CREA: 5061938090

Eng. Paulo H. Silva Leme
CREA-SP 5061408430
SILVA LEME ENGENHARIA

EQUIPE TÉCNICA

André Graziano
Cauê Martins
Maria Cecília P. B. Lima
Fernando S. Nakandakare

SUPERVISÃO GERAL

André Graziano



SUMÁRIO

1. OBJETIVO
2. ASPECTOS GERAIS
3. CONCEITO DA INTERVENÇÃO
4. DESCRIÇÃO DO PROJETO
5. ESTRUTURAS PROPOSTAS
6. ESTRUTURAS PROPOSTAS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL E SBN
7. ESTUDO DO SOLO
8. ESPECIFICAÇÕES
9. MEMÓRIAS DE CÁLCULO DOS MUROS
10. ANEXO: ESTUDO HIDRÁULICO / HIDROLÓGICO



1. OBJETIVO

O objetivo deste Relatório é apresentar as observações, estudos e alternativas técnicas para a implantação de Projeto Piloto de Drenagem Sustentável (PPDS) a ser implantado em área lindeira à Avenida David Monteiro, no Município de Dois Córregos-SP.



Figura 1: Localização da área em imagem do Google Earth Pro em 30/07/2024 (A seta indica o sentido da declividade, da parte mais alta para a parte mais baixa).

2. ASPECTOS GERAIS

A área de intervenção é uma faixa contígua à Av. David Monteiro, e possui topografia relativamente suave, com declividade maior na sua parte mais baixa. Na parte inferior está localizado trecho do córrego Lageado, para onde a água desta microbacia é drenada.

Esta área é uma faixa de formato aproximadamente retangular, limitado na parte superior pela Avenida 1 e inferior pelo Córrego Lageado e lateralmente, pela Av. David Monteiro e o muro de divisa existente. Esta faixa tem comprimento médio de



175 metros e largura 20 metros na sua porção central. A área aproximada é de 3.400m².

Nota-se a ocorrência de alguns focos erosivos nos taludes internos e no perímetro da área. A maior parte da área é coberta por vegetação de baixo porte, com a presença de árvores isoladas, principalmente ao longo do seu perímetro e nas proximidades do córrego.

A drenagem superficial da Av. David Monteiro escoar no sentido noroeste-sudeste em direção ao córrego.

O sistema de drenagem existente é formado por guias e sarjetas que conduzem a água até o fundo de vale, onde existe o córrego.

3. CONCEITO DA INTERVENÇÃO

O Projeto Piloto de Drenagem Sustentável (PPDS) propõe o manejo de águas pluviais de modo sustentável na área de intervenção e entorno próximo.

O intuito do PPDS é que as técnicas e soluções apresentadas possam servir como modelo de drenagem sustentável, para que as pessoas utilizem esses conceitos para replicá-los em outras localidades na escala da bacia hidrográfica.

Este conteúdo tem caráter eminentemente prático, com fundamentação teórica simples e objetiva.

Nesse contexto, são propostas algumas estruturas de drenagem sustentável, com a finalidade de reduzir a vazão escoada para o córrego, através do processo de infiltração das águas pluviais no solo e de contribuir na melhoria da qualidade da água.

No Brasil ainda não há normatização específica de drenagem sustentável e das Soluções baseadas na Natureza (SbN) voltadas a drenagem urbana, embora a literatura nacional e internacional apresente diversas metodologias de cálculo para diferentes objetivos esperados.



Algumas metodologias são simples estimativas e outras mais detalhadas, incluindo aspectos hidrológicos, hidráulicos, climáticos, topográficos, geológicos, de características e texturas dos solos, de urbanização, de uso e ocupação do solo, entre outros.

De acordo com a bibliografia especializada (Caderno de Tipologias Modulares, pág. 57 – Memória de Cálculo, do CDHU – Secretaria Estadual da Habitação – Governo do Estado de São Paulo, de outubro/2024), sobre os cálculos e dimensionamentos das diferentes tipologias de drenagem urbana sustentável oferecidas pelas Soluções baseadas na Natureza (SbN): “No entanto, na medida em que estas tipologias aplicadas, muito importantes do ponto de vista da sustentabilidade e a qualificação da paisagem, são coadjuvantes do ponto de vista da responsabilidade quanto ao sistema de drenagem, no sentido de evitar alagamentos e inundações, seus cálculos oferecem uma ordem de grandeza.”

As SbN devem ser integradas aos sistemas convencionais de drenagem de forma complementar. Por haver diversas variáveis, que são diferentes caso a caso, os cálculos destas estruturas oferecem apenas estimativas. Por isso esses cálculos não devem ser responsáveis pela eficiência e solução da totalidade dos problemas de drenagem urbana, especialmente para Períodos de Retorno (Tr) altos.

As SbN têm melhores resultados para chuvas mais frequentes e de menor intensidade, sendo ineficientes para eventos extremos de períodos de retorno elevados.

As vazões geradas por chuvas para altos Períodos de Retorno que escoam superficialmente geralmente são superiores à capacidade que os solos disponíveis das SbN têm de infiltrá-las. As vazões de infiltração das estruturas das SbN normalmente são menores do que as vazões das áreas de contribuição que chegam a elas, pelas próprias características do processo físico de infiltração.

A capacidade de infiltração depende diretamente da área da estrutura de infiltração disponível, além da permeabilidade do solo. Em áreas urbanas, normalmente há



pouca oferta de espaços disponíveis para implantação de estruturas de infiltração de grande porte, que infiltrariam vazões elevadas. Então, as SbN de infiltração são implantadas nos espaços restantes disponíveis ou requalificados, sendo que estes normalmente apresentam restrição de área e por esse motivo são insuficientes para infiltrar a vazão de determinada área de contribuição.

Consequentemente sua eficiência, em se tratando aqui exclusivamente do ponto de vista de infiltração para redução de picos de cheia, enchentes e alagamentos, é reduzida. Então, de acordo com a literatura técnica, deve-se ter mente que as tipologias das Soluções baseadas na Natureza (SbN) voltadas a infiltração devem ser complementares, auxiliares, associadas aos sistemas de drenagem convencional.

Ainda de acordo com a literatura técnica, o “estado da arte” da drenagem sustentável é, sem dúvida, **a melhoria da qualidade da água**, tanto superficial como subterrânea.

Com períodos de escassez hídricas e chuvas cada vez mais intensas, como vem ocorrendo com maior frequência, torna-se fundamental a melhoria da qualidade das águas pluviais. Nesse sentido, são enormes os benefícios que as SbN trazem para a qualidade das águas escoadas e infiltradas. Destaca-se aqui a remoção física de poluentes, a retenção de sedimentos, o armazenamento temporário da água, a filtração e tratamento do “first flush” (que é fase inicial da chuva, que traz consigo a maior parte dos poluentes presentes no ar e no solo), a fitorremediação, a adsorção e o próprio processo de filtragem natural da água, exercido pelo solo no processo de infiltração, entre outros aspectos.

Desta forma, as SbN ajudam a diminuir os custos de manutenção dos sistemas de drenagem já implantados, principalmente pela redução da presença de sedimentos nas estruturas de drenagem. E os custos para o tratamento da água de consumo, pois entrega água de melhor qualidade (e com menos sedimentos, nos casos de captação superficial) aos sistemas de captação (superficial e do aquífero) e



tratamento, assim diminuindo o consumo de produtos químicos e outros insumos, diminuindo os custos com processos de purificação.

Com a demanda pela água para consumo cada vez maior e a oferta limitada, outro aspecto fundamental proporcionado pelas SbN de infiltração que deve ser destacado é a recarga do lençol freático através do processo de filtração e infiltração realizada pelo solo. Com a recarga dos aquíferos com água de boa qualidade, aumenta a possibilidade de oferta de captação de água subterrânea para consumo.

Além dos benefícios das SbN já citados, existem vários outros, diretos e associados. Como a redução das ilhas de calor, a presença de avifauna, atração de polinizadores, a qualificação da paisagem, a criação de espaços de convívio, descanso e contemplação, e muitos outros. Portanto, as SbN devem, sempre que possível, ser incorporadas aos sistemas de drenagem presentes no tecido urbano.

O objetivo deste material é servir como uma orientação técnica no sentido de inspirar e introduzir as Soluções baseadas na Natureza (SbN) e técnicas de drenagem sustentável, com todos os seus benefícios diretos e co-benefícios de forma simples e didática ao maior número de pessoas, sem o intuito de definir modelos únicos de metodologias e tipologias construtivas.

Este material apresenta, a título de exemplificação, algumas metodologias e técnicas, que foram estudadas, validadas tecnicamente e selecionadas por serem as mais viáveis e eficientes para implantação no local escolhido, a fim de atender aos objetivos específicos deste projeto.

Salientamos que a viabilidade de cada projeto a ser replicado, a partir do reconhecimento das soluções ora empregadas, deverá ser estudada caso a caso, de acordo com as condicionantes locais, e que as decisões para sua solução e projeto definitivo são bastante variáveis. Caso haja interesse de implantar alguma das tipologias ilustradas no presente trabalho em outros locais, sua viabilidade deverá ser adequadamente estudada e validada para possibilitar a sua implantação, sendo



necessário proceder às devidas adaptações à nova área e demais condições de contorno, feitas por profissionais habilitados.

Existem diversos objetivos e metodologias de drenagem sustentável de águas pluviais, onde se enquadram algumas Soluções baseadas na Natureza (SbN), assim como várias tipologias, técnicas e métodos construtivos, que devem ser adotados de acordo com os objetivos esperados do projeto. Há bibliografia específica para os métodos e cálculos para cada um dos objetivos, que deve ser consultada, após a definição dos objetivos do projeto, que uma vez definidos, terão condições de partir para a elaboração dos projetos executivos específicos.

O município ou propriedade privada que demonstre interesse em fazer projetos de drenagem sustentável precisa definir claramente quais os objetivos do projeto e analisar as condições locais, verbas, espaço disponível, especificidades e quais os desafios a enfrentar. Cada situação requer estudos específicos, por haver diversas variáveis em tela, devendo contar com profissionais especialistas para elaborar os estudos, cálculos e projetos executivos, de acordo com as normas técnicas e a boa prática da engenharia.

Os projetos executivos devem contar com a responsabilidade técnica de profissionais devidamente habilitados, tais como os dos campos hidrológico, hidráulico, geotécnico, estrutural, arquitetônico e paisagístico, e outros que se fizerem necessários.

Sempre que houver Planos ou Diretrizes de Drenagem municipais, dados oficiais municipais ou estaduais, estes devem ser observados e seguidos.

Os temas, objetivos, metodologias e técnicas aqui apresentadas não se encerram por si só. Este trabalho é uma contribuição para o avanço dos estudos e discussões sobre este assunto, atual, urgente e necessário.

4. DESCRIÇÃO DO PROJETO



O projeto preza pela simplicidade, beleza, integração na paisagem e acima de tudo pela sustentabilidade.

A proposta é de que seja uma área pautada no diálogo com o entorno, que possa transmitir naturalmente aprendizado às pessoas, agregando a sensação de necessidade de cuidar do bem comum e de pertencimento.

As soluções buscam uma boa relação custo-benefício, baseada no equilíbrio entre os aspectos de exequibilidade, eficiência, manutenção e longevidade das estruturas, assim como permitir a sua harmonização e sintonia fina com os princípios norteadores do projeto para o território em questão.

O emprego de materiais preferencialmente naturais ou de baixo impacto ambiental é uma premissa de projeto.

O sistema integrado de drenagem sustentável proposto irá captar as águas de chuva por uma série de entradas na guia da via e conduzir através de canaletas parte da água pluvial escoada pela Av. David Monteiro para as estruturas de drenagem sustentável.

Estas estruturas irão trabalhar, isoladamente ou em conjunto, para armazenar, infiltrar e melhorar a qualidade da água captada e a precipitada sobre a própria área de intervenção. A água excedente de uma estrutura é conduzida por gravidade a outra estrutura mais abaixo, e assim sucessivamente, constituindo um sistema contínuo de infiltração e melhoria da qualidade da água.

Um mesmo dispositivo de drenagem sustentável pode exercer várias funções e oferecer diversos benefícios ao mesmo tempo, tais como retenção de sedimentos, filtragem, fitorremediação e infiltração, entre muitos outros. Cada estrutura com suas próprias características e especificidades.

Dessa maneira, espera-se que a água que entre no sistema e que eventualmente não infiltre no solo, saia de uma forma disciplinada, com menor vazão, velocidade e energia, reduzindo os picos de cheia, retardando o escoamento a jusante e



auxiliando a reduzir os riscos de erosões, deslizamentos, alagamentos e enchentes. E com sensível melhoria na qualidade.

5. ESTRUTURAS PROPOSTAS

Todas as estruturas foram concebidas para favorecer a infiltração/recarga do lençol freático da água no solo associada aos processos de filtração, retenção de sedimentos e fitorremediação.

Também visam o disciplinamento da drenagem superficial, renaturalização de corpos hídricos, contenção/estabilização de taludes e controle de erosão.

Depois de analisadas a topografia, a hidrologia, geologia e demais condições de contorno, foram selecionadas, dentro do amplo espectro das Soluções baseadas na Natureza (SbN), as alternativas que se mostraram mais viáveis para implantação no local, a saber:

- Jardins de chuva
- Trincheiras de infiltração
- Poços de infiltração
- Leiras vegetadas
- Biomantas vegetais antierosivas

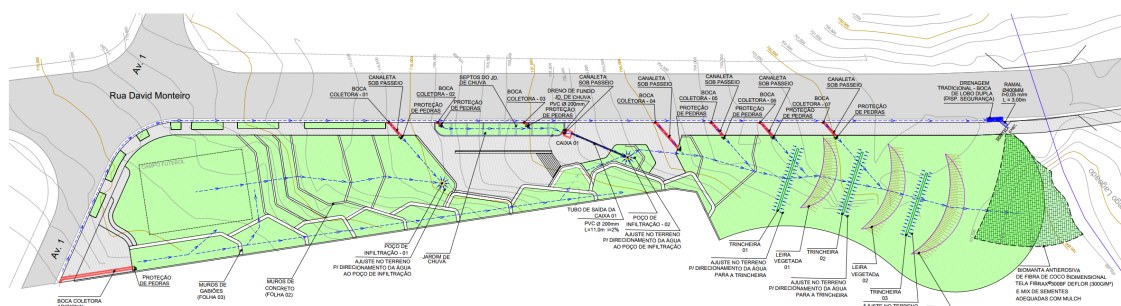


Figura 2: implantação dos dispositivos de drenagem sustentável – planta.

Todas as SbN elencadas foram adotadas segundo critérios de economia, rapidez e facilidade executiva. Levando em conta os aspectos estéticos, e principalmente os



inúmeros benefícios, diretos e indiretos, tangíveis e intangíveis, que elas podem trazer ao meio ambiente.

É importante ressaltar que os dispositivos devem sempre contar com elementos de extravasão para a ocorrência do escoamento excedente ou para quando os espaços disponíveis para sua instalação comportem a infiltração ou o armazenamento apenas temporário de fluxos, bem como sua condução, em quantidades relativas inferiores à necessidade absoluta, à qual os sistemas de drenagem convencionais instalados devem servir.

Para a implantação do projeto, estão previstas duas tipologias de muros com as finalidades de contenção e estabilização dos taludes. Estes muros farão parte do sistema de drenagem sustentável proposto, trabalhando em integração com as soluções de drenagem sustentável adotadas (SbN). Serão muros de gabiões vegetados e muros de concreto armado de pequena altura. Estes muros serão dispostos de forma distribuída e escalonada ao longo da área, aproveitando a conformação original do terreno.

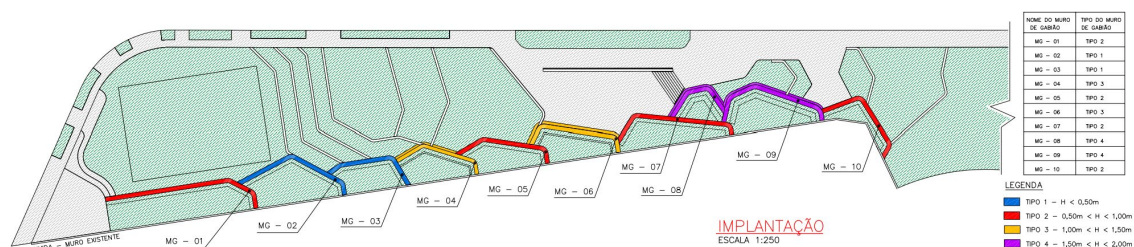
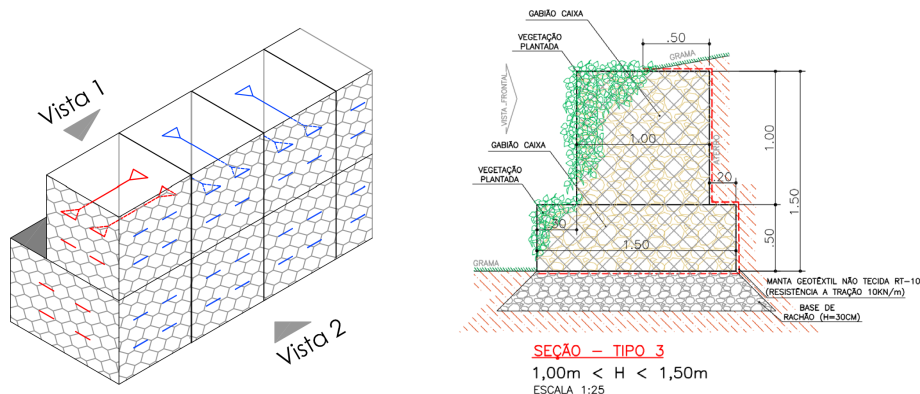


Figura 3: implantação dos muros de gabião vegetados.





Figuras 4 e 5: muros de gabião – detalhes.

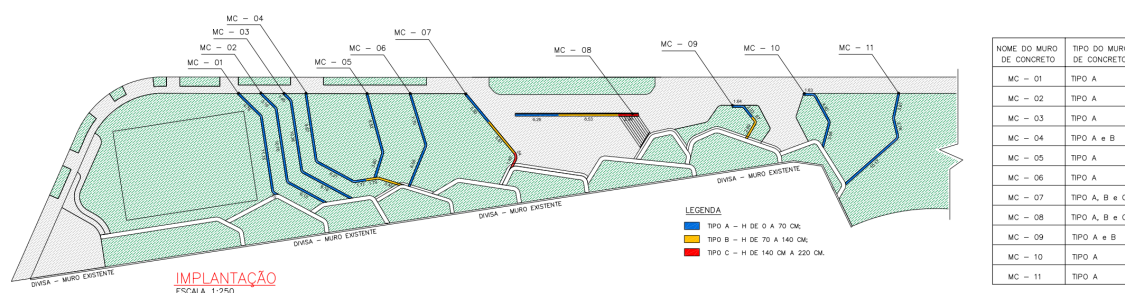
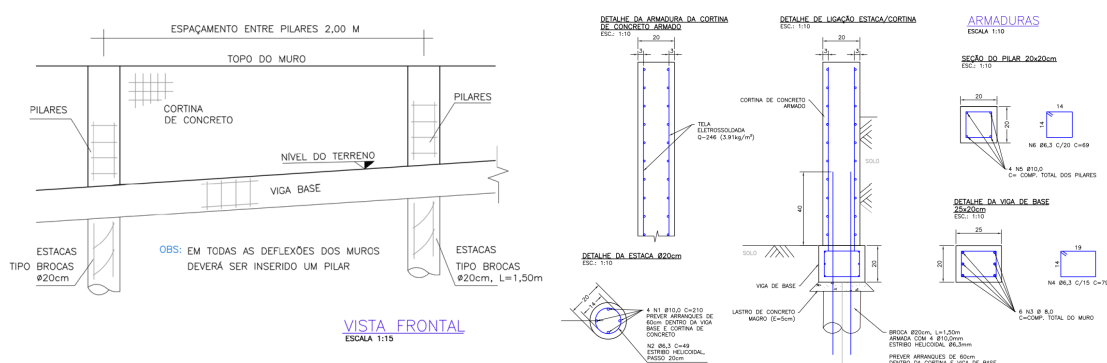


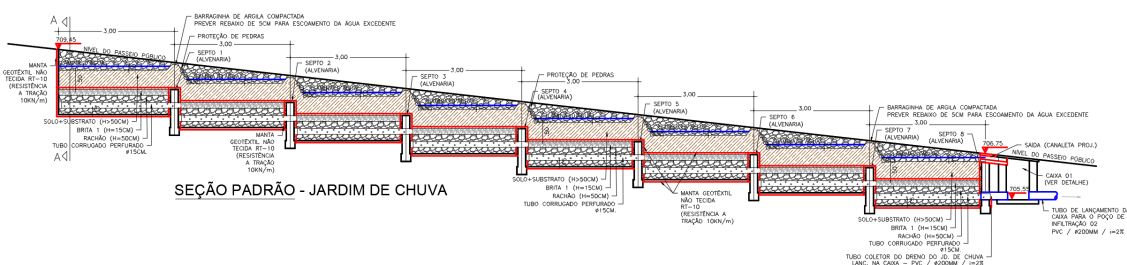
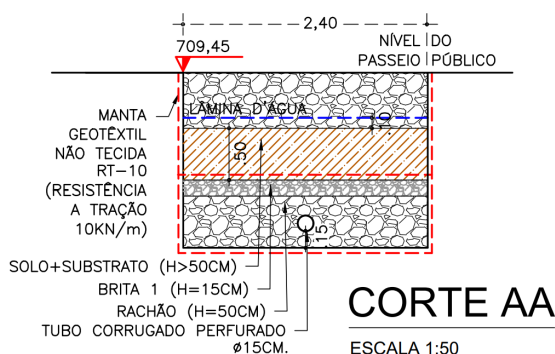
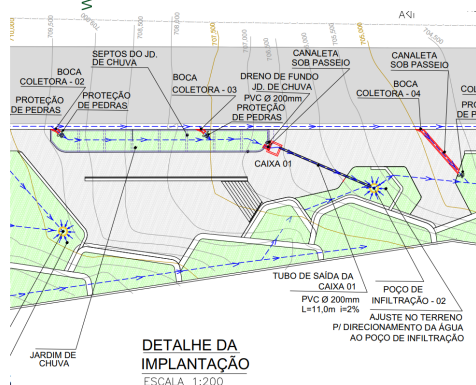
Figura 6: implantação dos muros de concreto.



Figuras 7 e 8: muros de concreto – detalhes.

