



ESTADO DE MATO GROSSO
PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA MONTE VERDE

PONTE DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PROTENDIDO

PROJETO EXECUTIVO

OBRA: ELABORAÇÃO DE ESTUDO TOPOGRÁFICO, ESTUDO HIDROLÓGICO/HIDRÁULICO, ESTUDO GEOTÉCNICO (SONDAGEM) E PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA DA PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO, SOBRE O RIO SÃO JOÃOZINHO

RODOVIA: MUNICIPAL

COORDENADAS: 10°01'55.96"S - 57°05'19.48"O

EXTENSÕES: 61,55 m

LARGURA: 5,00 m

VOLUME ÚNICO – OAE

TOMO I

CUIABÁ/MT
FEVEREIRO/2024



ESTADO DE MATO GROSSO
PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA MONTE VERDE

PONTE DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PROTENDIDO

PROJETO EXECUTIVO

OBRA: ELABORAÇÃO DE ESTUDO TOPOGRÁFICO, ESTUDO HIDROLÓGICO/HIDRÁULICO, ESTUDO GEOTÉCNICO (SONDAGEM) E PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA DA PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO, SOBRE O RIO SÃO JOÃOZINHO

RODOVIA: MUNICIPAL

COORDENADAS: 10°01'55.96"S - 57°05'19.48"O

EXTENSÕES: 61,55 m

LARGURA: 5,00 m

VOLUME ÚNICO – OAE

TOMO I

Elaboração: AUTOVIA ENGENHARIA E PROJETOS
Responsáveis: IGOR NASCIMENTO XAVIER – RNP 1218410272

CUIABÁ/MT
FEVEREIRO/2024

IGOR
NASCIMENTO
XAVIER:0617484
9104

Assinado de forma digital
por IGOR NASCIMENTO
XAVIER:06174849104
Data: 2024.04.11
16:54:50 -04'00'

1.0 - ÍNDICE

INDICE

2.0 - APRESENTAÇÃO	4
3.0 - MAPA DE SITUAÇÃO	6
4.0 – ESTUDOS	8
4.1 – ESTUDOS TOPOGRÁFICOS.....	9
4.2 – ESTUDOS HIDROLÓGICOS.....	11
4.3 – ESTUDOS GEOTÉCNICOS	57
4.4 – ESTUDOS TRAÇADO	68
5.0 – INFORMAÇÕES DO PROJETO	70
6.0 – ESPECIFICAÇÕES DOS SERVIÇOS.....	73
7.0 – PROJETO DE EXECUÇÃO	152
8.0 – MEMÓRIA DE CÁLCULO DE ESTRUTURAS	166
9.0 – ART	208
10.0 – TERMO DE ENCERRAMENTO.....	210

2.0 - APRESENTAÇÃO

2.0 – APRESENTAÇÃO

A empresa AUTOVIA ENGENHARIA E PROJETOS, apresenta o Volume Único – Tomo I, referente a Contratação de Pessoa Jurídica para os Serviços de Elaboração de Estudos Topográficos, Estudos Hidrológicos / Hidráulicos, Estudos Geotécnicos (Sondagens) e Projeto Executivo de Engenharia para construção da Ponte de Concreto Pré-Moldado Protendido sobre o Rio São Joãozinho, situado na Rodovia municipal, coordenadas 10°01'55.96"S - 57°05'19.48"O, no Município de Nova Monte Verde.

- Responsáveis Técnicos: Igor Nascimento Xavier - ART 1220230108427

O Orçamento, relativo ao serviço de Contratação de Pessoa Jurídica para os Serviços de Elaboração de Projeto Executivo de Engenharia para construção da Ponte de Concreto Pré-Moldado Protendido sobre o Rio São Joãozinho foi elaborado de acordo com a estrutura do SICRO – Sistema de Custos Rodoviários do DNIT, para o estado do Mato Grosso, com a data base de outubro/2023, utilizando-se sempre que necessários elementos adicionais visando atender as condições particulares do projeto.

A brita será proveniente da pedreira Itacaré Comércio de Pedras, localizada há, aproximadamente, 117,00 km da obra, estando localizada no Município de Alta Floresta-MT. O preço foi obtido junto ao fornecedor.

A areia será proveniente do Depósito de Madeira Martines, localizada há, aproximadamente, 157,00 km da obra, estando localizada no Município de Nova Monte Carlinda-MT. O preço foi obtido junto ao fornecedor.

O cimento será proveniente do Depósito de Madeira Martines, localizada há, aproximadamente, 157,00 km da obra, estando localizada no Município de Nova Monte Carlinda-MT. O preço foi obtido junto ao fornecedor.

3.0 - MAPA DE SITUAÇÃO



RIO SÃO JOÃOZINHO: 10° 01' 55.96"S - 57° 05' 19.48"W



PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA MONTE VERDE

CONSTRUÇÃO DE PONTE EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

Rio São Joãozinho

MAPA DE SITUAÇÃO

RODOVIA:

MUNICIPAL

COORDENADAS:

10° 01' 55.96" S - 57° 05' 19.48" O

MUNICÍPIO:

NOVA MONTE VERDE

4.0 – ESTUDOS

4.1 – ESTUDOS TOPOGRÁFICOS

4.2 – ESTUDOS HIDROLÓGICOS

4.2.1. Objetivo

O presente relatório tem como objetivo determinar o cálculo das vazões, necessário para a checagem e o dimensionamento das obras de artes especiais, a fim de garantir o perfeito funcionamento das estradas e Rodovias.

4.2.2. Reconhecimento da região

4.2.2.1. Coleta e análise de dados

De acordo com o IS-239, a coleta dos dados existentes, tem como finalidade, com base na vazão, determinar a os tipos de estruturas de drenagem a serem utilizadas. Serão necessários coletar os dados pluviométricos ou fluviométricos, existente na região, e os dados que permitam a definição e as características físicas da bacia em estudo.

Sobre o comportamento hidráulico da ponte sobre o Rio São Joãozinho, foi informado no levantamento que o nível máximo d'água havia atingido aproximadamente a altura de 5,18m, contados a partir do fundo do rio.

Para as estações presentes no local em estudo, foi identificado a existência de estações fluviométricas com dados disponíveis, contudo as áreas de drenagem são incompatíveis com a bacia do local em estudo, portanto, serão utilizadas as estações pluviométricas disponíveis para o dimensionamento hidráulico.

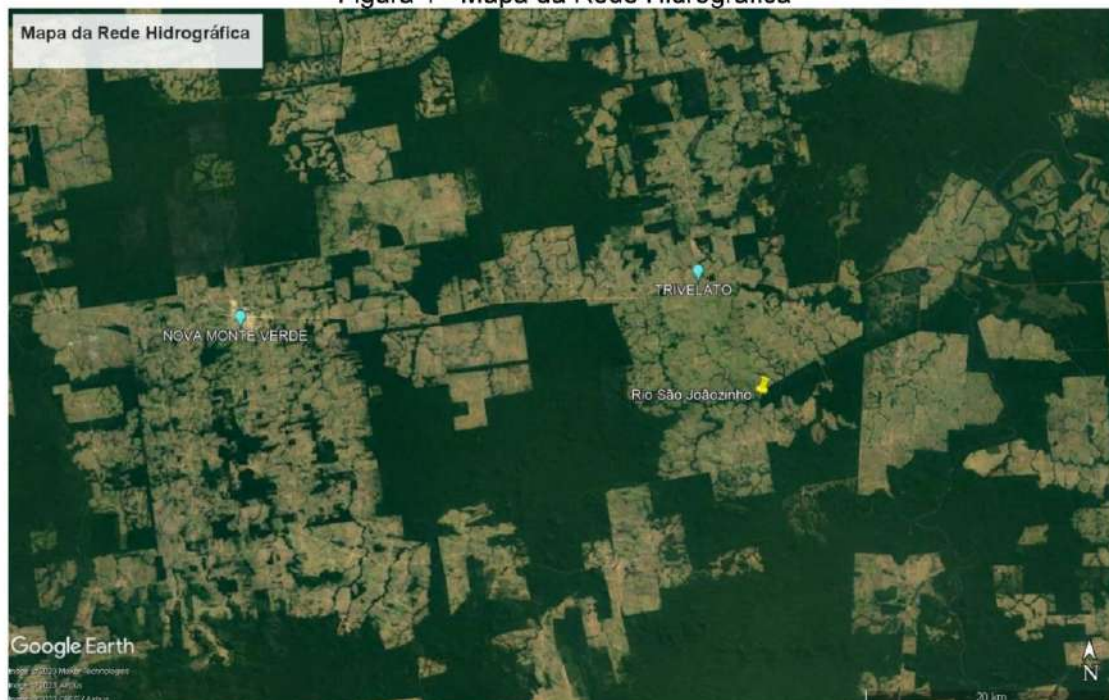
a) Dados da Estação Pluviométrica

Abaixo segue as informações coletadas no site da ANA (Agência Nacional de Águas), referente as estações Trivelato com período de 38 anos e de Nova Monte Verde com período de 21 anos, para caracterização do regime pluviométrico foram coletados e processados seus dados de chuva, coletados no site da ANA.

- | | |
|-------------------------------|-------------------------------|
| • Código: 1057001 | • Código: 957002 |
| • Nome: Trivelato | • Nome: Nova Monte Verde |
| • Bacia: Rio Amazonas | • Bacia: Rio Amazonas |
| • Estado: Mato Grosso | • Estado: Mato Grosso |
| • Município: Nova Monte Verde | • Município: Nova Monte Verde |
| • Responsável: ANA | • Responsável: ANA |
| • Operadora: CPRM | • Operadora: CPRM |
| • Latitude: 9.9417° S | • Latitude: 9.9769° S |
| • Longitude: 57.1331° W | • Longitude: 57.4739° W |

Como as estações estão próximas e por pertencerem a mesma microrregião, ambas podem ser utilizadas, porém a estação Trivelato possui maior período com levantamento de dados pluviométricos consolidados, deste modo para o dimensionamento hidrológico, considerou a Estação Trivelato como a principal, e foram acrescentados nela os levantamentos da Estação Nova Monte Verde.

Figura 1 - Mapa da Rede Hidrográfica



Fonte: Google Earth, 2023.

b) Dados Utilizados

Para o desenvolvimento do estudo hidrológico, foram analisadas fontes de informações como, cartas topográficas, registros pluviométricos e levantamentos de campo. Os mapas topográficos analisados são do Estado de Mato Grosso e foram obtidos pelo IBGE, em escalas diversas.

As informações referentes aos aspectos físicos da região, foram levantadas com estudos em campo e sendo complementados por consultas em publicações especializadas, como Atlas Nacional do Brasil e livros de Geografia do Brasil.

Os dados de pluviometria da região foram obtidos no Sistema de Informações Hidrológicas controlado pela ANA, os registros das estações pluviométricas Trivelato e Nova Monte Verde (códigos 1057001 e 957002), são administrados e operados pela ANA e CPRM.

4.2.2.2. Características Físicas da Região

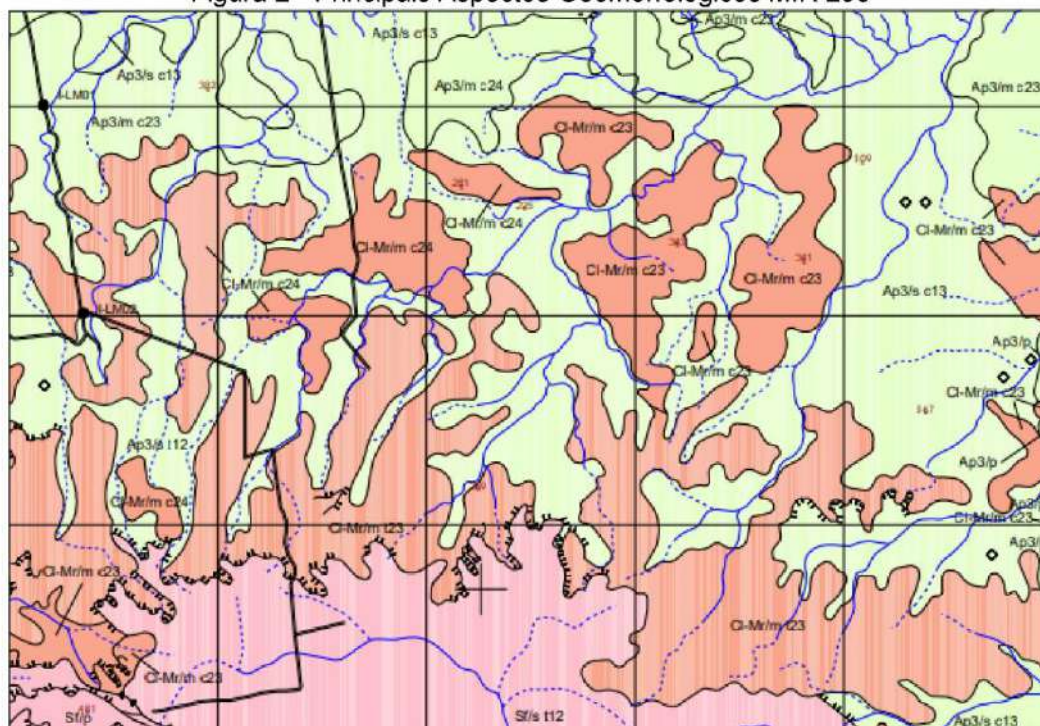
a. Geomorfologia e Relevô

Este mapa em estudo compreende na parte da região norte do Estado de Mato Grosso, tendo como destaque a Serra dos Caiabis e os rios Arinos, dos Peixes e Juruena, além das terras Indígenas do Apiaká/kayabi, dos Caiabis e Japuíra.

A folha não apresenta centros urbanos em seu interior, sendo que a cidade de Juara dista 45 Km de seu limite sul. O acesso a esta folha é restrito pela própria ausência de centros urbanos, podendo ser acessada através da cidade de Juara que dispõe de boa estrada ligando-a ao antigo povoado de Tapiuna, atualmente desabitado. Do local tem-se estradas secundárias em boas condições de tráfego que dão acesso a várias fazendas situadas na porção sudeste da folha.

De Juara, através de estradas secundárias de boa trafegabilidade, é possível se cruzar a Folha Tapiuna segundo uma direção geral NNW, até a MT-208. Através da MT-208, que corre paralelamente a latitude de 10°00' de latitude sul, pode-se acessar o norte da Folha Tapiuna por estradas vicinais. (Figura 2).

Figura 2 - Principais Aspectos Geomorfológicos MIR 298



Fonte: SEPLAN

O Sistema de Blocos Falhados – Preservado – Sf/p é constituído de áreas topograficamente elevadas apresentadas por serras e elevações irregulares. O relevo

serrano da Serra dos Caiabis é formado por planos e patamares estruturais (Ponto LM07, Foto 001). Nas bordas norte, sul e oeste da Serra dos Caiabis encontram-se relevos de topos planos preservados, posicionados em níveis altimétricos de 350 a 560 m. Os modelados planos comportam bordas em patamares, ladeados por relevos tabulares balizados por escarpas. O nível topográfico decresce de NW para SE com visível mergulho das camadas evidenciado movimento de báscula como ilustra o Perfil A - A'. A homogeneidade dos topos indica que a superfície foi truncada por processos de aplanamento (Ponto LM12, Foto 002), e a seqüência de patamares com mergulhos para oeste evidencia que foi posteriormente basculada. Abrange litologias das Formações Dardanelos e Formação Arinos que resultaram solos de texturas arenosas, areno-argilosas e localmente argilosas formando os Latossolos, Solos Concrecionários (Ponto LM06, Foto 003), Areias Quartzosas e Terra Roxa Estruturada. A dinâmica superficial está relacionada ao escoamento superficial difuso, mais eficaz nas áreas de concreções. As características das formações superficiais e das propriedades das rochas aí encontradas favoreceu o escoamento hipodérmico.

O Sistema de Blocos Falhados – Suave Dissecação – Sf/s é constituído de planos dissecados de topos tabulares e localmente convexos. Localizam-se principalmente na borda norte da serra e dispersos no interior do graben, postados em níveis altimétricos de 350 a 500 m. Correspondem a modelados com índices de dissecação baixos, de formas amplas, com dimensão interfluvial de 1.750 a 3.750 m. As vertentes são retilíneas e localmente convexizadas, apresentando declives fracos inferiores a 3%, as bordas são geralmente contornadas por escarpas ou por ressaltos topográficos, os declives são mais acentuados, em torno de 40%. Abrange litologias da Formação Dardanelos: arenitos ortoquartzíticos e arcoseanos. Sobre esse conjunto litológico desenvolveram-se formações superficiais arenosas e arenoargilosas que deram origem aos Latossolos Vermelho-Amarelo e Areias Quartzosas. As características das formações superficiais aliadas às propriedades das rochas favorecem o escoamento hipodérmico, e o escoamento superficial difuso é fraco.

O Sistema de Dissecação em Colinas e Morros - Média Dissecação - CI-Mr/m encontra-se dispersa na paisagem, nos setores norte e sudoeste da área mapeada. Os conjuntos mais expressivos encontram-se no setor nordeste. Constitui-se de conjuntos com formas variadas dos tipos colinas, lombas e morros que formam elevações com níveis altimétricos também variados de 300 a 385 m. São 9 elevações

residuais, seccionadas por drenagem de primeira e segunda ordem, posicionadas entre os relevos do sistema de Blocos Falhados e o piso regional do relevo, representado pelo Sistema de Aplanamento Ap3. As feições são, predominantemente, formas resultantes de vários tipos de dissecação CI-Mr/m (c23, c24, c33, c14, t23). Esses modelados apresentam espaçamentos interfluviais de 250 a 1.750 m, entalhe dos vales inferiores a 80 m, porém predominando valores entre 20 e 40 m. As vertentes apresentam perfis convexos, com declividades de 10 a 25%, localmente 45%. Os vales tem forma em “V” e geralmente sem aluviões. As litologias do Complexo Xingu (gnaisses, granito, migmatito, anfibolito) resultaram em formações superficiais argilosas, que originaram os Solos Podzólicos, localmente ocorrem solos Litólicos e afloramentos rochosos. As ações das chuvas favorecem o escoamento superficial difuso, com migração de materiais finos.

O Sistema de Aplanamento S3 – Ap3 é denominado de Depressão Interplanáltica da Amazônica Meridional. Esta denominação neste setor, é justificada pelo seu posicionamento, embutido entre as áreas da Faixa de Dobramento (Sd) que forma o conjunto da Serra dos Apiacás, ao norte e as áreas de Blocos Falhados (Sf) da Serra dos Caiabis. Neste mapeamento este extenso compartimento geomorfológico compreende o piso regional do relevo. Trata-se de extensas áreas planas e baixas, com altitudes que variam de 200 a 300 m, decrescendo em direção norte. Contorna grandes estruturas topograficamente elevadas, como a Serra dos Caiabis e estende-se para as folhas contíguas, fundindo-se ao aplanamento das unidades de relevo mais baixo, como ilustra o Perfil B – B' (Figura 003). Este Sistema aberto por aplanamento, apresenta-se bem elaborada, com algumas interpenetrações nas áreas de dobramentos e falhamentos. No contato com esses terrenos elevados e próximos aos rios Arinos e Juruena, ocorrem zonas de pediplanação, localmente preservadas (Ap3/p). Nos outros setores, este aplanamento é descaracterizado pela dissecação fluvial, originando modelados suavemente - Sd/s(t13, t12, c13, c12) e medianamente dissecados - Sd/m(t23, c14, c23, c24). Blocos residuais dissecados em colinas e em interflúvios tabulares constituem as formas mais elevadas que se destacam nesta superfície. Assinala-se também a forma de inselbergs e pontões. Estes relevos mostram vertentes remodeladas por morfogênese úmida e blocos rochosos desagregados (“matações”).

O Sistema de Aplanamento S3 – Preservado – Ap3/p encontra-se ao longo dos rios Arinos, dos Peixes e Juruena, abrangendo Litologias do Complexo Xingu

(gnaisses, granitos, migmatitos, anfíbolitos) e da Formação Dardanelos (arenitos). 11 Esse modelado constitui-se de extensas áreas planas preservadas, com declives inferiores a 3%, retocados por processos erosivos recentes. Posiciona-se em níveis altimétricos de 200 a 300 m com caimento para as calhas dos rios Juruena, Arinos e dos Peixes. A conexão de nível com as escarpas da Serra dos Caiabis se faz através dos depósitos de talus. Estas áreas têm formações superficiais autóctones e remanejadas, com características argilosas e arenosas, e localmente areno-argilosas, sobre os quais se desenvolveram os solos Podzólicos Vermelho-Amarelo, Areias Quartzosas e Latossolos Vermelho-Amarelo. Em trabalhos de campo observou-se grande intensidade dos processos de decomposição química. O escoamento superficial difuso favoreceu a erosão laminar. Nas áreas arenosas as propriedades das formações superficiais corroboram o escoamento hipodérmico. Nas margens das estradas vicinais e estradas estaduais que cortam este sistema, observou-se a ocorrência de processos erosivos do tipo sulco, como por exemplo no Ponto LM11, localizado próximo ao Rio Arinos. Estes processos estão intimamente ligados à implantação do sistema viários e quase inexistência de barreiras que diminuam os fluxos de águas que são canalizados pelo sistema viário.

O Sistema de Aplanamento S3 – Suave Dissecação – Ap3/s ocupa grandes extensões nesta folha. Apresenta nível altimétrico que varia de 200 a 300 m, decrescendo em direção norte, para as calhas das grandes artérias fluviais rios Juruena e Arinos. Trata-se de uma superfície de erosão, descaracterizada pela morfogênese úmida. Do processo de dissecação fluvial surgiram formas de topos tabulares e convexos com espaçamento interfluvial de 750 a 3.750 m e aprofundamento de drenagem fracos, de 5 a 20 m. No interior do graben dos Caiabis as incisões são insignificantes (Ponto LM14, Foto 004). A autoctonia das formações superficiais argilosas, arenosas e areno-argilosas estão relacionadas às rochas do Complexo Xingu e Formação Dardanelos (gnaisse, granito, migmatito, anfíbolito e arenitos, respectivamente). A rede drenagem apresenta padrão dendrítico a subdendrítico, com média densidade de drenagem. Os vales apresentam perfis em “V” aberto, e vertentes com baixas declividades, geralmente inferiores a 3%. Neste sistema o escoamento superficial difuso promove a erosão pelicular com remanejamento dos materiais finos. O escoamento hipodérmico conduz a translocação da argila para os horizontes subsuperficiais.

O Sistema de Aplanamento S3 – Média Dissecação – Ap3/m é constituído de colinas e interflúvios tabulares medianamente dissecados por drenagem de primeira e segunda ordem, com espaçamento interfluvial de drenagem na faixa de 10 a 30 m e, localmente, 40 m. As dimensões interfluviais variam entre 250 a 1.750 m. 12 A rede de drenagem apresenta padrão dendrítico a subdendrítico, com média a alta densidade de drenagem. Os vales são em forma de "V" e as vertentes apresentam perfis convexizados com declives medianos de 8 a 12% e, localmente, 18%. Esta categoria de dissecação ocorre em trechos isolados em meio à superfície ou junto aos residuais. Observam-se em trabalhos de campo que o maior aprofundamento da drenagem está associado à maior espessura do manto de alteração, exceto as áreas arenosas. As formações superficiais autóctones, argilosas e arenosas, são resultantes das rochas do Complexo Xingu e da Formação Dardanelos. Os solos desenvolvidos nestas formações superficiais foram os Podzólicos e as Areias Quartzosas. O escoamento superficial difuso decorrente das ações das chuvas favorece a erosão laminar. Nas áreas arenosas o escoamento hipodérmico é mais eficaz.

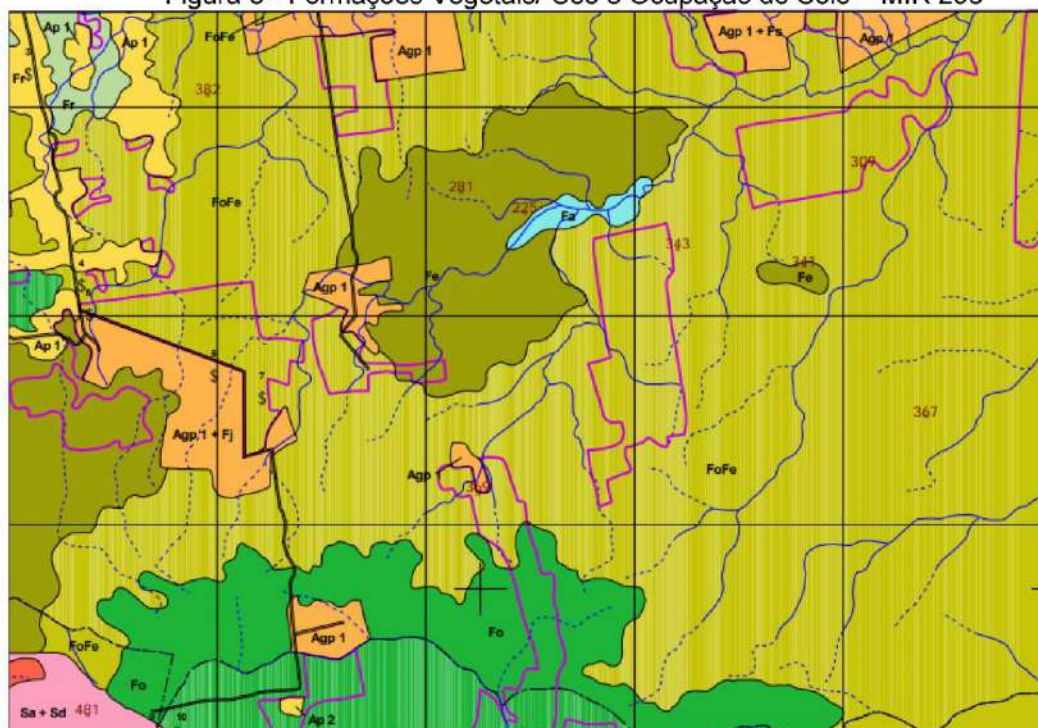
b. Vegetação e Hidrografia

A Folha MIR-298 compreende parte do território dos municípios de Juara, Nova Bandeirantes, Nova Monte Verde, Juruena, Castanheira, Cotriguaçu, Tabaporã e Brasnorte; a sede municipal de Juruena situa-se na extremidade ocidental do território. A acessibilidade à região é propiciada, a norte, pela rodovia MT-208; a sudeste, pela MT-325, que interliga a região a Juara; a oeste, na margem esquerda do Rio Juruena, pela MT-170, que acessa a cidade de Juruena. A maior parte do território da folha permanece sem condições de acessibilidade.