Os projetos de muros de arrimo apresentados foram elaborados e calculados para este local e finalidade específicos. Em novos projetos, caso seja necessária a construção de muros e outras estruturas de concreto armado, deverão ser elaborados projetos executivos específicos por profissional especialista devidamente habilitado, de acordo com as normas técnicas e a boa prática da engenharia, contando com recolhimento da ART/CREA ou RRT/CAU do responsável técnico.

6. ESTRUTURAS PROPOSTAS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL E SBN

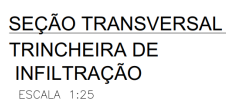


Figuras 9, 10 e 11: jardim de chuva – detalhes.

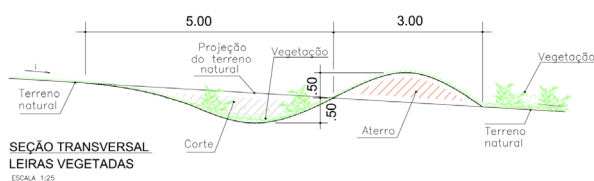
O jardim de chuva proposto foi projetado para atender aos objetivos deste projeto, sendo dimensionado com base na proposta arquitetônica, na topografia local, na tipologia do solo e em outros condicionantes relevantes.

Como alternativa, em outras localidades, os jardins de chuva podem ser menores, sem reservatório, mais econômicos e de execução simplificada, que podem se adequar melhor às necessidades e condições específicas de cada área.

Esses jardins de chuva sobre solo natural representam a solução mais simples e acessível, exigindo menos esforço na execução. Essa abordagem deve ser priorizada em áreas onde o solo apresenta boa capacidade de infiltração (ou drenagem). Trata-se, essencialmente, de um jardim rebaixado em relação ao entorno, projetado com plantio adensado, o que potencializa sua eficiência e integração ao ambiente.

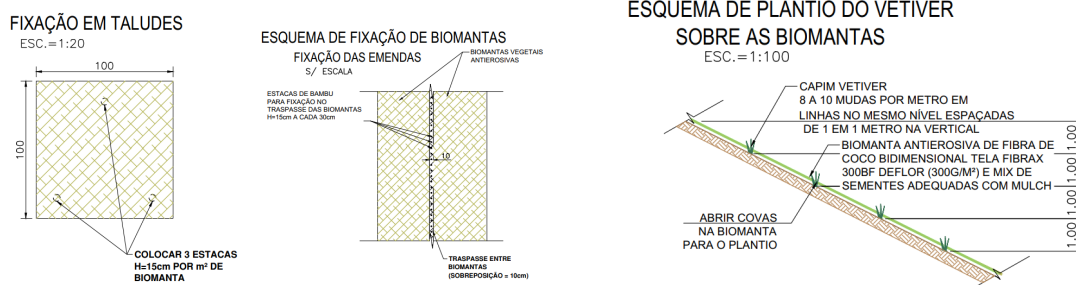
[illegible]

SEÇÃO TRANSVERSAL
POÇO DE INFILTRAÇÃO
ESCALA 1:25

[illegible]



Figuras 14 e 15: leiras vegetadas.



Figuras 16 e 17: biomantas vegetais antierosivas – detalhes.

7. ESTUDO DO SOLO

Para o mapeamento de solos foram analisados o livro e o mapa “Mapa Pedológico do Estado de São Paulo Revisado e Ampliado” (Rossi, 2017), do Instituto Florestal.¹ O trabalho traz o mapeamento dos solos do estado de São Paulo. Foram utilizados dados pré-existent, com a incorporação de 83 novos trabalhos e realizada a interpretação de ortofotos digitais, o que propiciou um maior refinamento para a interpretação dos atributos do solo.

As informações do mapa podem ser utilizadas para diversos tipos de trabalhos aplicados, como em engenharia e agronomia.

¹ <http://www.iflorestal.sp.gov.br> e <https://www.infraestruturameioambiente.sp.gov.br/institutoflorestal/2017/09/mapa-pedologico-do-estado-de-sao-paulo-revisado-e-ampliado/>

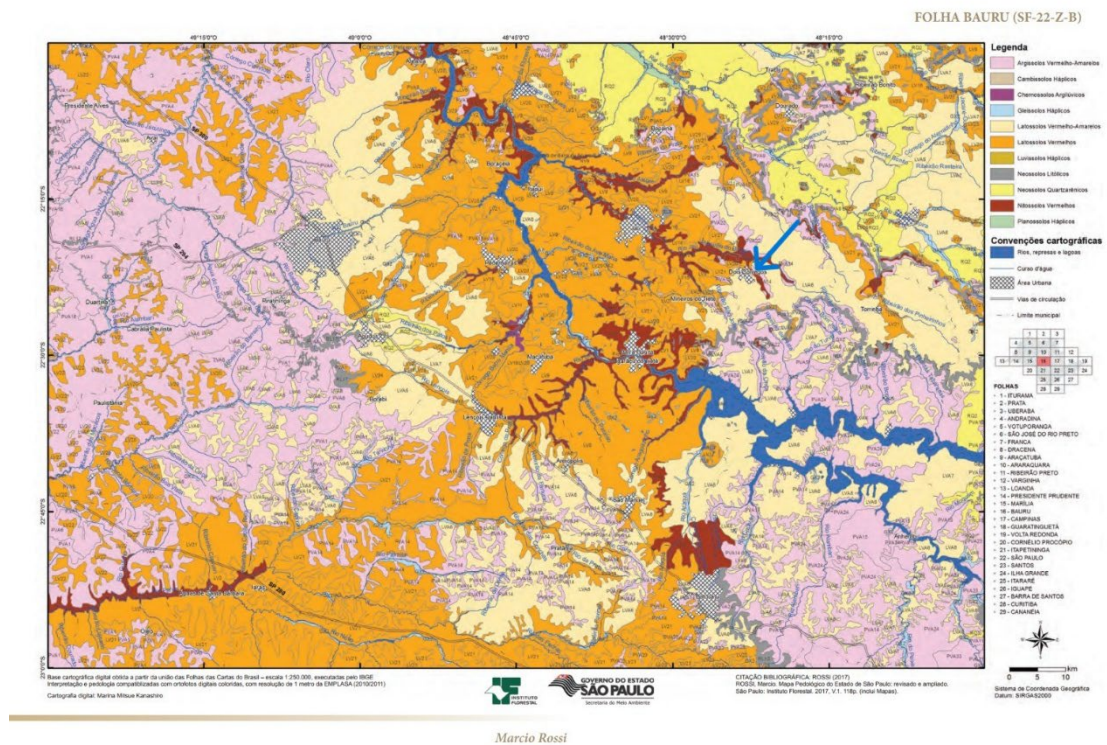


Figura 18: Pedologia da região de Bauru, onde está localizado Dois Córregos.

De acordo com a publicação, a pedologia aponta que os solos predominantes do Município de Dois Córregos são os Latossolos vermelho-amarelos, conforme figura 19.

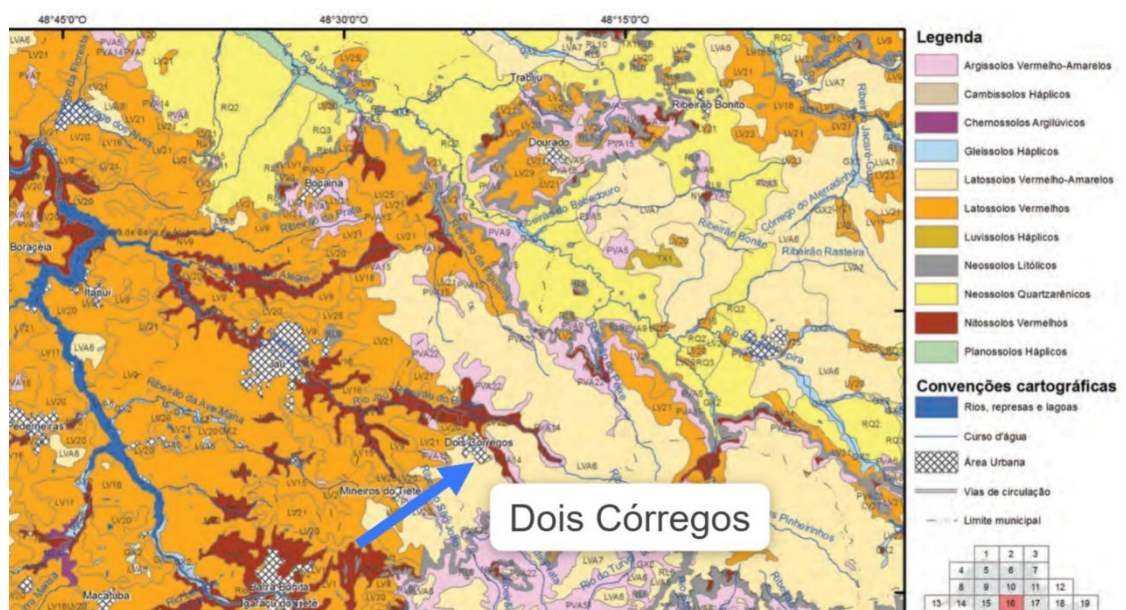




Figura 19: Detalhe da pedologia da região de Dois Córregos.

Esta publicação apresenta diversos outros mapas e análises relativas aos solos do Estado de São Paulo, que foram úteis na compreensão das propriedades dos solos do Município de Dois Córregos.

Foram pesquisados o livro e o mapa “Atlas de susceptibilidade dos solos do Estado de São Paulo”, que apresentam diversas informações sobre os diversos tipos de susceptibilidade dos solos.

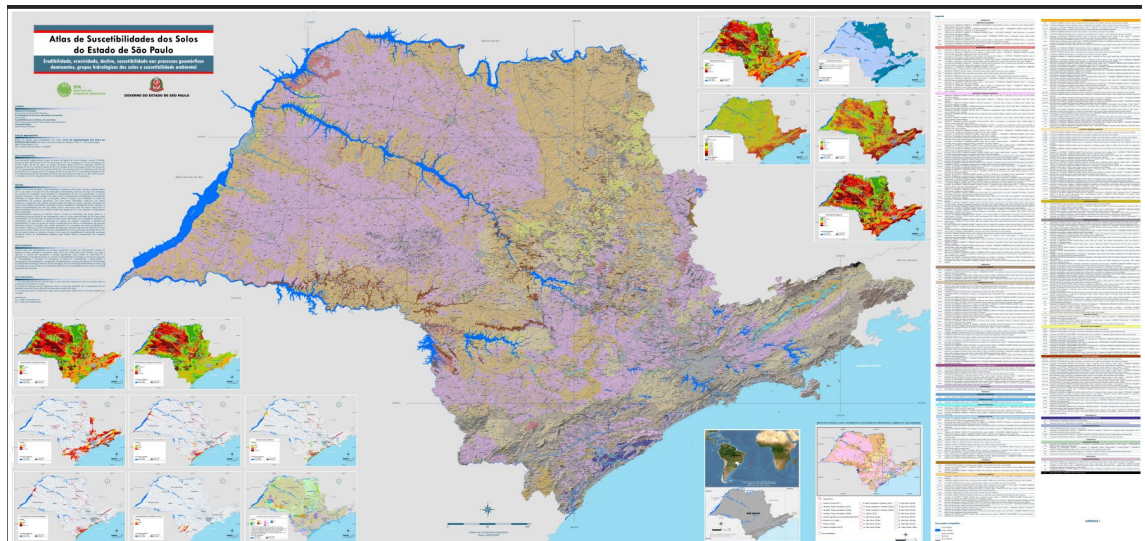


Figura 20: Mapa “Atlas de susceptibilidade dos solos do Estado de São Paulo”.



Figura 21: Atlas destaque para o solo de Dois Córregos.

Pelo Atlas o solo de Dois Córregos é LVA d7 – Latossolo Vermelho-amarelo/vermelho. Distrófico típico, A moderado ou fraco, textura média, álico ou não álico, fase relevo suave ondulado e ondulado.²

Foi também consultado o trabalho “Estudo De Macrodrenagem do Município De Dois Córregos – SP”, realizado pela empresa MEP Consultoria e Ambiental, em 2015.³ Este trabalho apresenta diversas informações sobre o Município de dois Córregos, de especial interesse a pedologia, que confirma o solo local como Latossolo vermelho-amarelo distrófico, de acordo com a seguinte classificação:

LVA9 - Associação de LATOSSOLO -AMARELO Distrófico típico, A moderado textura argilosa com cascalho, álico + ARGISSOLO VERMELHO-AMARELO Distrófico típico, A moderado textura média ou argilosa, ambos fase relevo ondulado.

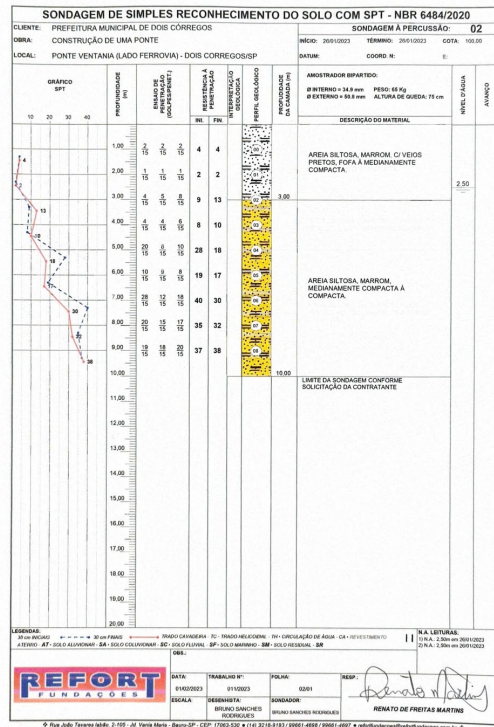
²<https://www.infraestruturameioambiente.sp.gov.br/ipa/atlas-de-suscetibilidades-dos-solos-do-estado-de-sao-paulo/>

³https://smastr20.blob.core.windows.net/conesan/Dois%20Corregos_DU_2015.pdf



Foram executados quatro furos de sondagem, com profundidades entre 8,0 e 10,0 metros.

[illegible]





Todas as sondagens confirmaram que o solo local é areia siltosa, que tem boa permeabilidade. Estas sondagens foram executadas próximas a um córrego, onde normalmente são encontrados horizontes arenosos. Isso se deve ao fato de que os córregos carregam sedimentos e material lixiviado. Devido à ação da força da gravidade, as partículas de areia se depositam ao longo do tempo no leito e nas margens de corpos d'água, formando camadas, bolsões ou veios de material arenoso.

A área do projeto também é lindeira a um córrego, o que sugere a presença de solos de matriz arenosa no local. Como as sondagens foram executadas próximas a um córrego, os níveis d'água foram encontrados a pequenas profundidades, entre 1,30 e 2,50m.

De acordo com os índices de SPT, a resistência dos solos cresce com a profundidade, variando de 4 a 13 nos 3 primeiros metros.

De acordo com o Mapa Pedológico do Estado de São Paulo, o local das sondagens apresenta a mesma tipologia de solo que a área do projeto.

O que foi confirmado através do arquivo KMZ para o Google Earth Pro do Mapa Pedológico do Estado de São Paulo, onde foram inseridas as coordenadas das sondagens e da área do projeto.

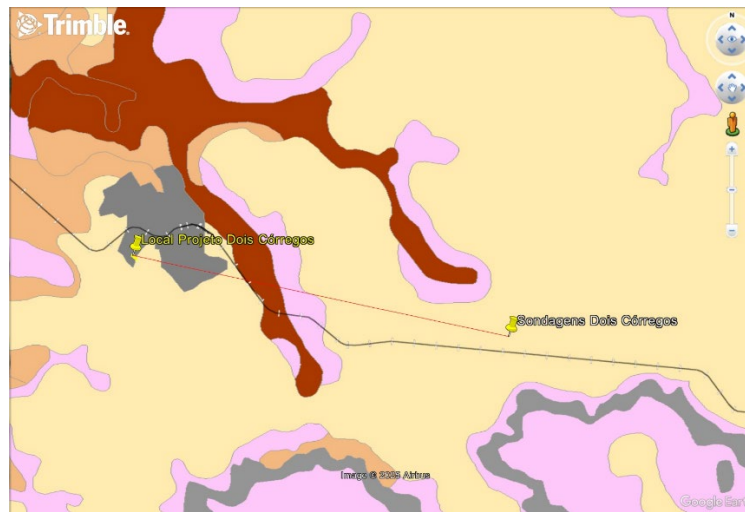


Figura 28 - Local das sondagens e da área do projeto.

A partir da composição do solo, foi consultado o livro: “Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana (bibliografia anexa). Este livro, amplamente utilizado para estudos e projetos de drenagem sustentável apresenta uma tabela com a ordem de grandeza da condutividade hidráulica em diferentes solos.

Tabela 4-4 - Ordem de grandeza da condutividade hidráulica em diferentes solos (Musy & Soutter, 1991)

K (m/s)	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Tipos de solos	seixos sem areia nem elementos finos			Areia com seixos, Areia grossa a areia fina		Areia muito fina, Silte grosso a silte argiloso			Argila siltosa a argila homogênea		
Possibilidade de infiltração	Excelentes			Boas		Médias a baixas			Baixas a nulas		

Figura 29 - Ordem de grandeza da condutividade hidráulica.

O solo local é predominantemente arenoso.

De acordo com a tabela, areias apresentam boas possibilidades de infiltração.

A ordem de grandeza da condutividade hidráulica (k) de areia com seixos, areia grossa a areia fina, se situa na faixa entre 10^{-4} e 10^{-6} m/s.



Nos cálculos das estruturas das SbN do projeto, foi adotado para a permeabilidade do solo de suporte (K_{sat}) das estruturas o valor de 37,5mm/h, que corresponde a $1,042 \times 10^{-5} \text{m/s}$, dentro da faixa de valores apresentados na tabela.

De acordo com a literatura, os valores de permeabilidade dos solos para uma boa eficiência das estruturas de infiltração, devem se situar na faixa entre 15 e 60mm/h.

VERIFICAÇÃO DAS PROFUNDIDADES DO LENÇOL FREÁTICO:

Uma das condições para implantação das estruturas de infiltração é de que o nível máximo do lençol freático deve ser de até 1 m abaixo do fundo do dispositivo.

Para estimar a posição do lençol freático no local do projeto, foram identificadas no desenho de topografia as cotas na parte mais alta da área de intervenção, em torno da curva de nível de cota 715,00 e as cotas no Córrego Lageado, com a cota 699,143 no trecho médio abaixo da área de intervenção.

O desnível total da área é da ordem de 15 metros.

De acordo com a literatura técnica, a provável posição do lençol freático no solo a partir do local onde o nível d'água está aparente, descreve uma parábola ascendente bem suave.

A seguir, foi feita a verificação das cotas de fundo de algumas estruturas de drenagem em relação ao provável nível do lençol freático abaixo delas. Foram escolhidas a estrutura mais próxima ao córrego, onde o lençol freático é encontrado com menos profundidade (leira vegetada 3), a estrutura que será mais profunda e mais próxima do córrego (poço de infiltração 2) e uma estrutura de profundidade média e com grande comprimento (jardim de chuva).

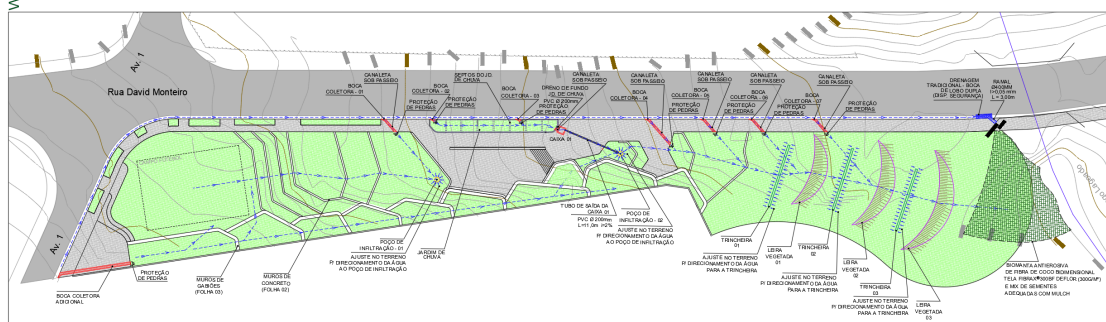


Figura 30 – Localização dos dispositivos de infiltração.

A estrutura de drenagem com cota mais baixa do projeto é a leira vegetada 3, em que a cota do terreno que será escavado é 701,70. A escavação terá 0,50m de profundidade, tendo como cota de fundo 701,20. Esta cota está a aproximadamente 2,0m acima da cota do córrego. Mesmo com a pequena elevação do nível freático no terreno acima do córrego, o fundo da estrutura estará a mais de 1,0m acima do nível d'água (N.A.).

As estruturas de drenagem que terão maior profundidade são os poços de infiltração, que terão 3,0m. O poço de infiltração mais próximo do córrego é o poço de infiltração 2, com cota de topo 705,70 e cota de fundo 702,70. Mesmo com a pequena elevação do nível freático no terreno acima do córrego, o fundo da estrutura estará a mais de 1,0m acima do nível d'água (N.A.).

No jardim de chuva, a cota de topo mais próxima do córrego é 706,75.

A escavação neste ponto terá 1,35m de profundidade na sua cota de fundo, que será 705,40. Mesmo com a pequena elevação do nível freático no terreno acima do córrego, o fundo da estrutura estará a mais de 1,0m acima do nível d'água (N.A.).

Desta forma, quanto a posição do lençol freático em relação ao fundo das estruturas, o valor é sempre maior que 1,0m.

TOPOGRAFIA E ENSAIOS CONFIRMATÓRIOS



Antes do início das obras, sugerimos a execução de uma campanha de sondagens, alguns testes de infiltração no solo e uma topografia atualizada, de caráter confirmatório.

As sondagens irão fornecer com exatidão a constituição, as propriedades físicas do solo e o nível do lençol freático da área de intervenção.

Como as empresas de sondagem normalmente tem uma metragem mínima de perfuração de 40 metros, sugerimos a realização de 3 sondagens, com profundidades diferentes, com a perfuração de 40m distribuída entre elas. Uma na parte alta, uma na média e outra na parte mais baixa da área. Assim será possível ter uma ideia do perfil do terreno e da posição do nível d'água (N.A.) ao longo do terreno.

Os ensaios de infiltração darão uma estimativa mais precisa da capacidade de infiltração no terreno onde serão implantados os dispositivos de infiltração.

Sugerimos a execução de 3 ensaios de infiltração, com profundidades diferentes e que devem ser feitos próximo das sondagens, nas cotas de fundo das estruturas de infiltração projetas.

A seguir, sugestão de locação e profundidade das sondagens e ensaios de infiltração:

Sondagem	Prof. (m)	Local	Teste de infiltração	Profundidade final do ensaio (m)
SP-01	18,0	Muros MG-02 x MC-01	TI-01	0,50
SP-02	14,0	Meio do jardim de chuva	TI-02	1,50
SP-03	8,0	Meio da trincheira 01	TI-03	1,00
Total	40,0			3 ensaios

Figura 31 – Sugestões para os ensaios.

8. ESPECIFICAÇÕES

ESPECIFICAÇÃO DE CONCRETO



O concreto será utilizado para quase todos os tipos de estruturas de concreto armado, como muros, elementos estruturais, de drenagem em geral (caixas, escadas hidráulicas etc.), exceto onde indicado e que tenham seus próprios procedimentos (concreto projetado etc.).

As estruturas de concreto armado utilizarão cimento Portland CP-320, com $f_{ck} \geq 25,0 \text{ MPa}$ e aço CA-50.

Os procedimentos de montagem das armaduras e fôrmas, concretagem e desforma, devem estar rigorosamente de acordo com as normas da ABNT aplicáveis, conforme a boa prática da Engenharia e aprovados pela Fiscalização.

Os materiais e serviços deverão estar de acordo com os ensaios e normas preconizadas pela ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

A Fiscalização poderá eventualmente solicitar ensaios adicionais para dirimir possíveis dúvidas.

As Normas a serem observadas são:

- NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento
- NBR 5738/2015 – Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.
- NBR 5739/2018 - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto.
- NBR 8953/2015 – Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência.
- NBR 7211/2009 - Agregados para concreto – Especificação.



ESPECIFICAÇÃO DE TERRAPLENAGEM

1. OBJETIVO:

O objetivo da presente especificação é estabelecer os requisitos mínimos a serem seguidos pela Empreiteira, na execução dos serviços de terraplenagem.

Os serviços não constantes nesta Especificação deverão ser executados de acordo com as normas correntes da Engenharia, já consagradas pelo uso e utilizadas em serviços desta natureza, ficando sua aprovação a critério da Fiscalização.

Normas a serem observadas:

- NBR 5681/2015 - Controle tecnológico da execução de aterros em obras de edificações.
- NORMA DNIT 108/2008 - Terraplenagem – Aterros – Especificação de Serviços.
- NBR 6484/2001 - Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio.
- NBR 6497/1983 - Levantamento geotécnico.

2. ASPECTOS GERAIS:

Na locação e execução dos serviços, deverão ser usados os marcos de referência implantados no local.

3. EQUIPAMENTOS:

A Empreiteira deverá fornecer os equipamentos necessários para executar os serviços desta especificação, na qualidade e quantidade suficiente para completar os serviços dentro do prazo previsto no cronograma.

Os equipamentos a serem utilizados deverão ser aprovados pela Fiscalização.

4. ESCAVAÇÃO:

4.1. Generalidades:



Os serviços de escavação deverão ser precedidos pela limpeza e remoção de vegetais, raízes, matacões e detritos, utilizando-se métodos mecânicos ou manuais. O solo vegetal existente deverá ser removido e estocado para utilização futura.

4.2. Execução:

O material escavado e considerado adequado para aterro, deverá ser imediatamente lançado e compactado em outra área previamente preparada.

Esta medida visa evitar a exposição ao tempo, do material escavado e permitir um melhor ritmo no desenvolvimento dos trabalhos.

5. PREPARAÇÃO DAS ÁREAS DE ATERRO:

5.1. Generalidades:

Após a liberação de uma área pela Fiscalização, as depressões do solo existente deverão ser aterradas e deverá se proceder como a seguir indicado:

5.2. Áreas de aterro:

Os 30cm do topo da área total deverão ser removidos por escarificação ou outro método similar e todas as raízes e detritos porventura existentes, deverão ser removidos.

A área deverá ser compactada em camadas horizontais de forma que a camada de 30 cm do topo atinja um grau de compactação de 95% em relação ao Ensaio de Proctor Normal (E.P.N.).

5.3. Terreno Existente Inclinado:

Nas regiões onde o terreno existente se apresenta inclinado, as camadas de solo lançadas e que estejam em contato com o talude, deverão ser engastadas a ele.

Esta união ou ligação será obtida mediante a execução de cortes verticais no talude (degraus de aproximadamente 50 cm.), para a implantação de patamares e fazendo-



se com que o solo lançado e compactado preencha o corte executado, camada por camada.

6. ATERRO:

6.1. Generalidades:

Nenhum aterro será lançado em locais onde haja acúmulo de água ou excesso de umidade.

O lançamento de cada camada de solo somente será executado após liberação da camada anterior, pela Fiscalização. Esta liberação será feita após a verificação das condições mínimas especificadas (grau de compactação e teor de umidade) e se estiver escarificada para uma perfeita união com a nova camada ser lançada.

Após o lançamento, o solo deverá ser espalhado por trator de lâmina ou outros meios aprovados, em camadas aproximadamente horizontais, sobre as áreas de aterro. O lançamento deverá se estender numa cota aproximadamente uniforme, tanto no comprimento como na largura da seção em construção.

O aterro deverá estender-se além da linha de projeto, de modo que o material de borda, que não recebe plena compactação, possa ser removido no final e permaneça somente o maciço bem compactado, conforme especificado.

A espessura máxima das camadas é de 20 cm, medida antes da compactação. A espessura da primeira camada de solo a ser lançada sobre o terreno existente, dependendo das condições locais, poderá ter espessura superior a 20cm, mediante a aprovação da Fiscalização.

6.2 Material para aterro:

A aprovação de materiais para o aterro ou reaterro pela Fiscalização não exime a Empreiteira da responsabilidade sobre a qualidade final da obra.

6.3 Controle de umidade e compactação:



Para efetuar o controle de compactação e para se determinar a variação do teor de umidade do solo em torno de uma umidade ótima, poderá ser utilizado o Método de Hilf.

Os materiais em cada camada de aterro compactado deverão ter como controles de umidade de compactação, a densidade de no mínimo 95% da densidade máxima do Ensaio de Proctor Normal, e com teor de umidade não mais que 2% abaixo e não mais 2% acima do teor de umidade ótimo do mesmo ensaio.

7. TALUDES:

7.1 Inclinação dos taludes:

A não ser quando expressamente indicado pela Fiscalização, os taludes serão aqueles indicados os Desenhos do Projeto, isto é, até 1V:1,5H para aterros e 1V:1H para cortes.

7.2 Proteção dos taludes:

Os taludes dos aterros deverão receber proteção contra os efeitos da erosão, a qual consistirá na implantação de grama em placas ou vegetação rústica.

Todas as áreas onde será colocado solo vegetal deverão ser limpas de todos os detritos e niveladas dentro da tolerância especificada.

Caso a superfície existente no local seja rija ou com crostas, deverá ser escarificada até uma profundidade mínima de 10 cm antes da colocação do solo vegetal.

O solo vegetal a ser empregado deverá ser proveniente dos estoques de solo vegetal, estabelecidos durante a fase de limpeza do terreno.

Após o plantio, deverá ser providenciada a imediata irrigação de toda a superfície plantada, repetindo-se esta providência nos 60 dias subsequentes. Esta irrigação deverá ser feita cuidadosamente, de maneira a evitar acúmulo de água, que poderão produzir um escorregamento das sementes ou placas de grama já colocadas.



Deverá ser efetuada a manutenção da grama nos taludes até 60 dias após o término de cada etapa de trabalho.

8. MATERIAL CONSULTADO:

- MASSAD, Façal. Obras de terra – Curso básico de Geotecnia. Ed. Oficina de Textos, São Paulo. 2003, 170p.
- De SENÇO, Wlastermiller – Terraplenagem. Grêmio Politécnico, 1980.

ESPECIFICAÇÃO DE BROCAS

1. OBJETIVO:

O objetivo deste Documento é apresentar os requisitos básicos a serem observados na execução de “brocas” para fundação ou muro de arrimo.

2. ASPECTOS GERAIS:

A estaca tipo broca é um tipo de fundação profunda executada por perfuração com trado sem revestimento e posterior concretagem.

As brocas são estacas verticais e/ou inclinadas moldadas “in-situ”, executadas com auxílio de trado manual ou mecanizado.

São apropriadas para terrenos coesivos (argilas), com pouca ou nenhuma água, para garantir que a perfuração permaneça aberta, sem desmoronamento das paredes.

São o tipo de estaca de comprimento mais modesto, normalmente da ordem de 2 a 6 metros, integral ou parcialmente armadas.

Devem ser observadas as seguintes Normas:

- NBR 6122/2010 – Projeto e execução de fundações.
- NBR 7211/2009 - Agregados para concreto – Especificação.

3. MATERIAIS:

Concreto: Utilizar concreto com $F_{ck} \geq 20,0$ MPa e pedra britada nº1



(Ømáx. brita 1: 19,0mm)

Armaduras: Empregar armaduras isentas de óleo ou graxa, com ferros verticais, unidos por estribo helicoidal, conforme o diâmetro determinado e detalhes contidos nos Desenhos de Projeto, como cobrimento, estribos, traspasses etc.

4. EXECUÇÃO:

Quando for atingida a profundidade, proceder a limpeza do fundo com a remoção do material solto eventualmente acumulado durante a escavação.

O fundo do furo deve ser apiloado com soquete, caso ainda reste material desagregado.

O concreto deve apresentar:

- $F_{ck} \geq 20,0 \text{MPa}$
- Consumo de cimento $> 300 \text{ kg/m}^3$ e consistência plástica.

Uma vez concluída a perfuração do terreno, coloca-se a armadura e lança-se o concreto em camadas de pequena espessura (aproximadamente 30cm). O concreto deve ser lançado do topo da perfuração com o auxílio de funil.

À medida que o concreto é lançado, deverá ser socado e vibrado.

Deve-se atentar para a boa colocação da armadura na perfuração feita no terreno, procurando-se manter sua verticalidade.

O lançamento do concreto deverá ser cuidadoso, evitando-se deslocar os ferros verticais ou os estribos.

5. MATERIAL CONSULTADO:

- ABCP. Associação Brasileira de Cimento Portland. **Mãos à obra.**
- **Fundações: Teoria e prática.** São Paulo: Pini; ABMS/ABEF, 1996. 751p.

ESPECIFICAÇÃO DE MUROS DE GABIÕES



1. OBJETIVO:

O objetivo do presente documento é apresentar as especificações de materiais e as diretrizes básicas a serem seguidas na execução de muro de gabiões.

2. DOCUMENTO DE REFERÊNCIA:

Desenhos elaborados por SILVA LEME Engenharia Ltda.

3. EQUIPAMENTOS, MÃO DE OBRA E MATERIAIS:

A empreiteira deverá fornecer, em qualidade e quantidades suficientes, todos os equipamentos, materiais e mão de obra necessários para a execução do projeto.

A empreiteira deverá manter um diário de obra no canteiro, onde serão descritas todas as atividades diárias da obra, desde a instalação do canteiro até sua retirada, bem como todos os eventos julgados importantes.

A aprovação de materiais, equipamentos e serviços pela fiscalização, não exime a empreiteira de sua responsabilidade sobre os mesmos.

4. MATERIAIS:

Os materiais a serem empregados na construção dos muros de gabiões, são basicamente os seguintes:

- Gabiões
- Pedras para enchimento dos gabiões

4.1. Gabiões

Gabiões: Caixa em malha hexagonal de dupla torção (ABNT 10514), tipo 8x10, fabricados em arames metálicos revestidos com uma liga de zinco/alumínio e, adicionalmente revestidos por uma camada de polímero (tipo Polimac ou similar), conforme dimensões, abertura da malha e diâmetro especificados no Projeto.



O revestimento PoliMac das telas dos gabiões a serem utilizados é um composto polimérico inerte e não contaminante, que apresenta alta resistência à abrasão, apto a suportar as condições mais severas de aplicação, em ambientes extremamente agressivos, quimicamente contaminados e com elevada exposição à radiação UV.

4.2. Pedras para enchimento dos gabiões.

Para o enchimento dos gabiões devem ser usadas pedras maciças, não friáveis, limpas e de tamanho tão regular quanto possível. Tendo em conta a abertura da malha não poderá ser utilizado material com dimensões menores para não haver fuga. Recomenda-se cerca de 70% de pedras com diâmetro médio entre 20 e 25 cm. e 30% com diâmetro entre 10 e 20 cm.

As pedras devem ser provenientes de rochas sãs, podendo ser usados granitos, gnaisses, basaltos ou diabásios.

Não devem ser usados arenitos, moledo ou capa de pedreira.

É totalmente vedado o uso de areia ou solo, preenchendo o interior dos gabiões.

5. ETAPAS EXECUTIVAS

As principais etapas executivas da construção dos muros de gabião são as seguintes:

- Preparação da área e locação do muro;
- Escavação da cota da base do muro;
- Colocação da camada de rachão;
- Construção do muro de gabião;
- Colocação da manta de geotêxtil na face posterior do muro e reaterro compactado;
- Acerto da superfície do talude de grama;
- Recomposição e limpeza da área.

5.1. Preparação da área:



A área onde será implantado o muro deve ser previamente preparada, mediante remoção e remanejamento de eventuais interferências.

A posição do muro deve ser estabelecida com auxílio de equipamento de topografia e materializada no campo por meio de piquetes.

5.2. Escavação na cota de base do muro:

Para ser possível a construção do muro, torna-se necessário escavar até a cota de base. Quando indicado no Projeto, deverá ser executado, previamente à instalação dos gabiões, lastro de brita e/ou rachão e colocação de manta geotêxtil;

5.3. Construção dos muros de gabião:

As pedras devem ser arrumadas dentro dos gabiões-caixa e não despejadas ou jogadas, de modo a reduzir ao mínimo os vazios entre elas.

Na face à vista dos gabiões-caixa, devem ser usadas pedras cujo comprimento supere 3 malhas inteiras, obtendo-se acabamento semelhante ao de muros de alvenaria de pedra. Para facilitar a execução e se obter melhor acabamento, recomenda-se o emprego de gabaritos de madeira, na face externa (à vista) dos gabiões.

Para o enchimento dos gabiões-caixa, coloca-se uma primeira camada de pedras arrumadas até atingir 1/3 da altura do gabião (para gabião de 1 metro de altura).

Coloca-se então os tirantes unindo paredes opostas com as extremidades amarradas ao redor de duas malhas. Repetir essa operação quando o gabião estiver preenchido até 2/3 de sua capacidade.

A estrutura formada por várias camadas de gabiões-caixa deve ser erguida com as juntas a prumo, isto é, as faces laterais dos gabiões devem ficar verticais e alinhadas a prumo em relação àquelas da camada inferior.

5.4. Colocação de manta de geotêxtil na face posterior do muro e reaterro:



Com a finalidade de servir de transição entre o material de granulometria fina do reaterro e as pedras do gabião, deve ser colocada uma manta geotêxtil não-tecida de poliéster, com peso de 300 g./m². As junções da manta deverão ser feitas por superposição e a fixação às pedras do gabião por grampos de aço em forma de U. O reaterro deverá ser feito em camadas horizontais de 20 cm. de espessura, com emprego de equipamento manual com motor a explosão ou a ar comprimido. O reaterro deve fornecer um grau de compactação de 95% do Ensaio de Proctor Normal, conforme a norma da ABNT “NBR 7182/2020 - Solo - Ensaio de compactação”.

6. MATERIAL CONSULTADO:

- ABEF. Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia. **Manual de especificações de produtos e procedimentos ABEF**. 2ª edição. São Paulo, SP, 1999.
- FRACASSI, Gerardo. **Proteção de rios com soluções Maccaferri**. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.
- LEME, Renato A. Silva. **Métodos atuais de estabilização de taludes**. São Paulo: R. A. Silva Leme, 1987.
- Manual de Serviços Geotécnicos SOLOTRAT. 5ª ed. São Paulo: Solotrat, jan. 2015.
- VERTEMATTI, J. C. (coord.). **Manual brasileiro de geossintéticos**. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 2004.

ESPECIFICAÇÃO DE GEOTÊXTEIS PARA FILTRAÇÃO

1. OBJETIVO:

O objetivo do presente documento é apresentar as especificações de materiais e as diretrizes básicas a serem seguidas para a utilização de geotêxteis como filtro.



2. ASPECTOS GERAIS:

Geotêxteis são produtos geossintéticos têxteis permeáveis, empregados em projetos geotécnicos e ambientais.

Os geotêxteis utilizados como separadores de materiais melhoram a qualidade de suporte do solo pela distribuição de cargas, evitando de maneira permanente a mistura entre materiais diferentes e permitindo a percolação da água entre eles, aumentando assim a estabilidade da obra e permitindo inclusive a redução dos volumes de aterro.

Tem a função de reter os finos provenientes do solo e resistir aos esforços a que será submetido ao longo da vida útil da obra, eles apresentam uma superfície regular, implicando na redução de custos em relação a filtros de materiais naturais e por se tratar de um produto industrializado, com controle rígido de suas características, para que sejam homogêneas.

3. CARACTERÍSTICAS E CRITÉRIOS DE ESCOLHA:

Quando usado como separadores de materiais, para a concepção de um sistema, as seguintes características do geotêxtil devem ser conhecidas:

- flexibilidade;
- permeabilidade;
- resistência a passagem de água;
- resistência a agressividade do meio ambiente;
- resistência a perfuração dinâmica.

Além dessas características é de suma importância que o geotêxtil tenha, a curto e longo prazo, uma permeabilidade superior à do solo.

Os principais critérios para escolha dos geossintéticos são:

- retenção;
- permeabilidade;
- resistência a tração;



- gramatura;
- anticolmatção, punção, fluência.

4. ASPECTOS CONSTRUTIVOS:

Esses cuidados devem ser tomados para garantir a boa qualidade do geotêxtil e, portanto, do sistema separador.

- garantir o cobrimento recomendado em projeto;
- remover qualquer objeto pontiagudo existente na superfície sobre a qual o geotêxtil vá ser colocado como pedras, raízes etc;
- limitar a altura de queda das pedras sobre o geotêxtil e/ou o tamanho e formato do material de enchimento.

Para projetos de Soluções baseadas na Natureza (SbN) que utilizem geotêxteis para filtração, separação ou drenagem, a escolha deve ser muito criteriosa, sob risco de a estrutura proposta não funcionar satisfatoriamente (colmatar o geotêxtil, por exemplo).

5. MATERIAL CONSULTADO:

- ABEF. Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia. **Manual de Execução de Fundações e Geotecnia: Práticas recomendadas**. São Paulo: Pini, 2012.
- ABEF. Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia. **Manual de especificações de produtos e procedimentos ABEF**. 2ª edição. São Paulo, SP, 1999.
- **Fundações: Teoria e prática**. São Paulo: Pini; ABMS/ABEF, 1996. 751p.
- LEME, Renato A. Silva. **Métodos atuais de estabilização de taludes**. São Paulo: R. A. Silva Leme, 1987.
- **Manual de Serviços Geotécnicos SOLOTRAT**. 5ª ed. São Paulo: Solotrat, jan. 2015.



- VERTEMATTI, J. C. (coord.). **Manual brasileiro de geossintéticos**. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 2004.

ESPECIFICAÇÃO DE GEOCOMPOSTO DRENANTE MACDRAIN 2L

1. OBJETIVO:

MacDrain 2L é um geocomposto para drenagem leve e flexível, cujo núcleo drenante é formado por uma geomanta tridimensional com espessura de 10 ou 18mm, fabricada com filamentos de polipropileno e termossoldada entre dois geotêxteis não-tecidos de poliéster em todos os pontos de contato, tendo índice de vazios em torno de 95%.

Os geotêxteis sobressaem 100mm além do núcleo nas laterais do MacDrain 2L, para garantir uma perfeita continuidade do sistema nas juntas e permitir a execução das sobreposições.

2. ASPECTOS GERAIS:

O MacDrain pode ser aplicado em muros de arrimo, construções subterrâneas, áreas de estacionamento e pátios, aterros sanitários, campos desportivos, trincheiras drenantes, floreiras, jardins e áreas verdes.



Capacidade de vazão

	DRENAGEM HORIZONTAL					Drenagem Vertical
Gradiente Hidraulico / Pressão	i=0.01	i=0.02	i=0.03	i=0.10	i=0.50	i=1.00
	l/s.m l/h.m	l/s.m l/h.m	l/s.m l/h.m	l/s.m l/h.m	l/s.m l/h.m	l/s.m l/h.m
20kPa	0.08 288	0.12 432	0.16 576	0.39 1404	0.96 3456	1.51 5436
50kPa	0.04 144	0.07 252	0.10 360	0.24 864	0.61 2196	1.00 3600
100kPa	--- ---	--- ---	--- ---	0.05 180	0.16 576	0.30 1080
200kPa	--- ---	--- ---	--- ---	0.01 36	0.02 72	0.04 144

PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	GEOCOMPOSTO	GEOTÊXTIL
Abertura de filtração mm	---	0,145
Permissividade s ⁻¹	---	1,51
Permeabilidade cm/s	---	1,1X10 ⁻¹

PROPRIEDADES MECÂNICAS	GEOCOMPOSTO	GEOTÊXTIL
	Longitudinal transversal	Longitudinal transversal
Resistência a tração kN/m	14.21 8.57	5.26 2.92
Deformação na ruptura %	33.23 8.57	37.38 36.26
Puncionamento N	---	602.50



CARACTERÍSTICAS FÍSICAS		GEOCOMPOSTO	GEOTÊXTIL
Espessura	mm	10.0	0.7
Gramatura	g/m ²	750	100

3. JUSTIFICATIVA TÉCNICA:

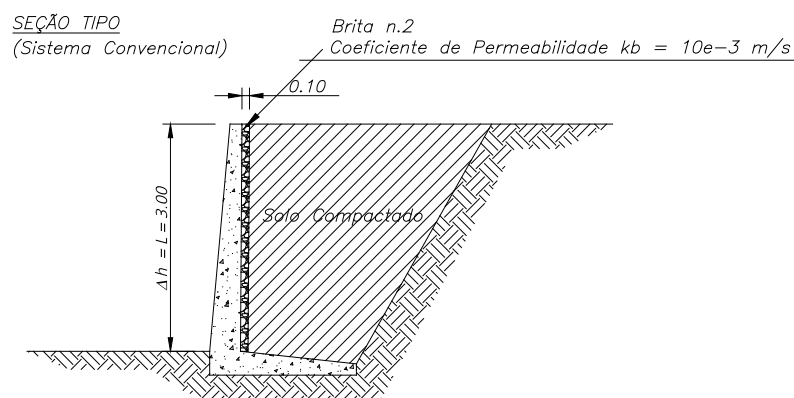


Figura 01: Sistema Drenante Convencional.