O território é compreendido nas bacias dos Rios Juruena, Arinos e Teles Pires (subbacia do Rio Apiacá), apresentando grande diversidade de formas de relevo. Em sua maior parte, está abarcado na Depressão da Amazônia Meridional, sobre litologias cristalinas do Complexo Xingu, entremeada por relevos residuais esparsos. Toda a porção centro-leste abarca as serras e a Depressão dos Caiabis, unidade de natureza sedimentar constituída por litologias da Formação Dardanelos.

Nas formações vegetais, predomina o Contato Floresta Ombrófila/ Estacional e, subordinadamente, a Floresta Ombrófila, nas áreas da Depressão, Floresta Estacional e seu contato com Savanas no Complexo dos Caiabis e nos relevos residuais, veja (Figura 3).

Figura 3 - Formações Vegetais/ Uso e Ocupação do Solo – MIR 298



Fonte: SEPLAN

Fj - Formação Justafluvial: Compreende diversas formas de vegetação associadas a cursos d'água, que recebem distintas denominações, de acordo com suas peculiaridades, reflexo das condições do substrato onde se desenvolvem: "Veredas", "Matas de Brejo", "Floresta de Galeria" ou "Floresta Ciliar". 10 Em domínio de savanas, estas formações começam, em geral, em pequenos brejos ou nascedouros de ribeirões, sob a forma de alamedas de buritis (*Mauritia flexuosa*), formando "Veredas". Ao longo dos cursos d'água, as veredas vão progressivamente adquirindo outras espécies de árvores, dentre as quais citam-se ingá (*Inga uruguensis*), copaíba (*Copaifera langsdorffii*), tapiriri (*Tapirira guianensis*), congonha (*Ilex* sp), mulungu (*Erythrina* aff. *mulungu*), encorpando e passando a constituir faixas que margeiam as linhas de drenagem. Adquirem caráter peculiar, por se destacar na paisagem caracterizada por formações abertas e xeromorfas, e recebem a denominação de "Floresta de Galeria" ou "Floresta Ciliar". Por vezes, passam gradualmente a ocupar as "rampas" do interflúvio, em uma transição para as formações adjacentes. Quando estas florestas se fundem no interflúvio, considera-se o fim da área nuclear do domínio das savanas. Em sítios com impedimentos de drenagem formam-se matas paludosas denominadas "Matas de Brejo", onde

predominam espécies hidrófilas, como olandi (*Calophyllum brasiliensis*) e leiteiro (*Sapium* sp), pindaíba (*Xylopia emarginata*) e buritirama (*Mauritiella armata*). Quando em domínio florestal, as Formações Justafluviais apresentam-se bem desenvolvidas, com estrutura semelhante à das florestas com as quais se associam, sendo de difícil discriminação no mapeamento. Possuem composição florística particular, sendo encontradas, além de essências da flora do interflúvio, as seguintes espécies arbóreas: cambará (*Vochysia* cf. *divergens*), anani (*Symphonia globulifera*), jequitibá-vermelho (*Cariniana rubra*), novateiros (*Triplaris* sp), olandi (*Calophyllum brasiliense*), leiteiro (*Sapium* sp) e sangrad'água (*Croton* cf. *urucurana*) entre outras. No domínio da Floresta Ombrófila ou em regiões de contato desta, é característica a presença de sororoca (*Phenakospermum guianense*), como dominante no subosque. Nesta Folha, Formação Justafluvial ocorre como subdominante em áreas de agropecuária, a sul.

Fa – Floresta Aluvial: Ocorre seletivamente em solos aluviais, em planícies de inundação sazonal dos rios. Apresenta elementos botânicos estacionais e ombrófilos, predominando estes ou aqueles, de acordo com o domínio em que se insere. Sua composição florística, contudo, é relativamente distinta e menos diversa em relação às formações florestais de interflúvios, devido às restrições decorrentes do substrato periodicamente encharcado. Verificam-se espécies seletivas higrófilas, dentre as quais destacam-se: ingá (*Inga* sp), jenipapo (*Genipa americana*), olandi (*Calophyllum brasiliensis*) e leiteiro (*Sapium* sp). As palmeiras são indicadoras do tipo e condições hídricas do solo, uma vez que maripá (*Attalea maripa*), bacuri (*Attalea phalerata*) e bacaba (*Oenocarpus* sp) dominam nas planícies aluviais. Em grotas e outros sítios de maior umidade ocorrem ainda paxiúbas (*Iriarteia* sp) e palmitreiro (*Euterpe precatoria*). O baixo potencial madeireiro, a impossibilidade de exploração agrícola e a ausência de fogo, colocam este tipo de vegetação, de modo geral, em situação privilegiada em relação à sua preservação. Esta formação é bastante expressiva ao longo do Rio Juruena, notadamente após a Foz do Rio Arinos, onde também está presente. Ocorre também na porção nordeste da Folha MIR298, em cursos d'água de menor expressão.

Fe – Floresta Estacional: Formação pluriestratificada, apresentando dossel de 25-30m de altura, com emergentes. Tem ocorrência associada à estacionalidade climática e a solos geralmente mais férteis do que aqueles observados sob as Savanas. A maior relação com a estacionalidade ocorre na região centro/sul do Estado, onde o período seco varia entre 3 a 5 meses (maio a agosto). Na região norte esta formação está relacionada aos relevos mais dissecados onde ocorrem

afloramentos rochosos e portanto solos mais rasos com menor disponibilidade de água. Apresenta grande complexidade estrutural e elevada biomassa, constituindo comunidades bastante diversas. Lianas e epífitas são freqüentes. São características, entre outras, as seguintes espécies: cedro (*Cedrela fissilis*), guatambu e peroba (*Aspidosperma* sp), cabreúva (*Myroxylon peruiferum*), paineira (*Chorisia speciosa*), mamica (*Zanthoxylum riedelianum*) e pau-jangada (*Apeiba tibourbou*). Esta floresta é denominada semidecidual ou decidual dependendo da densidade menor (até 50%, geralmente em torno de 20%) ou maior (acima de 50%) de espécies decíduas, respectivamente. Dentre as árvores que perdem total ou parcialmente as folhas no período desfavorável destacam-se: ipês (*Tabebuia roseo-alba*, *T. serratifolia*, *T. impetiginosa*), guatambus e perobas (*Aspidosperma* sp), embiruços (*Pseudobombax longiflorum* e *P. tomentosum*), gonçalo-alves (*Astronium fraxinifolium*), angicos (*Anadenanthera macrocarpa* e *A. falcata*), e aroeira-preta (*Myracrodruon urundeuva*).

Fo – Floresta Ombrófila: Desenvolve-se em solos de boa a média fertilidade como podzólicos argilosos e latossolos, embora ocorra também em Areias Quartzosas (com grossa camada de serapilheira) ou em solos aluviais. Representa uma formação florestal pluriestratificada, de grande porte, com dossel de 20 a 30m de altura e emergentes que atingem até 45m, com predomínio de espécies perenifólias. Epífitas são muito freqüentes, assim como lianas e plantas escandentes. Entre as espécies de maior porte destacam-se a castanheira (*Bertholletia excelsa*), os paricás ou angelim-de-saia (*Parkia pendula*) e, localmente, mogno (*Swietenia macrophylla*). Muitas espécies têm grande valor econômico, por fornecerem madeira de alta cotação no mercado como ucuuba (*Virola* sp), muiracatiara (*Astronium nelson-rosae*), jatobá (*Hymenaea* sp), pequiá (*Caryocar villosum*), etc. Entre as frutíferas com reconhecido valor econômico estão castanheira (*Bertholletia excelsa*), açaí (*Euterpe oleracea*), cupuaçu (*Theobroma* cf. *subincanum*), cacau (*Theobroma* sp).

FoFe – Contato Floresta Ombrófila / Floresta Estacional: Corresponde a uma formação de transição, onde ambos os tipos de vegetação se alternam em padrão de mosaico, mantendo sua identidade. Verifica-se, portanto, agrupamentos tipicamente de Floresta Ombrófila, com presença de espécies características como: castanheira (*Bertholletia excelsa*), seringueira (*Hevea brasiliensis*), itaúba (*Mezilaurus itauba*), palmitero (*Euterpe precatoria*) e sororoca (*Phenakospermum guianense*), e povoamentos característicos da Floresta Estacional, cuja composição florística inclui mamica (*Zanthoxylum* sp), jaracatiá (*Jaracatia* sp), jatobá (*Hymenaea courbaril*), todas

decíduas no período de estiagem. Ocorrem em complexo mosaico, onde ambas as formações florestais se alternam, em função das características do substrato, com elementos ombrófilos predominando em solos profundos e úmidos, próximo às linhas de drenagem, enquanto a Floresta Estacional se estabelece nas partes mais elevadas do relevo, formando encaves.

Fr – Floresta Remanescente: Ocorre em áreas intensamente ocupadas, onde Florestas Remanescentes estão presentes, porém com sinais de perturbações, notadamente relacionadas com a retirada seletiva de madeira. Apesar de manter elementos da floresta primária, apresentam-se com composição florística empobrecida e estrutura alterada, com redução da altura dossel, que se apresenta descontínuo e irregular. Nestas matas, espécies de valor madeireiro tornaram-se escassas. Formações Remanescentes são encontradas, de forma restrita, associadas a áreas de uso agropecuário.

Ap – Uso Agropecuário em Pequenas Propriedades: Padrão de mapeamento caracterizada pelo predomínio do uso pecuário e secundariamente pela agricultura (mandioca, feijão, milho, arroz, café, banana). Na região homogênea AHP 1, esta tipologia de ocupação caracteriza-se por um conjunto diversificado de sistemas de produção (Quadro 002), onde predominam estabelecimentos com pecuária de baixa tecnologia, associados a produtores empresariais e familiares de pequeno porte econômico; estabelecimentos com agricultura de baixa tecnologia e com pecuária de baixa e média tecnologia, sempre associados ao produtor familiar de pequeno porte econômico.

Ap – 1: Esta tipologia de ocupação (Ap 1), geralmente associada a projetos de colonização, tem presença expressiva a norte (Nova Monte Verde e Nova Bandeirante), ocorrendo também, com menor expressão territorial a noroeste, no entorno de Juruena.

Ap – 2: Na região, esta tipologia de uso (Ap 2) concentra-se na Depressão dos Caiabis, no alto curso e formadores do Rio São João da Barra e, com menor expressão, na área de influência de Juara. Deve-se destacar a presença, nestas situações, de estabelecimentos de pecuária de baixa tecnologia, associados ao produtor familiar de pequeno porte, não discriminada como predominante no contexto da Região Homogênea.

Agp – Uso Agropecuário em Médias e Grandes com Predomínio de Pastagens: Padrão de mapeamento caracterizado pelo predomínio de pastagens, sendo

inexpressiva a participação de culturas, caracterizado por um conjunto diversificado de sistemas de produção (Quadros 002 e 003). Na Região Homogênea AHP 1, predominam estabelecimentos com pecuária de média tecnologia, associada a produtores empresariais de médio, grande e muito grande porte econômico (Agp1).

b.1 Morfometria da Bacia Hidrográfica

A análise morfométrica da bacia hidrográfica Rio São Joãozinho foi realizada a partir de parâmetros que caracterizam a forma da bacia, o relevo e a rede de drenagem. Foram analisados os seguintes índices morfométricos: coeficiente de compacidade, fator de forma, índice de conformação, índice de sinuosidade e fator de assimetria. Além desses, foram calculados atributos, tais como: Área e perímetro da bacia, comprimento dos canais e do canal principal, declividade e altitude.

b.1.1 Coeficiente de Compacidade

O coeficiente de compacidade (K_c) é um índice que relaciona a forma da bacia com um círculo. Constitui a relação entre o perímetro da bacia com uma circunferência de área igual ao da bacia hidrográfica. O K_c foi determinado pela seguinte equação:

$$K_c = 0,28 \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right)$$

Sendo que:

K_c = coeficiente de compacidade;

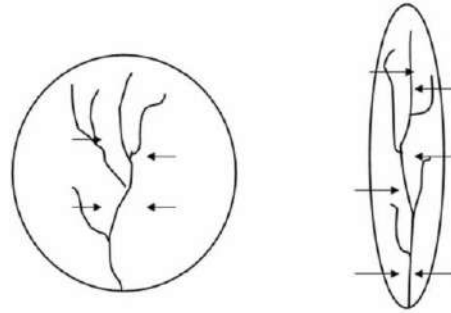
P = perímetro da bacia (km);

A = área da bacia (km²).

Observa-se que quanto mais próximo de um círculo uma bacia se assemelhar, maior será a sua capacidade de proporcionar grandes cheias. Isto ocorre porque há convergência do escoamento superficial, ao mesmo tempo, para um pequeno trecho do rio principal, havendo acúmulo do fluxo. Na Figura 4 pode-se observar o comportamento teórico do escoamento em uma bacia circular e em uma elipsoidal.

Nesta última, o fluxo é mais distribuído ao longo de todo o canal principal, produzindo cheias de menor vulto.

Figura 4 - Representação da distribuição do fluxo superficial em duas bacias, uma circular e outra, elipsoidal.



Fonte: <https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2014/03/baciashidrograficas.pdf>

Quanto mais próximo da unidade for este coeficiente, mais a bacia se assemelha a um círculo. Assim, pode-se interpretá-lo da seguinte forma:

1,00 – 1,25 = bacia com alta propensão a grandes enchentes

1,25 – 1,50 = bacia com tendência mediana a grandes enchentes

> 1,50 = bacia com menor propensão a grandes enchentes.

b.1.2 Índice de conformação

Representa a relação entre a área da bacia e um quadrado de lado igual ao comprimento axial da bacia. O comprimento axial da bacia (L) é determinado, medindo axialmente do exutório até o ponto mais alto do talvegue. O índice de conformação (Ic) foi determinado, utilizando-se a seguinte equação:

$$Ic = \frac{A}{L^2}$$

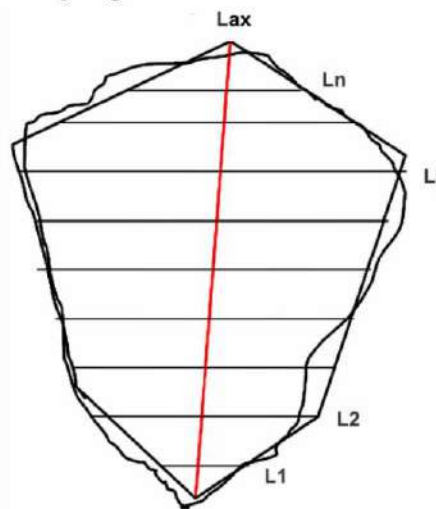
Sendo que:

Ic = Índice de conformação;

A= área da bacia (km²);

L = comprimento do eixo da bacia (km).

Figura 5 - Representação gráfica do cálculo do Índice de Conformação.



Fonte: <https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2014/03/baciashidrograficas.pdf>

O índice de conformação pode assumir os seguintes valores:

- 1,00 – 0,75.: sujeito a enchentes
- 0,75 – 0,50.: tendência mediana
- < 0,50.: menor tendência a enchentes

b.1.3 Densidade de Drenagem

Uma boa indicação do grau de desenvolvimento de um sistema de drenagem é dada pelo índice chamado densidade de drenagem D_d . O fator Densidade de Drenagem indica a maior ou menor velocidade com que a água deixa a bacia hidrográfica. A densidade de drenagem é calculada pela seguinte equação:

$$D_d = \frac{L}{A}$$

Sendo que:

D_d = densidade de drenagem (km/km²)

L = comprimento total dos cursos d'água (km);

A = área de drenagem da bacia (km²).

Pode-se classificar uma bacia, com base neste índice, da seguinte forma:

- baixa densidade: 0,5 km/km²
- média densidade: 0,5-3,5 km/km²
- alta densidade: > 3,5 km/km²

Fonte: Hidrologia aplicada – Swami Marcondes Villela, Arthur Mattos

b.1.4 Risco de ruptura teórico:

O manual de hidrologia básica para estrutura de drenagem do DNIT, na página 20, apresenta uma fórmula para a definição teórica do risco de ruptura de uma obra, em que a probabilidade de ocorrer a descarga de projeto com o tempo de recorrência estimado dentro da vida útil da uma obra é:

$$J = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR}\right)^n$$

Sendo que:

J = Risco teórico de ruptura;

TR = Tempo de recorrência (em anos);

n = Vida útil da obra (em anos).

b.1.5 Índice de sinuosidade:

O índice de sinuosidade dos canais torna-se ferramenta importante para melhor definição da escolha do coeficiente de Manning que melhor reflita a realidade do local em estudo.

$$Is = \left(\frac{Lc}{Lv}\right)$$

Sendo que:

Is= Índice de sinuosidade;

Lc = Comprimento do talvegue (km);

Lv = Distância entre o local da ponte e o ponto mais distante do talvegue (km);

Uma caracterização dos tipos de canais em função do índice de sinuosidade está sintetizada na Tabela 1 abaixo.

Tabela 1 – Caracterização do tipo de canal em função do índice de sinuosidade.

Tipo de Canal	Índice de Sinuosidade (Is)
Retilíneo	$\leq 1,1$
Sinuoso	1,1 a 1,5
Meândrico e Tortuoso	$> 1,5$

Fonte: Fundamentos de engenharia hidráulica - Marcio Baptista e Márcia Lara

Tabela 2 – Resultados dos parâmetros morfométricos obtidos da bacia hidrográfica Rio São Joãozinho

Características Geométricas		
Parâmetros	Valores	Unidades
Área de Drenagem	668,375	km ²
Perímetro	166,324	km
Coeficiente de compacidade	1,80	
Índice de conformação	0,50	
Índice de Sinuosidade	1,40	
Características da Rede de Drenagem		
Comprimento total dos canais	231,0656	km
Comprimento do canal principal	56,42	km
Densidade de drenagem	0,35	Km/km ²

Fonte: Autor.

c. Clima e Pluviometria

A cidade de Nova Monte Verde tem um clima tropical. Há muito mais pluviosidade no verão que no inverno. Segundo a Köppen e Geiger a classificação do clima é Aw. A temperatura média anual na região é de 26,0 °C tendo uma pluviosidade média anual de 1796 mm.

As temperaturas registradas nesta área apresentam as seguintes características:

CARACTERÍSTICAS	
Temperatura média anual	26,0° C
Temperatura máxima absoluta	34,5° C
Temperatura mínima absoluta	21,4° C

Fonte: climate-data.org

No mês de julho a precipitação é de 4mm sendo o mês mais seco. Apresentando uma média de 291 mm, o mês de janeiro é o mês de maior precipitação.

As precipitações pluviométricas observadas conferem a esta região as seguintes médias climáticas:

CARACTERÍSTICAS	
Altura de precipitação total média anual	1796 mm
Trimestre de maior pluviosidade	dezembro / janeiro / fevereiro
Trimestre de menor pluviosidade	junho / julho / agosto

Fonte: climate-data.org

A seguir são apresentados o resumo de precipitações da Estação Trivelato e da Estação Nova Monte Verde, respectivamente. Em seguida o resumo de precipitações com a sobreposição de dados das duas estações citadas anteriormente, logo após é exibido o histograma da média anual da pluviosidade da região e os gráficos com as distribuições mensais das alturas médias de precipitação e dos números médios de dias de chuva, de acordo com os registros da estação.