Como o fluxo dentro de camadas minerais é considerado laminar, podemos calcular a velocidade para o sistema convencional utilizando a lei de Darcy.

$$V = (k_b) \cdot (i)$$

Onde:

V = velocidade de filtração em um dreno (m/s)

k_b = coeficiente de permeabilidade da brita (m/s)

i = gradiente hidráulico que é dado por ($\Delta h / L$)

Para drenos verticais $\Delta h = L$, portanto $i = 1$.

Então a velocidade dentro de um dreno vertical com brita é:



$$V = (k_a) \cdot (i)$$

$$V = (10^{-3}) \cdot (1)$$

$$V = 10^{-3} \text{ m/s}$$

Assim, a capacidade de vazão de um dreno de brita com 30 cm de espessura e 1 m de largura é:

$$qA = K_b \cdot i \cdot A$$

$$qA = (10^{-3}) \text{ m/s} \cdot (0.1) \text{ m} \cdot (1.0) \text{ m}$$

$$qA = 0.1 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$qA = 0.1 \text{ l/s.m}$$

Para o MacDrain utilizamos as mesmas condições e considerando sua deformação em função da pressão vertical aplicada pelo solo:

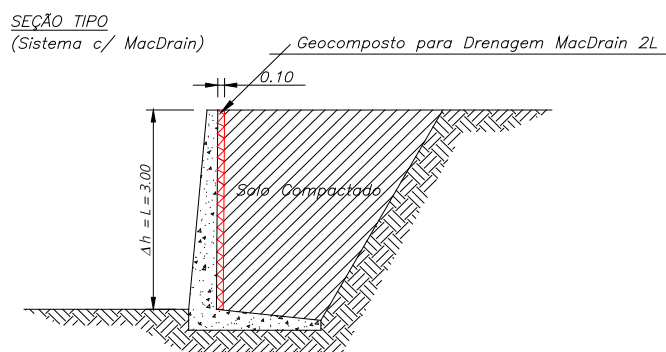


Figura 02: Sistema Drenante com MacDrain 2L.



Primeiro vamos calcular a pressão lateral aplicada contra o dreno que é definido por:

$$P = (\gamma S) \cdot (h) \cdot (k_a)$$

Onde:

γ_s = específico do solo compactado - 20 kN/m³

h = altura do solo - 3.0 m

k_a = coeficiente de pressão ativa que normalmente varia entre 0.38 e 0.42 em função do ângulo de atrito do solo; consideremos a média - 0.40

Então:

$$P = (20) \text{ kN/m}^3 \cdot (3.0) \text{ m} \cdot (0.40)$$

$$P = 24 \text{ kN/m}^2$$

$$P = 24 \text{ kPa}$$

Assim, obtido a pressão de 24 KPa aplicada contra o MacDrain e gradiente hidráulico $i = 1$ encontramos na tabela de dados técnicos do MacDrain (anexo), que para uma pressão de 50 kPa (que é maior que a que teremos) a capacidade de vazão do MacDrain é de 0,61 l/s.m.

Então:

$$\frac{0.61 \text{ l/s.m}}{0.10 \text{ l/s.m}} = 6,10$$

Portanto a capacidade de vazão do MacDrain para esta condição é 6,10 vezes maior que a do sistema executado com brita.



4. CONSIDERAÇÕES:

Optou-se pela utilização do dreno MacDrain por reunir características importantes como: facilidade e rapidez de instalação e baixa utilização de mão de obra.

Por se tratar de camada drenante vertical, a execução por métodos tradicionais é mais lenta e trabalhosa. A construção de camada drenante vertical de brita exige a utilização de formas escoras, devidamente fixadas e que são continuamente removidas e recolocadas. É necessário também o transporte ininterrupto de brita até o local de aplicação.

Como o dreno MacDrain tem ótimas características drenantes e reúne importantes vantagens executivas, somos de opinião que sua utilização é a opção mais recomendável.

5. MATERIAL CONSULTADO:

- Maccaferri do Brasil, Link: <https://www.maccaferri.com/br/> Acesso: 10/09/2024.
- VERTEMATTI, J. C. (coord.). **Manual brasileiro de geossintéticos**. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 2004.

ESPECIFICAÇÃO DE BARBACÃS

1. OBJETIVO:

O objetivo deste Documento é apresentar os requisitos básicos a serem observados na execução de “barbacãs”.

2. ASPECTOS GERAIS:

Barbacãs são dispositivos de drenagem subsuperficial com a função retirar a água presente na região próxima à face interna do talude. As barbacãs são constituídas por tubo de PVC rígido Ø32 a 50mm, unido a pequena porção de pedrisco ou areia



envolto em geotêxtil não tecido ou tela de nylon, que são instalados na face do talude ou superfície a ser drenada.

Barbacãs também podem ser tubos de PVC rígido Ø32 a 50mm, com extremidade envolta em geotêxtil inserida em tubo dreno perfurado ou dreno de brita com geotêxtil posicionados na face interna da contenção.

As barbacãs devem ter sempre inclinação favorável à saída da água percolada no solo, em torno de 5° com a horizontal.

3. MATERIAIS:

- tubo de PVC
- geotêxtil não tecido ou tela de nylon
- areia grossa ou pedrisco

4. EQUIPAMENTOS E EXECUÇÃO:

As barbacãs são previamente montadas em bancada, onde o tubo de PVC é cortado no comprimento correto e envolto no material filtrante (geotêxtil ou tela de nylon) preenchido com areia grossa ou pedrisco.

Para sua instalação, deve ser feita no talude uma pequena escavação no terreno ou posicionamento entre os sacos de solo-cimento.

No caso de solo grampeado, depois de fixada a tela, instalar as barbacãs nas posições e quantidades indicadas nos Desenhos de Projeto, sempre com inclinação favorável à saída da água percolada no solo. Deve-se tomar o cuidado de proteger a parte das barbacãs que ficarão externas ao talude, para evitar a entrada de concreto projetado no seu interior durante a aplicação do mesmo.

5. MATERIAL CONSULTADO:

- ABEF. Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia. **Manual de Execução de Fundações e Geotecnia: Práticas recomendadas.** São Paulo: Pini, 2012.



- ABEF. Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia. **Manual de especificações de produtos e procedimentos ABEF**. 2ª edição. São Paulo, SP, 1999.
- **Fundações: Teoria e prática**. São Paulo: Pini; ABMS/ABEF, 1996. 751p.
- LEME, Renato A. Silva. **Métodos atuais de estabilização de taludes**. São Paulo: R. A. Silva Leme, 1987.
- **Manual de Serviços Geotécnicos SOLOTRAT**. 5ª ed. São Paulo: Solotrat, jan. 2015.
- VERTEMATTI, J. C. (coord.). **Manual brasileiro de geossintéticos**. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 2004.

ESPECIFICAÇÃO DE POÇOS DE INFILTRAÇÃO

1. INTRODUÇÃO:

Os poços de infiltração são dispositivos pontuais que promovem a infiltração, no solo, das águas captadas. São preenchidos de material granular (seixo, cascalho, argila expandida, dentre outros) que tem como finalidade, além de armazenar a água, conter as paredes laterais do poço. Podem ainda ser preenchidos com agregados reciclados de granulometria uniforme provenientes de resíduos da construção civil (RCDs), triturados, peneirados e separados para reuso.

Para aumentar a capacidade de armazenamento, podem também ser construídos sem o preenchimento interno e com paredes estruturais porosas de contenção.

Seu efeito é o retardo e amortecimento do escoamento. Remoção parcial de poluentes e sedimentos.

Se a permeabilidade das camadas superiores de solo for baixa, pode-se aprofundá-las até atingir uma camada de solo mais permeável.

Os poços podem ser projetados para captação direta ou receber a descarga de coletores ou galerias de águas pluviais subterrâneas. No primeiro caso, o terreno



deve ser modelado de forma a ter seu caimento orientado em direção às bocas dos poços.

Assim como as trincheiras e valas de infiltração, os poços podem ser bem integrados ao paisagismo do seu entorno e, por isso, são muito utilizados para a drenagem de praças e áreas de lazer.

2. DOCUMENTO DE REFERÊNCIA:

Desenhos elaborados por SILVA LEME Engenharia Ltda.

3. REVESTIMENTO:

O revestimento das paredes do poço de infiltração pode ser de alvenaria de tijolo de barro maciço ou de blocos de concreto, com juntas verticais abertas, ou ainda com anéis ou tubos pré-moldados de concreto perfurados radialmente e assentados uns sobre os outros, sem rejuntamento.

4. CONDICIONANTES:

Fatores que condicionam a escolha de obras de redução e controle do escoamento:

- Área da bacia de contribuição a ser controlada
- Capacidade de infiltração do solo
- Nível do lençol freático
- Risco de contaminação de aquífero
- Fragilidade do solo à ação da água
- Permeabilidade do subsolo
- Declividade do terreno
- Ausência de exutório
- Disponibilidade de área
- Presença de instalações subterrâneas
- Restrição de urbanização



- Afluência poluída
- Afluência com alta taxa de sedimentos
- Risco sanitário por falha de operação
- Risco sedimentológico por falha de operação
- Sistema viário adjacente e intensidade de tráfego
- Flexibilidade de desenho
- Limites de altura ou profundidade da estrutura

5. CONDIÇÕES HÍDRICAS DO SUBSOLO:

As questões iniciais são as seguintes:

1. Se o subsolo tem permeabilidade suficiente;
2. Se o poço não está situado dentro de uma área proibida quanto ao risco de poluição do solo e freático;
3. Se não há risco de poluição crônica ou acidental significativa, caso a área não seja proibida;
4. Se o subsolo suporta a presença de água sem desestruturar-se;
5. Se o aporte de sedimentos finos e poluição não é excessivo.

A violação de qualquer uma das condições acima impede a implantação de um poço de infiltração ou de injeção.

Caso todas as condições acima sejam atendidas e ainda o nível freático máximo fique ao menos 1 metro abaixo da base do poço, o dispositivo indicado é o poço de infiltração. Caso contrário, deve-se implantar um poço de injeção, mas desde que água pluvial seja de boa qualidade.



6. MATERIAL CONSULTADO:

- BAPTISTA, M.; Nascimento, N.; Barraud, S. **Técnicas compensatórias em Drenagem Urbana**. Associação Brasileira de Recursos Hídricos - ABRH – 2.a Edição, Porto Alegre, 2005. 318 p.
- **Catálogo Brasileiro de Soluções baseadas na Natureza**, Observatório de Observação para Cidades Sustentáveis – OICS, Link: <https://oics.cgee.org.br/pt/-/cat%C3%A1logo-brasileiro-de-solu%C3%A7%C3%B5es-baseadas-na-natureza>
Acesso: 31/08/2024.
- **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas do Distrito Federal**, Agência Reguladora de Águas, Energia Elétrica e Saneamento Básico do Distrito Federal – ADASA, UNESCO, Brasília, 2023.
- PARANÁ. **Manual de Drenagem Urbana - Região Metropolitana de Curitiba-PR**. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos, SUDERHSA - Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Curitiba, 2002.

ESPECIFICAÇÃO DE JARDINS DE CHUVA

1. INTRODUÇÃO:

Os jardins de chuva são jardins rebaixados que captam, limpam e, muitas vezes, infiltram a água da chuva captada de telhados, pisos e vias pavimentadas. Essas estruturas criam espaços para o armazenamento da água da chuva e possibilitam que ela seja liberada lentamente para as redes de drenagem ou mesmo para abastecer o lençol freático. Neles são plantadas de forma intensiva espécies vegetais que suportam o alagamento por alguns dias durante o período de chuvas, mas que também toleram o período de seca quando não há entrada de água.



Também chamados de Sistema de Biorretenção, esta medida utiliza a atividade biológica de plantas e micro-organismos para remover os poluentes das águas pluviais, e contribui para a infiltração e retenção dos volumes de água precipitados. Em geral, estas estruturas podem ser descritas como depressões no solo que recebem águas do escoamento superficial. Os fluxos de água se acumulam nas depressões formando pequenas poças, e gradualmente a água é infiltrada no solo. Os poluentes são removidos por adsorção, filtração, volatilização, troca de íons e decomposição. A água limpa pode ser infiltrada no terreno para recarga de aquífero ou coletada em um dreno e descarregada no sistema de microdrenagem. No caso de eventos de chuva que excedem a capacidade para a qual a estrutura foi projetada, o fluxo excedente é desviado da área e encaminhado diretamente para o sistema de drenagem.

2. DOCUMENTO DE REFERÊNCIA:

Desenhos de Projeto.

3. ASPECTOS CONSTRUTIVOS:

Dependendo da situação, os jardins podem ser circundados por guias, receber um substrato especial e/ou pedras ao fundo, podem estar interligados a redes de drenagem ou, ainda, impermeabilizados, caso, por alguma razão, a infiltração de água possa trazer algum risco para as estruturas existentes em seu entorno.

Brita e areia virgens devem ser utilizadas somente quando for absolutamente necessário, devido ao enorme impacto ambiental causado pela mineração nos ambientes naturais. Recomendamos fortemente o uso de agregados reciclados, como brita e areia provenientes de resíduos da construção civil (RCDs), trituradas, peneiradas e separadas para reuso.

4. CONDICIONANTES:



Há vários fatores que poderiam ser entendidos como critérios que condicionam a escolha de obras de redução e controle do escoamento.

- Área da bacia de contribuição a ser controlada:

A área deve ser menor do que 1 Ha, ou seja, 10.000 m²

- Capacidade de infiltração do solo:

No caso de jardins de chuva, o solo do local deve ter capacidade de infiltração entre 7 e 200 mm/h

- Nível do lençol freático:

O nível máximo do lençol freático deve ser de até 1 m abaixo do fundo do dispositivo. Se o nível do lençol freático for alto (acima de 1 m do fundo), a implantação do jardim de chuva só é viável se seu fundo for impermeável.

- Risco de contaminação de aquífero:

Os jardins de chuva só poderão ser utilizados nesta situação se forem construídos com fundo impermeabilizado.

- Fragilidade do solo à ação da água:

Alguns tipos de solo podem perder suas características e sofrer desestruturação, mediante presença frequente de água. Nestes casos, a implantação de jardins de chuva não é recomendada. Deve ser feita uma avaliação por engenheiro geotécnico.

- Permeabilidade do subsolo:

Quando o subsolo apresenta baixa permeabilidade não se recomenda o uso de medidas infiltrantes.

- Declividade do terreno:

A implantação de jardins de chuva começa a se tornar inviável em declividades maiores que 5%.

- Ausência de exutório:

Devem ser previstos extravasores conectados à rede de microdrenagem, caso ocorram chuvas mais intensas do que a de projeto

- Disponibilidade de área



- Presença de instalações subterrâneas
- Restrição de urbanização
- Afluência poluída
- Afluência com alta taxa de sedimentos
- Sistema viário adjacente e intensidade de tráfego
- Flexibilidade de desenho
- Limites de altura ou profundidade da estrutura

5. MATERIAL CONSULTADO:

- BAPTISTA, M.; Nascimento, N.; Barraud, S. **Técnicas compensatórias em Drenagem Urbana**. Associação Brasileira de Recursos Hídricos - ABRH – 2.a Edição, Porto Alegre, 2005. 318 p.
- **Catálogo Brasileiro de Soluções baseadas na Natureza**, Observatório de Observação para Cidades Sustentáveis – OICS, Link: <https://oics.cgee.org.br/pt/-/cat%C3%A1logo-brasileiro-de-solu%C3%A7%C3%B5es-baseadas-na-natureza>
Acesso: 31/08/2024.
- CASTAGNA, G.; Ferraz, C. **Guia prático de jardins de chuva para cidades**. SOS Mata Atlântica, Instituto Nova Água – 1ª. Ed., São Paulo, 2023. 36 p.
- YAZAKI, Luiz F. O. de L. *et al.* **Projeto Técnico: jardins de chuva**. Programa Soluções para Cidades. Disponível em: https://solucoeparacidades.com.br/wp-content/uploads/2013/04/AF_Jardins-de-Chuva-online.pdf. Acesso em: 31/08/2024.

ESPECIFICAÇÃO DE TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO E DETENÇÃO

1. INTRODUÇÃO:

As trincheiras de infiltração são dispositivos lineares (comprimento extenso em relação à largura e à profundidade) que recolhem o escoamento superficial para



amortecê-lo e para promover sua infiltração no solo natural. Existe uma variante, denominada trincheira de detenção, adaptada a solos pouco permeáveis, que funciona como reservatório de amortecimento, com condução da água não infiltrada para um exutório localizado.

As trincheiras são bastante versáteis, podendo ser utilizadas em canteiros centrais e passeios, ao longo do sistema viário, em estacionamentos, jardins, terrenos esportivos e em áreas verdes em geral.

A trincheira de infiltração tem, portanto, as funções de abater descargas de pico e promover a recarga do aquífero removendo, pelo efeito da percolação no solo, parte dos poluentes presentes nas águas pluviais.

2. DOCUMENTO DE REFERÊNCIA:

Desenhos elaborados por SILVA LEME Engenharia Ltda.

3. ASPECTOS CONSTRUTIVOS:

As trincheiras de infiltração apresentam largura e profundidade reduzidas, normalmente abaixo de um metro, em comparação às dimensões longitudinais, mais significativas.

As trincheiras são escavadas no solo e preenchidas com material granular graúdo, geralmente pedras de mão, seixos ou brita. Podem ainda ser preenchidas com agregados reciclados de granulometria uniforme provenientes de resíduos da construção civil (RCDs), triturados, peneirados e separados para reuso. Ou ainda outros tipos de materiais inertes, naturais ou não, que possuam um índice de vazios adequados.

Podem ser descobertas, cobertas com grama ou com um revestimento permeável (pode-se projetá-las de forma a comporem o paisagismo do empreendimento). A água recolhida infiltra pelas paredes e pelo fundo. As paredes, o topo e o fundo da



trincheira são revestidos por um filtro geotêxtil, e, considerando apenas o fundo, pode-se também utilizar filtro de areia, para evitar penetração de sedimentos.

O funcionamento das trincheiras é bastante simples. O acesso das águas superficiais à estrutura pode ser feito diretamente, pela superfície do dispositivo, ou através de sistema tradicional de drenagem, que efetua a coleta e sua introdução na trincheira. A evacuação das águas captadas pode ser feita de duas formas. No caso de trincheiras de infiltração, a evacuação é feita por infiltração no solo, através da sua base e paredes laterais. Em trincheiras de retenção, a evacuação é feita por simples descarga no meio natural ou por dispositivo de deságue, com controle de vazão, no sistema de drenagem.

Nas trincheiras de infiltração o material de enchimento deve ser envolto por manta geotêxtil, para evitar a passagem de finos, que acelera a colmatção da estrutura.

A trincheira deve ser posicionada preferencialmente perpendicular ao sentido do escoamento, de preferência paralela às curvas de nível do terreno.

Para evitar a colmatção, as trincheiras de infiltração devem ser instaladas em áreas com urbanização consolidada onde o aporte de sedimentos seja pequeno. Para melhor retenção de sedimentos, é recomendável que a água do escoamento superficial passe por uma faixa vegetada ou por um dispositivo de sedimentação antes de atingir a trincheira.

4. CONDIÇÕES HÍDRICAS DO SOLO SUPORTE:

As questões iniciais a serem abordadas são as seguintes:

1. Se o solo tem permeabilidade suficiente;
2. Se o nível freático máximo fica ao menos 1 metro abaixo da base da trincheira;
3. Se a trincheira não está situada dentro de uma área proibida quanto ao risco de poluição do solo e freático;
4. Se não há risco de poluição crônica ou acidental significativa, caso a área não seja proibida;



5. Se o solo é propício à infiltração sem desestruturar-se;
6. Se o aporte de sedimentos finos e poluição não é excessivo.

O não atendimento de qualquer uma das condições acima desaconselha o uso da trincheira de infiltração. Neste caso, resta a alternativa de se projetar uma trincheira de retenção que se distingue da trincheira de infiltração por direcionar sua efluência para um exutório (que deve existir ou ser criado, por exemplo, uma rede pluvial enterrada).

5. MATERIAL CONSULTADO:

- BAPTISTA, M.; Nascimento, N.; Barraud, S. **Técnicas compensatórias em Drenagem Urbana**. Associação Brasileira de Recursos Hídricos - ABRH – 2.a Edição, Porto Alegre, 2005. 318 p.
- **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas do Distrito Federal**, Agência Reguladora de Águas, Energia Elétrica e Saneamento Básico do Distrito Federal – ADASA, UNESCO, Brasília, 2023.
- PARANÁ. **Manual de Drenagem Urbana - Região Metropolitana de Curitiba-PR**. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos, SUDERHSA - Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Curitiba, 2002.

ESPECIFICAÇÃO DE LEIRAS VEGETADAS

1. INTRODUÇÃO

Leiras vegetadas são pequenos reservatórios constituídas por simples depressões escavadas no solo com o objetivo de captar as águas provenientes de escoamento superficial, efetuar seu armazenamento temporário e favorecer sua infiltração.

As leiras vegetadas podem ser utilizadas em áreas abertas inclinadas em solo natural, como praças, parques, jardins, terrenos esportivos e em áreas verdes em geral.



Tem as funções de reduzir vazões de pico e facilitar a recarga do lençol freático removendo, pela percolação no solo, parte dos poluentes presentes nas águas pluviais.

2. DOCUMENTO DE REFERÊNCIA:

Desenhos elaborados por SILVA LEME Engenharia Ltda.

3. ASPECTOS CONSTRUTIVOS:

As leiras são dispositivos lineares (comprimento extenso em relação à largura e à profundidade). As leiras não têm grandes dimensões de cortes e aterros.

São instaladas normalmente acompanhando as curvas de nível do terreno, no sentido transversal ao escoamento superficial.

Podem ser construídas com o próprio solo local, fazendo um balanceamento otimizado entre corte e aterro, a fim de evitar processos de carga, transporte, bota-fora ou fornecimento de solo de jazida.

As leiras trabalham em conjunto, cada uma é responsável por uma determinada fração da vazão total da área. São distribuídas ao longo do terreno, de forma que cada leira seja responsável pela interceptação, armazenamento e infiltração da vazão da sua área de contribuição. No caso de haver volume excedente, ele pode ser conduzido ao sistema de drenagem ou à leira localizada imediatamente abaixo.

Seu dimensionamento e posicionamento no local irá depender basicamente da vazão, do tipo de solo e da inclinação do terreno.

4. APLICAÇÕES E CONDICIONANTES:

As leiras podem ser aplicadas em áreas não impermeabilizadas e que tenham alguma declividade, para possibilitar o escoamento superficial.

É necessário bom controle de compactação no aterro. Necessária a proteção imediata da superfície com vegetação, para prevenir o acúmulo de sedimentos no



seu interior, reduzindo assim sua eficiência e evitar aparecimento de processos erosivos na estrutura do aterro.

Efetuar vistorias após períodos de chuvas intensas, efetuando a manutenção caso necessária.

5. MATERIAL CONSULTADO:

- BAPTISTA, M.; Nascimento, N.; Barraud, S. **Técnicas compensatórias em Drenagem Urbana**. Associação Brasileira de Recursos Hídricos - ABRH – 2.a Edição, Porto Alegre, 2005. 318 p.
- **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas do Distrito Federal**, Agência Reguladora de Águas, Energia Elétrica e Saneamento Básico do Distrito Federal – ADASA, UNESCO, Brasília, 2023.
- PARANÁ. **Manual de Drenagem Urbana - Região Metropolitana de Curitiba-PR**. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos, SUDERHSA - Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Curitiba, 2002.

ESPECIFICAÇÃO DE BIOMANTAS VEGETAIS ANTIEROSIVAS

1. INTRODUÇÃO:

Conceito: Biomantas são elementos planos formados por fibras vegetais desidratadas associadas a redes de fios de polipropileno biodegradáveis, cuja principal função é auxiliar no controle de processos erosivos de taludes em geral, protegendo imediatamente o solo e favorecendo o rápido e eficiente estabelecimento da vegetação.



Objetivo: proteção imediata contra o efeito dos agentes erosivos, processos de mobilização e carreamento de particulados.

As biomantas podem ser aplicadas diretamente sobre a superfície que se deseja proteger com finalidades estéticas, ambientais e para estabilização de solos. A composição, degradabilidade, gramatura, resistência e instalação das biomantas adequam-se às necessidades dos projetos de recuperação e proteção ambiental específicos, já que esses destinam-se a diferentes necessidades e situações.

Aplicações: Soluções baseadas na Natureza (SbN), projetos de Bioengenharia, áreas degradadas, poldutos, aeroportos, rodovias, ferrovias, projetos residenciais e industriais, minerações, projetos com grande efeito paisagístico, taludes com grande inclinação, canais de vazão média a alta, margens de cursos d'água, reservatórios, lagos e áreas muito suscetíveis à erosão.

Áreas recém terraplenadas, taludes de corte e aterro, dunas não estabilizadas, margens de rios e canais, áreas com recobrimento da vegetação deficiente, proteção de dispositivos de drenagem, áreas de disposição de resíduos industriais, aterros sanitários e quaisquer superfícies de solo desprotegidas contra a ação dos processos erosivos.

Materiais: fibras vegetais desidratadas, como: fibra de coco, palha agrícola, sisal. Podem ser industrializadas (vem em bobinas) ou manufaturadas. Podem ser confeccionadas por moradores locais com espécies da região.

2. VANTAGENS, MÉTODO E CRITÉRIOS DE ESCOLHA:

Vantagens:

- protegem os taludes contra o ressecamento excessivo causado pelo sol
- reduzem o carreamento de sedimentos para os cursos d'água
- mantém a umidade na superfície do terreno, tornando suas condições propícias para o efetivo estabelecimento da vegetação



- servem de “mulch” para germinação de sementes
- ancoram sementes, fertilizantes, mulch e top-soil
- quando decomposta, serve como nutriente para as raízes das plantas
- diminui o escoamento superficial da água
- diminui a evaporação da água do solo
- favorece a infiltração de água no solo
- melhora imediatamente o aspecto visual das áreas degradadas
- degradação programável
- permite o plantio em épocas de estiagem

Método:

- acerto da superfície do talude
- preparo do solo (microcoveamento)
- hidrossemeadura ou plantio manual (gramíneas e leguminosas)
- instalação das biomantas (aplicação e fixação)

Principais critérios de escolha:

- matriz orgânica
- gramatura
- longevidade
- resistência a tração
- suscetibilidade à Erosão
- inclinação máxima do talude (H:V)
- tipo de solo de aplicação

3. CARACTERÍSTICAS DO PRODUTO:

Tela Fibrax® 300 BF Deflor

Biomanta Antierosiva de Fibra de Coco Bidimensional



Produto: Constituído em 100% por fibras de coco, entrelaçadas e incorporadas em redes de polipropileno nos dois lados, por meio de costura longitudinal por processo industrial, com fios resistentes degradáveis de polipropileno, com espaçamento de 5 cm entre os fios e de 6 cm entre os pontos, formando uma trama que confere grande resistência ao produto.

Fornecido com 1,5 m ou 3,0 m de largura e 33,4 m de comprimento, enrolado em bobina com 0,35 m de diâmetro, embalado por filme plástico.

Aplicações: Projetos de Bioengenharia, áreas degradadas, polidutos, aeroportos, rodovias, ferrovias, projetos residenciais e industriais, minerações, projetos com grande efeito paisagístico, taludes com grande inclinação, canais de vazão média a alta, margens de cursos d'água e áreas muito suscetíveis à erosão.

Matriz orgânica: 100% fibra de coco

Comprimento (m): 33,40

Largura (m): 1,50 ou 3,00

Área da bobina (m²): 50,00 ou 100,00

Gramatura da matriz orgânica (g/m²): 300,00

Peso da bobina (kg): 15,00 ou 30,00

Longevidade (meses): 36-48

Resistência à tração (kgf/m): 65,00

Diâmetro da bobina (m): 0,35

Espaçamento entre linhas (cm): 5,00

Comprimento do ponto (cm): 6,00

Inclinação máxima do talude (H:V) 1:2

Suscetibilidade à Erosão: Média/Alta.

4. GUIA DE INSTALAÇÃO DE BIOMANTAS



Objetivo: proteção imediata contra o efeito dos agentes erosivos, processos de mobilização e carreamento de particulados como: áreas recém terraplenadas, taludes de corte e aterro, dunas não estabilizadas, margens de rios e canais, áreas com recobrimento da vegetação deficiente, proteção de dispositivos de drenagem, áreas de disposição de resíduos industriais, aterros sanitários e quaisquer superfícies de solo desprotegidas contra a ação dos processos erosivos.

As biomantas podem ser aplicadas diretamente sobre a superfície que se deseja proteger com finalidades estéticas, ambientais e para estabilização de solos. A composição, degradabilidade, gramatura, resistência e instalação das biomantas adequam-se às necessidades dos projetos de recuperação e proteção ambiental específicos, já que esses destinam-se a diferentes necessidades e situações.

Acerto e regularização do terreno: É desejável que a superfície do talude esteja mais regularizada possível, para que as biomantas possam ficar totalmente aderidas à superfície. O acerto e regularização pode ser feito manualmente ou mecanicamente, procurando eliminar os sulcos erosivos, preencher os espaços vazios e ancorar sedimentos soltos. Evite deixar concavidades no terreno e taludes negativos, e isso poderá facilitar a formação de focos erosivos e desmoronamentos respectivamente.

Preparo do solo: Após a superfície do talude estar regularizada e o sistema de drenagem construído, inicia-se o preparo do solo, que consiste em efetuar o microcoveamento, ou seja, covas pequenas umas próximas das outras e de profundidade suficiente, de maneira a reter todos os insumos a serem aplicados, como fertilizantes, corretivos, mulch, adesivos e sementes. Estes insumos podem ser aplicados manualmente ou por via aquosa (hidrossemeadura). A quantidade dos insumos a ser aplicada deve ser previamente estabelecida pelo técnico responsável pelo projeto.



Insumos: As sementes a serem utilizadas deverão conter referências à porcentagem de pureza e ao poder germinativo. A seleção das espécies deve basear-se em critérios de adaptabilidade edafoclimática, rusticidade, capacidade de reprodução e perfilhamento, velocidade de crescimento e facilidade de obtenção de sementes.

As espécies selecionadas pertencem a duas famílias botânicas, Gramíneas e Leguminosas que, devido à similaridade quanto às características de interesse, serão descritas assim agrupadas:

Gramíneas: Características de interesse: apresentam crescimento rápido, baixa exigência em fertilidade do substrato e alta capacidade de perfilhamento. Contribuição para a estabilidade do sistema através do fornecimento de matéria orgânica, devido a sua grande capacidade de produção de material vegetativo.

Leguminosas: Características de interesse: apresentam alta capacidade reprodutiva, baixa exigência em fertilidade e melhoram as características do substrato através da fixação biológica de nitrogênio atmosférico. Devido às características de desenvolvimento do sistema radicular, favorecem a captação e reciclagem de nutrientes, presentes em camadas mais profundas do perfil.

QUADRO 1 - Relação de espécies e quantidades médias a serem utilizadas:

Nome Comum	Nome Científico	Quantidade (Kg/ha)/ Declividade	
		< 45º	> 45º
Aveia-preta	Avena strigosa	20	30
Braquiária	Brachiaria decumbens	40	60
Braquiarão	Brachiaria bryzantha	20	30
Feijão guandu	Cajanus cajan	20	30
Calopogônio	Calopogonium mucunoides	10	20
Capim-gordura	Melinis minutiflora	40	80
Crotalária	Crotalaria spectabilis	20	30
Nabo forrageiro	Raphanus sativus	20	10



OBS.: a quantidade e proporção de sementes poderão variar de acordo com o tipo de material do talude, após a avaliação pelo técnico responsável.

QUADRO 2 - Quantidades totais de insumos a serem aplicadas:

INSUMOS BÁSICOS	QUANTIDADE (Kg/ha)
1 – Sementes	150 – 300
2 – Fertilizantes	1.000 – 2.000
2.1 – Adubo NPK 4-14-8	500 – 750
2.2 – Fosfato Natural	500 – 750
3 – Adubação de cobertura	
3.1 – Sulfato de amônia	80 – 250
3.2 – Superfosfato Simples	80 – 250
4 – Mulch	1.000 – 1.500
5 – Adesivo Orgânico	150 - 300
6 – Composto orgânico	2.000 – 5.000

OBS.:A mistura a ser aplicada é dimensionada para 5.000 litros de água, correspondente à carga de aplicação para 1.000 m² de superfície de talude, por via aquosa (hidrossemeadura). A adubação de cobertura deverá ser realizada de 45 a 60 dias após a germinação, mediante avaliação técnica.

Equipamento: deve ser utilizado equipamento de hidrossemeadura, cujo aspecto externo é de um caminhão–pipa convencional, com as seguintes características principais: um eixo girador (agitador) com palhetas em seu interior, com a finalidade de agitar e homogeneizar a mistura dos insumos a serem aplicados; uma bomba rotativa de alta pressão, de 2.500 rpm, de rotor aberto.

Aplicação da biomanta: As biomantas vem acondicionadas em bobinas, e a aplicação deve ser iniciada pelo topo do talude, desenrolando a bobina e fixando-a, moldando-a sobre uma valeta escavada com 10 cm de largura e 10 cm de profundidade, deixando ultrapassar 20 cm além da valeta. O ancoramento é realizado com o



grampeamento da biomanta no fundo da valeta e depois é aplicado solo compactado manualmente, e a biomanta excedente (20 cm) é dobrada sobre a valeta, e, antes de fixá-la, devem ser aplicados os fertilizantes e sementes.

A fixação no topo é muito importante e deve-se usar grampos pelo menos a cada 40 cm, em toda a extensão da largura da biomanta.

As bobinas devem ser estendidas (desenroladas) sempre no sentido da declividade do talude, e a fixação e o número e tamanho dos grampos deve ser de acordo com a recomendação técnica do projeto, em função do material e inclinação do talude.

Os transpasses paralelos das biomantas devem ser de 3 a 5 cm, e as biomantas consecutivas taludes abaixo, a sobreposição (transpasse) deve ser também de 3 a 5 cm, e o grampeamento neste tipo de transpasse deve ser de 30 em 30 cm.

Fixação das Biomantas: A boa fixação das biomantas garantirá o sucesso do trabalho, e esta fixação poderá ser feita com grampos de aço, madeira, bambu e polivinil, de tamanhos e formas variadas, devendo ser realizada a escolha de acordo com a situação da área onde será realizado o trabalho.

É importante salientar que quanto mais aderida ao solo tiver a biomanta, mais segurança terá o trabalho, por isso de maneira alguma a biomanta pode ficar descolada do solo, porque a vegetação poderá não ultrapassar a biomanta e ocorrerão focos erosivos no local de má aderência, devido ao escoamento livre da água no talude sem contato com a biomanta.

Os grampos a serem utilizados são os seguintes:

QUADRO 3 – Tipos e características de grampos utilizados na fixação das biomantas.

Grampos	Tipo	Comprimento dos Grampos (cm) e Uso em Taludes (corte / aterro)					
		5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	30,0
Aço		Corte	Corte	Corte	Aterro	Aterro	-
Bambu		-	-	Corte	Aterro	Aterro	Aterro
Madeira		-	-	-	Aterro	Aterro	Aterro
Polivinil		Corte	Corte	Corte	Aterro	Aterro	Aterro

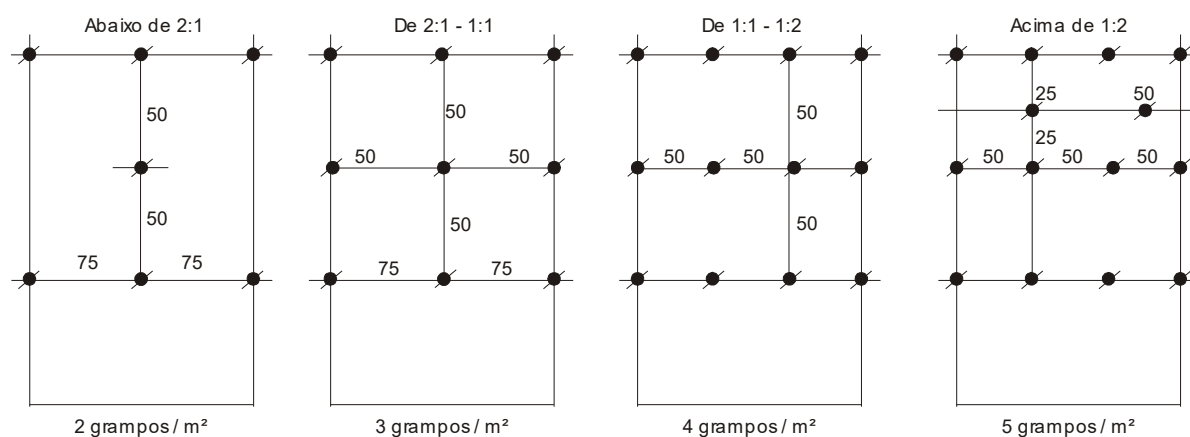


O número de grampos por unidade de área depende da inclinação do talude, susceptibilidade à erosão, tipo do material, segurança requerida para o local e regularização da área.

Os taludes já totalmente regularizados exigem menor rigor na fixação e os taludes parcialmente regularizados, ou sem regularização, os de grande inclinação e com susceptibilidade à erosão, devem utilizar um maior número de grampos por área.

Em solos não coesos e arenosos, poderá ser necessária a utilização de grampos com comprimentos superiores a 20cm.

Os esquemas a seguir mostram como fixar adequadamente as biomantas, de acordo com a inclinação dos taludes (H:V) em graus.



5. MATERIAL CONSULTADO:

- PEREIRA, A. R. **Como selecionar plantas para áreas degradadas e controle de erosão**. Aloísio Rodrigues Pereira – 2.a Edição. Belo Horizonte – MG, 2006. 239 p.
- Deflor Bioengenharia, Link: <https://deflor.com.br/> Acesso: 02/09/2024.



ESPECIFICAÇÃO DE CAPIM VETIVER

1. INTRODUÇÃO:

O Vetiver (*Vetiveria zizanioides*) é uma gramínea perene, que ocorre nos mais variados climas, sobretudo tropical e subtropical. Apresenta porte médio, chegando a até 1,50 m de altura, é resistente a pragas, doenças, déficit hídrico, geadas e fogo. Possui crescimento ereto, formando touceiras.

O sistema das raízes é denso e de alta resistência, atingindo 3m de profundidade. As raízes apresentam sistema radicular agregante, formando um grampeamento natural estabilizante de encostas e taludes.

Adaptação: adapta-se em qualquer tipo de solo e clima, sendo tolerante a índices pluviométricos entre 300 e 3.000 mm ao ano e períodos de extremo déficit hídrico, de cinco meses. Tolerante a temperaturas extremas entre – 9 a 50°C. Ao contrário da maioria dos capins de touceiras, no capim vetiver uma planta cresce em direção a outra (biotactismo positivo), formando uma barreira vegetal viva. É tolerante a valores extremos de pH, salinidade, toxicidade e baixos índices de nutrientes no solo, é ainda resistente ao fogo, alagamentos e pastoreio.

Plantio: o plantio pode ser realizado durante todo o ano, mas preferencialmente deve ser feito na época chuvosa. É muito usado para plantio em cordões, no sentido transversal à declividade dos taludes, para reter sedimentos.

A reprodução se dá exclusivamente por mudas, pois mesmo produzindo sementes, estas são estéreis. As mudas se apresentam nas modalidades: sacolas plásticas, raízes nuas, bandejas plásticas, cordão vegetado e tubetes.

O Vetiver não é planta hospedeira ou intermediária de pragas e doenças.

Consortiação: consorcia-se com leguminosas.



2. VANTAGENS:

O Vetiver tem múltiplas aplicações a favor do ambiente: controla a erosão, é um filtro biológico, fitorremediação, recarga de aquíferos, recuperação de zonas marginais ou degradadas.

O Sistema Vetiver é hoje uma alternativa de baixo custo e de rápida implantação quando comparado com outras práticas utilizadas na engenharia.

Ainda tem grande capacidade de sequestro de carbono, cerca de 5 kg/planta/ano incorporados ao solo.

3. APLICAÇÕES:

O Sistema Vetiver foi difundido inicialmente pelo banco mundial, para ser utilizado para contenção de encostas, taludes, proteção de margens de cursos d'água e fitorremediação.

As barreiras vivas de Vetiver reduzem a velocidade de escoamento superficial, proporcionando a infiltração da água no perfil do solo e a retenção de sedimentos a montante. Além disso, quebra a intensidade do fluxo descendente das águas pluviais, colaborando para o sistema de drenagem superficial, permitindo um dimensionamento mais econômico (runoff menor na área de contribuição) e a inexistência de custos anuais de manutenção.

Usado como barreiras para reter sedimentos e estabilização de aterros e áreas erodidas.

As barreiras de Vetiver permitem reter os sedimentos transportados pela água. Com a sucessão destes eventos, será formado um terraço natural atrás das cortinas do capim, evitando assim, o arraste de partículas e sedimentos, a formação de processos erosivos e a consequente degradação do solo.



4. ASPECTOS CONSTRUTIVOS:

O plantio do Capim Vetiver deverá ser feito preferencialmente em linhas em nível, e transversalmente à declividade da área, sendo que cada linha deverá ser espaçada de 1 a 3 metros de desnível, de acordo com a inclinação e coesão do solo. Recomenda-se o plantio de 7 a 20 mudas por metro, conforme projeto.

Podem ser associadas com biomantas, retentores vegetais de sedimentos, contenções e estruturas de drenagem.

5. MATERIAL CONSULTADO:

- PEREIRA, A. R. **Como selecionar plantas para áreas degradadas e controle de erosão**. Aloísio Rodrigues Pereira – 2.a Edição. Belo Horizonte – MG, 2006. 239 p.
- Deflor Bioengenharia, Link: <https://deflor.com.br/> Acesso: 02/09/2024.