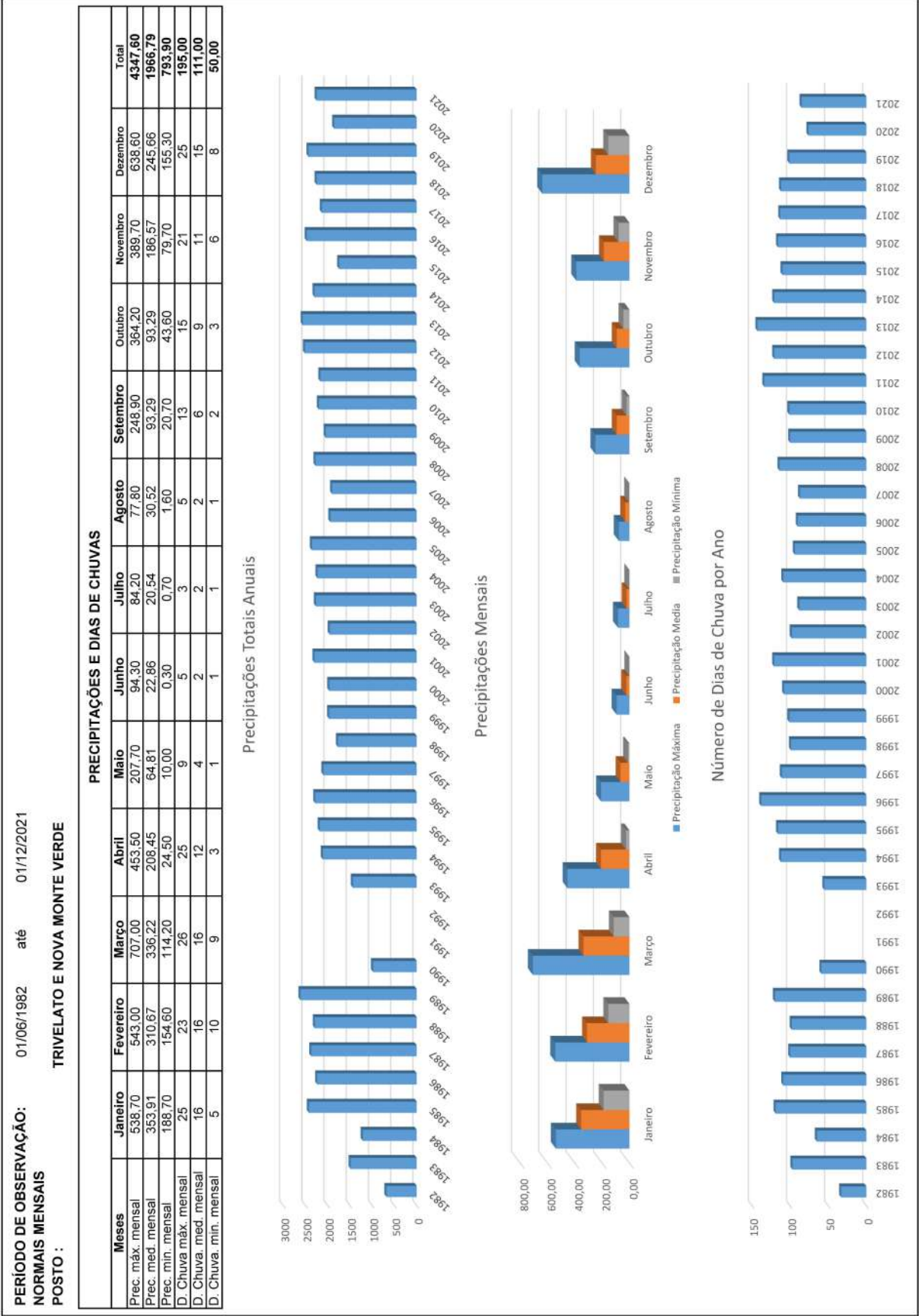
TABELA DE PRECIPITAÇÕES MENSIAIS (mm), DIAS DE CHUVAS E CHUVAS MÁXIMAS - TRIVELATO																																								
ANO	Janeiro			Fevereiro			Março			Abril			Maio			Junho			Julho			Agosto			Setembro			Outubro			Novembro			Dezembro			Total			
	Precipit.	Ch. Máx.	D. Chuvas	Precipit.	Ch. Máx.	D. Chuvas	Precipit.	Ch. Máx.	D. Chuvas	Precipit.	Ch. Máx.	D. Chuvas	Precipit.	Ch. Máx.	D. Chuvas	Precipit.	Ch. Máx.	D. Chuvas	Precipit.	Ch. Máx.	D. Chuvas	Precipit.	Ch. Máx.	D. Chuvas	Precipit.	Ch. Máx.	D. Chuvas	Precipit.	Ch. Máx.	D. Chuvas	Precipit.	Ch. Máx.	D. Chuvas							
1982	286,80	14,00	85,00	108,30	14,00	43,50	298,50	19,00	58,00	32,50	7,00	9,00	26,50	2,00	14,50	47,60	2,00	29,50	1,60	1,00	1,60	18,70	2,00	14,00	203,80	13,00	71,00	68,30	7,00	28,70	389,70	10,00	72,30	281,50	17,00	48,20	679,30	33	72,30	
1983	367,30	15,00	33,30	201,60	12,00	35,00																																		
1984	292,20	21,00	99,00	222,00	13,00	58,40	408,80	19,00	84,00	159,80	13,00	26,00	18,00	3,00	7,00																									
1985	457,20	17,00	102,40	208,00	15,00	30,00	355,00	16,00	75,00	348,60	13,00	60,00	123,80	3,00	46,00																									
1986	491,20	17,00	102,40	208,00	15,00	30,00	355,00	16,00	75,00	348,60	13,00	60,00	123,80	3,00	46,00																									
1987	444,70	20,00	80,00	313,30	16,00	50,40	367,80	15,00	50,20	107,30	9,00	20,00	60,60	3,00	25,60	17,60	2,00	15,00	31,50	3,00	20,50	68,60	3,00	36,60	88,80	7,00	55,00	182,30	9,00	52,00	308,00	14,00	64,00	243,30	21,00	60,00	444,00	119	89,00	
1988	433,00	14,00	30,00	543,00	20,00	100,00	355,40	15,00	58,00	239,40	13,00	60,00	58,00	4,00	25,00																									
1989	516,00	15,00	50,00	178,10	16,00	35,80	425,10	19,00	51,20	371,00	19,00	60,00	50,70	2,00	30,00																									
1990	221,10	13,00	75,60	363,60	19,00	50,80	162,40	10,00	28,20	125,00	8,00	30,60	46,80	3,00	28,00																									
1991																																								
1992	376,30	10,00	89,00																																					
1993	448,40	20,00	55,00	337,00	18,00	56,40	273,80	17,00	40,60	67,40	8,00	30,00																												
1994	367,30	15,00	70,00	265,40	16,00	44,60	240,00	23,00	37,80	453,50	25,00	44,10	33,90	7,00	14,70																									
1995	289,60	18,00	79,00	154,00	12,00	35,60	309,60	23,00	37,80	453,50	25,00	44,10	33,90	7,00	14,70																									
1996	358,60	21,00	72,10	240,50	14,00	40,20	517,40	22,00	151,20	188,10	14,00	76,50	72,40	7,00	21,60	14,60	1,00	14,60																						
1997	188,60	12,00	39,20	266,00	17,00	63,00	275,90	16,00	41,90	62,90	4,00	33,50	49,70	3,00	26,40																									
1998	222,10	17,00	67,20	269,00	14,00	50,80	347,70	15,00	53,70	120,90	9,00	43,00	60,90	5,00	24,60	1,80	1,00																							
1999	321,90	19,00	31,60	255,20	14,00	45,80	304,80	14,00	74,60	132,90	11,00	27,60	10,50	1,00	10,50	8,20	1,00																							
2000	295,10	15,00	42,60	272,10	16,00	39,80	421,40	17,00	99,00	122,60	10,00	36,00	45,40	6,00	18,00	19,50	2,00																							
2001	410,10	14,00	98,30	344,00	14,00	68,60	114,20	10,00	29,70	131,10	9,00	48,40	60,00	5,00	17,00																									
2002	510,30	18,00	100,60	398,70	13,00	96,80				252,80	8,00	66,60	121,10	7,00	63,00	10,80	1,00	10,80																						
2003	532,60	18,00	90,00	455,90	21,00	91,30	237,70	16,00	35,30	317,80	13,00	71,30	27,20	5,00	11,00	9,50	1,00																							
2004	252,70	11,00	68,50	355,00	14,00	57,60	291,20	12,00	36,10	197,40	10,00	51,30	100,90	5,00	60,30																									
2005	308,90	14,00	67,90	333,00	11,00	46,70	271,20	12,00	58,50	289,20	16,00	47,30	86,40	3,00	33,00																									
2006	306,90	13,00	68,30	306,10	18,00	71,30	296,10	9,00	84,30	197,10	8,00	60,30	26,90	3,00	21,00																									
2007	375,40	13,00	59,60	286,60	11,00	109,80	364,80	15,00	78,30	220,00	15,00	99,40	42,10	6,00	19,20																									
2008	188,70	12,00	31,20	333,70	14,00	72,50	201,80	15,00	46,70	306,40	13,00	81,20	58,60	4,00	32,30	32,10	2,00	19,40																						
2009	442,50	19,00	118,50	466,00	17,00	112,20	238,10	11,00	51,10	24,50	3,00	17,10	12,30	1,00	12,30																									
2010	393,30	21,00	60,70	298,00	22,00	50,70	370,60	18,00	87,90	264,70	17,00	47,30	42,40	2,00	29,70																									
2011	338,70	23,00	128,50	338,00	23,00	42,40	403,20	16,00	104,20	96,00	9,00	18,20	59,30	6,00	27,70	24,30	5,00																							
2012	468,80	25,00	77,30	278,60	18,00	72,20	707,00	26,00	126,40	294,30	20,00	41,70	49,20	5,00	22,50	49,10	3,00	23,50																						
2013	404,60	21,00	109,00	287,70	19,00	68,90	522,80	23,00	116,10	264,40	18,00	86,10	81,90	7,00	29,30																									
2014	208,10	15,00	42,60	368,60	14,00	96,80	272,60	19,00	66,30	289,40	15,00	59,50	107,70	8,00	48,80																									
2015	349,60	19,00	94,40	295,00	14,00	82,00	243,00	13,00	51,20	279,80	14,00	81,20	207,70	6,00	96,50	34,00	4,00	20,00																						
2016	427,00	15,00	91,20	427,60	18,00	110,00	355,10	15,00	78,10	177,10	13,00	45,00	95,60	7,00	29,20																									
2017	247,80	16,00	71,50	441,60	21,00	58,60	321,10	18,00	66,50	225,10	10,00	49,00	72,00	4,00	29,20																									
2018	410,80	13,00	96,30	344,20	18,00	69,30	394,20	17,00	62,20	191,70	11,00	71,10	109,50	7,00	50,00																									
2019	242,80	5,00	97,00	337,60	15,00	102,70	313,80	13,00	66,60																															
2020	256,20	13,00	59,00	169,20	10,00	55,60	413,20	13,00	147,50	231,50	11,00	65,10	32,00	1,00	32,00																									
2021	353,91	16	74,89	310,67	16	68,20	336,22	16	68,20	210,20	12	60,93	64,91	4	30,41	24,70	2	17,36	21,66	2	15,12	30,63	2	18,42	93,29	6	38,68	185,57	9	55,19	244,33	11	61,76	346,60	15	71,07	1931,76	95	95,60	

TABELA DE PRECIPITAÇÕES MENSIAIS (mm), DIAS DE CHUVAS E CHUVAS MÁXIMAS - TRIVELATO																																					
Ano	Janeiro			Fevereiro			Março			Abril			Maio			Junho			Julho			Agosto			Setembro			Outubro			Novembro			Dezembro			Total
	Dados	Ch. Max.	Precip.	Dados	Ch. Max.	Precip.	Dados	Ch. Max.	Precip.	Dados	Ch. Max.	Precip.	Dados	Ch. Max.	Precip.	Dados	Ch. Max.	Precip.	Dados	Ch. Max.	Precip.	Dados	Ch. Max.	Precip.	Dados	Ch. Max.	Precip.	Dados	Ch. Max.	Precip.							
2018	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2019	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2020	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2021	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2022	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2023	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2024	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2025	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2026	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2027	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2028	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2029	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2030	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2031	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2032	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2033	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2034	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2035	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2036	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2037	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2038	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2039	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2040	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2041	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2042	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2043	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2044	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2045	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2046	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2047	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2048	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2049	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2050	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2051	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2052	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2053	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2054	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	15	110,5	389,7	21	100,3	838,6	25	146,6	
2055	536,7	25	126,8	543	23	112,5	707	26	151,2	453,5	25	100	207,7	9	83,5	94,3	5	61,4	84,2	3	43	77,8	5	55,3	248,9	13	94,3	364,2	1								

TABELA DE PRECIPITAÇÕES MENSAIS (mm), DAS DE CHUVAS E CHUVAS MÁXIMAS - TRIVELATO E NOVA MONTE VERDE																																	
ANO	Janeiro		Fevereiro		Março		Abril		Maio		Junho		Julho		Agosto		Setembro		Outubro		Novembro		Dezembro		Total								
	Precipit.	Ch. Máx.	Precipit.	Ch. Máx.	Precipit.	Ch. Máx.	Precipit.	Ch. Máx.	Precipit.	Ch. Máx.	Precipit.	Ch. Máx.	Precipit.	Ch. Máx.	Precipit.	Ch. Máx.	Precipit.	Ch. Máx.	Precipit.	Ch. Máx.	Precipit.	Ch. Máx.	Precipit.	Ch. Máx.									
1982	266,80	14	85,00	106,30	14	43,50	296,50	19	58,00	32,50	7	9,30	26,50	2	1,60	15,70	2	14,00	203,80	13	71,00	68,30	7	28,70	389,70	10	72,30	679,26	33	72,30			
1983	367,50	15	33,30	201,60	12	35,00									1,60	1	1,60	30,00	3	21,40	152,00	8	60,00	125,30	10	28,00	281,50	17	45,20	148,65	87	85,00	
1984	529,20	21	100,00	222,00	13	58,40	400,80	16	84,00	159,80	13	26,00	18,00	3	7,00	16,40	2	11,30	110,70	4	41,20	188,60	8	44,10	228,60	10	56,00	189,00	14	60,00	121,25	65	60,00
1985	452,20	17	102,40	208,00	15	30,00	355,00	16	75,00	348,80	13	60,00	123,80	5	46,00				86,80	7	55,00	182,30	9	52,00	308,00	14	94,00	244,00	21	60,00	242,30	119	99,00
1986	444,70	20	80,00	313,30	16	50,40	367,60	15	50,20	107,30	9	20,00	60,00	3	25,60	17,60	2	13,00	176,60	10	35,00	258,60	16	49,50	444,00	21	60,00	272,20	8	50,40	228,00	169	103,40
1987	433,00	14	30,00	543,00	20	100,00	355,40	15	58,00	239,40	13	40,00	58,00	4	25,00	12,00	1	12,00	129,60	5	78,00	341,90	5	20,00	387,40	13	65,00	273,90	109	86,00			
1988	516,00	18	50,00	176,10	16	36,00	425,10	19	51,20	371,00	19	60,00	50,70	2	30,00	42,40	3	20,60	43,60	3	20,60	43,60	3	20,00	387,40	13	65,00	281,20	25	65,70			
1989	221,10	13	75,60	363,60	19	50,80	162,40	10	25,20	125,00	8	30,60	46,80	3	28,00	29,80	3	10,80	191,40	9	50,00	355,60	11	50,60	628,90	18	113,00	281,20	129	115,00			
1990																																	
1991																																	
1992																																	
1993	376,30	10	89,00																														
1994	448,40	20	55,00	337,30	18	50,40	273,80	17	40,60	87,40	5	30,00																					
1995	367,50	16	70,00	265,40	16	44,00	240,00	13	67,40	378,20	14	106,00	166,20	9	56,70																		
1996	289,60	18	79,00	154,00	12	38,60	306,90	23	37,80	453,50	25	44,10	33,90	7	14,70	46,00	5	16,70	38,70	4	21,20	200,70	13	98,30	272,10	16	81,00	219,70	116	119,00			
1997	358,60	21	72,10	240,50	14	40,20	517,40	22	151,20	188,10	14	76,50	72,40	7	21,60	14,60	1	14,60	111,60	6	45,90	92,70	4	40,30	229,60	7	86,10	224,10	74	77,40	208,50	111	151,20
1998	188,60	12	39,20	266,00	17	63,00	275,90	16	41,90	62,90	4	33,50	49,70	3	26,40																		
1999	222,10	17	67,20	269,00	14	50,80	347,70	15	55,70	120,90	8	43,00	60,90	5	24,60	1,60	1	1,60	215,30	6	102,60	346,90	10	37,40	307,90	12	109,00	177,50	99	109,00			
2000	321,90	19	31,60	255,20	14	45,80	304,80	14	74,60	132,80	11	27,60	10,50	1	10,50	8,20	1	8,20	28,30	2	18,60	173,20	9	32,00	307,60	11	53,00	297,60	15	75,19	199,20	104	102,60
2001	295,10	16	42,60	272,10	16	38,60	421,40	17	66,00	122,60	10	36,00	45,40	6	18,00	19,50	2	19,00	112,50	9	13,20	217,00	9	101,00	182,50	12	34,00	227,60	73	77,00	227,60	121	191,00
2002	410,10	14	98,30	344,00	14	68,60	114,20	10	25,70	131,10	9	48,40	35,00	5	17,00																		
2003	510,30	18	100,60	398,70	13	98,80																											
2004	532,60	18	90,00	455,90	21	91,30	237,70	16	35,30	317,80	13	71,30	27,20	5	11,00	9,50	1	9,50	54,20	3	35,70	125,50	7	36,00	215,00	9	49,50	163,30	11	38,50	222,00	109	91,30
2005	252,70	11	68,50	355,00	14	57,60	281,20	12	36,10	187,40	10	51,30	100,90	5	60,30	1,80	1	1,80	139,50	6	30,30	220,00	8	60,00	201,60	9	42,30	584,00	16	106,00	235,60	64	106,00
2006	308,90	14	47,90	333,00	11	96,70	271,20	12	58,90	289,20	18	47,30	86,40	3	23,80																		
2007	306,90	15	68,30	306,10	19	71,30	296,10	9	84,30	197,10	9	60,30	28,60	3	21,00																		
2008	375,40	13	59,60	285,00	11	109,80	364,80	15	75,30	220,00	15	95,40	42,10	6	19,20																		
2009	188,70	12	31,20	333,70	14	72,50	201,80	15	46,70	306,40	13	81,20	58,60	4	32,30	32,10	2	19,40	108,60	3	60,00	92,00	3	41,20	174,00	6	77,00	379,00	25	81,40	204,40	100	115,60
2010	442,50	19	118,50	466,00	17	112,20	238,10	11	51,00	24,50	3	17,10	12,30	1	12,30																		
2011	395,30	21	60,70	298,00	22	50,70	370,60	19	87,90	264,70	17	47,30	42,40	2	29,70																		
2012	338,70	23	128,00	338,00	23	42,40	405,20	18	104,20	96,00	9	18,20	59,30	6	27,70	34,30	5	81,40	114,40	4	47,10	332,50	9	33,80	273,50	11	78,50	298,90	14	66,20	214,80	134	87,90
2013	468,80	25	77,30	278,60	18	72,20	707,00	28	128,40	294,30	20	41,70	49,20	3	22,50	49,10	3	23,50	127,80	10	60,80	210,20	12	49,40									
2014	604,60	21	109,00	287,70	19	68,90	522,80	22	116,10	264,40	10	86,10	81,90	7	29,30	2,00	1	2,00	1,70	1	1,70	38,40	7	61,10	197,20	10	58,50	202,50	22	44,00	266,90	143	134,40
2015	308,10	15	42,60	368,60	14	98,80	272,60	19	66,30	289,40	15	59,50	107,70	6	48,80																		
2016	349,60	19	94,40	295,00	14	82,00	243,00	13	51,20	273,80	14	81,20	207,70	6	94,00	34,00	4	20,00	19,50	1	19,50	43,70	3	21,40	248,00	5	88,90	317,50	13	68,00	247,16	116	95,40
2017	427,00	15	91,20	427,00	18	110,00	355,10	15	78,10	177,10	13	45,00	95,90	7	29,20	9,40	1	9,40	129,60	13	26,40	157,00	13	59,30	222,60	11	61,70	213,90	131	110,00			
2018	247,60	16	71,50	441,60	21	93,60	321,10	18	66,90	225,10	10	49,00	72,00	4	29,20																		
2019	410,80	13	96,30	344,20	18	69,30	364,20	17	62,20	191,70	11	71,10	105,50	7	50,00																		
2020	242,80	5	97,00	337,00	15	102,70	313,80	13	66,60	148,00	9	51,00																					
2021	256,20	13	59,00	169,20	10	55,60	412,20	13	147,50	231,50	11	65,10	32,00	1	32,00																		
Média	353,91	16	74,89	310,67	16	68,26	336,22	16	69,34	206,45	12	60,94	44,91	4	30,41	22,86	2	16,25	20,54	2	14,44	30,32	2	55,19	245,66	11	61,38	346,23	15	70,32	195,63	87	95,60

<

Fonte: SINIAVA - Sistema de Informação Hidrológica (HIDRO - versão web: <http://hidroweb.nov.gov.br/>)



4.2.3. Estudo da Chuva de Projeto

a. Determinação dos Valores Característicos da Chuva de Projeto

Com as informações dos postos escolhidos, é possível determinar as alturas as precipitações e a intensidade de chuva com duração de um dia, em diferentes tempos de recorrência, tomando como base métodos estatísticos como o método Racional, método Hidrogramas e outro. Para o dimensionamento, utiliza-se as maiores alturas de chuvas de cada ano para montar a série de máximas anuais para a estação considerada.

Estação: TRIVELATO E NOVA MONTE VERDE						Eventos	38
Código: 1057001 e 957002						SOMA	3.824,20
UF: MT						MÉDIA	100,636
Isozonas: E						DESVIO	21,613
N	Ano	Chuva máx	Chuva máx. Orden.	Ch-Ch.med	(Ch-Ch.med) ²	F=n/(m+1)%	Tr=1/F
1	1982	72,3	151,2	50,564	2.556,718	2,56	39,06
2	1983	85,0	147,5	46,864	2.196,234	5,12	19,53
3	1984	60,0	146,6	45,964	2.112,689	7,69	13,00
4	1985	99,0	128,8	28,164	793,211	10,25	9,75
5	1986	102,4	126,4	25,764	663,784	12,82	7,80
6	1987	80,0	118,5	17,864	319,122	15,38	6,50
7	1988	100,0	116,1	15,464	239,135	17,94	5,57
8	1989	115,0	115	14,364	206,324	20,51	4,87
9	1990	75,8	110,5	9,864	97,298	23,07	4,33
10	1993	100,8	110	9,364	87,684	25,64	3,90
11	1994	56,0	109,8	9,164	83,979	28,20	3,54
12	1995	109,0	109	8,364	69,956	30,76	3,25
13	1996	81,0	109	8,364	69,956	33,33	3,00
14	1997	151,2	106	5,364	28,772	35,89	2,78
15	1998	109,0	102,7	2,064	4,260	38,46	2,60
16	1999	102,6	102,6	1,964	3,857	41,02	2,43
17	2000	74,6	102,4	1,764	3,112	43,58	2,29
18	2001	101,0	101	0,364	0,132	46,15	2,16
19	2002	98,3	100,8	0,164	0,027	48,71	2,05
20	2003	110,5	100	-0,636	0,404	51,28	1,95
21	2004	91,3	99	-1,636	2,676	53,84	1,85
22	2005	106,0	98,3	-2,336	5,457	56,41	1,77
23	2006	96,7	96,7	-3,936	15,492	58,97	1,69
24	2007	86,0	95,8	-4,836	23,387	61,53	1,62
25	2008	109,8	95,4	-5,236	27,416	64,10	1,56
26	2009	81,6	93,6	-7,036	49,505	66,66	1,50
27	2010	118,5	91,3	-9,336	87,161	69,23	1,44
28	2011	87,9	87,9	-12,736	162,206	71,79	1,39
29	2012	128,8	86	-14,636	214,212	74,35	1,34
30	2013	126,4	85	-15,636	244,484	76,92	1,30
31	2014	116,1	81,6	-19,036	362,369	79,48	1,25
32	2015	95,8	81	-19,636	385,572	82,05	1,21
33	2016	95,4	80	-20,636	425,844	84,61	1,18
34	2017	110,0	75,8	-24,836	616,827	87,17	1,14
35	2018	93,6	74,6	-26,036	677,873	89,74	1,11
36	2019	146,6	72,3	-28,336	802,929	92,30	1,08
37	2020	102,7	60	-40,636	1.651,284	94,87	1,05
38	2021	147,5	56	-44,636	1.992,372	97,43	1,02

VALORES DE "K" CALCULADOS SEGUNDO A LEI DE GUMBEL						
Nº de Eventos Considerados	TR - Tempo de Recorrência em anos					
	5	10	15	25	50	100
10	1,058	1,848	2,289	2,847	3,588	4,323
11	1,034	1,809	2,242	2,789	3,516	4,238
12	1,013	1,777	2,202	2,741	3,456	4,166
13	0,996	1,748	2,168	2,699	3,405	4,105
14	0,981	1,724	2,138	2,663	3,360	4,052
15	0,967	1,703	2,112	2,632	3,321	4,005
16	0,955	1,682	2,087	2,601	3,283	3,959
17	0,943	1,664	2,066	2,575	3,250	3,921
18	0,934	1,649	2,047	2,552	3,223	3,888
19	0,926	1,636	2,032	2,533	3,199	3,860
20	0,919	1,625	2,018	2,517	3,179	3,836
21	0,911	1,613	2,004	2,500	3,157	3,810
22	0,905	1,603	1,992	2,484	3,138	3,787
23	0,899	1,593	1,980	2,470	3,121	3,766
24	0,893	1,584	1,969	2,457	3,104	3,747
25	0,888	1,575	1,958	2,444	3,088	3,729
26	0,883	1,566	1,949	2,432	3,074	3,711
27	0,879	1,560	1,941	2,422	3,061	3,696
28	0,874	1,553	1,932	2,412	3,048	3,681
29	0,870	1,547	1,924	2,402	3,037	3,667
30	0,866	1,541	1,917	2,393	3,026	3,653
31	0,863	1,535	1,910	2,385	3,015	3,641
32	0,860	1,530	1,904	2,377	3,005	3,629
33	0,856	1,525	1,897	2,369	2,996	3,618
34	0,853	1,520	1,892	2,362	2,987	3,609
35	0,851	1,516	1,886	2,354	2,977	3,598
36	0,848	1,511	1,881	2,349	2,971	3,588
37	0,845	1,507	1,876	2,344	2,963	3,579
38	0,843	1,503	1,871	2,338	2,957	3,571
39	0,840	1,499	1,867	2,331	2,950	3,563
40	0,838	1,495	1,862	2,326	2,943	3,554
41	0,836	1,492	1,856	2,321	2,936	3,547
42	0,834	1,489	1,854	2,316	2,930	3,539
43	0,832	1,485	1,850	2,311	2,924	3,532
44	0,830	1,482	1,846	2,307	2,919	3,526
45	0,828	1,478	1,842	2,303	2,913	3,519
46	0,826	1,476	1,839	2,298	2,908	3,513
47	0,824	1,474	1,836	2,294	2,903	3,507
48	0,823	1,471	1,832	2,290	2,898	3,501
49	0,821	1,469	1,830	2,287	2,894	3,498
50	0,820	1,466	1,827	2,283	2,889	3,490
51	0,818	1,464	1,824	2,280	2,885	3,486
52	0,817	1,462	1,821	2,276	2,881	3,481
53	0,815	1,459	1,818	2,273	2,875	3,474
54	0,814	1,457	1,816	2,270	2,873	3,471
55	0,813	1,455	1,813	2,267	2,869	3,467
56	0,812	1,453	1,811	2,264	2,865	3,462
57	0,810	1,451	1,809	2,261	2,862	3,458
58	0,809	1,449	1,806	2,258	2,858	3,454
59	0,808	1,448	1,804	2,256	2,855	3,450
60	0,807	1,446	1,802	2,253	2,852	3,446

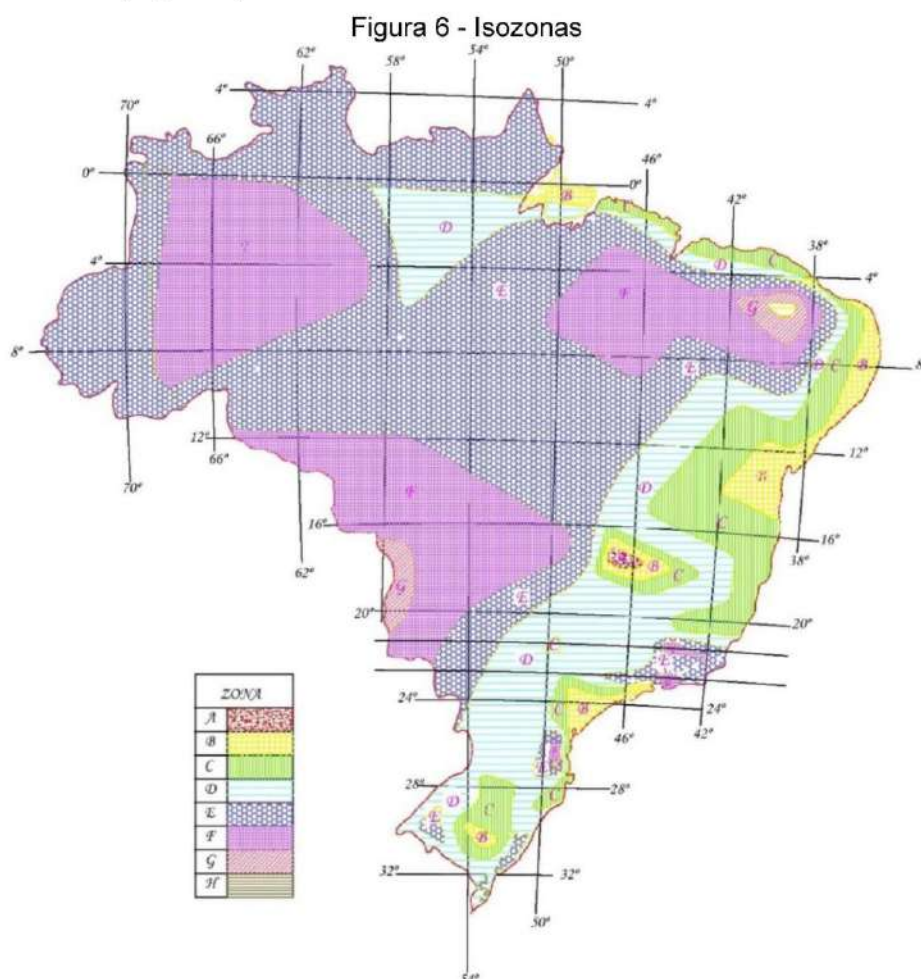
Fonte:

M. D. REID , 8 de Nov de 1942

b. Determinação da Curva de Intensidade

O Eng^o José Jaime Taborga Torrico, desenvolveu um método alternativo para chuvas intensas de curta duração, em locais onde não há postos pluviométricos e pluviográficos, nas proximidades da bacia estudada. Com os dados dos estudos estatísticos do método de Gumbel, e utilizando o método das Isozonas do Eng.^o J.J.T. Torrico é possível deduzir a altura de precipitação para tempos de concentração menores que 24 horas.