9. MEMÓRIAS DE CÁLCULO DOS MUROS

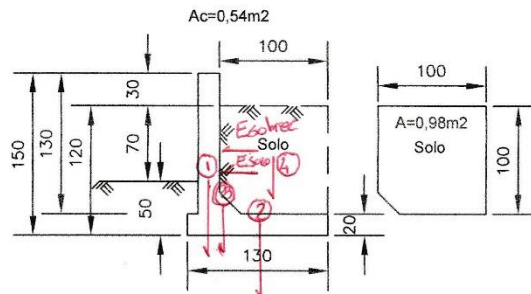
MURO DE CONCRETO ARMADO H máx. 0,70m

10/09/2024

1/2

- H máx 0,70m; base 1,30; Htot 1,20; q=1,0tf/m

E = 1:50



$$\begin{cases} \gamma_s = 2,5 \text{ tf/m}^3 \\ q = 1,0 \text{ tf/m} \\ H_{\text{calc}} = 1,20 \text{ m} \\ \gamma' = 35^\circ \end{cases}$$

1. PARÂMETROS DO SOLO:

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,8 \text{ tf/m}^3 \\ \gamma = 25^\circ \\ k_a = \tan^2(45 - \frac{\gamma}{2}) = 0,406 \\ c = 0 \text{ (como suplemento de segurança)} \\ \gamma_{\text{adm}} = 1,5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

2. CÁLCULO DOS ESFORÇOS:

2.1. Empuxo:

$$E = 0,5 \cdot k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2 + k_a \cdot q \cdot H$$

$$E_{\text{solo}} = 0,5 \cdot k_a \cdot \gamma_s \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,406 \cdot 1,8 \cdot 1,2^2 = 0,526 \text{ tf/m}$$

$$E_{\text{sobrecarga}} = k_a \cdot q \cdot H = 0,406 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 0,488 \text{ tf/m}$$

$$E_{\text{TOTAL}} = 1,014 \text{ tf/m}$$

2.2. Peso atuante:

ÁREA	MEDIDAS	ÁREA (m²)	γ (tf/m³)	PESO (tf/m)	BRACO DE ALAVANCA (m)	MOMENTO RESIST (tfm/m)
1	0,20 x 1,30	0,26	2,5	0,650	0,20	0,130
2	0,20 x 1,30	0,26	2,5	0,650	0,65	0,422
3	0,20 x 0,20	0,02	2,5	0,050	0,40	0,020
4 (solo)	1,00 - 0,02	0,98	1,8	1,764	0,80	1,411
Σ				3,114		1,983

3. VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE:

3.1. Tombamento:

Momento atuante

$$M_a \begin{cases} M_{\text{solo}} = E_{\text{solo}} \cdot \frac{H}{3} = 0,526 \cdot \frac{1,20}{3} = 0,2104 \text{ tfm/m} \\ M_{\text{sobrecarga}} = E_{\text{sobrecarga}} \cdot \frac{H}{2} = 0,488 \cdot \frac{1,20}{2} = 0,2928 \text{ tfm/m} \end{cases}$$

$$M_a = 0,2104 + 0,2928 = 0,503 \text{ tfm/m}$$

$$M_R = 1,983 \text{ tfm/m}$$

$$FS_1 = \frac{M_R}{M_a} = \frac{1,983}{0,503} = 3,94 > 1,5 \text{ ok!}$$



10/09/2024

2/2

3.2. Deslizamento:

$$\sum P_i \cdot \tan \varphi' > 1,5 E$$

$$FS_2 = \frac{3,114 \cdot \tan 35^\circ}{4,014} = 2,15 > 1,5 \quad \text{OK!}$$

3.3. Tensões na base:

$$b = 1,30 \text{ m}$$

$$V = \sum P_i = 3,114 \text{ t/m}$$

$$e = \frac{b}{2} - \frac{4M}{V} \rightarrow e = \frac{1,30}{2} - \frac{1,983}{3,114} = 0,503$$

$$e = 0,65 - \frac{1,48}{3,114} \Rightarrow e = 0,65 - 0,475 = 0,175 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = 0,21$$

$$e < \frac{b}{6}$$

$$\sigma = \frac{V}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma = \frac{3,114}{1,3} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,175}{1,3} \right) \Rightarrow \sigma = 2,395 \left(1 \pm \frac{1,05}{1,3} \right)$$

$$\sigma = 2,395 (1 \pm 0,808)$$

$$\sigma_1 = 2,395 (1,808) = 4,33 \text{ t/m}^2 = 0,43 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_2 = 2,395 (0,192) = 0,46 \text{ t/m}^2 = 0,04 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK!}$$





MURO DE CONCRETO ARMADO 0,70 < H < 1,40m

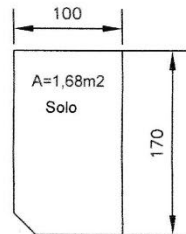
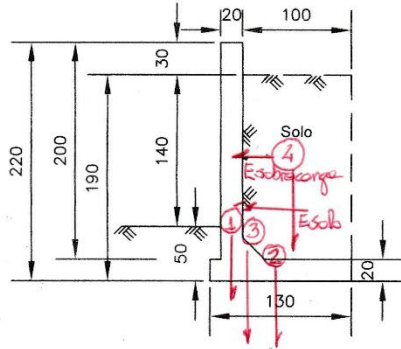
11/09/2024

1/2

- H máx 1,40m; base 1,30; Htot 1,90 q=1,0tf/m

E = 1:50

Ac=0,68m²



$$\begin{cases} \gamma_c = 2,5 \text{ tf/m}^3 \\ q = 1,0 \text{ tf/m} \\ H_{\text{calc}} = 1,90 \text{ m} \\ \varphi' = 35^\circ \end{cases}$$

1. PARÂMETROS DO SOLO:

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,8 \text{ tf/m}^3 \\ \varphi = 25^\circ \\ k_a = \tan^2(45 - \frac{\varphi}{2}) = 0,406 \\ c = 0 \text{ (suplemento de segurança)} \\ \sigma_{adm} = 1,5 \text{ kgf/cm}^2 \end{cases}$$

2. CÁLCULO DOS ESFORÇOS:

2.1. Empuxo:

$$E = \underbrace{0,5 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2}_{\text{solo}} + \underbrace{k_a \cdot q \cdot H}_{\text{sobrecarga}}$$

$$E_{\text{solo}} = 0,5 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,406 \cdot 1,8 \cdot 1,9^2 = 1,319 \text{ tf/m}$$

$$E_{\text{sobrecarga}} = k_a \cdot q \cdot H = 0,406 \cdot 1,0 \cdot 1,9 = 0,771 \text{ tf/m}$$

$$E_{\text{TOTAL}} = 2,09 \text{ tf/m}$$

2.2. Peso atuante:

ÁREA	MEDIDAS (m)	ÁREA (m ²)	γ (tf/m ³)	PESO (tf/m)	BRASO DE ALAVANCA (m)	MOMENTO RESISTENTE (tf/m)
1	0,2 x 2,00	0,40	2,5	1,000	0,20	0,200
2	0,2 x 1,30	0,26	2,5	0,650	0,65	0,422
3	0,2 x 0,2	0,02	2,5	0,050	0,40	0,020
4 (solo)	1,70 x 0,02	1,68	1,8	3,024	0,80	2,419
Σ				4,724		3,061

3. VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE:

3.1. Tombamento:

Momento atuante (Ma)

$$M_a \begin{cases} M_{\text{asolo}} = E_{\text{solo}} \cdot \frac{H}{3} = 1,319 \cdot \frac{1,90}{3} = 0,835 \text{ tf/m} \\ M_{\text{asobrecarga}} = E_{\text{sobrecarga}} \cdot \frac{H}{2} = 0,771 \cdot \frac{1,90}{2} = 0,733 \text{ tf/m} \end{cases}$$

$$M_a = 1,568 \text{ tf/m}$$

$$M_R = 3,061 \text{ tf/m}$$

$$FS_1 = \frac{M_R}{M_a} = \frac{3,061}{1,568} = 1,952 > 1,5 \quad \text{OK!}$$



$$H_{MAX} = 1,40m$$

11/09/2024

2/2

3.2. Deslizamento:

$$\sum P_i \cdot \tan \varphi' \geq 1,5E$$

$$FS_2 = \frac{4,724 \cdot \tan 35^\circ}{2,09} = 1,582 > 1,5 \quad \text{OK!}$$

3.3. Tensões na base:

$$b = 1,30m$$

$$V = \sum P_i = 4,724 \text{ t/m}$$

$$e = \frac{b}{2} - \frac{\Delta M}{V} \Rightarrow e = \frac{1,30}{2} - \frac{3,061 - 1,568}{4,724}$$

$$e = 0,65 - \frac{1,493}{4,724} \Rightarrow e = 0,65 - 0,316 = 0,334m$$

$$\frac{b}{6} = 0,22m \quad e > \frac{b}{6}$$

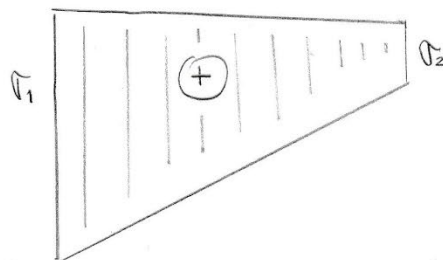
$$\sigma = \frac{V}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma = \frac{4,724}{1,3} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,334}{1,3} \right) \Rightarrow \sigma = 3,634 \left(1 \pm \frac{2,004}{1,3} \right)$$

$$\sigma = 3,634 (1 \pm 1,542)$$

$$\sigma_1 = 3,634 (2,542) = 9,238 \text{ t/m}^2 = 0,92 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_2 = 3,634 (-0,542) = -1,970 \text{ t/m}^2 = 0,20 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK!}$$



MURO DE CONCRETO ARMADO 1,40 < H < 2,20m

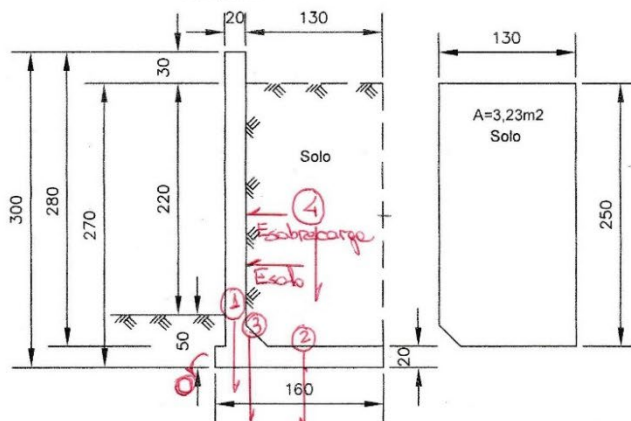


11/09/2024 1/2

- H máx 2,20m; base 1.60; Htot 2,70 q=1,0f/m

E = 1.50

Ac=0,90m²



$$\begin{cases} \gamma_c = 2,5 \text{ t/m}^3 \\ q = 1,0 \text{ t/m} \\ H_{\text{calc}} = 2,70 \text{ m} \\ \gamma' = 35^\circ \end{cases}$$

1. PARÂMETROS DO SOLO:

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,8 \text{ t/m}^3 \\ \gamma = 25^\circ \\ k_a = \tan^2(45 - \frac{\gamma}{2}) = 0,406 \\ c = 0 \text{ (suplemento de segurança)} \\ \sigma_{adm} = 1,5 \text{ kgf/cm}^2 \end{cases}$$

2. CÁLCULO DOS ESPORÇOS:

2.1. Empuxo:

$$E = \underbrace{0,5 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2}_{\text{solo}} + \underbrace{k_a \cdot q \cdot H}_{\text{sobrecarga}}$$

$$E_{\text{solo}} = 0,5 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,406 \cdot 1,8 \cdot 2,7^2 = 2,664 \text{ t/m}$$

$$E_{\text{sobrecarga}} = k_a \cdot q \cdot H = 0,406 \cdot 1,0 \cdot 2,7 = 1,096 \text{ t/m}$$

$$E_{\text{TOTAL}} = 3,76 \text{ t/m}$$

2.2. Peso atuante:

ÁREA	MEDIDAS (m)	ÁREA (m ²)	γ (t/m ³)	PESO (t/m)	BRACO DE ALAVANCA (m)	MOMENTO (t·m/m)
1	0,20 · 2,80	0,56	2,5	1,400	0,20	0,280
2	0,20 · 1,60	0,32	2,5	0,800	0,80	0,640
3	$\frac{0,20 \cdot 0,20}{2}$	0,02	2,5	0,050	0,40	0,020
4 (solo)	3,23 · 0,02	0,02	1,8	5,778	0,95	5,489
Σ				8,028		6,429

3. VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE:

3.1. Tombamento:

Momento atuante

$$M_a \begin{cases} M_{\text{asolo}} = E_{\text{solo}} \cdot \frac{H}{3} = 2,664 \cdot \frac{2,70}{3} = 2,3976 \text{ t·m/m} \\ M_{\text{asobrecarga}} = E_{\text{sobrecarga}} \cdot \frac{H}{2} = 1,096 \cdot \frac{2,70}{2} = 1,4796 \text{ t·m/m} \end{cases} \quad M_a = 3,877 \text{ t·m/m}$$

$$M_R = 6,429 \text{ t·m/m} \quad F.S. = \frac{M_R}{M_a} = \frac{6,429}{3,877} = 1,66 > 1,5 \quad \text{OK!}$$



11/09/2024

2/2

3.2. Deslizamento:

$$\sum P_i \cdot \tan \varphi' > 1,5 E$$

$$FS_2 = \frac{8,028 \cdot \tan 35^\circ}{3,76} \approx 1,5 \quad \underline{\text{OK!}}$$

3.3. Tensões na base:

$$b = 1,60 \text{ m}$$

$$V = \sum P_i = 8,028 \text{ t/m}$$

$$e = \frac{b}{2} - \frac{\Delta M}{V} \Rightarrow e = \frac{1,60}{2} - \frac{6,429 - 3,877}{8,028}$$

$$e = 0,80 - \frac{2,552}{8,028} \Rightarrow e = 0,80 - 0,3179 = 0,482 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = 0,27 \text{ m} \quad e > \frac{b}{6}$$

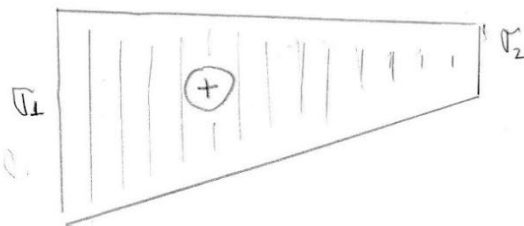
$$\sigma = \frac{V}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma = \frac{8,028}{1,6} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,482}{1,6} \right) \Rightarrow \sigma = 5,0175 \left(1 \pm \frac{2,892}{1,6} \right)$$

$$\sigma = 5,0175 (1 \pm 1,8075)$$

$$\sigma_1 = 5,0175 (2,8075) = 14,09 \text{ t/m}^2 = 14,1 \text{ kgf/cm}^2 \quad \underline{\text{OK!}}$$

$$\sigma_2 = 5,0175 (-0,8075) = -4,05 \text{ t/m}^2 = 0,40 \text{ kgf/cm}^2 \quad \underline{\text{OK!}}$$





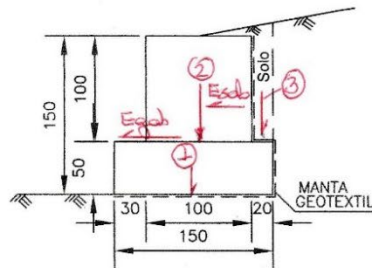
MURO DE GABIÃO TIPO 3 1,00 < H < 1,50m

12/09/2024

4/2

- Muro de gabião Tipo 3 - 1,00 < H < 1,50m

E = 1:50



A = 0,23m²
Solo

$$\begin{cases} \gamma_{gab} = 1,8 \text{ t/m}^3 \\ q = 4,0 \text{ t/m} \\ H = 1,50 \text{ m} \\ \varphi' = 35^\circ \end{cases}$$

1. PARÂMETROS DO SOLO:

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,8 \text{ t/m}^3 \\ \varphi = 25^\circ \\ k_a = \tan^2(45 - \frac{\varphi}{2}) = 0,406 \\ c = 0 \text{ (como suplemento de segurança)} \\ \sigma_{adm} = 1,5 \text{ kgf/cm}^2 \end{cases}$$

2. CÁLCULO DOS ESFORÇOS:

2.1. Empuxo:

$$E = 0,5 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2 + k_a \cdot q \cdot H$$

solo sobrecarga

$$E_{solo} = 0,5 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,406 \cdot 1,8 \cdot 1,5^2 = 0,8221 \text{ t/m}$$

$$E_{sobrecarga} = k_a \cdot q \cdot H = 0,406 \cdot 4,0 \cdot 1,5 = 0,609 \text{ t/m}$$

$$E_{TOTAL} = 1,4311 \text{ t/m}$$

2.2. Peso atuante:

ÁREA	MEDIDAS (m)	ÁREA (m ²)	γ (t/m ³)	PESO (t/m)	BRASO DE ALAVANCA (m)	MOMENTO RESISTENTE (t/m/m)
1	1,5 x 0,5	0,75	1,8	1,35	0,75	1,012
2	1,0 x 1,0	1,00	1,8	1,80	0,80	1,440
3 (SOLO)	0,2 x 1,0	0,20	1,8	0,36	1,40	0,504
Σ				3,51		2,956

3. VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE:

3.1. Tombamento:

Momento atuante (Ma)

$$M_{a_{solo}} = E_{solo} \cdot \frac{H}{3} = 0,8221 \cdot \frac{1,5}{3} = 0,4110 \text{ t/m/m}$$

$$M_{a_{sobrecarga}} = E_{sobrecarga} \cdot \frac{H}{2} = 0,609 \cdot \frac{1,5}{2} = 0,4567 \text{ t/m/m}$$

$$M_a = 0,8678 \text{ t/m/m}$$

$$M_R = 2,956 \text{ t/m/m}$$

$$FS_t = \frac{M_R}{M_a} = \frac{2,956}{0,8678} = 3,406 > 1,5 \quad \text{OK!}$$



12/09/2024

2/2

3.2. Deslizamento:

$$\sum P_i \cdot \tan \varphi' > 1,5 E$$

$$FS_2 = \frac{3,51 \cdot \tan 35^\circ}{1,4311} = 1,72 > 1,5 \quad \text{OK!}$$

3.3. Tensões na base:

$$b = 1,5 \text{ m}$$

$$V = \sum P_i = 3,51 \text{ t/m}$$

$$e = \frac{b}{2} - \frac{\Delta M}{V} \Rightarrow e = \frac{1,5}{2} - \frac{2,956 - 0,8678}{3,51}$$

$$e = 0,75 - \frac{2,0882}{3,51} \Rightarrow e = 0,75 - 0,595 = 0,155 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = 0,25 \text{ m} \quad e < \frac{b}{6}$$

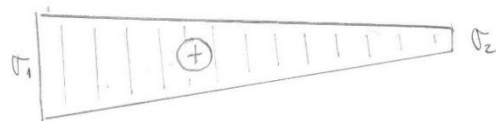
$$\sigma = \frac{V}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma = \frac{3,51}{1,5} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,155}{1,5} \right) \Rightarrow \sigma = 2,34 \left(1 \pm \frac{0,93}{1,5} \right)$$

$$\sigma = 2,34 (1 \pm 0,62)$$

$$\sigma_1 = 2,34 \cdot 1,62 = 3,79 \text{ t/m}^2 = 0,38 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_2 = 2,34 \cdot 0,38 = 0,89 \text{ t/m}^2 = 0,09 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK!}$$





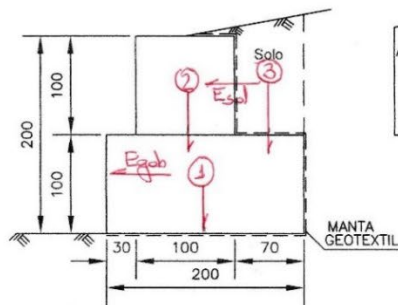
MURO DE GABIÃO TIPO 4 $1,50 < H < 2,00\text{m}$

12/09/2024

4/2

- Muro de gabião Tipo 4 - $1,50 < H < 2,00\text{m}$

E = 1:50



A=0,81m²

Solo

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{gab}} &= 1,8 \text{ t/m}^3 \\ q &= 1,0 \text{ t/m} \\ H &= 2,0 \text{ m} \\ \varphi' &= 25^\circ \end{aligned}$$

1. PARAMETROS DO SOLO:

$$\begin{aligned} \gamma_s &= 1,8 \text{ t/m}^3 \\ \varphi &= 25^\circ \\ k_a &= \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,406 \\ c &= 0 \text{ (como suplemento de segurança)} \\ \sigma_{\text{adm}} &= 1,5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

2. CÁLCULO DOS ESFORÇOS:

2.1. Empuxo:

$$E = \underbrace{0,5 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2}_{\text{solo}} + \underbrace{k_a \cdot q \cdot H}_{\text{sobrecarga}}$$

$$E_{\text{solo}} = 0,5 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2 = 0,5 \cdot 0,406 \cdot 1,8 \cdot 2,0^2 = 1,4616 \text{ t/m}$$

$$E_{\text{sobrecarga}} = k_a \cdot q \cdot H = 0,406 \cdot 1,0 \cdot 2,0 = 0,812 \text{ t/m}$$

$$E_{\text{TOTAL}} = 2,2736 \text{ t/m}$$

2.2. Peso atuante:

ÁREA	MEDIDAS (m)	ÁREA (m ²)	γ (t/m ³)	PESO (t/m)	BRASO DE ALAVANCA (m)	MOMENTO RESISTENTE (t·m/m)
1	2,0 x 1,0	2,00	1,8	3,60	1,00	3,600
2	1,0 x 1,0	1,00	1,8	1,80	0,80	1,440
3 (SOLO)	0,7 x 1,0	0,70	1,8	1,26	1,65	2,079
Σ				6,66		7,119

3. VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE:

3.1. Tombamento:

Momento atuante (Ma)

$$M_a \begin{cases} M_{a \text{ solo}} = E_{\text{solo}} \cdot \frac{H}{3} = 1,4616 \cdot \frac{2,0}{3} = 0,9744 \text{ t·m/m} \\ M_{a \text{ sobrecarga}} = E_{\text{sobrecarga}} \cdot \frac{H}{2} = 0,812 \cdot \frac{2,0}{2} = 0,812 \text{ t·m/m} \end{cases}$$

$$M_a = 1,7864 \text{ t·m/m}$$

$$M_R = 7,119 \text{ t·m/m}$$

$$FS_1 = \frac{M_R}{M_a} = \frac{7,119}{1,7864} = 3,985 > 1,5 \quad \text{OK!}$$



H = 200 cm

12/09/2024

2/2

3.2. Deslizamento:

$$\sum P_i \cdot \tan \varphi' > 1,5 E$$

$$FS_2 = \frac{6,66 \cdot \tan 35^\circ}{2,2736} = 2,05 > 1,5 \quad \text{OK!}$$

3.3. Tensões na base:

$$b = 2,0 \text{ m}$$

$$V = \sum P_i = 6,66 \text{ tf/m}$$

$$e = \frac{b}{2} - \frac{\Delta M}{V} \Rightarrow e = \frac{2,0}{2} - \frac{7,119 - 4,7864}{6,66}$$

$$e = 1 - \frac{5,3326}{6,66} \Rightarrow e = 1 - 0,800 = 0,200 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = 0,33 \text{ m} \quad e < \frac{b}{6}$$

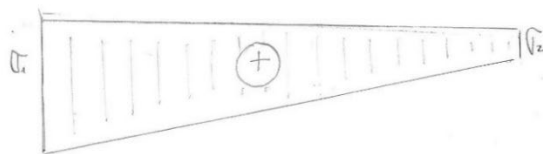
$$\sigma = \frac{V}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma = \frac{6,66}{2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,20}{2,0} \right) \Rightarrow \sigma = 3,33 \left(1 \pm \frac{1,20}{2,0} \right)$$

$$\sigma = 3,33 \left(1 \pm 0,60 \right)$$

$$\sigma_1 = 3,33 \cdot 1,60 = 5,328 \text{ tf/m}^2 = 0,53 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_2 = 3,33 \cdot 0,40 = 1,332 \text{ tf/m}^2 = 0,13 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK!}$$



Este é o nosso parecer

Eng. Paulo H. Silva Leme

CREA-SP 5061408430

Silva Leme Engenharia



10. ANEXO 1

ESTUDO HIDRÁULICO / HIDROLÓGICO

APRESENTAÇÃO

O objetivo deste documento é apresentar os critérios e cálculos para o dimensionamento do Projeto Piloto de Drenagem Sustentável (PPDS) a ser implantado em área lindeira à Avenida David Monteiro, no município de Dois Córregos - SP.

Introdução ao sistema de drenagem

O sistema de drenagem sustentável proposto para o Parque foi projetado para servir como um exemplo prático e educativo do uso de Soluções Baseadas na Natureza (SBN) e combina técnicas tradicionais e sustentáveis para conduzir, tratar e infiltrar as águas pluviais.

Embora as SBN não sejam projetadas para resolver problemas graves de drenagem, como enchentes e alagamentos de grande escala, elas contribuem para mitigar esses impactos e oferecem inúmeros outros benefícios, como a redução da poluição hídrica, a recarga de aquíferos, a melhoria do microclima urbano e diversas vantagens ecológicas, sociais e econômicas.

O sistema projetado funciona captando as águas da chuva por meio de dispositivos tradicionais, como bocas coletoras, canaletas e galerias, que as conduzem de forma eficiente até os pontos onde são aplicadas as técnicas de SBN.

Com relação ao dimensionamento, o projeto é estruturado em duas frentes principais:

Microdrenagem: Envolve o dimensionamento de dispositivos tradicionais para captação e condução das águas pluviais até o parque. Utiliza o método racional, fundamentado em parâmetros hidráulicos e hidrológicos compatíveis com normas e manuais técnicos, conforme detalhado na metodologia.



Dispositivos de SBN: Foca no dimensionamento de estruturas sustentáveis específicas voltadas exclusivamente para o benefício da infiltração no solo. As dimensões desses dispositivos foram definidas com base na arquitetura, na topografia, no tipo de solo, nos limites físicos do terreno e verificadas em uma metodologia prática amplamente reconhecida por sua funcionalidade e viabilidade de execução.

Por fim, o trabalho também contempla uma análise da eficiência do sistema de infiltração, considerando diferentes períodos de retorno e avaliando o desempenho das estruturas sob condições de chuvas com intensidades variadas, sendo essa avaliação realizada a título de comparação.

1. METODOLOGIA

1.1 CÁLCULO DA VAZÃO CONTRIBUINTE

O presente estudo de drenagem baseia-se nas orientações, diretrizes e critérios de projeto de drenagem do Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo e do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo.

Os métodos de cálculo utilizados para a determinação das vazões contribuintes serão aplicados em função da área da bacia de drenagem, conforme o item 5.2.2 da IP-DE-H00/001 das diretrizes do DER:

Área da Bacia	Método
$\leq 2 \text{ km}^2$	Racional
$2 \text{ km}^2 \leq \text{área} \leq 50 \text{ km}^2$	Ven Te Chow, I Pai Wu ou Triangular
$\geq 50 \text{ km}^2$	Método estatístico direto

Tabela 1 – Métodos para determinação da vazão (DER-SP)



1.2 PERÍODO DE RETORNO (TR)

O período de retorno (TR) de uma chuva está diretamente relacionado ao nível de segurança e importância que se deseja fornecer no dimensionamento dos dispositivos hidráulicos. Quanto maior o valor do período de retorno, maior será o grau de segurança que o equipamento oferecerá.

A Tabela 2, elaborada pelo DAEE (1994) apresenta os Períodos de Retorno indicados em função do tipo da obra a ser projetada.

OBRAS DE MICRODRENAGEM	TIPOS DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO	T (anos)
Galerias e Ruas	Residencial	2
	Comercial, Edif. Públicos	5
	Comercial, Alta Valorização	5 a 10
OBRAS DE MICRODRENAGEM	TIPOS DE REVESTIMENTO	T (anos)
Canal a céu aberto	Terra, Gabião, Pedra Argamassada, Rachão	50
	Concreto	100
Pontes, Bueiros e Estruturas Afins	Concreto	100
Canal em galeria	Concreto	100
Diques marginais (em áreas urbanas)	Concreto	100

Tabela 2 – Períodos de retorno das obras (DAEE-SP)

No contexto deste trabalho, o Período de Retorno (TR) é utilizado em diferentes etapas, refletindo as abordagens adotadas no dimensionamento das estruturas de drenagem. A metodologia abrange tanto técnicas tradicionais quanto Soluções Baseadas na Natureza (SBN) e inclui um processo de verificação da eficiência do sistema como um todo. Para fins comparativos, analisa-se a infiltração dos dispositivos em relação às vazões calculadas com diferentes períodos de retorno (TR), permitindo avaliar o desempenho do sistema sob diversas condições de chuva.

A seguir, detalha-se a relação dos períodos de retorno adotados para os diferentes cálculos:



a) Dimensionamento das estruturas tradicionais de microdrenagem:

Este cálculo abrange dispositivos como bocas de captação e canaletas, responsáveis por conduzir as águas pluviais até os dispositivos de infiltração. De acordo com normas e manuais técnicos, o TR para dispositivos de microdrenagem varia entre 2 e 10 anos. Neste projeto, foi adotado um TR de 10 anos, garantindo maior robustez no dimensionamento e alinhando-se às melhores práticas recomendadas.

b) Dimensionamento dos dispositivos de drenagem sustentável (SbN):

Na abordagem baseada na natureza, amplamente documentada em manuais técnicos, adota-se um TR de 2 anos. Essa escolha está associada à eficácia na retenção das primeiras chuvas (first flush), que são ricas em sedimentos e poluentes. Isso contribui para a redução da carga contaminante sobre corpos hídricos, além de minimizar o risco de acúmulo excessivo de água, que poderia gerar problemas de saúde pública, como a proliferação de vetores de doenças.

As SbN têm melhores resultados para chuvas mais frequentes e de menor intensidade, sendo ineficientes para eventos extremos de períodos de retorno elevados.

c) Determinação da vazão acrescida ao sistema devido à urbanização da

área: Para avaliar os impactos da urbanização, os valores de TR utilizados variam entre 2, 5, 10 e 25 anos. Essa variação permite calcular diferentes intensidades pluviométricas e, conseqüentemente, diferentes vazões de entrada no sistema. A análise resulta na avaliação da eficiência do sistema de infiltração em condições de chuva diversas, com foco exclusivo na infiltração.

É importante ressaltar que, nos cálculos a serem realizados nesse item, o objetivo é exclusivamente comparativo, focando na variação da vazão gerada pela urbanização conforme os diferentes TR adotados. Nesse contexto:



- A capacidade de infiltração dos dispositivos permanece constante, uma vez que seus formatos foram definidos metodologicamente para um TR de 2 anos, respeitando a arquitetura, as limitações físicas do terreno e priorizando a viabilidade executiva do projeto.
- As estruturas de microdrenagem, dimensionadas para um TR de 10 anos, também permanecem inalteradas.

1.3 SUB-BACIAS DE CONTRIBUIÇÃO

Com base no estudo da área realizado através do software Google Earth Pro, bem como da análise das cotas altimétricas e das curvas de nível provenientes do levantamento planialtimétrico, foi possível determinar a área de contribuição da sub-bacia. Este processo envolveu a identificação e delimitação das regiões que estão direcionando o escoamento superficial para o ponto de interesse, no caso a região dos Jardins de Drenagem Sustentável. A área de contribuição da sub-bacia é apresentada na Figura 1.

Considerando a área total de contribuição, será possível determinar a vazão total escoada na sarjeta. Com base nesses dados, dimensionaremos os dispositivos de captura e deságue das águas no Jardim de Drenagem Sustentável. Vale destacar que a área de contribuição do próprio Jardim não é considerada pois ela não é encaminhada à sarjeta.



Figura 1 – Sub-bacia de contribuição



A área de contribuição corresponde a aproximadamente **6.243,39 m²**.

1.4 MÉTODO RACIONAL

De acordo com o Manual de Projeto – Drenagem Urbana – DAEE/CETESB, ao adotar o método racional para a determinação da vazão, as seguintes premissas básicas são consideradas:

- O pico do deflúvio superficial direto, relativo a um determinado ponto do projeto, é função do tempo de concentração correspondente, assim como a intensidade da chuva, cuja duração é suposta como sendo igual ao tempo de concentração em questão.
- As condições de permeabilidade das superfícies permanecem constantes durante a ocorrência de chuva.
- O pico do deflúvio superficial direto ocorre quando toda a área de drenagem, a montante do ponto de projeto, passa a contribuir para o escoamento

Equação:

$$Q = c.i.A$$

Onde:

Q = deflúvio superficial direto máximo [L/s ou m³/s];

c = coeficiente de “runoff”, isto é, relação entre deflúvio superficial direto máximo e a intensidade média da chuva [adimensional];

i = intensidade média da chuva para uma duração de chuva igual ao tempo de concentração da bacia em estudo. Esse tempo é, usualmente, o requerido pela água para escoar desde o ponto mais remoto da bacia até o local de interesse [mm/min ou mm/h];

A = a área da bacia [Km², ha ou m²].



(Manual de Projeto – Drenagem Urbana – DAEE/CETESB, pág. 144, 2ª ed., São Paulo, 1980)

1.5 COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL (“runoff”)

Pode ser obtido de forma direta através da adoção de um coeficiente único (c), denominado de Runoff. Esta metodologia foi desenvolvida de forma empírica e considera as características fisiográficas da bacia como o grau de impermeabilização, tipo de cobertura da superfície, etc. (DAEE, 2005).

Nestas condições, considera-se que quanto menor a possibilidade de infiltração ou retenção no solo, maior será a parcela da precipitação que se transformará em escoamento superficial direto, resultando num valor mais elevado para o coeficiente “c” de runoff.

A Tabela 3, desenvolvida pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo – (DAEE, 2005) apresenta o resumo das faixas de valores de “c” para uso em projetos.

USO DO SOLO OU GRAU DE URBANIZAÇÃO	Valores de C	
	Mínimos	Máximos
Área totalmente urbanizada	0,50	1,00
Área parcialmente urbanizada	0,35	0,50
Área predominantemente de plantações, pastos, etc.	0,20	0,35

Tabela 3 – Valores recomendados para coeficiente de Runoff - (DAEE, 2005)

1.6 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

O valor do tempo de concentração é calculado com base na fórmula do “*Califórnia Culverts Practice*”, recomendada pelo DAEE.

Equação:



$$t_c = 57. \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385}$$

Onde:

t_c = tempo de concentração [min];

L = comprimento do talvegue [km];

Δh = diferença de nível [m].

Considerando a Instrução de Projetos IP-DE-H00/001 do Departamento de Estrada de Rodagem (DER) recomenda-se a adoção do valor do tempo de concentração mínimo de 10 minutos para o dimensionamento de dispositivos de microdrenagem. Para cálculos que utilizam o método Racional para determinação da vazão, considera-se o tempo de concentração igual ao tempo de duração da chuva.

1.7 INTENSIDADE PLUVIOMÉTRICA

A intensidade é a quantidade de precipitação que ocorre na unidade de tempo (mm/min), para uma chuva de uma dada frequência e com uma duração igual ao tempo de concentração.

No Manual do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE-SP) - Precipitações intensas no Estado de São Paulo de 2018 são apresentadas as equações de chuva de diversos municípios do estado de São Paulo. Como o município de Dois Córregos não possui equação de chuva no manual supracitado, é necessário adotar uma equação de chuva representativa de cidade próxima dentro da Bacia Hidrográfica do Tietê-Jacaré (BH-TJ), representada pela Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos 13 (UGRHI 13).

Nesse sentido, será adotada a equação de chuva do município de São Carlos, considerando a proximidade com o município de Dois Córregos e a ampla utilização desta equação em estudos hidrológicos.



A equação de chuva da cidade de São Carlos apresentada no referido manual é dada por:

Equação:

$$i = (t+16)^{-0,935} \cdot 25,33 T^{0,236}$$

Onde:

i = Intensidade da chuva crítica em mm/minutos

t = Tempo de duração da chuva em minutos (igual ao t_c para método Racional)

T_R = Período de Retorno da chuva em anos

Conforme descrito no item referente ao Período de Retorno, para possibilitar a análise comparativa da eficiência de infiltração sob diferentes tipos de chuva, será realizado o cálculo de variações na vazão de entrada no sistema. Essas variações serão obtidas por meio da adoção de diferentes valores de T_R , que, por sua vez, resultarão em distintas intensidades pluviométricas.

1.8 BOCAS COLETORAS

Para o dimensionamento das bocas coletoras (dispositivos que capturam a água escoada pela sarjeta para posterior transferência para os jardins) primeiramente faz-se necessário determinar a altura da lâmina d'água que escoa pela sarjeta. Para tanto, utiliza-se de uma variação da equação de Manning que é apresentada no item 1.9. Posteriormente, utilizando a metodologia contida no Manual de Drenagem Urbana - Região Metropolitana de Curitiba-PR (2002), que considera a abertura na sarjeta semelhante a um vertedor de soleira, através da utilização dos princípios fundamentais da hidráulica, em particular na aplicação do teorema de Bernoulli podemos obter as dimensões do dispositivo.

$$L = \frac{Q}{(1,7 \cdot Y_o^{3/2})}$$



Onde:

L = largura da abertura

Q = vazão de projeto [m³/s];

Yo = Altura da lâmina d'água na sarjeta.

1.9 CANALETAS SOB PASSEIO E GALERIAS CONDUTORAS

As canaletas serão dimensionadas pelas equações de Manning e pela equação da continuidade, cujas expressões são dadas por:

Equações:

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot R_h^{\frac{2}{3}}$$

Onde:

n = coeficiente de Manning;

Q = vazão de projeto, em [m³/s];

i = declividade longitudinal do conduto em [m/m];

A = área molhada [m²];

R_h = raio hidráulico (A_m/P_m) [m].

$$Q = v \cdot A$$

Onde:

Q = vazão de projeto [m³/s];

V = velocidade média de escoamento [m/s];

A = área da seção transversal do escoamento [m²].



Considerações para o dimensionamento:

- Regime permanente e uniforme;
- Velocidade Máxima: 4,00 m/s;
- Velocidade Mínima: 0,75 m/s;
- Declividade mínima de 0,5 %.

1.10 DISPOSITIVOS DE INFILTRAÇÃO (SBN)

As “SBN” propostas são dispositivos de drenagem que promovem, dentre outros benefícios, a infiltração, a detenção dos picos de cheia e uma série de benefícios associados, como a retenção de sedimentos, a filtração de poluentes, a regulação do escoamento superficial, a melhoria da qualidade da água e a promoção de serviços ecossistêmicos. Assim, contribuem significativamente para um ambiente urbano mais sustentável e resiliente. O dimensionamento a seguir tratará apenas do aspecto da infiltração.

Apesar de não haver uma norma que regule os ensaios de infiltração no solo específica para o dimensionamento das SBNs, existem diversos tipos de ensaios que podem ser realizados para determinar esse parâmetro. O Caderno de Tipologias Urbanas Modulares, disponibilizado recentemente pelo CHDU trata desse assunto. É importante que os ensaios sejam realizados na profundidade compatível com a profundidade da estrutura de drenagem (SBN) projetada. No nosso caso específico, considerando as diversos tipos de SBN projetadas, impactando em diversas profundidades, bem como o conhecimento das características do solo por material técnico pesquisado e correlações empíricas, foi admitida uma taxa de infiltração compatível com as características do solo.

A caracterização do solo, essencial para a determinação dos parâmetros utilizados nos cálculos de infiltração, foi realizada por meio de visitas técnicas, consultas a



mapas de instituições de pesquisa e análise de diversos trabalhos relacionados à região. Além disso, tivemos acesso a sondagens recentes, que serviram para confirmar a tipologia do solo previamente identificada com base nos mapas e nas observações em campo. Esse conjunto de informações foi suficiente para definir o tipo de solo no contexto do dimensionamento das Soluções Baseadas na Natureza (SBN). Contudo, ressaltamos que, em outras localidades, se faz necessário a execução de ensaios de infiltração, sondagens e outros ensaios julgados necessários pela equipe de projeto, como mencionado anteriormente.

Para estimar o nível d'água no terreno, realizamos uma análise baseada na cota do nível d'água do córrego próximo, simulando uma parábola na região do parque para calcular uma profundidade média.

O parque conta com mais de 30 dispositivos de drenagem sustentável, distribuídos entre diferentes tipos. Essa diversidade torna inviável, tanto do ponto de vista prático quanto financeiro, realizar sondagens e ensaios de infiltração para cada uma dessas estruturas.

Os cálculos de dimensionamento serão focados em determinar as dimensões dos dispositivos para promoção da infiltração da parcela de vazão total gerada pela urbanização a eles direcionada (diferença entre a situação pré urbanizada para a situação urbanizada).

Para realização dos cálculos, utilizou-se da metodologia explicitada no Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba- PR, desenvolvido pelo Governo do Estado do Paraná, Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos e pela Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, um documento técnico amplamente utilizado para projetos dessa natureza.

A vazão a ser considerada no dimensionamento dos dispositivos de infiltração corresponde a 1/7 da vazão total gerada pela urbanização da área com um Período



de Retorno de 2 anos, com exceção do jardim de chuva que considera 2/7, conforme estipulado pela fração associada ao número de entradas no sistema, que se calcula no item 2.7.

O cálculo da vazão gerada pela urbanização leva em consideração a variação do coeficiente de permeabilidade do solo entre as condições **pré-urbanização** e **pós-urbanização**, onde o coeficiente de escoamento superficial antes da urbanização é de $c = 0,30$ e, após a urbanização, é de $c = 0,67$. Essa diferença (0,37) reflete o aumento do escoamento superficial devido à redução da permeabilidade da área, uma vez que superfícies pavimentadas e construções impedem a infiltração natural da água no solo, resultando em maior quantidade de água escoando pela superfície. **Os dispositivos de infiltração (SBN) serão calculados para reter, infiltrar e armazenar temporariamente uma parcela desse acréscimo de vazão ($c=0,37$).**

Dessa forma, o dimensionamento dos dispositivos visa alcançar a máxima eficiência na absorção e infiltração da vazão gerada pela urbanização, com o objetivo de mitigar os impactos sobre o escoamento superficial e promover o **impacto zero** no ciclo hidrológico. Isso significa que, ao reduzir o escoamento superficial e aumentar a infiltração, buscamos restabelecer o equilíbrio natural do ciclo da água, minimizando os efeitos adversos da impermeabilização do solo, como enchentes, erosão e degradação da qualidade da água. Assim, o projeto de drenagem se alinha às diretrizes de desenvolvimento de drenagem sustentável, garantindo que a urbanização ocorra com o menor impacto possível sobre o meio ambiente.

2. CÁLCULOS

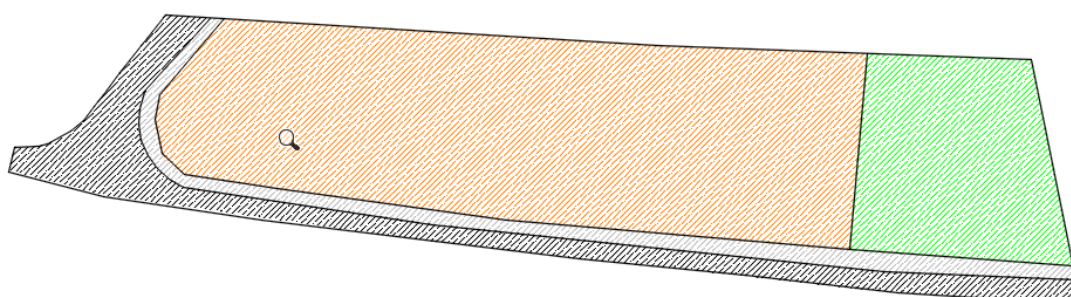
2.1 CÁLCULO DO COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Analisando a bacia de contribuição constatamos a existência de quatro tipos predominante de cobertura do solo. Nesse contexto, para a determinação de um



coeficiente de permeabilidade (c) único, será utilizado o método de cálculo da média ponderada.

A Figura 2, detalha as áreas e os respectivos valores atribuídos aos diferentes tipos de cobertura do solo na sub-bacia.



LEGENDA

ÁREAS VERDES	1.160,01 m ²	(c=0,20)
LOTES	3.674,06 m ²	(c=0,70)
PAV. ASFÁLTICA	885,17 m ²	(c=0,95)
PAV. CONCRETO	524,15 m ²	(c=1,0)
ÁREA TOTAL 6.243,39 m ²		

Figura 2 – Cobertura do solo da sub-bacia

$$c = \frac{(1.160,01 \times 0,20) + (3.674,06 \times 0,70) + (885,17 \times 0,95) + (524,15 \times 1,0)}{6.243,390}$$

$$6.243,390$$

$$c \text{ (Runoff)} = 0,67$$

Portanto, no cálculo da vazão será utilizado o valor do coeficiente de permeabilidade igual a 0,67.

2.2 CÁLCULO DO TEMPO DE CONCENTRAÇÃO



Com base no estudo da área realizado através do software Google Earth Pro, bem como da análise das cotas altimétricas e das curvas de nível provenientes do levantamento planialtimétrico, foi possível determinar que o comprimento do talvegue (L - maior percurso da água pluvial) é de aproximadamente 345,00 metros e que o desnível (Δh) entre os pontos de início e final do talvegue é de aproximadamente 20,00 metros. Considerando este cenário, apresentamos os cálculos a seguir:

$$\text{Equação Califórnia Culverts Practice} \rightarrow t_c = 57. \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385}$$

$$t_c = 57. \left(\frac{0,345^3}{20} \right)^{0,385}$$

$$t_c = 5,26 \text{ minutos}$$

Considerando que o resultado do cálculo foi inferior ao valor mínimo orientado, adotou-se o valor de **10 minutos** para o tempo de concentração nos cálculos a seguir. Vale destacar que, no Método Racional, considera-se o tempo de duração da chuva igual ao tempo de concentração.

2.3 PERÍODO DE RETORNO ADOTADO

Dispositivos de Microdrenagem: TR de 10 anos;

Dispositivos de drenagem sustentável (SBN): TR de 2 anos;

Cálculo da vazão acrescida devido a urbanização: TR de 2, 5, 10 e 25 anos.

2.4 CÁLCULO DA INTENSIDADE PLUVIOMÉTRICA



Considerando o valor adotado para o Tempo de Concentração (t_c) e Períodos de Retorno (TR) acima, ao aplica-los na equação de chuva do município de São Carlos temos:

Para período de retorno (TR) de 2 anos:

$$\text{Equação de chuva} \rightarrow i = (t_c + 16)^{-0,935} \cdot 25,33 \cdot TR^{0,236}$$

$$i = (10 + 16)^{-0,935} \cdot 25,33 \cdot 2^{0,236}$$

$$i = 0,0475 \times 29,83$$

$$i = 1,4169 \text{ mm/min}$$

$$i = 85,02 \text{ mm/h}$$

Para período de retorno (TR) de 5 anos:

$$\text{Equação de chuva} \rightarrow i = (t_c + 16)^{-0,935} \cdot 25,33 \cdot TR^{0,236}$$

$$i = (10 + 16)^{-0,935} \cdot 25,33 \cdot 5^{0,236}$$

$$i = 0,0475 \times 37,03$$

$$i = 1,7590 \text{ mm/min}$$

$$i = 105,54 \text{ mm/h}$$

Para período de retorno (TR) de 10 anos:

$$\text{Equação de chuva} \rightarrow i = (t_c + 16)^{-0,935} \cdot 25,33 \cdot TR^{0,236}$$

$$i = (10 + 16)^{-0,935} \cdot 25,33 \cdot 10^{0,236}$$



$$i = 0,0475 \times 43,61$$

$$i = 2,073 \text{ mm/min}$$

$$i = 124,40 \text{ mm/h}$$

Para período de retorno (TR) de 25 anos:

$$\text{Equação de chuva} \rightarrow i = (tc+16)^{-0,935} \cdot 25,33 \cdot TR^{0,236}$$

$$i = (10+16)^{-0,935} \cdot 25,33 \cdot 25^{0,236}$$

$$i = 0,0475 \times 54,14$$

$$i = 2,571 \text{ mm/min}$$

$$i = 154,26 \text{ mm/h}$$

2.5 CÁLCULO DA VAZÃO DE PROJETO PARA DIMENSIONAMENTO DOS DISPOSITIVOS DE MICRODRENAGEM (TR 10 ANOS)

Equação do Método Racional $\rightarrow Q = \underline{c \cdot i \cdot A}$

$$360,00$$

$$Q = \frac{0,67 \times 124,40 \times 0,624}{360,00}$$

$$Q = 0,14446 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 144,46 \text{ l/s}$$

2.6 CÁLCULO DA ALTURA DA LÂMINA D'ÁGUA NA SARJETA (MICRODRENAGEM)



$$Y_o = 57. \left(\frac{Q}{0,375 \cdot \sqrt{I} \cdot z/n} \right)^{3/8}$$

Onde:

Y_o = Altura da lâmina d'água [m];

Q = Vazão escoada pela sarjeta [m^3/s];

I = Declividade longitudinal da sarjeta [m/m];

Z = Relação de inclinação do fundo da sarjeta [largura/altura];

N = coeficiente de rugosidade da sarjeta [Manning - concreto].