A partir do estudo estatístico do método de Gumbel, calcula-se para a estação em estudo, as chuvas de um dia, nos tempos de recorrência previstos, conforme a metodologia do Eng. Torrico, estas chuvas de um dia, são convertidas em chuvas de 24 horas, multiplicando-se pelo coeficiente de 1,10, que é a relação de 24 horas / 1 dia. Em seguida determina-se no mapa das Isozonas qual a zona que corresponde ao local de estudo (Figura 6).



Fonte: "Práticas Hidrológicas" do Eng.^o J.J.T. Torrico

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
ISOZONAS DE IGUAL RELAÇÃO													
TEMPO DE RECORRÊNCIA EM ANOS													
ZONA	1 Hora / 24 horas chuva										6min 24h	Chuva	
	5	10	15	20	25	30	50	100	1.000	10.000	5-50	100	
A	36,2	35,8	35,6	35,5	35,4	35,3	35,0	34,7	33,6	32,5	7,0	6,3	
B	38,1	37,8	37,5	37,4	37,3	37,2	36,9	36,6	35,4	34,3	8,4	7,5	
C	40,1	39,7	39,5	39,3	39,2	39,1	38,8	38,4	37,2	36,0	9,8	8,8	
D	42,0	41,6	41,4	41,2	41,1	41,0	40,7	40,3	39,0	37,8	11,2	10,0	
E	44,0	43,6	43,3	43,2	43,0	42,9	42,6	42,2	40,9	39,6	12,6	11,2	
F	46,0	45,5	45,3	45,1	44,9	44,8	44,5	44,1	42,7	41,3	13,9	12,4	
G	47,9	47,4	47,2	47,0	46,8	46,7	46,4	45,9	44,5	43,1	15,4	13,7	
H	49,9	49,4	49,1	48,9	48,8	48,6	48,3	47,8	46,3	44,8	16,7	14,9	

Com a isozona determinada, é extraído da tabela as porcentagens que correspondem as relações de 6 minutos e 1 hora, assim o cálculo das alturas de chuva com porcentagens, para cada tempo de recorrência previsto, temos:

Valores de K (GUMBEL)					
Tr -Tempo de Recorrência em anos					
5	10	15	25	50	100
0,843	1,503	1,871	2,338	2,957	3,571

*de acordo com o método para converter a chuva de 1 dia para 24h mult. o coef por 1,10

		K	Desvio		
Isozonas de igual relação	Tr - 5 Anos	$100,636 + (0,843 \times 21,613)$		= 118,85 mm	Max. 1 dia
		$1,100 \times 118,85$		= 130,74 mm	Max. 24 h
	1h / 24h	0,440	$\times 130,74$	= 57,52 mm	Max. 1 h
	6min	0,126	$\times 130,74$	= 16,47 mm	Max. 0,1h
Isozonas de igual relação	Tr - 10 Anos	$100,636 + (1,503 \times 21,613)$		= 133,12 mm	Max. 1 dia
		$1,100 \times 133,12$		= 146,43 mm	Max. 24 h
	1h / 24h	0,436	$\times 146,43$	= 63,84 mm	Max. 1 h
	6min	0,126	$\times 146,43$	= 18,45 mm	Max. 0,1h
Isozonas de igual relação	Tr - 15 Anos	$100,636 + (1,871 \times 21,613)$		= 141,07 mm	Max. 1 dia
		$1,100 \times 141,07$		= 155,18 mm	Max. 24 h
	1h / 24h	0,433	$\times 155,18$	= 67,19 mm	Max. 1 h
	6min	0,126	$\times 155,18$	= 19,55 mm	Max. 0,1h
Isozonas de igual relação	Tr - 25 Anos	$100,636 + (2,338 \times 21,613)$		= 151,16 mm	Max. 1 dia
		$1,100 \times 151,16$		= 166,28 mm	Max. 24 h
	1h / 24h	0,430	$\times 166,28$	= 71,50 mm	Max. 1 h
	6min	0,126	$\times 166,28$	= 20,95 mm	Max. 0,1h
Isozonas de igual relação	Tr - 50 Anos	$100,636 + (2,957 \times 21,613)$		= 164,54 mm	Max. 1 dia
		$1,100 \times 164,54$		= 180,99 mm	Max. 24 h
	1h / 24h	0,426	$\times 180,99$	= 77,10 mm	Max. 1 h
	6min	0,126	$\times 180,99$	= 22,81 mm	Max. 0,1h
Isozonas de igual relação	Tr - 100 Anos	$100,636 + (3,571 \times 21,613)$		= 177,81 mm	Max. 1 dia
		$1,100 \times 177,81$		= 195,59 mm	Max. 24 h
	1h / 24h	0,422	$\times 195,59$	= 82,54 mm	Max. 1 h
	6min	0,112	$\times 195,59$	= 21,91 mm	Max. 0,1h

Determinado as alturas de precipitação para as durações de 24 horas, 1 hora e 6 minutos, em cada tempo de recorrência considerado, é traçado no papel de probabilidade de Hershfield e Wilson, os pontos que fornecem as alturas de precipitação em função do tempo de recorrência, ligando esses pontos obtemos as alturas de precipitação para qualquer duração de tempo entre 6 minutos e 24 horas, conforme observado a seguir:

Alturas da precipitação						
Duração (min)	Tempo de recorrência					
	TR = 5 anos	TR = 10 anos	TR = 15 anos	TR = 25 anos	TR = 50 anos	TR = 100 anos
6	16,47	18,45	19,55	20,95	22,81	21,91
10	24,82	27,68	29,24	31,23	33,85	34,23
19	35,91	39,95	42,11	44,89	48,52	50,62
20	36,83	40,96	43,18	46,02	49,73	51,97
30	44,22	49,14	51,75	55,12	59,51	62,89
40	49,63	55,12	58,03	61,78	66,66	70,88
50	53,92	59,86	63,01	67,06	72,33	77,21
60	57,52	63,84	67,19	71,50	77,10	82,54
120	70,18	78,12	82,41	87,89	95,07	102,09
240	84,69	94,49	99,84	106,66	115,65	124,49
360	94,03	105,02	111,06	118,76	128,91	138,91
480	101,04	112,93	119,49	127,83	138,85	149,73
600	106,69	119,31	126,29	135,15	146,88	158,47
720	111,46	124,69	132,01	141,32	153,64	165,83
840	115,59	129,34	136,97	146,66	159,50	172,20
960	119,24	133,46	141,36	151,39	164,68	177,83
1080	122,51	137,15	145,29	155,63	169,32	182,89
1200	125,49	140,51	148,87	159,48	173,55	187,49
1320	128,21	143,59	152,15	163,01	177,42	191,70
1440	130,74	146,43	155,18	166,28	180,99	195,59



c. Determinação da Curva: Intensidade de Precipitação x Duração x Tempo de Recorrência.

Com os valores das precipitações para durações de tempo ente 6 minutos a 24 horas, é possível calcular as intensidades dessas precipitações por meio da equação:

$$i = \frac{P}{t}, \text{ onde:}$$

- i = Intensidade da precipitação, em mm/h;
- P = Altura da precipitação, em mm;
- t = Tempo de duração, em horas.

Deste modo o valor das intensidades e o gráfico da relação intensidade com a duração e o tempo de recorrência, podem ser observados a seguir.

Quadro de Intensidade						
Tempo		TR - anos				
		10	15	25	50	100
min	(hs)	I (mm/h)				
6	0,10	184,50	195,52	209,51	228,05	219,06
12	0,20	155,45	164,08	175,12	189,62	193,94
18	0,30	129,62	136,67	145,69	157,50	164,01
24	0,40	111,50	117,49	125,17	135,21	142,09
30	0,50	98,27	103,51	110,24	119,02	125,78
36	0,60	88,18	92,86	98,87	106,70	113,22
42	0,70	80,21	84,44	89,89	96,99	103,22
48	0,80	73,73	77,61	82,61	89,11	95,06
54	0,90	68,35	71,94	76,56	82,57	88,25
60	1,00	63,84	67,19	71,50	77,10	82,54
66	1,10	59,71	62,87	66,92	72,20	77,33
72	1,20	56,17	59,15	62,98	67,98	72,84
78	1,30	53,08	55,91	59,55	64,30	68,93
84	1,40	50,37	53,07	56,54	61,07	65,48
90	1,50	47,96	50,55	53,86	58,20	62,42
96	1,60	45,81	48,29	51,47	55,62	59,68
102	1,70	43,88	46,26	49,31	53,31	57,20
108	1,80	42,12	44,42	47,36	51,20	54,96
114	1,90	40,52	42,74	45,57	49,29	52,92
120	2,00	39,06	41,20	43,94	47,53	51,04



4.2.4. Determinação das Descargas de Projeto

4.2.4.1. Definição dos Tempos de Recorrência

O tempo de recorrência é o intervalo médio em anos em que pode ocorrer ou ser superado um dado evento. Para a definição do tempo de recorrência a ser utilizado nos projetos depende de uma análise econômica, da segurança da obra, a classe da rodovia e danos às propriedades vizinhas.

De modo a facilitar a utilização do tempo de recorrência para cada dispositivo de drenagem, está apresentado abaixo as recomendações dos órgãos rodoviários:

1. DNIT

- Drenagem superficial - 5 anos a 10 anos;
- Drenagem profunda - 1 ano;
- Drenagem gropa, Bueiros tubulares - 10 e 25 anos (como orifício);
- Drenagem gropa, Bueiros celulares - 25 anos (como canal) e 50 anos (como orifício);
- Pontilhão - 50 anos;
- Ponte - 100 anos.

2. SINFRA-MT

- Drenagem gropa, Bueiros tubulares - 15 anos (como canal) e 25 anos (como orifício);
- Drenagem gropa, Bueiros celulares - 25 anos (como canal) e 50 anos (como orifício);
- Pontes – 100 anos com borda livre de 1,00m e 200 anos sem atingir a viga;

Para o presente relatório será adotado as recomendações apresentadas pelo DNIT.

4.2.4.2. Tempo de concentração

O tempo de concentração é o tempo necessário para que toda a bacia contribua para a vazão na seção estudada. Existem várias fórmulas para determinação desses tempos. O DNER recomenda que o projetista escolha a fórmula do tempo de concentração tendo em vista:

- A mais compatível com a bacia;
- A mais adaptável a região de interesse da rodovia;
- A que contenha o maior número de elementos físicos: declividade de talvegue, natureza do solo, recobrimento vegetal, etc;
- A distinção entre áreas rurais e urbanas

a) Método de Kirpich

A fórmula para a determinação do tempo de concentração deste método é indicada para os métodos: Racional com coeficiente de deflúvio dos Eng. Baptista Gariglio e José Paulo Ferrai, para bacias com áreas menores que 4km². Método Racional com Coeficiente de Retardo, para bacias com áreas entre 4km² até 10km² e o método do Hidrograma triangular sintético para áreas maiores que 10km².

Onde:

$$T_c = \left(\frac{0,294 \times L}{\sqrt{i}} \right)^{0,77}$$

T_c – Tempo de concentração, em h;

L – Extensão do talvegue principal, em km;

I – Declividade efetiva do talvegue em %.

$$i = \left[\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{i_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{i_2}} + \frac{L_3}{\sqrt{i_3}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{i_n}}} \right]^2$$

Onde:

L – Comprimento total do talvegue em km;

$L_1, L_2, \dots, L_n$ – Comprimentos parciais do Talvegue em km;

$i_1, i_2, \dots, i_n$ – Declividade parciais em m/m

4.2.4.3. Coeficiente de Escoamento ou Coeficiente de Deflúvio ou Coeficiente “Run-off”

Este coeficiente é a relação entre o volume de água escoado superficialmente e o volume precipitado, isto significa, que uma parcela da chuva precipitada sobre a superfície da bacia tem uma parte de seu volume retido seja nas depressões do terreno, ou pela vegetação, ou na utilização na agricultura, ou para o consumo humana ou pela infiltração no solo.

Há diversas tabelas para diferentes métodos para a determinação do coeficiente de deflúvio. A seguir está apresentado algumas tabelas de acordo com o método de cálculo de vazão e da área da bacia.

a) Método do Hidrograma Triangular Sintético (área > 10km²)

Para áreas de bacia maiores que 10 km², é necessária uma análise mais aprofundada do tipo de solo, da sua utilização e das condições de superfícies, conforme quadros abaixo:

Quadro 1 - Definição do solo hidrológico

TIPO DE SOLO	CARACTERÍSTICAS
Tipo A	Baixo potencial de escoamento superficial e, portanto, alto coeficiente de permeabilidade, mesmo quando totalmente encharcado. Camadas profundas com pouca argila ou silte e mais areia e pedregulho limpo, com textura de boa drenagem. Coeficiente de permeabilidade aproximadamente igual a 10^{-1} .
Tipo B	Coeficiente de infiltração moderado quando totalmente encharcado. Inclui solos arenosos em camadas menos profundas que os do Tipo A, condições de drenagens médias, textura moderadamente fina e granular. Coeficiente de permeabilidade entre 10^{-1} a 10^{-2} .
Tipo C	Baixo coeficiente de infiltração quando totalmente encharcado composto por camadas com grande percentagem de argila e silte. Coeficiente de permeabilidade variando entre 10^{-2} a 10^{-5} .
Tipo D	Alto potencial de escoamento superficial e, conseqüentemente, baixo coeficiente de infiltração quando encharcado. É constituído por camadas de argila próximas à superfície e por solos superficiais sobre horizontes impermeáveis (rochosos). Coeficiente de permeabilidade compreendido entre 10^{-5} a 10^{-7} .

Fonte: “Drenagem de Rodovias. Jabôr, Marcos A.(2015)

Quadro 2 - Utilização do Solo - Número de Deflúvio - CN

UTILIZAÇÃO DA TERRA	CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE	TIPOS DE SOLO			
		A	B	C	D
Terrenos Cultivados	Sulcos retilíneos Fileiras retas	77	86	91	94
		70	80	87	90
Plantações Regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	73	79	82
	Fileiras retas	64	76	84	88
Cereais	Em curvas de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Fileiras retas	62	75	83	87
Legumes ou Campos Cultivados	Em curvas de nível	60	72	81	84
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	84
Pastagens	Boas	39	61	74	80
	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curvas de nível	6	35	70	79
Campos Permanentes	Normais	30	58	71	78
	Esparças, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Chácaras	Normais	59	74	82	86
Estradas de terra	Más	72	82	87	89
	De superfície duro	74	84	90	92

Fonte: "Drenagem de Rodovias. Jabôr, Marcos A.(2015)

O método anterior é o recomendado pelo DNIT, porém a sua aplicação requer um tempo maior para elaboração do projeto, pois é necessária uma pesquisa ampla para cada bacia em toda sua área, com a realização de sondagens com coleta de materiais, com objetivo de caracterizar os tipos de solo e possibilitar a execução de ensaios, assim é necessário um aumento significativo dos custos e prazos da obra. Tendo em vista essa complexidade, o Eng. Marcos Augusto Jabôr, apresenta uma sugestão para o cálculo de CN.

$$CN = CN_1 \times CN_2 \times CN_3$$

A < 30 km²	
i (%)	CN₁
< 0,5	68
1,0	70
1,5	72
2,0	74
3,0	76
4,0	78
5,0	80
6,0	82
7,0	84
8,0	86
9,0	88

>10,0	90
30 km² < A < 60 km²	
i (%)	CN₁
0,25	62
0,50	64
0,75	66
1,0	68
1,5	71
2,0	77
3,0	81
4,0	84
5,0	88
> 6,0	90

A > 60 km²	
i (%)	CN₁
< 0,125	56
0,25	58
0,5	60
1,0	65
1,5	70
2,0	80
3,0	85
> 4,0	90

Onde:

i – declividade efetiva do talvegue em %

A – área da bacia em km²

CN₂	
Região Montanhosa c/ Rocha	1,1
Região Montanhosa	1,0
Região Ondulada	0,9
Região Plana	0,8

Precipitação (mm)	CN₃
> 177,8	0,6
177,8	0,7
152,4	0,8
127,0	0,9
101,6	1,0
76,2	1,1
50,8	1,2
25,4	1,3
<25,4	1,4

4.2.4.4. Cálculo das Vazões de Projeto

A metodologia de cálculo das vazões máximas prováveis, depende da área da bacia a ser estudada, abaixo é apresentado as metodologias adotadas para diferentes áreas de bacia.

a) Hidrograma triangular sintético - Área > 10km²

Para bacias com áreas superiores a 10,0 km² utiliza-se o Método do Hidrógrafo Unitário Triangular, desenvolvido pelo "U.S. Soil Conservation Service". A equação para o cálculo das vazões apresentada pelo método é:

$$Q_p = \frac{K \times A \times qm}{T_p}$$

Onde: Q_p – vazão de pico em m³/s;

K – Constante empírica de 0,20836;

A – Área da bacia em km²;

T_p – Tempo de pico do hidrograma, sendo: $T_p = \sqrt{T_c} + 0,6 \times T_c$;

T_c – tempo de concentração de Kirpich - $T_c = \left(\frac{0,294 \times L}{\sqrt{i}} \right)^{0,77}$;

i – declividade do talvegue (%);

L – comprimento do talvegue (km);

qm – é retirado da equação do "Soil Conservation Service".

$$qm = \frac{(P - 5,08 \times S)^2}{P + 20,32 \times S}$$

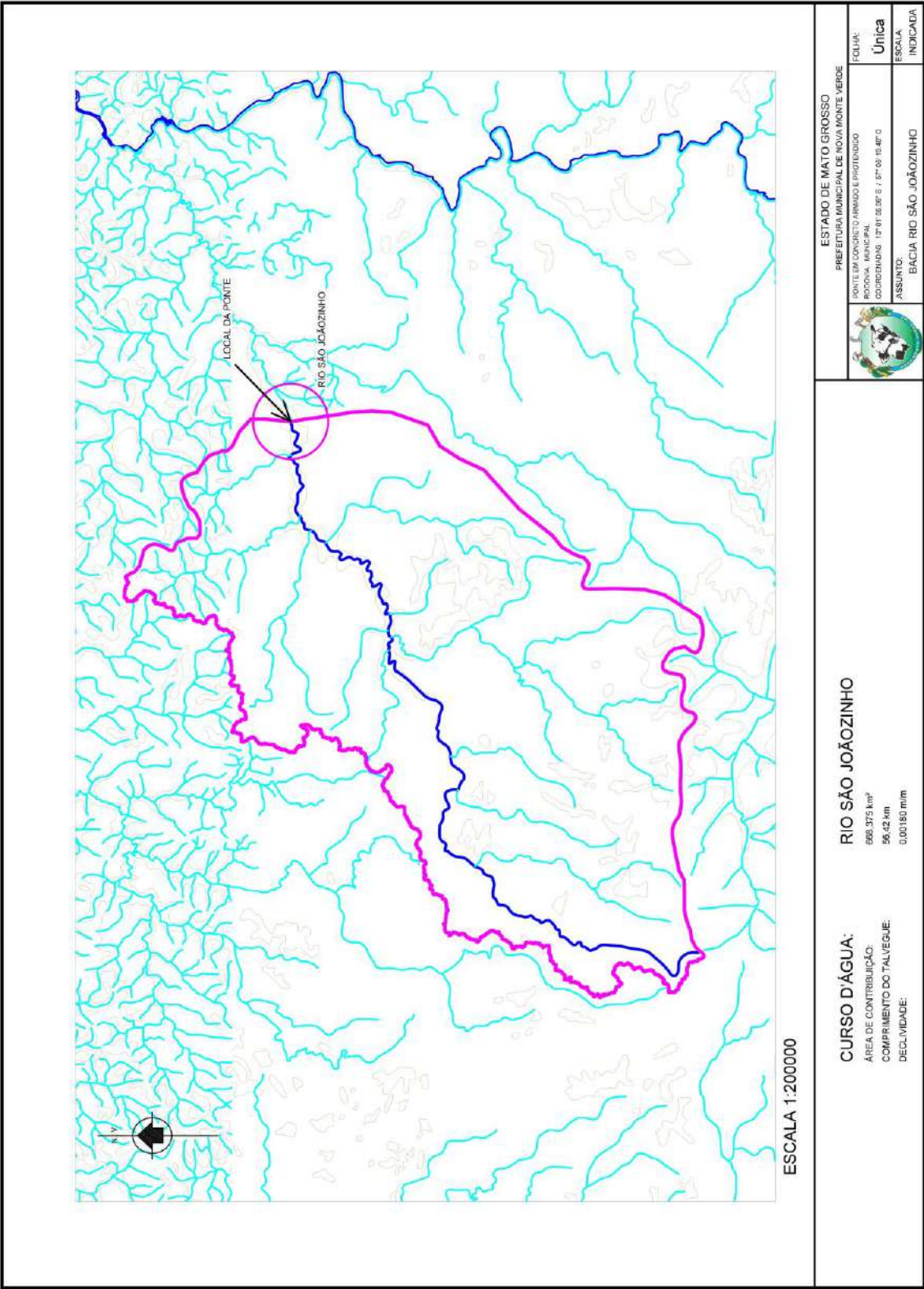
Onde: S – é obtido pela equação: $S = \frac{1000}{CN} - 10$;

P – altura acumulada da precipitação (mm);

CN – curva correspondente ao complexo solo/vegetação.

4.2.5. Apresentação da bacia hidrográfica

A seguir é apresentado o projeto da bacia em estudo, sendo apresentados os dados relativos às características físicas e geométricas das bacias.



4.2.6. Apresentação da Batimetria

A seguir é apresentada a planta topográfica e a seção batimétrica, contendo informações das características topográficas do local deste estudo e da locação da ponte projetada sobre o Rio São Joãozinho em um tempo de recorrência de 100 anos.

4.2.7. PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS (PONTES)

4.2.7.1. Introdução

Os estudos hidrológicos possibilitam a identificação da cota máxima de cheia para períodos de recorrência que variam de acordo com o tipo de serviço a ser executado, conforme apresentado no 4.2.4.1, essa análise é importante por estar relacionada com a segurança e vida útil da obra. Para o caso de Obras de Artes Especiais (O.A.E.), definem-se tempos de recorrência de 50 a 100 anos, conforme o tipo e importância.

Para a fixação do tempo de recorrência da enchente no projeto, deve-se considerar uma folga entre o nível d'água previsto e um ponto crítico, no caso para pontes, a face inferior da viga (F.I.V.), que na maior parte dos casos considera-se 1,00m, podendo variar caso o rio seja considerado navegável, ou com possibilidades de transportes de galhos ou troncos de árvores.

4.2.7.2. Elementos de projeto

a) Dimensionamento hidráulico

Para o início do dimensionamento hidráulico são necessárias as seguintes informações:

- Descarga do projeto, valor obtido pelos estudos hidrológicos, onde se leva o tempo de recorrência e os métodos de cálculo recomendados para o caso;
- Declividade do leito do rio, ou do seu gradiente, determinada entre dois pontos distante de 80m, sendo 40m a montante e outro a 40m a jusante, do eixo da pista, sempre que possível;
- Levantamento de seções normais ao curso do rio no local de sua travessia, ou seja, seções no eixo da rodovia, a montante e a jusante;
- Coeficiente de Manning adotado para o curso d'água.

b) Método de determinação da cota de máxima cheia e vão da obra.