Considerando que a Vazão de projeto é de 0,144 m^3/s (calculada no item 2.5); que a declividade longitudinal da sarjeta é de 0,058 m/m (equivalente a declividade do talvegue calculado no item 2.2); que a sarjeta possui 45 cm de largura e 3 cm de altura, logo $z = 15$; e que o coeficiente de rugosidade para a superfície da sarjeta é de 0,015 (Manning – concreto), temos:

$$Y_o = \left(\frac{0,144}{0,375 \cdot \sqrt{0,058} \cdot 15/0,015} \right)^{3/8}$$

$$Y_o = 0,0893 \text{ m}$$

Lâmina d'água na sarjeta = 9 cm

2.7 CÁLCULO PARA DIMENSIONAMENTO DAS BOCAS COLETORAS (MICRODRENAGEM)



A linha do cálculo a seguir é definir dimensões padronizadas para as aberturas laterais da sarjeta e a partir disso calcular a capacidade de engolimento da abertura padrão e o número total de aberturas necessárias para captar a vazão total escoada na sarjeta.

Admitindo que as dimensões da abertura na guia serão de 50 cm no comprimento e 10 cm na altura e considerando o cálculo da lâmina d'água máxima na sarjeta com 9cm conforme item 2.6, temos:

$$L = \frac{Q}{(1,7 \cdot Y_o^{3/2})}$$

$$0,50 = \frac{Q}{(1,7 \cdot 0,09^{3/2})} \rightarrow Q = 0,50 \cdot (1,7 \cdot 0,09^{3/2}) \rightarrow Q = 0,02295 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ou seja, cada abertura tem a capacidade de captar engolir 22,95 l/s.

Se considerarmos que o total escoado na sarjeta é de 144 l/s, temos:

$$\text{Total de aberturas} = 144 \text{ l (esc. total)} / 22 \text{ l (cap. engolimento)} = 6,54 \text{ unid.}$$

Portanto, adotaremos 7 entradas (bocas coletoras) para o jardim.

2.8 CÁLCULO PARA DIMENSIONAMENTO DAS CANALETAS CONDUTORAS (MICRODRENAGEM)



A partir da abertura na guia definida no item 2.7 e, nos casos onde o dispositivo de infiltração não esteja localizado imediatamente ao lado da guia/sarjeta (jardins de chuva), inicia-se um condutor que terá a função de transpor o passeio público e conduzir as águas para os jardins de drenagem sustentável. Nesses casos serão adotadas canaletas de concreto com tampa.

As canaletas serão dimensionadas pela equação de Manning. As paredes da canaleta serão de concreto e será admitida a inclinação longitudinal de dois por cento. A altura máxima da canaleta será a mesma da altura da boca coletora padrão, ou seja, dez centímetros. A largura da canaleta será igual a vinte centímetros. A partir desses dados, calcularemos a capacidade de condução da canaleta.

$$n = 0,015 \text{ (coef. manning - concreto)}$$

$$I = 0,02 \text{ m/m}$$

$$A = (0,10\text{m} \times 0,20\text{m}) = 0,02\text{m}^2$$

$$P_m = (\text{base} + 2 \text{ alturas}) = 0,40 \text{ m}$$

$$R_h = (A/P_m) = 0,02/0,4 = 0,05 \text{ m}$$

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot R_h^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{0,015 \cdot Q}{\sqrt{0,02}} = 0,02 \cdot 0,05^{\frac{2}{3}}$$

$$Q = \frac{0,02 \cdot 0,05^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{0,02}}{0,015}$$

$$Q = 0,0256 \text{ m}^3/\text{s}$$



Portanto, as canaletas condutoras com 20cm de largura e 10 cm de altura possuem capacidade de conduzir 25,6 l/s, ou seja, um valor suficiente para conduzir a vazão captada pelas bocas coletoras que é de 23 l/s.

2.9 CÁLCULO DAS VAZÕES DE PROJETO GERADAS PELA URBANIZAÇÃO DA ÁREA (VARIAÇÃO DE TR)

As diferentes vazões geradas pela urbanização, considerando a variação do Tempo de Retorno (TR), foram calculadas utilizando um coeficiente de escoamento superficial de 0,37. Esse coeficiente reflete a diferença entre as condições de pré-urbanização (0,30) e pós-urbanização (0,67).

Vazão gerada pela urbanização da área com TR de 2 anos:

$$Q_{urb} = \frac{\Delta c \cdot i \cdot A}{360,00}$$

$$Q = \frac{(0,67-0,30) \times 85,02 \times 0,624}{360,00}$$

$$Q = 0,05452 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 54,52 \text{ L/s}$$

Vazão gerada pela urbanização da área com TR de 5 anos:

$$Q_{urb} = \frac{\Delta c \cdot i \cdot A}{360,00}$$

$$Q = \frac{(0,67-0,30) \times 105,54 \times 0,624}{360,00}$$



$$Q = 0,06768 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 67,68 \text{ L/s}$$

Vazão gerada pela urbanização da área com TR de 10 anos:

$$Q_{urb} = \frac{\Delta c \cdot i \cdot A}{360,00}$$

$$360,00$$

$$Q = \frac{(0,67-0,30) \times 124,40 \times 0,624}{360,00}$$

$$360,00$$

$$Q = 0,07978 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 79,78 \text{ L/s}$$

Vazão gerada pela urbanização da área com TR de 25 anos:

$$Q_{urb} = \frac{\Delta c \cdot i \cdot A}{360,00}$$

$$360,00$$

$$Q = \frac{(0,67-0,30) \times 154,26 \times 0,624}{360,00}$$

$$360,00$$

$$Q = 0,09893 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 98,93 \text{ L/s}$$

2.10 CÁLCULO DOS DISPOSITIVOS DE INFILTRAÇÃO (SBN)



Trincheira de infiltração:

Dados de entrada:

(A) Área de contribuição	891,86 m ²	1/7 da área total da bacia
(L) Comp. Trincheira	12,00 m	
(B) Largura da trincheira	0,60 m	
Profundidade (Incógnita)	?	m
Periodo de Retorno (TR)	2,00 anos	
(C) Coeficiente Esc. Superf.	0,37 (adm.)	Diferencial entre coeficientes (c) pré (0,30) e pós (0,67) urbanização.
Ksat (Perm. Solo suporte)	37,50 mm/h	(Entre 15 e 60 mm/h)
Alfa (Fator redutor Colmação)	0,5 (adm.)	(Entre 0,1 e 0,5)
qS (Vazão de Saída)	?	mm/h
N (ni) Poros. do enchimento	0,40 (adm.)	



Cálculos:

1-

$$\beta = \frac{CA}{BL}$$

Beta = 45,83 (adm.)

2-

$$\gamma = \frac{2L}{LB} = \frac{2}{B}$$

Gama = 0,0033 mm-1

3-

$$qS = K_{sat} \cdot \alpha$$

qS = 18,75 mm/h

$$4- k_1 = 7,11 \times \beta^{0,5} \times T^{0,129}$$

K1 = 52,6363 (adm)

$$5- k_2 = 0,64 \times \gamma^{0,5} \times q_s^{0,5}$$

K2 = 0,1600 (adm)

$$H = \frac{1}{10} \left[\frac{k_1 (k_2 - \sqrt{\eta})}{\eta - k_2^2} \right]^2$$

H = 441,1853 cm

Comentários (trincheiras):

A trincheira de infiltração projetada possui dimensões de 12,00m de comprimento, 0,60m de largura e 1,00m de profundidade. Mantendo fixos o comprimento e a largura, os cálculos indicam que a trincheira ideal para absorver todo o volume de água gerado entre a situação pré e pós urbanização e direcionado a ela pelo sistema de microdrenagem deveria possuir uma profundidade de 4,41 m.

Nesse contexto, a profundidade projetada (1,00m) corresponde a 22,67% da profundidade necessária, o que permite dizer que a trincheira projetada absorve 2,58L/s.

Este valor está relacionado ao acréscimo de vazão gerado pela urbanização (c=0,37), conduzida aos dispositivos de SbN pelos dispositivos de microdrenagem, calculados para período de retorno de 10 anos, por normatização. (22,67% x 1/7 x 79,78L/s = 2,58 L/s)

Em resumo, cada trincheira projetada terá a capacidade de absorver 2,58 L/s, ou seja, 9.303,77 L/h.



Considerando que o projeto dispõe de 3 trincheiras, podemos assumir que as trincheiras serão responsáveis por absorver 7,74 L/s ou 27.911,31 L/h.

Leira vegetada

<u>Dados de entrada:</u>		
(A) Área de contribuição	891,86 m ²	1/7 da área total da bacia
(L) Comp. Leira	21,00 m	
(B) Largura da Leira	5,00 m	
Profundidade (Incógnita)	? m	
Periodo de Retorno (TR)	2,00 anos	
(C) Coeficiente Esc. Superf.	0,37 (adm.)	Diferencial entre coeficientes (c) pré (0,30) e pós (0,67) urbanização.
Ksat (Perm. Solo suporte)	37,50 mm/h	(Entre 15 e 60 mm/h)
Alfa (Fator redutor Colmação)	0,5	(Entre 0,1 e 0,5)
qS (Vazão de Saída)	? mm/h	
N (ni) Poros. do solo	0,15 (adm.)	



Cálculos:

1-
$$\beta = \frac{CA}{BL}$$

Beta = 3,14 (adm.)

2-
$$qS = K_{sat} * \text{Alfa}$$

qS = 18,75 mm/h

3-
$$V = \left(7,11 \sqrt{\beta} T^{0,129} - 0,64 \sqrt{q_s} \right)^2$$

V = 121,267224 mm

4-
$$H = \frac{V}{10\eta}$$

H = 80,84 cm

Comentários (leiras):

A leira vegetada projetada possui dimensões de 21,00m de comprimento, 5,00m de largura e 0,50m de profundidade.

Mantendo fixos o comprimento e a largura, os cálculos indicam que a leira ideal para absorver todo o volume de água gerado entre a situação pré e pós urbanização e direcionado a ela pelo sistema de microdrenagem deveria possuir uma profundidade de 81 cm.

Nesse contexto, a profundidade projetada corresponde a 61,73% da profundidade necessária, o que permite dizer que a leira vegetada projetada absorve 7,04 L/s. Este valor está relacionado ao acréscimo de vazão gerado pela urbanização ($c=0,37$), conduzida aos dispositivos de SbN pelos dispositivos de microdrenagem, calculados para período de retorno de 10 anos, por normatização. ($61,73\% \times 1/7 \times 79,78\text{L/s} = 7,04\text{ L/s}$)



Em resumo, cada leira projetada terá a capacidade de absorver 7,04 L/s, ou seja, 25.333,99 L/h.

Considerando que o projeto dispõe de 3 leiras vegetadas, podemos assumir que as leiras serão responsáveis por absorver 21,12 L/s ou 76.001,97 L/h.

Poço de infiltração

<u>Dados de entrada:</u>		
(A) Área de contribuição	891,86 m ²	1/7 da área total da bacia
(D) Diâmetro do poço	0,70 m	
(H) Profundidade (Incógnita)	?	m
(TR) Período de Retorno (TR)	2,00 anos	
(C) Coeficiente Esc. Superf.	0,37 (adm.)	Diferencial entre coeficientes (c) pré (0,30) e pós (0,67) urbanização.
Ksat (Perm. Solo suporte)	37,50 mm/h	(Entre 15 e 60 mm/h)
Alfa (Fator redutor Colmação)	0,5	(Entre 0,1 e 0,5)
qS (Vazão de Saída)	?	mm/h
N (ni) Poros. do enchimento	0,38 (adm.)	



Cálculos:

$$1- \beta = \frac{4CA}{\pi D^2}$$

$$\text{Beta} = 857,46 \text{ (adm.)}$$

$$2- \gamma = \frac{4\pi D}{\pi D^2} = \frac{4}{D}$$

$$\text{Gama} = 0,00571 \text{ mm}^{-1}$$

$$3- qS = K_{sat} \cdot \text{Alfa}$$

$$qS = 18,75 \text{ mm/h}$$

$$4- k_1 = 7,11 \times \beta^{0,5} \times T^{0,129}$$

$$K1 = 227,6715 \text{ (adm)}$$

$$5- k_2 = 0,64 \times \gamma^{0,5} \times q_s^{0,5}$$

$$K2 = 0,2095 \text{ (adm)}$$

$$6- H = \frac{1}{10} \left[\frac{k_1 (k_2 - \sqrt{\eta})}{\eta - k_2^2} \right]^2$$

$$H = 7598,542596 \text{ cm}$$

Comentários (poços):

O poço de infiltração possui dimensões de 0,70 m de diâmetro e 3,00 m de profundidade.

Mantendo fixos o diâmetro, os cálculos indicam que o poço ideal para absorver todo o volume de água gerado entre a situação pré e pós urbanização e direcionado a ele pelo sistema de microdrenagem ele deveria possuir uma profundidade de 75,98m.

Nesse contexto, a profundidade projetada corresponde a 3,95% da profundidade necessária, o que permite dizer que o poço projetado absorve 0,45 L/s.

Este valor está relacionado ao acréscimo de vazão gerado pela urbanização ($c=0,37$), conduzida aos dispositivos de SbN pelos dispositivos de microdrenagem, calculados para período de retorno de 10 anos, por normatização. ($3,95\% \times 1/7 \times 79,78 \text{ L/s} = 0,45 \text{ L/s}$)

Em resumo, cada poço de infiltração projetado terá a capacidade de absorver 0,45 L/s, ou seja, 1.620,00 L/h.



Considerando que o projeto dispõe de 2 poços de infiltração, podemos assumir que os poços serão responsáveis por absorver 0,90 L/s ou 3.240,00 L/h.

Jardim de chuva

Dados de entrada:

(A) Área de contribuição	1.783,72 m ²	2/7 da área total da bacia
(L) Comprimento do jardim	24,00 m	
(B) Largura do jardim	2,40 m	
Profundidade (Incógnita)	?	m
Periodo de Retorno (TR)	2,00 anos	
(C) Coeficiente Esc. Superf.	0,37 (adm.)	Diferencial entre coeficientes (c) pré (0,30) e pós (0,67) urbanização.
Ksat (Perm. Solo suporte)	37,50 mm/h	(Entre 15 e 60 mm/h)
Alfa (Fator redutor Colmação)	0,5 (adm.)	(Entre 0,1 e 0,5)
qS (Vazão de Saída)	?	mm/h
N (ni) Poros. do enchimento	0,32 (adm.)	média entre solo, brita e rachão



Cálculos:

1-

$$\beta = \frac{CA}{BL}$$

Beta = 11,46 (adm.)

2-

$$\gamma = \frac{2L}{LB} = \frac{2}{B}$$

Gama = 0,0008 mm-1

3-

$$qS = K_{sat} \cdot \text{Alfa}$$

qS = 18,75 mm/h

4-

$$k_1 = 7,11 \times \beta^{0,5} \times T^{0,129}$$

K1 = 26,3182 (adm)

5-

$$k_2 = 0,64 \times \gamma^{0,5} \times q_s^{0,5}$$

K2 = 0,0800 (adm)

$$H = \frac{1}{10} \left[\frac{k_1 (k_2 - \sqrt{\eta})}{\eta - k_2^2} \right]^2$$

H = 166,138 cm

Comentários (Jardim de chuva):

O Jardim de chuva projetado possui dimensões de 24,00m de comprimento, 2,40m de largura e 1,15m de profundidade.

Mantendo fixos o comprimento e a largura, os cálculos indicam que o Jardim de chuva ideal para absorver todo o volume de água gerado entre a situação pré e pós urbanização e direcionado a ela pelo sistema de microdrenagem deveria possuir uma profundidade de 1,66 m.

Nesse contexto, a profundidade projetada corresponde a 69,28% da profundidade necessária, o que permite dizer que o jardim de chuva projetado absorva 15,80 L/s. Este valor está relacionado ao acréscimo de vazão gerado pela urbanização ($c=0,37$), conduzida aos dispositivos de SbN pelos dispositivos de microdrenagem, calculados para período de retorno de 10 anos, por normatização. ($69,28\% \times 2/7 \times 79,78 \text{ L/s} = 15,80 \text{ L/s}$)

Em resumo, o Jardim de chuva projetado terá a capacidade de absorver 15,80 L/s, ou seja, 56.880,00 L/h.

2.11 INFILTRAÇÃO NOS DISPOSITIVOS



Trincheira de infiltração → 3 unidades infiltrando 2,58 L/s cada → Total de 7,74 L/s

Leira vegetada → 3 unidades infiltrando 7,04 L/s cada → Total de 21,12 L/s

Poço de infiltração → 2 unidades infiltrando 0,45 L/s cada → Total de 0,90 L/s

Jardim de chuva → 1 unidade infiltrando 15,80 L/s → Total de 15,80 L/s

Total infiltrado pelos quatro tipos de dispositivos associados → 45,56 L/s

2.12 EFICIÊNCIA DO SISTEMA DE INFILTRAÇÃO

Para avaliar a eficiência do sistema de infiltração projetado, será realizada a comparação entre as diferentes vazões geradas pela urbanização (variando o Tempo de Retorno - TR) e o volume total infiltrado pelos dispositivos de drenagem.

Considerando que a vazão total gerada pela urbanização da área é de 54,52 L/s para um TR de 2 anos, 67,68 L/s para um TR de 5 anos, 79,78 L/s para um TR de 10 anos e 98,93 L/s para um TR de 25 anos, e que a capacidade total de infiltração dos dispositivos de infiltração (SBN), atuando de forma integrada, é de 45,56 L/s, conclui-se que a eficiência do sistema de infiltração projetado é de 83,56% para um TR de 2 anos, 67,32% para um TR de 5 anos, 57,11% para um TR de 10 anos e 46,05% para um TR de 25 anos.

Esses índices demonstram uma relevante contribuição para a redução do escoamento superficial, promovendo a retenção e infiltração de uma parcela significativa das águas pluviais geradas pela urbanização, mitigando os impactos no ciclo hidrológico local.

2.13 RESUMO DOS RESULTADOS



VAZÃO GERADA PELA URBANIZAÇÃO				
	TR 2 anos	TR 5 anos	TR 10 anos	TR 25 anos
c (Δ)	0,37	0,37	0,37	0,37
i (mm/h)	85,02	105,54	124,40	154,26
A (ha)	0,624	0,624	0,624	0,624
Q (L/s)	54,52	67,69	79,78	98,93

CAPACIDADE DE INFILTRAÇÃO DOS DISP. SBN			
Tipologia	Quant.	Infilt. p/ dispositivo (L/s)	Infilt. total (L/s)
Trincheira de infiltração	3,00	2,58	7,74
Leira vegetada	3,00	7,04	21,12
Poço de infiltração	2,00	0,45	0,90
Jardim de chuva	1,00	15,80	15,80
Total infiltrado pelos dispositivos:			45,56

EFICIENCIA DO SISTEMA DE INFILTRAÇÃO				
	TR 2 anos	TR 5 anos	TR 10 anos	TR 25 anos
Q (L/s)	54,52	67,69	79,78	98,93
Total Infilt. (L/s)	45,56	45,56	45,56	45,56
Percentual (%)	83,56	67,32	57,11	46,05

3. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BAPTISTA, M.; Nascimento, N.; Barraud, S. Técnicas compensatórias em Drenagem Urbana. Associação Brasileira de Recursos Hídricos - ABRH – 2.a Edição, Porto Alegre, 2005. 318 p.
- CASTAGNA, G. et al, Guia Prático de jardins de chuva para cidades, SOS Mata Atlântica e Instituto Nova Água, São Paulo, 2023.
- CDHU, Caderno de Tipologias Urbanas Modulares: Cidades Sustentáveis, Governo do estado de São Paulo – São Paulo, 2024. 253p.
- CHOW, V. T. Handbook of applied hydrology. Nova Iorque: McGraw-Hill Book Company, 1964.
- DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica - Guia Prático Para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas, 2005.
- DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica. Precipitações intensas no Estado de São Paulo, 2018.



- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. Instrução de Projeto. IP-DE-H00/001_A – Estudos Hidrológicos. São Paulo, 2005. 16p.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. Instrução de Projeto. IP-DE-H00/002_A – Projeto de drenagem. São Paulo, 2006. 41p.
- Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas do Distrito Federal, Agência Reguladora de Águas, Energia Elétrica e Saneamento Básico do Distrito Federal – ADASA, UNESCO, Brasília, 2023.
- PARANÁ. Manual de Drenagem Urbana - Região Metropolitana de Curitiba-PR. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos, SUDERHSA - Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Curitiba, 2002.
- SALVADOR. Cartilha de Infraestrutura Verde Para Drenagem Sustentável. Prefeitura Municipal de Salvador, Salvador, 2023.
- TOMAZ, P. Poluição Difusa, Navegar Editora, São Paulo, 2006.
- YAZAKI, Luiz F. O. de L. *et al.* Projeto Técnico: jardins de chuva. Programa Soluções para Cidades. Disponível em: <https://solucoesparacidades.com.br/wpcontent/uploads/2013/04/AF_Jardins-de-Chuva-online.pdf>. Acesso em: 25/09/2024.

ENG. CIVIL: Mário Henrique Dias Pelissari

CREA: 5061938090