Para a determinação da cota de máxima cheia, é necessário um estudo da posição da lâmina d'água em diferentes alturas contadas a partir da cota do fundo do talvegue na seção do eixo da rodovia. Cada altura do nível d'água, corresponderá a uma "área molhada", um "perímetro molhado", um raio hidráulico e uma velocidade, estes valores serão aplicados na equação de Manning, onde será obtido a vazão da

água na altura estudada. Este processo de análise, ocorrerá até que em uma determinada altura a vazão calculada pela fórmula de Manning seja igual ou maior que a vazão obtida pelos estudos hidrológicos.

$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times i^{1/2}}{n}$$

Onde: A – área molhada (m²);

R – Raio hidráulico (m/m), obtido pela relação entre a área e o perímetro molhado;

i – Declividade no local estudado;

n – Coeficiente de Manning (obtido pela tabela abaixo).

Natureza das paredes	Condições			
	Muito boa	Boa	Regular	Má
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Canais abertos em rocha (irregular)	0,035	0,040	0,045	-
Canais c/ fundo em terra e talude c/ pedras	0,028	0,030	0,033	0,035
Canais c/ leito pedregoso e talude vegetado	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Canais de terra (retilíneos e uniformes)	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Condutos de barro (drenagem)	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Condutos de barro vitrificado (esgoto)	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de prancha de madeira aplainada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Gabião	0,022	0,030	0,035	-
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Tubo de ferro fundido revestido c/ alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubo de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Córregos e rios Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espalhadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espalhadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: Porto (1998) e Cirilo et al. (2001)

c) Determinação do vão da ponte

Sabendo que a declividade e o coeficiente de Manning são constantes, e a que o raio hidráulico, a velocidade e a vazão dependem da altura do nível d'água, então ao variar a altura é possível traçar um gráfico onde ao se variar a altura e os valores de $A \cdot R^{2/3}$, tenho:



Com o valor da Vazão máxima, obtida nos estudos hidrológicos, e inserindo na equação de Manning, eu obtenho o valor de $A \cdot R^{2/3}_{m\acute{a}x}$, assim ao inserir esse valor no gráfico é possível obter o valor da altura máxima.

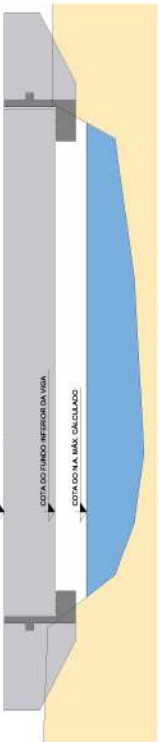
4.2.7.3. Resultados Obtidos

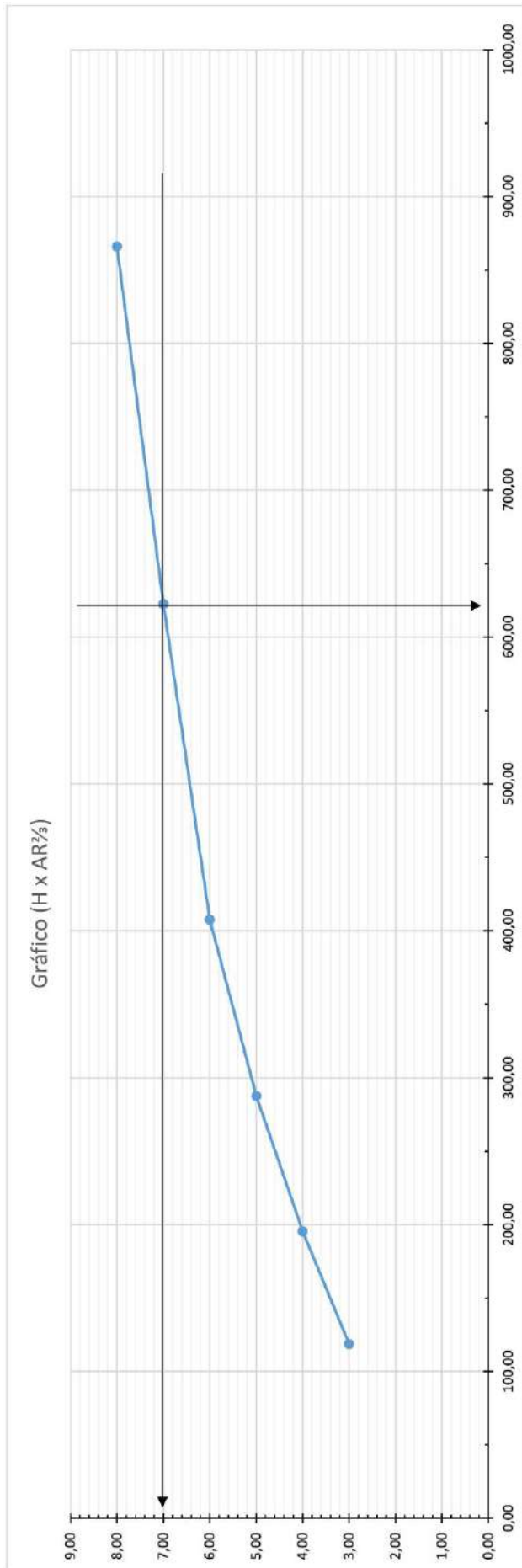
Com base nos dados da chuva, obtidos no site do ANA, tratados e apresentados nas no quadro de dimensionamento no item 4.2.7.3.1, e considerando a metodologia apresentada nos itens 4.2.3 e 4.2.4, em um tempo de recorrência de 100 anos, a descarga de projeto é de 738,838 m³/s.

Para atender essa descarga de projeto foi considerado uma altura útil de 7,00m, contados a partir do fundo do rio até o nível da cheia máxima calculada, atingindo a cota de 211,692m, resultando em uma vazão de 782,435 m³/s.

4.2.7.3.1. Dimensionamento hidráulico – pluviometria

Os resultados obtidos nos estudos hidrológicos e no dimensionamento hidráulico no local estudado são apresentados a seguir, sendo considerado um tempo de recorrência de 100 anos. A ponte sobre o Rio São Joãozinho, foi assumida com uma extensão de 61,55m e largura de 5,00m.

	ESTADO DE MATO GROSSO PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA MONTE VERDE				QUADRO RESUMO DO LEVANTAMENTO HIDROLÓGICO									
Obra: Ponte em Concreto Armado, Pré-moldado e Protendido Local: Rio São Joãozinho Municipal Rodovia: 10° 01' 55.96" S / 57° 05' 19.48" O Coordenadas: 61,55m Extensão: 61,55m														
LEVANTAMENTO HIDROLÓGICO DA BACIA														
Identificação da Bacia		TR anos	K	GEOMETRIA			HIDROLOGIA			HIDROGRAMA TRIANG. SINTÉTICO				
				Área (A) km²	Talvegue (L) km	Dif. De nível m	Declividade m/m	TC (h)	P (mm)	TP (h)	CN	S	Deflúvio (qm)	Descarga Q m³/s
Rio São Joãozinho		100	0,20836	668,375	56,420	195,000	0,0018	16,82	179,96	14,1932	63,0	5,873	75,3	738.838
Fórmulas:														
$T_c = \left(\frac{0,294 \times L}{\sqrt{i}} \right)^{0,77}$ $T_p = \sqrt{T_c} + 0,6 T_c$ $S = \frac{1000}{CN} - 10$ $Q_p = \frac{K \times A \times q_m}{T_p}$ $Q = A \times V$ $J = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR} \right)^n$ $I_s = \frac{L_c}{L_v}$ $R = \frac{A}{P}$ $V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times i_0^{1/2}$														
Legenda: Tc - Tempo de concentração K - constante empírica = 0,20836 Tc - Tempo de concentração P - Precipitação Tp - Tempo de ponta E = Envolvória J = Risco de ruptura de uma obra n= Vida útil da obra (100 anos) IS=Índice de sinuosidade Lc= Compr. Talvegue principal [km] Lv= Compr. Vetorial do talvegue [km]														
Identificação da Bacia		N.º		Cota superior		h	Dif. De nível (i)	Coef. Manning n	Área (m²)	Perímetro (m)	R	Velocidade V (m/s)	AR ^{2/3}	Vazão Q (m³/s)
Rio São Joãozinho		E1		207,692		3,00	0,003	0,045	69,585	31,211	2,229	2,145	118,756	149,285
		E2		208,692		4,00	0,003	0,045	100,594	37,097	2,712	2,444	195,610	245,898
		E3		209,692		5,00	0,003	0,045	140,407	47,849	2,934	2,577	287,787	361,770
		E4		210,692		6,00	0,003	0,045	192,673	62,644	3,076	2,659	407,486	512,242
		E5		211,692		7,00	0,003	0,045	251,573	64,644	3,892	3,110	622,423	782,435
		E6		212,692		8,00	0,003	0,045	310,473	66,644	4,659	3,506	866,025	1088,661
		N. Ench. Máx. E. P. Madeira		209,872 209,943		5,18 5,25	0,003 0,003	0,045 0,045	148,658 141,351	49,708 38,051	2,991 3,715	2,609 3,015	308,575 339,040	387,904 426,200
Conclusão: A ponte deverá ser projetada com extensão de 61,55m Cota do Greide = 214,412 m Cota do FIV = 212,692 m Cota do N.A. máx. (proj.) = 211,692 m Risco de ruptura teórico = 39,5% IS= 1,4 Sinuoso														
														



4.2.8. ANEXOS

Figura 7 – Ponte de Madeira sobre o Rio São Joãozinho



Fonte: Autor, 2023.

Figura 8 – Vista longitudinal da ponte de madeira sobre o Rio São Joãozinho



Fonte: Autor, 2023.

Figura 9 – Vista a Jusante da ponte de madeira sobre o Rio São Joãozinho



Fonte: Autor, 2023.

Figura 10 – Vista do lado Montante do Rio São Joãozinho



Fonte: Autor, 2023.

4.2.9. CONCLUSÃO

O presente relatório objetivou o estudo de uma bacia hidrográfica, localizada no município de Nova Monte Verde. Com os dados de chuva, obtidos nas estações pluviométricas, foram analisados a máxima vazão para a região da ponte, para um período de 100 anos de recorrência. Com os resultados obtidos concluiu-se que:

A enchente máxima ocorrida no local da ponte, levantada no local por meio de informação em levantamento topográfico, chegou a aproximadamente 5,18m do fundo do rio, atingindo a cota de 209,872m.

Com base nas informações levantadas "in loco", e nas informações apresentadas no manual do DNIT, observa-se que para o tempo de recorrência de 100 anos, a altura mínima para a vazão de projeto é de 7,00m contados do fundo do rio até a máxima cheia projetada e para atender o colchão de ar recomendado pelo manual do DNIT, de 1,0 metro, adicionado à altura mínima de vazão de projeto resulta em uma altura de 8,00m, contados a partir do fundo do rio ao fundo da viga da ponte projetada. Sendo o risco teórico para ocorrer a vazão de descarga de projeto para esta situação é entorno de 39,5%.

Para o projeto da ponte sobre o Rio São Joãozinho, foi considerado para o cálculo uma ponte de 61,55m de comprimento. A ponte projetada foi locada a jusante da ponte de madeira existente, pois existe uma rede elétrica no lado a montante.

É indicada a remoção da ponte de madeira existente e seus encabeçamentos, essa poderá afetar o desempenho hidráulico previsto para ponte projetada.

A cota da enchente máxima calculada é de 603,683m, seguindo a recomendação do DNIT para um colchão de ar de 1 metro, acrescido a altura da superestrutura, que consiste em viga, laje e pavimento, o greide da ponte acabada é de 606,443m.

4.3 – ESTUDOS GEOTÉCNICOS

Goiânia, 05 de maio de 2023

OBRA: PONTE SOBRE RIO SÃO JOÃOZINHO
ENDEREÇO: ESTRADA MUNICIPAL, 10° 1'55.96"S 57° 5'19.49"W - ZONA RURAL
CIDADE: NOVA MONTE VERDE - MT

Prezado(s) Senhor (es):

Apresentamos em anexo, o relatório da sondagem mista executada para a obra acima citada. Foram executados 03 (TRÊS) furos de sondagem mista.

1. Sondagens Mistas

1.1 - Definição

Sondagem mista é um método de investigação que consiste no uso de sondagem SPT e rotativa com um conjunto motomecanizado projetado para a obtenção de amostras de materiais rochosos, contínuas e com formato cilíndrico, através de ação perfurante dada basicamente por forças de penetração e rotação que, conjugadas, atuam com poder cortante. A amostra de rocha obtida é chamada de testemunho.

1.2 – Identificação

As sondagens mistas foram identificadas pelas letras SM, seguidas de número indicativo. Em cada obra, o número indicativo deve ser sempre crescente, independentemente do local, fase ou objetivo da sondagem.

1.3 – Equipamentos e ferramentas

A) A firma empreiteira forneceu equipamentos, acessórios e ferramentas para a execução de sondagens que atenderam a programação e às especificações estabelecidas no contrato de serviços.

B) Os equipamentos e ferramentas constaram dos seguintes elementos principais: tripé, sonda rotativa, bomba d'água, hastes, barriletes, coroas, luvas alargadoras (calibradores), tubos de revestimento e demais acessórios e ferramentas necessárias à execução de sondagens mista.

C) Os equipamentos utilizados seguiram as normas de padronização de dimensões e de nomenclatura de equipamentos de sondagens, para permitir a permutabilidade de peças provenientes de diversos fabricantes. Existem dois sistemas que normatizam mundialmente as dimensões e as



nomenclaturas para sondagens mistas: padrão DCDMA (Diamond Core Drill Manufacturers Association) ou americano, que adota a combinação de duas ou mais letras para designar diâmetros e modelos dos equipamentos; e o padrão europeu, também conhecido por sistema métrico ou Craellius, que expressa o diâmetro do furo em milímetros e uma ou mais letras, para designar o modelo do equipamento.

D) O diâmetro utilizado na execução da sondagem mista foi NW.

E) O barrilete utilizado foi o Barrilete duplo-livre, constituído por dois tubos. Entre as partes da cabeça do barrilete, onde os tubos são rosqueados, existe um sistema de rolamentos. Assim, enquanto o tubo externo gira com a coluna de perfuração, o tubo interno permanece estacionário ou gira lentamente. O testemunho fica protegido do atrito com a parede do barrilete e o contato do testemunho com o fluido de circulação se dá entre a extremidade do tubo interno e a face da coroa. Existem variações desse barrilete, com saída do fluido de circulação na face interna da coroa (saída lateral) ou na parte inferior (saída frontal), para obter recuperação de boa qualidade de maciço alterado e muito fraturado. É utilizado também quando se pretende recuperar materiais de preenchimento de fraturas.

1.4 – Execução da sondagem

A) A sondagem foi inicializada após uma limpeza de uma área que permitiu o desenvolvimento de todas as operações sem obstáculos e a abertura de um sulco ao redor, que desviou as águas de enxurradas, nos dias de chuva. A sonda foi firmemente ancorada no terreno, de maneira a minimizar as vibrações e a consequente transmissão para a composição da sondagem.

B) Foram empregados todos os recursos das sondagens SPT e rotativas, de maneira a assegurar a perfeita recuperação de todos os materiais atravessados. Os principais recursos foram à escolha de equipamentos e acessórios apropriados às condições geológicas, emprego de lamas bentoníticas como fluido de perfuração, realização de manobras curtas e adequação da velocidade de perfuração às características geológicas da rocha perfurada. A alta recuperação de testemunho,



especificamente de trechos de maciços rochosos extremamente alterados e/ou muito fraturados, pode ser conseguida com emprego de sonda rotativa de avanço manual, sob controle de um bom sondador.

C) Quando, no avanço da sondagem rotativa, ocorrer mais de 50 cm de material mole ou incoerente, salvo em especificação em contrário, foi executado um ensaio de penetração SPT, seguido de outros a intervalos de 1 m, até serem atingidas novamente o impenetrável.

D) Quando a sondagem atingiu o nível freático, foi registrada sua profundidade. Os níveis d'água foram medidos todos os dias, antes de início dos trabalhos e na manhã seguinte a conclusão da sondagem.

Sem mais para o momento colocamo-nos ao dispor para quaisquer esclarecimentos complementares julgados necessários.

Atenciosamente,

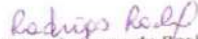
MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA.

Rodrigo Antunes da Rocha
Rodrigo Antunes da Rocha
Engenheiro Civil
MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA.

Eng. Civil Rodrigo Antunes da Rocha
CREA: 11.373/D-GO.

Cliente: ENGENHARIA CONSULTORIA COMÉRCIO E REPRESENTAÇÕES LTDA		
Data Início: 25/01/2023	Data Fim: 28/03/2023	Local: ESTRADA MUNICIPAL, 10°
Atividade: Sondagem - MISTA		1°55.96"S 57° 5'19.49"W - ZONA RURAL - NOVA MONTE VERDE - MT

Ordem	Anexo fotográfico	
01	 211.490298-8891044 Km 01 Rio São Joãozinho nova monte verde	 211.490298-8891044 Km 01 Rio São Joãozinho nova monte verde
02	 211.490298-8891044 Km 01 Rio São Joãozinho nova monte verde	 211.490298-8891044 Km 01 Rio São Joãozinho nova monte verde

03	 21L 490283 8891057 Sm 03 Rio São Joãozinho nova monte	 21L 490287 8891048 Sm 03 Rio São Joãozinho nova monte
04	 21L 490285 8891049 Sm 03 Rio São Joãozinho nova monte verde MT alterações para arenito	 21L 490285 8891049 Sm 03 Rio São Joãozinho nova monte verde MT alterações para arenito com 16.45 para 17
 Rodrigo Antunes da Rocha Engenheiro Civil MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA Eng. Civil Rodrigo Antunes da Rocha CREA: 11.373/D-GO		

PERFIL DE SONDAGEM - SM

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes	RESIST. A PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT		Perfil Geológico	DESCRIÇÃO DO MATERIAL
				GRÁFICO DO N.º GOLPES			
				1º+2º	2º+3º		
-1,00	0						Argila arenosa vermelha
-2,00	1		9	2			Argila arenosa, muito mole, vermelha
-3,00	2		2	2			Argila arenosa, muito mole, vermelha
-4,00	3		4	5			Argil arenosa, mole, vermelha
-5,00	4		7	10			Areia fina, medianamente compacta, branca
-6,00	5		18	22			Areia fina, compacta, branca
-7,00	6		27	30			Areia fina, compacta, branca
-8,00	7		34	35			Areia fina, compacta, branca
-9,00	8		35	38			Areia fina, compacta, branca
-10,00	9		43	46			Areia fina, muito compacta, branca
-11,00	10		50	53			Areia fina, muito compacta, branca (Alteração de rocha arenito)
-12,00	11		55	57			Areia fina, muito compacta, branca (Alteração de rocha arenito)
-12,12	12		30/12				Areia fina, muito compacta, branca (Alteração de rocha arenito)
-13,62	13		30/4				Arenito friável (Sem recuperação)
-15,12	14		30/8				Arenito friável (Sem recuperação)
-16,62	15		30/7				Arenito friável (Sem recuperação)
-18,12	16		30/6				Arenito friável (Sem recuperação)
-19,62	17		30/4				Arenito friável (Sem recuperação)
-21,12	18		30/3				Arenito friável (Sem recuperação)
-22,62	19		30/3				Arenito friável (Sem recuperação)

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (cm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof. Furo
26/04/23		-10,00	-24,12

Coordenadas	
E:	490283
N:	8890989

CONTRATANTE:	
OBRA:	
PONTE SOBRE RIO SÃO JOÃOZINHO	
LOCAL:	
ESTRADA MUNICIPAL, 10° 1'55.96"S 57° 5'19.49"W - ZONA RURAL	
CIDADE:	NOVA MONTE VERDE - MT
INÍCIO: 25/04/23	TÉRMINO: 26/04/23
INÍCIO LAVAGEM: (m)	COMP. REVESTIMENTO: (m)
8,45	14,00
COTA DO FURO: 0,00	

OBSERVAÇÃO: O N.A. pode variar dependendo da época do ano.	
--	--

ORDEM DE SERVIÇO	PÁGINA	VISTO
	1/2	<i>Rodrigo Antunes da Rocha</i> Engenheiro Civil MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA
RESP. TÉCNICO: Eng. Civil Rodrigo Antunes da Rocha		APROVADO

PERFIL DE SONDAGEM - SM

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes	RESIST. A PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT					DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
				PRIMEIROS 15 cm		ULTIMOS 30 cm		Perfil Geológico	DESCRIÇÃO TÁTIL VISUAL	
				1º+2º	2º+3º	10	20			30
-24,12	20	30/1								Arenito friável (Sem recuperação)
	21									
	22									
	23									
	24									
	25									
	26									
	27									
	28									
	29									
	30									
	31									
	32									
	33									
	34									
	35									
	36									
	37									
	38									
	39									

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (cm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof. Furo
26/04/23		-10,00	-24,12

Coordenadas	
E:	490283
N:	8890989

CONTRATANTE:		
OBRA:		
PONTE SOBRE RIO SÃO JOÃOZINHO		
LOCAL:		
ESTRADA MUNICIPAL, 10° 1'55.96"S 57° 5'19.49"W - ZONA RURAL		
CIDADE:	INÍCIO: 25/04/23	COTA DO FURO:
NOVA MONTE VERDE - MT	TÉRMINO: 26/04/23	
INÍCIO LAVAGEM: (m)	COMP. REVESTIMENTO: (m)	
8,45	14,00	0,00

OBSERVAÇÃO: O N.A. pode variar dependendo da época do ano.		
--	--	--

ORDEM DE SERVIÇO	PÁGINA	VISTO
	2/2	<i>Rodrigo Antunes da Rocha</i> Engenheiro Civil MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA
RESP. TÉCNICO: Eng. Civil Rodrigo Antunes da Rocha		APROVADO

PERFIL DE SONDAGEM - SM

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes		RESIST. A PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT		DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
			1º+2º	2º+3º	PRIMEIROS 15 cm		Perfil Geológico	DESCRIÇÃO TÁCTIL VISUAL	
					ULTIMOS 30 cm				
			GRÁFICO DO N.º GOLPES						
			10	20	30	40	50		
-5,50	0								Lamina D'água
-6,00	1								Areia fina branca
-7,00	2		8	9					Areia fina, medianamente compacta, branca
-8,00	3		12	14					Areia fina, medianamente compacta, branca
-9,00	4		18	20					Areia fina, compacta, branca
-10,00	5		22	25					Areia fina, compacta, branca
-11,00	6		27	30					Areia fina, compacta, branca
-12,00	7		33	36					Areia fina, compacta, branca
-13,00	8		43	47					Areia fina, muito compacta, branca
-13,05	9		30/5						Areia fina, muito compacta, branca (Alteração de rocha arenito)
-14,55	10		30/12						Arenito friável (Sem recuperação)
-16,05	11		30/9						Arenito friável (Sem recuperação)
-17,55	12		30/8						Arenito friável (Sem recuperação)
-19,05	13		30/8						Arenito friável (Sem recuperação)
-20,55	14		30/5						Arenito friável (Sem recuperação)
-22,05	15		30/3						Arenito friável (Sem recuperação)
-23,55	16		30/3						Arenito friável (Sem recuperação)
-25,05	17		30/2						Arenito friável (Sem recuperação)
	18								
	19								

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (cm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof. Furo
27/04/23		0,00	-25,05

Coordenadas	
E:	490280
N:	8891011

CONTRATANTE:	
OBRA:	
PONTE SOBRE RIO SÃO JOÃOZINHO	
LOCAL:	
ESTRADA MUNICIPAL, 10° 1'55.96"S 57° 5'19.49"W - ZONA RURAL	
CIDADE:	NOVA MONTE VERDE - MT
INÍCIO: 26/04/23	TÉRMINO: 27/04/23
INÍCIO LAVAGEM: (m)	COMP. REVESTIMENTO: (m)
0,00	18,00
COTA DO FURO: 0,00	

OBSERVAÇÃO: O N.A. pode variar dependendo da época do ano.		
ORDEM DE SERVIÇO	PÁGINA	VISTO
	1/1	<i>Rodrigo Antunes da Rocha</i> Engenheiro Civil MASTERSOLO ENGENHARIA
RESP. TÉCNICO: Eng. Civil Rodrigo Antunes da Rocha		APROVADO

PERFIL DE SONDAGEM - SM

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes		RESIST. A PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT		Perfil Geológico	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
			1º+2º	2º+3º	PRIMEIROS 15 cm				GRÁFICO DO N.º GOLPES
					ULTIMOS 30 cm				
			10	20	30	40	50	DESCRIÇÃO TÁCTIL VISUAL	
-1,00	0							Argila arenosa vermelha	
-2,00	1		2	2				Argila arenosa, muito mole, vermelha	
-3,00	2		2	2				Argila arenosa, muito mole, vermelha	
-4,00	3		3	4				Argila arenosa, mole, vermelha	
-5,00	4		4	6				Argila arenosa, média, vermelha	
-6,00	5		8	9				Areia fina, medianamente compacta, branca	
-7,00	6		11	12				Areia fina, medianamente compacta, branca	
-8,00	7		12	14				Areia fina, medianamente compacta, branca	
-9,00	8		16	16				Areia fina, medianamente compacta, branca	
-10,00	9		20	22				Areia fina, compacta, branca	
-11,00	10		23	23				Areia fina, compacta, branca	
-12,00	11		25	27				Areia fina, compacta, branca	
-13,00	12		29	30				Areia fina, compacta, branca	
-14,00	13		31	34				Areia fina, compacta, branca	
-15,00	14		37	39				Areia fina, compacta, branca	
-16,00	15		44	47				Areia fina, muito compacta, branca	
-17,00	16		54	57				Areia fina, muito compacta, branca	
-17,05	17		30/5					Areia fina, muito compacta, branca (Alteração de rocha arenito)	
-18,55	18		30/3					Arenito friável (Sem recuperação)	
-20,05	19		30/3					Arenito friável (Sem recuperação)	

ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (cm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof. Furo
28/04/23		-10,00	-24,55

Coordenadas	
E:	490280
N:	8891049

CONTRATANTE:	
OBRA:	
PONTE SOBRE RIO SÃO JOÃOZINHO	
LOCAL:	
ESTRADA MUNICIPAL, 10° 1'55.96"S 57° 5'19.49"W - ZONA RURAL	
CIDADE:	NOVA MONTE VERDE - MT
INÍCIO: 27/04/23	TÉRMINO: 28/04/23
INÍCIO LAVAGEM: (m)	COMP. REVESTIMENTO: (m)
11,45	18,00
COTA DO FURO: 0,00	

OBSERVAÇÃO: O N.A. pode variar dependendo da época do ano.		
ORDEM DE SERVIÇO	PÁGINA	VISTO
	1/2	<i>Rodrigo Antunes da Rocha</i> Engenheiro Civil MASTERSOLO ENGENHARIA
RESP. TÉCNICO: Eng. Civil Rodrigo Antunes da Rocha		APROVADO

PERFIL DE SONDAGEM - SM

Profundidade (m)	Número da amostra	Nível D'água (m)	Soma do número de golpes	RESIST. A PENETRAÇÃO DO BARRILHETE TIPO SPT						DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
				PRIMEIROS 15 cm		ULTIMOS 30 cm		Perfil Geológico	DESCRIÇÃO TÁTIL VISUAL		
				1º+2º	2º+3º	10	20			30	40
-21,55	20		30/1								Arenito friável (Sem recuperação)
-23,05	21		30/2								Arenito friável (Sem recuperação)
-24,55	22		30/1								Arenito friável (Sem recuperação)
	23										
	24										
	25										
	26										
	27										
	28										
	29										
	30										
	31										
	32										
	33										
	34										
	35										
	36										
	37										
	38										
	39										

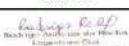
ENSAIO LAVAGEM (MIN.)	10	20	30
AVANÇO A CADA 10 MIN. (cm)			

MEDIDAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	N.A. (m)	Prof. Furo
#####		-10,00	-24,55

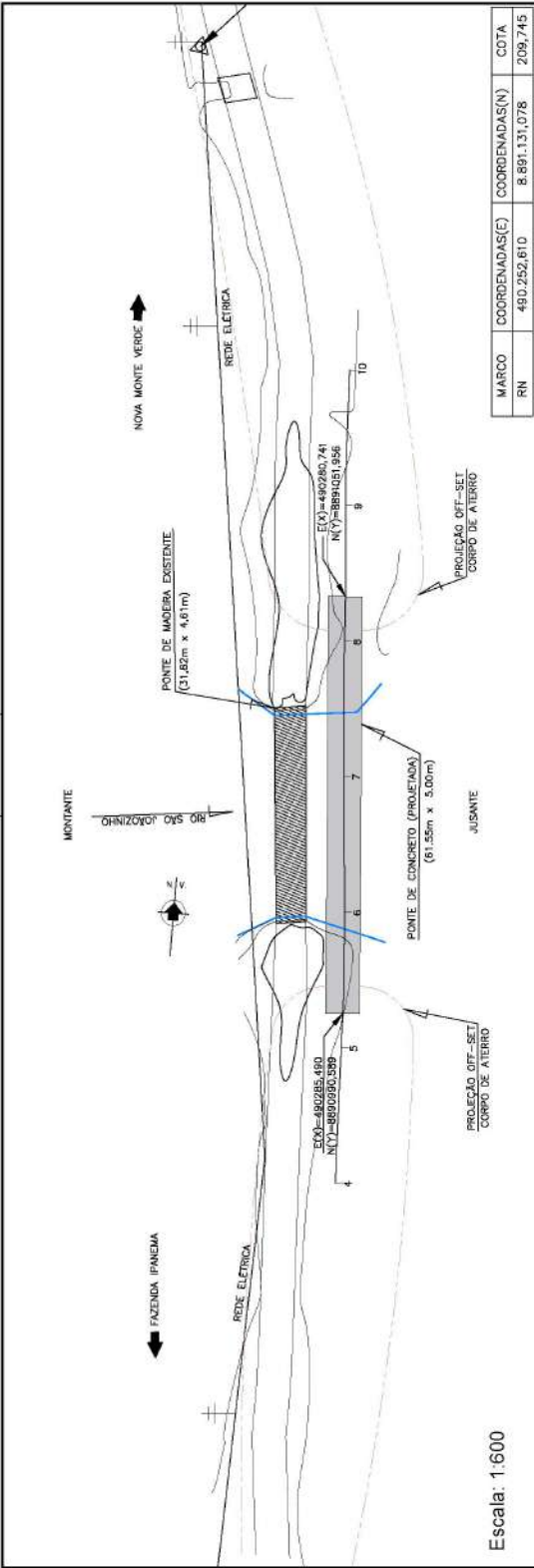
Coordenadas	
E:	490280
N:	8891049

CONTRATANTE:		
OBRA:		
PONTE SOBRE RIO SÃO JOÃOZINHO		
LOCAL:		
ESTRADA MUNICIPAL, 10° 1'55.96"S 57° 5'19.49"W - ZONA RURAL		
CIDADE:	INÍCIO: 27/04/23	COTA DO FURO:
NOVA MONTE VERDE - MT	TÉRMINO: 28/04/23	
INÍCIO LAVAGEM: (m)	COMP. REVESTIMENTO: (m)	
11,45	18	0,00

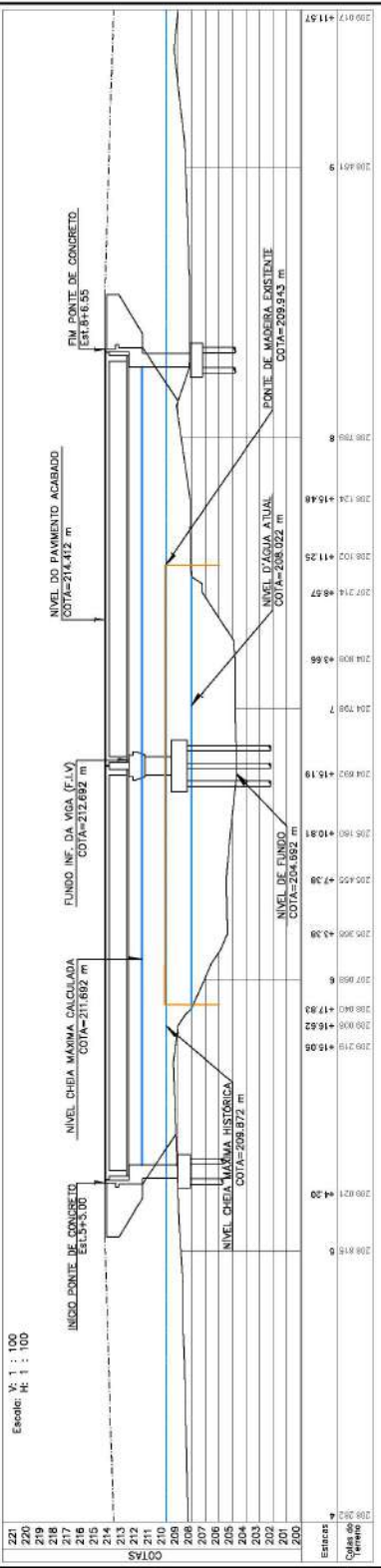
OBSERVAÇÃO: O N.A. pode variar dependendo da época do ano.		
--	--	--

ORDEM DE SERVIÇO	PÁGINA	VISTO
	2/2	 Engenheiro Civil MASTERSOLO ENGENHARIA LTDA
RESP. TÉCNICO: Eng. Civil Rodrigo Antunes da Rocha		APROVADO

4.4 – ESTUDOS TRAÇADO



Escala: 1:300



OBSERVAÇÕES:			
1º	DATA	APROVAÇÃO	AUTORIA
2º			
3º			
4º			
5º			
6º			
7º			
8º			
9º			
10º			
11º			
12º			
13º			
14º			
15º			
16º			
17º			
18º			
19º			
20º			
21º			
22º			
23º			
24º			
25º			
26º			
27º			
28º			
29º			
30º			
31º			
32º			
33º			
34º			
35º			
36º			
37º			
38º			
39º			
40º			
41º			
42º			
43º			
44º			
45º			
46º			
47º			
48º			
49º			
50º			
51º			
52º			
53º			
54º			
55º			
56º			
57º			
58º			
59º			
60º			
61º			
62º			
63º			
64º			
65º			
66º			
67º			
68º			
69º			
70º			
71º			
72º			
73º			
74º			
75º			
76º			
77º			
78º			
79º			
80º			
81º			
82º			
83º			
84º			
85º			
86º			
87º			
88º			
89º			
90º			
91º			
92º			
93º			
94º			
95º			
96º			
97º			
98º			
99º			
100º			

5.0 – INFORMAÇÕES DO PROJETO

5.1 - IDENTIFICAÇÃO

Rodovia:	MUNICIPAL
Coordenadas:	10°01'55.96"S - 57°05'19.48"O
Local:	Rio São Joãozinho
Extensão:	61,55 m
Largura:	5,00 m
Área:	307,75 m²

5.2 - MODELO ESTRUTURAL

O modelo estrutural proposto é de um sistema integral composto por 2 tramos em vigas pré-moldadas com geometria em simples "I" justapostos. Apoiados sobre elas estão pré-lajes destinadas a receber as armaduras da laje.

5.3 - INFRAESTRUTURA

A fundação adotada em função dos resultados das sondagens, foi em Estacas tipo Raiz com diâmetro de 41 cm, carga máxima 950kN.

5.4 - MESOESTRUTURA

A mesoestrutura será composta por travessas de apoio em concreto armado, destinadas a apoiar as vigas pré-moldadas com auxílio de aparelhos de apoio de neoprene fretado.

5.5 - SUPERESTRUTURA

A superestrutura é constituída por um sistema estrutural integral composto de dois vãos com longarinas de 30,00 m em vigas pré-moldadas protendidas, com a geometria de um I, tendo como trem tipo o de 45 t.

As longarinas são fabricadas em uma pista que permite a tensão nos cabos de cordoalhas antes da concretagem da viga. Os tensionamento das cordoalhas são realizados com auxílio de macacos hidráulicos sendo tensionadas individualmente, utilizam também blocos, nas cabeceiras da pista de protensão, que absorvem as tensões aplicadas pelos macacos hidráulicos. A seguir é realizada concretagem das vigas pré-fabricadas de concreto e após atingir certa resistência as cordoalhas tensionadas são liberadas.

A seção transversal tem a dimensão de 5,00 m assim distribuídos: 4,60 m de pista livre, 2 barreiras de 0,20 m.

5.6 - MATERIAIS EMPREGADOS

Os materiais a serem empregados na construção da ponte tem as seguintes características:

Concreto estrutural	
Infraestrutura.....	25 MPa
Mesoestrutura.....	25 MPa
Superestrutura.....	30 MPa
Vigas Pré-moldadas.....	40 MPa
Aço	CA 50
Cordoalhas para protensão	190 CP RB
Aparelhos de apoio	Neoprene fretado.

6.0 – ESPECIFICAÇÕES DOS SERVIÇOS

NORMA DNIT 116/2009 – ES

Pontes e viadutos rodoviários – Serviços preliminares - Especificação de serviço

Resumo

Este documento define a sistemática empregada na execução de serviços preliminares na construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado. São também apresentados os requisitos concernentes ao exame do projeto e especificações, à localização da obra e ao preparo do terreno, aos levantamentos topográficos, à locação da obra, ao projeto e execução do canteiro de obras, aos materiais, equipamentos, inclusive plano de amostragem, condicionantes ambientais, controle de qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Sumário

Prefácio
1 Objetivo
2 Referências normativas
3 Definições
4 Condições gerais
5 Condições específicas
6 Condicionantes ambientais
7 Inspeções
8 Critério de medição
Anexo A (Informativo) Bibliografia
Índice geral

Prefácio

A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR/DIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para os Serviços Preliminares na construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado. Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 – PRO, cancela e substitui a Norma DNER-ES 329/97.

1 Objetivo

Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis para a viabilização do início da construção de pontes e viadutos rodoviários.

2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

- a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6494* - Segurança nos andaimes. Rio de Janeiro.
- b) _____. *NBR 6497* - Levantamento geotécnico. Rio de Janeiro.
- c) _____. *NBR 7190* - Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro.
- d) _____. *NBR 12284* - Áreas de vivência em canteiros de obras. Rio de Janeiro.
- e) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009-PRO*- Elaboração e apresentação de normas do DNIT - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.
- f) _____. *DNIT 011/2004 - PRO* - Gestão da qualidade em obras rodoviárias - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2004.
- g) _____. *DNIT 070 - PRO* – Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

- h) _____. *DNIT 104 - ES – Terraplenagem – Serviços preliminares - Especificação de serviço.* Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma, são adotadas as definições seguintes:

3.1 Serviços preliminares

Atividades necessárias ao início da construção de uma obra.

3.2 Canteiro de obra

Área junto à obra, onde são dispostos de maneira racional e ordenada, os escritórios, os depósitos de materiais, os equipamentos e, quando não são adquiridos prontos, os locais de fabricação de fôrmas e de corte e dobração das armaduras.

4 Condições gerais

Antes do início das obras, há uma série de providências, mínimas, que devem ser tomadas:

- Visita ao local da obra para conhecimento e confirmação de dados importantes para o desenvolvimento do empreendimento: clima, salubridade, disponibilidade de mão-de-obra, facilidades de acesso, enchentes de rios próximos e outros específicos da obra;
- Verificação da disponibilidade de área adequada para localização de um canteiro de obra, como definido na subseção 3.2;
- Revisão do projeto e das especificações;
- Levantamento dos equipamentos necessários, dos disponíveis e dos que devem ser adquiridos ou locados.

5 Condições específicas

5.1 Dados gerais

Para que a construção da obra seja conduzida no prazo previsto e dentro do orçamento é necessário um planejamento com o conhecimento dos seguintes itens, mínimos:

- Identificação das atividades específicas e a ordem de precedência destas atividades;
- Adequado sequenciamento das atividades, propiciando a conclusão da obra no prazo previamente fixado;
- Prazo para entrega dos materiais e instalação dos equipamentos;
- Classificação e número de operários e técnicos e períodos de tempo em que serão necessários;
- Definição das necessidades do canteiro de obras;
- Programação de desembolsos e eventuais financiamentos necessários.

5.2 Canteiro de obra

5.2.1 Localização e preparo do terreno

Conhecidas as necessidades do canteiro de obras e após o estudo de vários locais aparentemente igualmente adequados, deve ser escolhido o que possui um terreno livre de enchentes, drenado e com solo com boa capacidade de suporte, para permitir a estocagem de materiais e tráfego de equipamentos pesados.

Em seguida, deve ser feita a preparação do terreno, com o desmatamento, limpeza, eliminação de poças de água e nivelamento de toda a área; cercas e portões devem delimitar o canteiro.

5.2.2 Instalações

Definidas as necessidades do canteiro de obras, cabe ao executante providenciar instalações adequadas para almoxarifado, alojamento e alimentação de funcionários, oficinas, depósito de materiais e combustíveis, preparo de fôrmas e armações, produções de concreto e fabricação de pré-moldados, se houver, e centro médico para atendimento de urgência.

As instalações devem ser executadas em compartimentos independentes e os alojamentos devem dispor de energia elétrica, de água corrente e de esgotos sanitários.

Algumas disposições devem ser adotadas para o bom funcionamento do canteiro de obras:

- O arranjo das diversas áreas deve ser tal que o tempo necessário para deslocar materiais das áreas de estocagem até o local da construção seja o menor possível;
- Materiais similares devem ser estocados em locais próximos.

5.3 Remoção de obstáculos

Os obstáculos que impeçam a boa execução dos serviços devem ser removidos pelo executante e o material resultante transportado para locais previamente determinados, a fim de minimizar os danos inevitáveis e possibilitar a posterior recuperação ambiental.

5.4 Locação da obra

A locação da obra, indicada no projeto e compreendendo o eixo longitudinal e as referências de nível, deve ser materializada e complementada pelo executante.

6 Condicionantes ambientais

Os serviços preliminares, que incluem o canteiro de obras, com seus acessos e a inevitável remoção de obstáculos, são os que mais podem prejudicar a preservação do meio ambiente.

O atendimento da Norma DNIT 070/2006 – PRO: Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras: procedimento, das recomendações pertinentes constantes da subseção 5.1.2 do Manual para Atividades Ambientais Rodoviárias, do DNIT, (IPR Publ. 730) e das prescrições resumidas indicadas a seguir, minimiza as agressões ao meio ambiente, concernentes aos Serviços Preliminares:

- Evitar a realização de serviços em Área de Preservação Permanente;
- Dependendo do vulto da construção, pode ser necessário mobilizar uma área considerável para instalar o canteiro de obras; esta área deve ser preparada sem utilizar queimadas, como forma de desmatamento, e sem obstruir eventuais cursos d'água existentes;
- Os esgotos, de utilização temporária, não devem ser lançados “in natura” nos cursos d'água; dependendo do vulto e duração da obra, devem ser usadas fossas sépticas ou pequenas estações de tratamento primário de esgoto;
- Após a conclusão da obra, a área utilizada deve ser limpa, removendo-se todos os vestígios da utilização para a construção;
- A vegetação primitiva deve ser recomposta.

7 Inspeções

7.1 Controle dos insumos

Realizar o controle dos serviços preliminares executados com base, principalmente, em dados constantes do Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do DNER (IPR. Publ. 698), de 1996, estabelecendo as tolerâncias admitidas.

7.2 Condições de conformidade e não conformidade

Todos os ensaios de controle e verificação dos insumos da execução devem ser realizados de acordo com o Plano de Qualidade (PGQ), constante da proposta técnica aprovada e conforme a Norma DNIT 011/2004- PRO, devendo atender às condições gerais e específicas das seções 4 e 5 desta Norma, respectivamente.

Os resultados do controle devem ser analisados e registrados em relatórios periódicos de acompanhamento, de acordo com a Norma DNIT 011/2004-PRO, que estabelece os procedimentos para o tratamento das não-conformidades dos insumos, da execução e do produto.

8 Critério de medição

Os serviços preliminares devem ser medidos de acordo com as condições estabelecidas no contrato.

NORMA DNIT 121/2009 - ES

Pontes e viadutos rodoviários – Fundações Especificação de serviço

Resumo

Este documento define a sistemática adotada na execução dos diversos tipos de fundações de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

São também apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e ensaios, condicionantes ambientais, controle de qualidade, condições de conformidade e não conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Sumário

Prefácio

1 Objetivo

2 Referências normativas

3 Definições

4 Condições gerais

5 Condições específicas

6 Condicionantes ambientais

7 Inspeções

8 Critérios de medição

Anexo A (Normativo) – Relatório de cravação de estacas

Anexo B (Informativo) Bibliografia

Índice geral

Prefácio

A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR/DIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para os serviços de execução e controle da qualidade dos vários tipos de fundações em pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 – PRO, cancela e substitui a Norma DNER-ES 334/97.

1 Objetivo

Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis para controle, execução e aceitação de fundações de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

- a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122* - Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.
- b) _____. *NBR 6118* - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.
- c) _____. *NBR 6489* - Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro.
- d) _____. *NBR 6502* - Rochas e solos. Rio de Janeiro.

- e) _____. *NBR 7190* - Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro.
- f) _____. *NBR 8681* - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro.
- g) _____. *NBR 8800* - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro.
- h) _____. *NBR 9061* - Segurança de escavação a céu aberto. Rio de Janeiro.
- i) _____. *NBR 9062* - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado - Procedimento. Rio de Janeiro.
- j) _____. *NBR 9603* - Sondagem a trado - Procedimento. Rio de Janeiro.
- k) _____. *NBR 9604* - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro.
- l) _____. *NBR 9820* - Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagens - Procedimento. Rio de Janeiro.
- m) _____. *NBR 6497* - Levantamento geotécnico. Rio de Janeiro.
- n) _____. *DNER EM 34* – Água para argamassa e concreto de cimento portland – Especificação de material. Rio de Janeiro, IPR.
- o) _____. *DNER EM 36* – Cimento Portland – recebimento e aceitação – Especificação de material. Rio de Janeiro, IPR.
- p) _____. *DNER EM 37* – Agregado graúdo para concreto de cimento – Especificação de material. Rio de Janeiro, IPR.
- q) _____. *DNER EM 38* – Agregado miúdo para concreto de cimento – Especificação de material. Rio de Janeiro, IPR.
- r) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009-PRO* - Elaboração e apresentação de normas do DNIT - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.
- s) _____. *DNIT 070-PRO* - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.
- t) _____. *DNIT 105 - ES* - Terraplenagem – Caminhos de serviço - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.
- u) _____. *DNIT 117 - ES* - Pontes e viadutos rodoviários - Concretos, argamassas e calda de cimento para injeção - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.
- v) _____. *DNIT 118 - ES* - Pontes e viadutos rodoviários – Armaduras para concreto armado - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma são adotadas as definições seguintes:

3.1 Fundações

Parte da ponte ou viaduto destinada a transmitir ao solo os esforços provenientes do peso próprio e das cargas atuantes. São executadas em concreto, aço ou madeira e classificadas conforme a profundidade de assentamento em fundações superficiais ou profundas.

3.2 Fundações superficiais

Também denominadas fundações diretas, assentes em profundidades inferiores a 1,50 m e maiores duas vezes que a menor dimensão de sua base, exceto as fundações apoiadas diretamente na rocha, que podem ter profundidade menor que 1,50 m. São os blocos, as sapatas e os “radies”.

3.3 Fundações profundas

Utilizadas quando os solos resistentes estão a profundidades difíceis de atingir por escavações convencionais. São as fundações em estacas, tubulões e caixões.

3.4 Estacas

Elementos estruturais longos e esbeltos, executados mediante cravação sob a ação de repetidas pancadas, produzidas através da queda de um peso ou por escavação, ou ainda, moldadas no local.

3.5 Tubulões

Piçãs cilíndricas, que podem ser executadas a céu aberto ou sob ar comprimido e ter ou não a base alargada. Podem ser executadas sem ou com revestimento, de concreto ou aço, neste caso a camisa pode ser perdida ou recuperada.

3.6 Caixaõ

Elemento de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna. Usa-se ou não ar comprimido, podendo ter ou não a base alargada.

4 Condições gerais

O termo fundação é usado para designar a parte da estrutura que transmite ao solo seu peso próprio, o peso da estrutura e todas as forças que atuam sobre a mesma.

A função de uma fundação adequadamente projetada é suportar as cargas que atuam sobre ela e distribuí-las de maneira satisfatória sobre a superfície do solo que a sustenta, o que implica na acertada escolha do tipo de fundação e na profundidade de seu assentamento.

Os elementos coletados para a definição das fundações, por mais detalhados que possam ser não merecem uma confiança total; a mecânica dos solos não é uma ciência exata ou, pelo menos, não tão exata quanto à das estruturas, de concreto ou de aço. É indispensável que os engenheiros responsáveis pelo projeto e pela execução das fundações sejam experientes e tenham sólidos conhecimentos de mecânica dos solos.

5 Condições específicas

5.1 Material

5.1.1 Concreto

Deve satisfazer à Norma DNIT 117/2009 – ES – Pontes e viadutos rodoviários – Concretos, argamassas e calda de cimento para injeção e apresentar qualidades outras, tais como: permeabilidade, estanqueidade, compatibilidade com a agressividade do meio ambiente, exposição ou confinamento, presença de água etc.

5.1.2 Aço

O aço empregado nas armaduras deve estar de acordo com a Norma DNIT 118/2009 – ES – Pontes e viadutos rodoviários – Armaduras para concreto armado - Especificação de serviço. Também podem ser empregados perfis e chapas de aço na confecção de estacas e tubulões. Qualquer material escolhido deve sempre atender às indicações do projeto.

5.1.3 Madeira

A madeira, quando considerada material integrante das fundações, deve ser sempre a madeira de lei, de primeira qualidade, e deve ser protegida contra o ataque de organismos. Usar outro tipo de madeira somente em serviços provisórios, tais como escoramento de cava e estacas de escoramento.

5.1.4 Pedra para alvenaria

A pedra para alvenaria empregada nas fundações deve ser resistente e durável, oriunda de granito ou outra rocha sadia e aceitável. Pode ter acabamento grosseiro e forma variada, porém possuir faces razoavelmente planas. Cada bloco de pedra deve ter, no mínimo, espessura de 20 cm, largura de 30 cm e comprimento de 60 cm, e ser livre de depressões ou saliências que dificultem o assentamento adequado ou provoquem enfraquecimento da alvenaria.

5.1.5 Argamassa

A argamassa deve ser de cimento e areia e deve resistir às tensões indicadas no projeto. Para assentamento das alvenarias de pedra indica-se o traço em volume de cimento e areia de 1:3. Em casos especiais, tais como recebimento de armadura, a relação em peso água/cimento, em peso, não deve exceder 0,50.

5.2 Equipamento

A natureza, capacidade e quantidade do equipamento utilizado dependem do tipo do serviço a executar. O executante deve apresentar a relação detalhada do equipamento a ser empregado em cada obra. São de uso obrigatório, dependendo do serviço, os seguintes equipamentos: bate-estacas; martelo de gravidade, automáticos ou vibradores; perfuratriz; gerador e equipamentos para escavação de estacas e injeção de argamassa; campânulas; compressores; guinchos; e betoneira de, no mínimo, 320 litros ou central de concreto.

5.3 Execução

5.3.1 Locação

A escavação para fundação deve ser feita em conformidade com o alinhamento, cotas e profundidades indicadas no projeto. Sempre que necessário, devem ser feitas sondagens complementares de reconhecimento do subsolo.

Não é permitido reaterro de qualquer natureza para compensar escavações feitas além do limite da fundação. Caso ocorra, a regularização do excesso deve ser realizada com concreto, de resistência compatível com a fundação, após verificação da estabilidade para novas condições. Nas escavações a céu aberto é vedada a escavação além de um metro das faces externas da fundação, a menos que expressa no projeto.

No nível definitivo de implantação da fundação, a rocha ou o material firme encontrado deve ficar isento de todo material solto. Nas fundações em areia ou pedregulho, ou moledo (solo concrecionado), o terreno deve ser cortado segundo uma superfície horizontal, plana e firme. No caso de rocha, esta deve ser cortada conforme indicação do projeto, devendo ser todas as fendas limpas e preenchidas com material apropriado.

5.3.2 Escoramento de cavas de fundação (ensecadeiras)

As ensecadeiras podem ser de madeira ou metálicas, face à profundidade da escavação e natureza do solo; suas dimensões em planta devem possuir medidas internas suficientes para a manipulação das fôrmas e o eventual bombeamento d'água do interior.

Devem ser detalhadas previamente, para permitir a retirada do contraventamento durante o processamento da concretagem das fundações. Em caso contrário, os contraventamentos que ficarem incorporados à massa do concreto devem ser de aço. Depois de completada a estrutura, os contraventamentos expostos devem ser cortados em pelo menos 5 cm para dentro da face externa e as cavi-

dades resultantes devem ser preenchidas com argamassa de cimento e areia de traço 1:3, em volume.

5.3.3 Blocos, sapatas e “radies”

Os blocos, sapatas e “radies” devem ser concretados, sempre que possível, a seco. Quando a concretagem for sob água, devem ser seguidos os critérios estabelecidos na alínea “e” da subseção 5.3.1 da Norma DNIT117/2009 – ES - Pontes e viadutos rodoviários – Concretos, argamassas e calda de cimento para injeção - Especificação de serviço. De modo geral, os blocos e sapatas devem ser executados sobre um leito para regularização do terreno, de concreto simples (C 10), com pelo menos 5 cm de espessura.

Todos os espaços escavados e não ocupados pela estrutura devem ser preenchidos com solos isentos de materiais orgânicos e o reaterro executado em camadas compactadas com equipamento de pequeno porte ou manualmente, colocadas uniformemente em torno dos elementos estruturais.

5.3.4 Estacas

a) Estacas de madeira

É desaconselhável o emprego de estacas de madeira em fundações de pontes e viadutos rodoviários, ficando as mesmas limitadas às fundações de escoramentos e de pontes de serviços.

Podem ser empregadas nas fundações das pontes e viadutos rodoviários, somente quando indicado no projeto e forem encontradas condições satisfatórias sobre a conveniência de tal medida. Neste caso, em fundações definitivas, devem ter seus topos e cota de arrasamento abaixo do nível d'água permanente, sendo a exigência dispensada em obras provisórias.

As emendas devem ser evitadas, bem como a sua cravação em terrenos com matações.

b) Estacas de aço

Podem ser constituídas por perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapas dobradas, tubos sem costura e trilhos. As emendas devem oferecer a maior resistência possível e, neste caso, executadas de acordo com os detalhamentos do projeto executivo. Devem ser praticamente eilíneas e resistir à corrosão, pela natureza do aço ou por tratamento adequado, relacionado com o solo a atravessar. Havendo segmento exposto ou cravado em aterro com materiais capazes de atacar o aço, proteger com um encamisamento de concreto, pintura, proteção catódica etc.

As estacas tubulares de aço, geralmente constituídas de chapas calandradas e soldadas, segundo a geratriz do cilindro, devem apresentar, de preferência, extremidade inferior fechada. O concreto utilizado deve apresentar resistência característica mínima de 12 MPa (120 kgf/cm²), armado ou não, conforme indicado no projeto.

As estacas metálicas constituídas por trilhos devem ter seu emprego evitado. No caso de se utilizar, somente são recomendáveis as compostas por três trilhos soldados pelos patins. A carga admissível deve ser considerada com uma redução de 25% em relação às estacas de seção equivalente, compostas de perfis metálicos.

c) Estacas pré-moldadas de concreto

As estacas pré-moldadas, executadas em concreto armado vibrado, concreto armado centrifugado ou concreto protendido devem ter suas formas e dimensões indicadas no projeto.

As de concreto vibrado podem ser executadas no próprio canteiro de serviço e sua fabricação deve ser feita por lotes, em áreas protegidas das intempéries. Para fins do controle da qualidade, cada estaca deve ser identificada pelo número do lote e data de concretagem. Todas as estacas de um lote devem ser de um mesmo tipo.

O concreto de cada estaca deve ser lançado na fôrma, de madeira contínua, revestida com folha metálica ou de perfil metálico, e convenientemente vibrado. Cuidados especiais devem ser tomados para não deslocar a armadura, mantendo o cobrimento igual ou superior a 3 cm, para obter o acabamento da face superior tão perfeito quanto o das demais. As fôrmas devem estar em posição horizontal e sobre plataforma indeformável, nivelada e drenada.

As fôrmas laterais podem ser retiradas 24h após a concretagem, estando as estacas apoiadas em todo o comprimento, no mínimo, pelos primeiros sete dias. As estacas devem ser empilhadas separadas umas das outras por calços de madeira, continuando o período da cura. O sistema adotado para transporte, armazenamento e colocação na posição de cravação nas guias dos bate-estacas, deve impedir qualquer fratura ou estilhaçamento do concreto.

A suspensão das estacas, o apoio quando colocadas horizontalmente e o transporte para o bate-estacas merecem cuidados especiais do executante, como providenciar a substituição das estacas eventualmente danificadas por outras em perfeitas condições de utilização, sem ônus adicional para o contratante.

d) Estacas de concreto moldadas no local

A execução de estacas moldadas no local deve ser cuidadosamente acompanhada pelo executante e pela fiscalização, impondo-se a realização de provas de carga sob orientação do projetista, para confirmação dos elementos do projeto.

As estacas de concreto moldadas no local devem ser executadas nas posições previstas no projeto com o auxílio de um tubo cravado até a cota exigida, o qual deve ser retirado gradualmente à medida que se procede ao enchimento com concreto apiloado ou comprimido. A ponta do tubo deve ser mergulhada no concreto em, no mínimo, 30 cm. Incluem-se, ainda, as estacas com fuste pré-moldado, cravadas nos bulbos com o concreto ainda fresco, antes da retirada do tubo e, também, as estacas tubadas cravadas nas suas posições definitivas, com o auxílio de tubos metálicos, não recuperáveis e preenchidos com concreto.

A recuperação das camisas metálicas só pode ser realizada quando a natureza do solo permitir e contar com auxílio de mão-de-obra especializada. Caso contrário, o revestimento deve permanecer definitivamente no solo, incorporado à estaca, que passará a ser estaca tubada.

Caso prevista a execução de uma base alargada (bulbo) de concreto, deve ser executada antes do início da retirada do tubo.

Sendo o tubo recuperável ou não, a extremidade inferior da estaca deve ser aberta e a descida conseguida por:

- fechamento da ponta por meio de uma rolha e descida do tubo por cravação;
- ponta do tubo aberta, para retirada do material terroso do seu interior por meio de equipamento especial e descida do tubo pelo próprio peso ou por ação de uma pequena força externa.

Ao ser cravado o tubo, recuperável ou não, no caso de sair à rolha e o tubo ser invadido por água, lodo ou outro material, devem os mesmos ser expulsos por meio de uma nova rolha mais compactada, ou então o tubo deve ser arrancado e cravado novamente no mesmo local, enchendo-se o furo com areia. Antes do lançamento do concreto, feito sem interrupção em toda a extensão da estaca, a fiscalização deve comprovar se o interior do tubo está seco e limpo, examinando o martelo de cravação do tubo.

No caso de estacas tubadas, o lançamento de concreto em qualquer delas somente pode ser feito depois de cravados todos os tubos até a sua posição definitiva, num raio de 1,50 m a partir da estaca considerada. Quando concretada uma estaca tubada, nenhuma outra pode ser cravada a menos de 4,50 m de distância, em qualquer direção, salvo se já tiver sido lançado o concreto há mais de 7 dias. O lançamento do concreto dentro do tubo deve ser feito em camadas de, no máximo, 50 cm de espessura, e somente após a colocação da armadura da estaca. Cada camada deve ser vibrada ou fortemente compactada, antes da concretagem da camada seguinte, procedendo-se ao lançamento ininterrupto, desde a ponta até a cabeça da estaca, sem segregação dos materiais.

O concreto empregado nas estacas moldadas no local deve ter resistência característica mínima de 16 MPa (160 kgf/cm²); Os tubos podem ser soldados, caso necessário executar acréscimos, preservando a estanqueidade do tubo para não haver penetração de água ou outro material. Os tubos devem ser soldados de topo, em toda seção transversal, com emprego de solda elétrica.

e) Estacas injetadas de pequeno diâmetro

As estacas injetadas de pequeno diâmetro, até 20 cm, conhecidas como “estacas-raiz”, “micro estacas” e “presso estacas”, são escavadas e concretadas no local e utilizadas em pontes e viadutos rodoviários, principalmente, para reforço de fundação.

A escavação deve ser feita através de perfuração com equipamento mecânico até a cota indicada no projeto, com uso ou não de lama bentônica e revestimento total ou parcial.

Em seguida, deve ser feita a limpeza do furo e a injeção de produtos aglutinantes sob pressão, em uma ou mais etapas, com introdução de armadura adicional. O consumo de cimento caldado ou argamassa deve ser, no mínimo, de 350 kg/m³ de material injetado.

f) Estacas mistas

São constituídas pela associação de dois tipos de estacas já considerados e não deve ser permitida a associação de mais de dois tipos. Destinam-se a aterros particularmente difíceis ou fundações com problemas especiais.

g) Disposições construtivas

A execução de estacas pode ser feita por cravação, percussão, prensagem ou perfuração. A escolha do equipamento deve estar de acordo com o tipo e dimensão da estaca, características do solo, condições de vizinhança e peculiaridades do local.

- Cravação

Antes do início da cravação, devem ser definidos os elementos seguintes:

- capacidade de carga da estaca;
- comprimento aproximado;
- seção transversal;
- peso do martelo do bate-estaca;
- altura de queda do martelo;
- nega nos dez últimos golpes.

Não deve ser aceita, em qualquer caso, penetração superior a 3 cm (três centímetros) nos dez últimos golpes.

A cravação de estacas, através de terrenos resistentes à sua penetração, pode ser auxiliada com jato d'água ou ar, lançamento ou perfuração. Para estacas trabalhando à compressão, a cravação final deve ser feita sem estes recursos, cujo emprego deve ser levado em consideração no cálculo da capacidade de carga de estaca e análise do resultado da cravação.

Toda estaca danificada nas operações de cravação devido a defeitos internos ou de cravação, deslocamento de posição, ou topo abaixo da cota de arrasamento fixada no projeto, deve ser corrigida às expensas do executante, que deve adotar um dos procedimentos seguintes:

- a estaca deve ser arrancada e cravada outra no mesmo local;
- uma segunda estaca deve ser cravada em posição adjacente à da estaca defeituosa;
- a estaca deve ser emendada com uma extensão suficiente para atender o objetivo.

O furo deixado por uma estaca, ao ser arrancada, deve ser preenchido com areia, mesmo que uma nova estaca seja cravada no mesmo local.

Uma estaca deve ser considerada defeituosa quando tiver fissura ou várias fissuras visíveis que se estendam por todo o perímetro da seção transversal, ou quando acusar qualquer defeito que afete sua resistência ou vida útil.

Nos casos de estacas de madeira, aço e pré-moldadas de concreto, para carga admissível até 1MN (100 tf), quando empregado um martelo de queda livre, a relação entre os pesos do pilão e da estaca deve ser igual ou superior a 0,5 para estacas pré-moldadas de concreto e 1,0 para as estacas de aço ou de madeira.

No caso de uso de martelo automático ou vibratório, devem ser seguidas as recomendações do fabricante. O equipamento de cravação deve ser dimensionado de modo a levar a estaca até a profundidade prevista para sua capacidade de carga, sem danificá-la.

Para estaca pré-moldada de concreto ou estaca metálica com carga admissível superior a 1MN, a escolha do equipamento de cravação deve ser analisada em cada caso e os resultados controlados através de provas de carga.

O executante, ao submeter à fiscalização o tipo do equipamento de cravação que pretende adotar, deve fornecer as seguintes informações: altura da queda do martelo, peso do martelo, trabalho a simples ou duplo efeito, número de golpes por minuto, marca de fabricação e especificações do equipamento.

Para que uma estaca possa ser considerada como de base alargada, tipo Franki, é necessário que os últimos 150 litros de concreto dessa base sejam introduzidos com uma energia mínima de 2,5 MNm, para estacas de diâmetro inferior ou igual a 45 cm, e de 5 MNm, para estacas de diâmetro superior a 45 cm. No caso de volume diferente, a energia deve ser proporcional ao volume.

As cabeças de todas as estacas devem ser protegidas com capacetes de tipo aprovado, de preferência provido de coxim, de corda ou outro material adequado que se adapte ao capacete e se apoie, por sua vez, em um bloco de madeira.

Na cravação de todas as estacas, verticais ou inclinadas, devem ser sempre empregadas guias ou uma estrutura adequada para suporte e colocação do martelo, salvo indicação no projeto, permitindo o emprego de outro procedimento.

Todas as estacas que sofrerem deslocamentos devidos à cravação de estacas adjacentes, ou outras causas, devem ser recravadas.

O executante deve tomar precauções no sentido de evitar ruptura da estaca ao atingir o horizonte rochoso ou outro qualquer material ou obstáculo que torne difícil sua penetração. Os obstáculos que impeçam a penetração das estacas até a profundidade requerida devem ser removidos.

Quando a cota de arrasamento estiver abaixo do plano de cravação da estaca e as características da camada de apoio permitirem uma previsão, pode ser utilizado um elemento suplementar, desligado da estaca propriamente dita, e arrancado/removido após a cravação. O emprego deste suplemento deve ser levado em consideração no cálculo da capacidade de carga e análise dos resultados da cravação, seu uso ser restrito a comprimentos máximos de 2,5 m, caso não previstos recursos especiais.

- Emenda e arrasamento

A emenda nas estacas pré-moldadas de concreto deve ser evitada, sempre que possível; no entanto, pode ser executada, desde que respeitados os seguintes preceitos:

- o concreto da extremidade da estaca deve ser cortado no comprimento necessário à emenda das barras longitudinais da armadura, por justaposição;
- as superfícies de contato do concreto e a emenda da armação devem ser tratadas como uma emenda de concreto armado, com o emprego de adesivo e os demais cuidados necessários;
- deve ser assegurado o alinhamento entre as faces da estaca e da parte prolongada;
- a armadura da parte prolongada deve ser idêntica à da estaca, assim como o concreto a empregar;
- a concretagem, adensamento do concreto, remoção das fôrmas, cura e acabamento devem ser como especificado na alínea “c” da subseção 5.3.4 desta Norma.
- as exigências relativas à cravação de estacas monolíticas aplicam-se também às estacas emendadas.

As estacas de fundação, logo que concluídas suas cravações, devem ser arrasadas nas cotas indicadas no projeto, de maneira que fiquem embutidas 20 cm, pelo menos, no bloco de coroamento e sua armação seja mergulhada na massa do concreto num comprimento igual ou superior ao comprimento da ancoragem dos vergalhões. O corte da estaca deve ser sempre normal ao seu eixo. O projeto executivo deve ser rigorosamente observado.

5.3.5 Tubulões e caixões

a) Tubulões cravados sem revestimento

Podem ser executados com escavação manual ou mecânica.

Quando escavados manualmente, só podem ser executados acima do nível d'água natural ou rebai-xado ou quando for possível bombear a água sem risco de desmoronamento ou perturbação no ter-reno de fundação, abaixo deste nível. Podem ou não, ser dotados de base alargada tronco cônica.

Quando escavados mecanicamente, com equipamento adequado, a base alargada pode ser aberta, quando em seco, manual ou mecanicamente.

Pode ser utilizado, total ou parcialmente, para evitar risco de desmoronamento, escoramento de ma-deira, aço ou concreto.

A concretagem, quando a escavação for seca, é feita com concreto lançado da superfície, através de tromba (funil), de comprimento igual ou superior a cinco vezes o seu diâmetro. Sob água, o concreto deve ser lançado através de tremonha ou outro processo equivalente e/ou aprovado.

É desaconselhável o uso de vibrador quando o concreto apresentar plasticidade adequada.

b) Tubulões cravados com revestimento em concreto armado

A camisa de concreto armado (cilindro) do tubulão é concretada em partes, com comprimento dimen-sionado em função do projeto. Pode ser concretada sobre a superfície aplainada do terreno e introdu-zida depois do concreto atingir a resistência adequada à operação, por escavação interna. Após um elemento ser baixado verticalmente, é concretado sobre ele o elemento seguinte, até atingir-se o comprimento final de projeto. Previsto o alargamento da base, deve ser feita escavação sob a camisa devidamente escorada, de modo a evitar a sua descida.

Caso atingido o lençol d'água, deve ser adaptado o equipamento pneumático à camisa já cravada, de forma a permitir a execução dos trabalhos a seco, sob pressão conveniente de ar comprimido. Duran-te a descida, a distribuição das cargas deve ser regulada de maneira a não comprometer a estabili-dade da obra.

Em obra dentro d'água, a camisa deve ser concretada, quando possível, no próprio local, sobre estru-tura provisória e descida até o terreno, com auxílio de equipamento, ou concretada em terra e trans-portada para local definitivo.

Em casos especiais, as camisas podem ser executadas com alargamento, de modo a facilitar o pre-paro da base alargada.

No assentamento do tubulão sobre uma superfície de rocha devem ser previstos recursos para evitar fuga, lavagem do concreto ou desaprumo do tubulão.

Após a abertura do alargamento de base, deve ser executada a concretagem, conduzida de maneira a obter um maciço compacto e estanque. O período máximo entre o término da execução do alarga-mento de base e sua concretagem deve ser de vinte e quatro horas. Caso este período seja ultrapas-sado, deve ser feita nova inspeção, limpando-se cuidadosamente o fundo da base e removendo-se a camada eventualmente amolecida.

O concreto empregado no fuste deve ter resistência característica mínima de 16MPa (160 kgf/cm²) e no núcleo de 12MPa (120 kgf/cm²).

c) Tubulões com camisa de aço

A camisa de aço, com a mesma finalidade da de concreto armado, pode ser introduzida por cravação com bate-estacas, vibração ou equipamento com movimento de vai e vem simultâneo, com força de cima para baixo.

A escavação interna pode ser manual ou mecânica, feita à medida da penetração do tubo ou de uma só vez, após a cravação total do mesmo.

Caso previsto, pode ser executado um alargamento de base, com escavação manual sob ar compri-mido ou não. A camisa de aço deve ser ancorada ou receber contrapeso para evitar sua subida, quando utilizado ar comprimido. Pode ser recuperada, à medida que for sendo concretado o seu nú-cleo, ou posteriormente, se não considerado no dimensionamento.

6 Condicionantes ambientais

Para evitar a degradação do meio ambiente deve ser atendido o estabelecido nos Programas Ambientais pertinentes do PBA, Projeto, recomendações/exigências dos órgãos ambientais e as normas técnicas, em particular, a Norma DNIT 070/2006 – PRO – Condicionantes ambientais as áreas de uso de obras – Procedimento, e das prescrições resumidas, indicadas a seguir.

As estradas de acesso para deslocamento dos equipamentos e execução dos blocos de fundação devem seguir as recomendações da Norma DNIT 105/2009-ES – Terraplenagem – Caminhos de serviço e as constantes da subseção 5.1.2 do Manual para Atividades Ambientais Rodoviárias, do DNIT, (IPR Publ. 730).

É vedada a realização de barragens ou desvios de cursos d'água que alterem, em definitivo, o leito dos rios.

As escavações para implantação dos blocos de fundação devem ser as menores possíveis, protegidas contra desmoronamentos e recompostas com o mesmo material escavado, após a execução dos blocos.

As estacas, quando cravadas por bate-estacas, pouco agredem o meio ambiente, se a movimentação do bate-estacas foi corretamente planejada.

As estacas moldadas no local, em geral, mobilizam considerável quantidade de água e provocam grandes lamaçais, que devem ser drenados e removidos. Após a execução das fundações, devem ser removidos todos os vestígios da construção e recompostos, tanto o terreno natural como a vegetação primitiva.

7 Inspeções

7.1 Controle dos insumos

Deve atender ao constante nas Normas DNER-EM 34/97 – Água para argamassa e concreto de cimento portland – Especificação de material; DNER-EM 36/95 – Cimento portland – Recebimento e aceitação – Especificação de material, DNER-EM 37/97 – Agregado graúdo para concreto de cimento – Especificação de material e DNER-EM 38/97 – Agregado miúdo para concreto de cimento – Especificação de material.

7.2 Controle da execução

7.2.1 Estacas

Durante a concretagem das estacas pré-moldadas devem ser colhidas amostras para a moldagem de uma série de quatro corpos de prova cilíndricos para cada 25 estacas concretadas, ou para cada dia de concretagem. As rupturas devem ser feitas a 7 e/ou há 28 dias, sempre com o rompimento de dois corpos de prova para cada idade do rompimento, moldados no mesmo ato.

Para sua própria orientação, o executante pode cravar, às suas expensas, tantas estacas de prova quantas considere necessárias.

O executante deve cravar estacas de prova e deve realizar provas de carga nas estacas indicadas no projeto ou nas que forem consideradas necessárias; nas obras normais, para as estacas cravadas, além destas, deve ser feita uma prova de carga para cada 500 estacas, e nas especiais, uma para cada 200 estacas. Nas estacas escavadas deve ser feita uma prova de carga para obras de mais de 100 estacas. Sempre que possível, as estacas de prova devem ser localizadas de modo a ser aproveitadas como estacas de fundação, caso resultado satisfatório da prova. Sempre que houver dúvida sobre uma estaca, deve ser comprovado o seu comportamento satisfatório. Se não for suficiente, deve ser realizada uma prova de carga.

O executante deve manter um registro completo, em duas vias, uma destinada à Fiscalização, da cravação de cada estaca, inclusive as de prova. Anotar para todas as estacas: o número e a localização, dimensões, cota do terreno no local da estaca, nível da água (se houver), característica do equipamento de cravação ou escavação, desaprumo e desvio de locação, qualidade de materiais utilizados e consumo por estaca, comprimento real da estaca abaixo do arrasamento, volume da base, anormalidade de execução e anotação rigorosa de horários de início e fim de cravação ou escavação.

Deve, ainda, ser registrado para as estacas cravadas: suplemento de estaca utilizado (tipo e comprimento), profundidade de penetração da estaca com peso próprio e com peso do martelo, número de golpes necessários para a cravação por metro de estaca, número efetivo de golpes por minuto durante a cravação, duração de qualquer interrupção na cravação e hora da ocorrência, cota final da ponta da estaca cravada, cota da cabeça da estaca antes do arrasamento na estaca pré-moldada, data de concretagem da estaca pré-moldada, data da cravação, negas no final de cravação e na recravação, quando houver deslocamento de estacas por efeito de cravação de estacas vizinhas e negas no final de cravação e na recravação, quando houver. Em caso de estacas escavadas, mencionar os horários de início e fim da escavação e de cada etapa de concretagem, a comparação do consumo real de materiais em relação ao teórico e o comportamento da armadura durante a concretagem.

Para a cravação de estacas metálicas ou pré-moldadas de concreto deve ser preenchido o Relatório de

Cravação de Estacas, cujo modelo consta do Anexo A (Normativo).

Pode ser permitido entre eixos de estacas isoladas e o ponto de aplicação da resultante das solicitações do pilar, um desvio de 10% do diâmetro da estaca. Desvios superiores, no caso de estacas não travadas, deve obrigar verificação estrutural quanto à flambagem do pilar e da estaca. Para estacas travadas, as vigas de travamento devem ser redimensionadas para a excentricidade real e verificada a flambagem do pilar.

Para conjunto de estacas alinhadas, admite-se um acréscimo de, no máximo, 15% sobre a carga admissível na estaca de excentricidade, na direção do plano das estacas. Acréscimos superiores devem ser corrigidos com acréscimo de estacas ou recurso estrutural. Para excentricidade na direção normal ao plano das estacas, vide parágrafo anterior.

Para o conjunto de estacas não alinhadas, devem ser verificadas as solicitações em todas as estacas, admitindo-se o acréscimo de, no máximo, 15% sobre a carga admissível de projeto.

Quanto ao desvio de inclinação pode ser tolerado, sem correção, um desvio angular, em relação à posição projetada, de 1:100.

7.2.2 Tubulões e caixões

Devem ser anotados na execução da fundação em tubulão os seguintes elementos, conforme o tipo: cota de arrasamento, dimensões reais da base alargada, material de apoio, equipamento de cada etapa, deslocamento e desaprumo, comparação do consumo de material durante a concretagem com o previsto, qualidade dos materiais, anormalidades de execução e providências tomadas, inspeção do terreno ao longo do fuste e assentamento da fundação.

Pode ser tolerado um desvio entre o eixo do tubulão e ponto de aplicação da resultante das solicitações do pilar, de 10% do diâmetro do fuste do tubulão.

Ultrapassados os limites quanto à excentricidade e/ou ao desaprumo, deve ser feita verificação estrutural, com os redimensionamentos necessários.

7.3 Condições de conformidade e não-conformidade.

7.3.1 Conformidade

Podem ser consideradas conformes as fundações que atendam ao estabelecido nas subseções 5.1, 5.3, 7.1 e 7.2.

7.3.2 Não-conformidade

Os serviços que não atenderem à subseção 7.3.1, devem ser corrigidos, complementados ou refeitos, incluindo provas de carga.

8 Critérios de medição

Os serviços aceitos devem ser medidos de acordo com os critérios seguintes:

8.1 Escoramento de cavas de fundações - ensecadeiras

Devem ser medidos por metro quadrado de pranchas verticais ensecadeiras, com altura determinada pela diferença entre a cota de implantação da ensecadeira e a cota necessária à contenção. Não

devem ser medidos em separado o escoramento e o contraventamento das pranchas verticais, bem como o enchimento e apiloamento do material de enchimento, no caso de ensecadeira dupla.

8.2 Escavação e aterros

A medição dos volumes deve ser feita em metros cúbicos, através das seções transversais determinadas antes e depois da execução dos serviços.

8.3 Blocos e sapatas

Devem ser medidos separadamente, por metro quadrado de fôrmas colocadas, por metro cúbico de concreto e por quilograma de aço dobrado e colocado nas fôrmas.

8.4 Estacas

Devem ser medidas pelo comprimento entre as cotas da ponta e do arrasamento. Para as estacas moldadas no local, o comprimento medido deve ser entre as cotas do topo do bulbo e do arrasamento da estaca concluída. A base da estaca bulbo, se houver, deve ser considerada para efeito de medição como um metro de estaca cravada e concretada. Não devem ser incluídos na medição o corte das estacas e a perda do seu excesso, inclusive do tubo metálico, se for o caso.

8.5 Tubulões e caixões

Os tubulões devem ser medidos por metro de camisa implantada e cheia de concreto e por metro cúbico de concreto da base alargada. Os caixões devem ser medidos por metro de camisa implantada e por metro cúbico de material de enchimento e de alargamento de base, se houver.

Anexo A (Normativo)

[illegible]

NORMA DNIT 120/2009- ES

Pontes e viadutos rodoviários - Fôrmas - Especificação de serviço

Resumo

Este documento define a sistemática empregada na execução de fôrmas em pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

São também apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e de ensaios, condicionantes ambientais, controle de qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Sumário

Prefácio

- 1 Objetivo
 - 2 Referências normativas
 - 3 Definições
 - 4 Condições gerais
 - 5 Condições específicas
 - 6 Condicionantes ambientais
 - 7 Inspeções
 - 8 Critério de medição
- Anexo A (Informativo) Bibliografia
índice geral.

Prefácio

A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para os serviços de execução e controle da qualidade de fôrmas de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado

Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 - PRO, cancela e substitui a Norma DNER-ES 333/97.

1 Objetivo

Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis para a execução e controle das fôrmas, molde do concreto plástico, de acordo com os elementos constantes no projeto estrutural, em pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (inclusive emendas).

- a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118* - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.
- b) _____. *NBR 6494* - Segurança nos andaimes. Rio de Janeiro.
- c) _____. *NBR 7190* - Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro.
- d) _____. *NBR 14931* - Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

- e) _____. *NBR 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- f) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009- PRO - Elaboração e apresentação de normas do DNIT - Procedimento*. Rio de Janeiro: IPR, 2009.
- g) *DNIT 070-PRO* Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma são adotadas as definições seguintes:

3.1 Fôrmas

Moldes provisórios destinados a receber e conter o concreto, enquanto endurece.

3.2 Fôrmas reutilizáveis

Fôrmas elaboradas, em geral, de chapas de madeira compensada e impermeabilizada; dependendo da obra e do projeto dos painéis, o reaproveitamento pode ser superior a dez vezes.

3.3 Fôrmas brutas

Fôrmas de tábuas, que somente devem ser usadas para concreto não aparente; a reutilização é pequena.

3.4 Fôrmas auto-portantes

Fôrmas que dispensam escoramento; somente possíveis para pequenos vãos e cargas limitadas.

3.5 Fôrmas metálicas

Chapas metálicas finas e enrijecidas, usadas para estruturas repetitivas e com acabamento apurado, tais como elementos pré-moldados e pilares circulares.

4 Condições gerais

A responsabilidade pelo projeto, execução e remoção das fôrmas é do construtor.

As fôrmas somente devem entrar em carga após a liberação da Fiscalização.

Em virtude da importância, responsabilidade, custo relativo e multiplicidade de soluções, as fôrmas devem ser projetadas e dimensionadas com antecedência, antes do início da construção.

As fôrmas devem ser projetadas e detalhadas de maneira que as lajes, vigas, paredes e outros elementos estruturais acabados tenham as dimensões, formas, alinhamentos e posições dentro das tolerâncias admissíveis.

Fôrmas e escoramentos devem formar um sistema interdependente, com previsão de desmoldagem parcial ou total.

Fôrmas e escoramentos devem ser dimensionados com previsão de ação de ventos e sobrecargas de equipamentos, pessoal e materiais.

5 Condições específicas

5.1 Projeto

A escolha dos materiais adequados para execução das fôrmas deve atender a requisitos de econo-

mia, segurança e acabamento desejado para a obra.

O projeto das fôrmas, bem como do escoramento, é de responsabilidade do construtor e deve ser apresentado completo, para exame da Fiscalização; o projeto deve atender a todas as normas e especificações, inclusive as locais, estaduais e federais.

O projeto das fôrmas deve indicar, quando necessário, aberturas provisórias para limpeza e retirada de detritos.

No projeto, devem ser previstos forma, prazo e condições para remoção das fôrmas.

5.2 Insumos

5.2.1 Madeira em tábuas

Praticamente, todos os tipos de fôrmas necessitam de algum componente de madeira; há uma grande variedade de espécies de madeira e a escolha de algum tipo depende da disponibilidade e do custo.

Quando permitidas as fôrmas de madeira, sob a forma de tábuas, devem ser escolhidas madeiras não muito secas, que incham quando molhadas, e nem muito verdes, que empenam quando secam.

A qualidade do acabamento do concreto que se consegue com a madeira em forma de tábuas melhora muito quando se utiliza a madeira aparelhada, isto é, a madeira submetida a plainas e lixadeiras.

5.2.2 Madeira compensada

Os compensados de madeira são o material mais usado para o revestimento de fôrmas; disponíveis em painéis grandes de 110 x 220 cm e espessuras industriais de 3 a 30 mm permitem, além de excelente acabamento, um grande reaproveitamento, de cinco a dez vezes, principalmente se a face em contato direto com o concreto for impermeabilizada, por pinturas ou revestimento metálico.

5.2.3 Fôrmas metálicas

Para grande número de repetições e acabamento mais apurado, nas vigas pré-moldadas e pilares circulares, por exemplo, as fôrmas metálicas são as mais indicadas. Em certas estruturas, tais como vigas de grandes vãos, a fôrma metálica é praticamente e economicamente insubstituível, visto que elimina apoios intermediários.

5.3 Acessórios

5.3.1 Pregos

Os pregos são os dispositivos mecânicos mais comuns para a junção de painéis de fôrmas e seu uso adequado contribui para a economia e a qualidade do trabalho.

A preferência dos profissionais recai nas seguintes bitolas: para tábuas, sarrafos e contraplacados de 1 polegada de espessura, pregos de 18 x 27 (3,4 x 61 mm) e para tábuas, ripas e contraplacados de 0,5 polegada de espessura, pregos de 15 x 15 (2,4 x 34 mm).

5.3.2 Tirantes

Os tirantes são dispositivos tensionados, adaptados para manter as fôrmas em seu lugar, impedindo-as de abrir, quando solicitadas pela pressão lateral do concreto fresco; podem ser simples vergalhões de aço ou sofisticados produtos industriais.

O tirante é isolado da massa de concreto por um tubo plástico que o envolve e permite sua retirada após o endurecimento do concreto; os furos para passagem dos tirantes devem ser obturados com espessura mínima igual ao cobrimento adotado.

5.4 Cargas atuantes

5.4.1 Cargas verticais

As cargas verticais que incidem nas fôrmas são as cargas permanentes e as sobrecargas; as cargas permanentes são o peso próprio das fôrmas, o peso das armaduras e o peso do concreto fresco, e as sobrecargas incluem o peso dos equipamentos e materiais estocados, o peso dos operários e o impacto da movimentação das sobrecargas.

5.4.2 Pressão lateral do concreto fresco

A pressão lateral do concreto fresco deve ser calculada em função das características do concreto, peso específico e fluidez, velocidade de lançamento e altura da massa de concreto; cuidados especiais devem ser tomados nas fôrmas dos pilares, onde o mais seguro é considerar toda a altura do pilar.

5.4.3 Cargas horizontais

Fôrmas e escoramentos devem ser dimensionados e contraventados para resistir a solicitações do vento, lançamento do concreto, forças resultantes de apoios inclinados, protensão de cabos e movimentação e frenagem de equipamentos.

5.4.4 Fatores que afetam a pressão lateral do concreto O peso do concreto, com influência direta na pressão hidrostática, a vibração interna para adensamento do concreto, a temperatura do concreto por ocasião do lançamento e outras variáveis de menor importância afetam a pressão lateral do concreto e devem ser levadas em conta no dimensionamento das fôrmas.

A revibração e a vibração externa, aceitas em certos tipos de construção, produzem solicitações superiores à vibração interna e tornam necessárias fôrmas especiais, reforçadas.

5.5 Remoção de fôrmas

A remoção de fôrmas, desejável para permitir a execução de outras fases construtivas e possibilitar seu reaproveitamento, deve ser efetuada em bases absolutamente confiáveis.

Fôrmas e escoramentos não devem ser removidos de vigas, lajes e paredes antes que estes elementos estruturais tenham adquirido resistência suficiente para suportar seu peso próprio e as sobrecargas permitidas nesta fase; além da resistência, um módulo de elasticidade mínimo deve ser atingido, para minimizar as deformações por fluência do concreto.

Os prazos mínimos para retirada de fôrmas podem ser obtidos no ACI 347 e devem ser confrontados com a Norma ABNT NBR 6118:2007, adotando-se os prazos mais longos; os prazos sugeridos pelo ACI 347 são os seguintes:

- a) Paredes, colunas e faces de vigas: 12 horas; porém se estas fôrmas se referem a fôrmas de lajes ou fôrmas de fundos de vigas, a remoção deve ser governada por estas últimas.
- b) Fôrmas de fundo de vigas:
 - Vão livre entre apoios menor que 3,0 m e carga móvel estrutural menor que a carga permanente estrutural: 7 dias; se a carga móvel estrutural é maior que a carga permanente estrutural: 4 dias.
 - Vão livre entre apoios situados entre 3 m e 6 m e carga móvel estrutural menor que a carga permanente estrutural: 14 dias; se a carga móvel estrutural é maior que a carga permanente estrutural: 7 dias.
 - Vão livre entre apoios maior que 6,0 m e carga móvel estrutural menor que a carga permanente estrutural: 10 dias; se a carga móvel estrutural é maior que a carga permanente estrutural: 7 dias.

5.6 Técnicas especiais de construção

Algumas técnicas especiais de construção, às vezes mescladas com escoramentos, também especiais, são citadas a seguir.

5.6.1 Fôrmas deslizantes

Nas fôrmas deslizantes o concreto plástico é colocado nas fôrmas que, por dispositivos apropriados, avançam, dando a conformação final à estrutura; as fôrmas deslizantes podem ser verticais, para colunas de grande altura, principalmente, ou horizontais, para canais.

As fôrmas deslizantes por utilizar equipamentos específicos e por exigir o conhecimento de uma série de detalhes executivos, devem ser operadas por empresas especializadas.

A movimentação das fôrmas é lenta, constante e dependente da consistência e resistência do concreto.

Em virtude da movimentação das fôrmas deslizantes causar microfissuras no concreto, a espessura do cobrimento das armaduras deve ser acrescida de 2,5 cm.

5.6.2 Fôrmas trepantes

Diferentemente das fôrmas deslizantes, que se movimentam constantemente, as fôrmas trepantes avançam aos saltos, em geral, em módulos de três metros.

Em virtude de utilizar equipamentos especiais e mão-de-obra especializada, as fôrmas trepantes somente devem ser operadas por empresas que tenham experiência comprovada na sua utilização.

Não há necessidade de cobrimento adicional das armaduras.

5.6.3 Fôrmas auto-portantes

As fôrmas auto-portantes são as que dispensam escoramentos; pouco usadas e somente para pequenos vãos, foram citadas e esquematizadas em uma edição do Beton-Kalender da década de 50 e utilizadas em algumas pontes brasileiras nas décadas de 60 e 70.

Constam, essencialmente, de camadas de tábuas com a altura da peça a construir, cortadas de maneira a serem dispostas a 45°, superpostas, cruzadas e solidarizadas por pregos.

Não é um tipo de fôrma confiável e sua utilização deve ser evitada.

5.6.4 Fôrmas de construção em avanços sucessivos

As fôrmas de avanços sucessivos são associadas a treliças metálicas, macacos e tirantes e prestam-se à construção de pontes e viadutos rodoviários em avanços sucessivos; o conhecimento deste tipo de fôrmas está bastante difundido.

5.6.5 Fôrmas de construção em incrementos sucessivos

As pontes de construção em incrementos sucessivos, "incremental launching", são construídas a partir das extremidades, em comprimentos iguais à metade do comprimento dos vãos e que são empurrados para seu lugar definitivo.

Podem ser construídas em grandes comprimentos, retas ou em curvas circulares.

6 Condicionantes ambientais

Na hipótese, cada vez mais rara, de utilização de tábuas como fôrmas, somente devem ser utilizadas madeiras com aprovação para exploração.

O material resultante da desforma deve ser removido do local e depositado em áreas previamente aprovadas para tal fim.

Para minimizar as agressões ao meio ambiente é necessário o atendimento da Norma DNIT 070/2006 - PRO - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento e das prescrições resumidas, indicadas acima, assim como, das recomendações pertinentes constantes da

subseção 5.1.2 do Manual para Atividades Ambientais Rodoviárias, do DNIT (IPR Publ. 730).

7 Inspeções

7.1 Controle dos insumos

As tábuas corridas não devem apresentar nós em tamanhos prejudiciais e a madeira compensada deve ter comprovada resistência à água e à pressão do concreto.

7.2 Controle da execução

Verificar cuidadosamente as dimensões, nivelamento, alinhamento e verticalidade das fôrmas, antes, durante e após a concretagem; não deve ser permitido ultrapassar a tolerância mencionada na seção 11 da ABNT NBR-6118:2007.

O prazo mínimo para a desmoldagem é o previsto na ABNT NBR-6118:2007.

7.3 Condições de conformidade e não conformidade

7.3.1 Conformidade

Devem ser consideradas conformes as fôrmas que atendam às condições estabelecidas nesta Norma.

7.3.2 Não-conformidade

Devem ser rejeitadas as fôrmas que apresentarem defeitos que coloquem em risco a obra e não atendam às condições acima, as frágeis, as não estanques etc.

8 Critério de medição

As fôrmas devem ser medidas por metro quadrado de superfície colocada, não cabendo medição em separado para escoras laterais, tirantes, travejamento e quaisquer outros serviços necessários, inclusive ao seu posicionamento.

NORMA DNIT 117/2009 - ES

Pontes e viadutos rodoviários - Concretos, argamassas e calda de cimento para injeção - Especificação de serviço

Resumo

Este documento define a sistemática empregada na execução e recebimento de concretos, argamassas e caldas de cimento para injeção na construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado e de concreto protendido.

São, também, apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e de ensaios, condicionantes ambientais, controle da qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Sumário

Prefácio

- 1 Objetivo
 - 2 Referências normativas
 - 3 Definições
 - 4 Condições gerais
 - 5 Condições específicas
 - 6 Condicionantes ambientais
 - 7 Inspeções
 - 8 Critérios de medição
- Anexo A (Informativo) Bibliografia

Prefácio

A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para os serviços de execução de concretos, argamassas e caldas de cimento para injeção, na construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado e de concreto protendido.

Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 - PRO, cancela e substitui a norma DNER-ES 330/97.

1 Objetivo

Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis na execução e recebimento de concretos, argamassas e caldas de cimento na construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado e de concreto protendido.

2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (inclusive emendas).

- a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5732 - Cimento portland comum - Especificação*. Rio de Janeiro.
- b) _____. *NBR 5733 - Cimento portland de alta resistência inicial - Especificação*. Rio de Janeiro.
- c) _____. *NBR 5736 - Cimento portland pozolânico - Especificação*. Rio de Janeiro.

- d) _____. *NBR 5737* - Cimento portland resistente a sulfatos - Especificação. Rio de Janeiro.
- e) _____. *NBR 5738* - Concreto - Moldagem e cura de corpos-de-prova - Procedimento. Rio de Janeiro.
- f) _____. *NBR 5739* - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos - Método de ensaio. Rio de Janeiro.
- g) _____. *NBR 7187* - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro.
- h) _____. *NBR 7211* - Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro.
- i) _____. *NBR 7212* - Execução de concreto dosado em central - Especificação. Rio de Janeiro.
- j) _____. *NBR 7215* - Cimento portland - Determinação da Resistência à compressão - Método de ensaio. Rio de Janeiro.
- k) _____. *NBR 7680* - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de concreto Procedimento. Rio de Janeiro.
- l) _____. *NBR 7681* - Calda de cimento para injeção - Especificação. Rio de Janeiro.
- m) _____. *NBR 7682* - Calda de cimento para injeção - Determinação do índice de fluidez - Método de ensaio. Rio de Janeiro.
- n) _____. *NBR 7683* - Calda de cimento para injeção Determinação dos índices de exsudação e expansão - Método de ensaio. Rio de Janeiro.
- o) _____. *NBR 7684* - Calda de cimento para injeção - Determinação da resistência à compressão - Método de ensaio. Rio de Janeiro.
- p) _____. *NBR 7685* - Calda de cimento para injeção - Determinação da vida útil - Método de ensaio. Rio de Janeiro.
- q) _____. *NBR 8953* - Concreto para fins estruturais - Classificação por grupos de resistência - Classificação. Rio de Janeiro.
- r) _____. *NBR 9062* - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado- Procedimento. Rio de Janeiro.
- s) _____. *NBR 10839* - Execução de obras-de-arte especiais em concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro.
- t) _____. *NBR 11578* - Cimento portland composto Especificação. Rio de Janeiro.
- u) _____. *NBR 11582* - Cimento portland - Determinação da expansibilidade de Le Chatelier - Método de ensaio. Rio de Janeiro.
- v) _____. *NBR 12654* - Controle tecnológico de materiais componentes do concreto Procedimento. Rio de Janeiro.
- w) _____. *NBR 12655* - Concreto de cimento portland - Preparo, controle e recebimento - Procedimento. Rio de Janeiro.

- x) _____. *NBR 12989* - Cimento portland branco - Especificação. Rio de Janeiro.
- y) _____. *NBR 13116* - Cimento portland de baixo calor de hidratação - Especificação. Rio de Janeiro.
- z) _____. *NBR 14931* - Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.
- aa) _____. *NBR NM 10* - Cimento portland - Análise química - Disposições gerais. Rio de Janeiro.
- bb) _____. *NBR NM 19* - Cimento portland - Análise química - Determinação de enxofre na forma de sulfeto. Rio de Janeiro.
- cc) _____. *NBR NM 45* - Cimento portland - Determinação da pasta de consistência normal. Rio de Janeiro.
- dd) _____. *NBR NM 65* - Cimento portland - Determinação do tempo de pega. Rio de Janeiro.
- ee) _____. *NBR NM 67* - Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro.
- ff) _____. *NBR NM 68* - Concreto - Determinação da consistência de espalhamento na mesa de Graff. Rio de Janeiro.
- gg) _____. *NBR NM 76* - Cimento portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine). Rio de Janeiro.
- hh) BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. *DNER - EM 036* - Cimento portland - Recebimento e aceitação. Rio de Janeiro.
- ii) _____. *DNER - EM 037* - Agregado graúdo para concreto de cimento. Rio de Janeiro.
- jj) _____. *DNER - EM 038* - Agregado miúdo para concreto de cimento. Rio de Janeiro.
- kk) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009 - PRO* - Elaboração e apresentação de normas do DNIT - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.
- ll) _____. *DNIT 011/2004 - PRO* - Gestão da qualidade em obras rodoviárias - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2004.
- mm) _____. *DNIT 037 - ME* - Pavimento rígido - Água para amassamento do concreto de cimento Portland - Ensaios comparativos. Rio de Janeiro: IPR.
- nn) _____. *DNIT 070-PRO* - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma, são adotadas as definições seguintes:

3.1 Concreto

Material composto que consiste essencialmente de um meio contínuo aglomerante e partículas de agregados; no concreto de cimento hidráulico, o meio aglomerante é formado por uma mistura de cimento hidráulico e água.

3.2 Cimento

Material finamente pulverizado que, por si só, não é aglomerante, mas desenvolve propriedades ligantes como resultado da hidratação.

3.3 Agregado

Material granular inerte, tal como areia, pedra britada ou escória de alto forno, usado como um meio cimentante, para formar o concreto ou argamassa de cimento hidráulico; o agregado graúdo tem partículas maiores que 4,8 mm e fica retido na peneira nº 4, enquanto que o agregado miúdo tem partículas menores que 4,8 mm e fica retido na peneira nº 200. A areia é o agregado miúdo resultante da desintegração natural e da abrasão de rochas ou processamento de rochas arenosas friáveis.

3.4 Argamassa

Mistura de areia, cimento, água e eventuais aditivos.

3.5 Aditivos

Materiais, outros que não água, agregados ou cimento, usados como componentes do concreto para modificar suas propriedades, tais como: aumentar sua resistência, retardar ou acelerar a pega, acelerar ou retardar a evolução da resistência, incorporar ar etc.

Nota: Para outras definições consultar seção 3 das Normas ABNT NBR 12655:2006 e ABNT NBR 14931 :2003.

4 Condições gerais

Além do atendimento às normas relacionadas nas Referências Normativas, concretos, argamassas e caldas de cimento para injeção devem ser confeccionados para atender aos requisitos mínimos de durabilidade, que incluem resistência à agressividade do meio ambiente, ataques de produtos químicos, abrasão e demais processos de deterioração; o concreto dito durável deve manter suas condições originais, sua qualidade e estar em plena capacidade de utilização em toda sua longa vida útil.

5 Condições específicas

5.1 Material

5.1.1 Cimento

Os cimentos devem satisfazer às especificações brasileiras, podendo ser de qualquer tipo e classe, desde que no projeto não se faça restrição a este ou aquele. Nos concretos, argamassas e caldas em contato com armaduras de protensão, o cimento empregado não pode apresentar teor de enxofre sob a forma de sulfeto superior a 0,2%.

Nos cimentos empregados deve-se exigir a apresentação do certificado de qualidade. Todo cimento deve ser guardado em local seco e abrigado de agentes nocivos e não deve ser transportado em dias úmidos.

O cimento pode ser armazenado em sacos de 50 kg ou em silos, quando entregue a granel e para cimento de uma única procedência. O período de armazenamento não pode comprometer a sua qualidade. Deve ser verificado, antes da utilização, se o cimento atende às especificações.

Devem, ainda, atender à Norma DNER-EM 036/95.

5.1.2 Agregados

Os agregados devem constituir-se de materiais granulados e inertes, substâncias minerais naturais ou artificiais, britados ou não, duráveis e resistentes, com dimensões máximas características e formas adequadas ao concreto ou argamassa a produzir. Devem ser armazenados separadamente, isolados do terreno natural em assoalho de madeira ou camada de concreto, de forma a permitir o escoamento d'água. Não devem conter substâncias nocivas que prejudiquem a pega ou o endurecimento do concreto, ou minerais deletérios que provoquem expansões em contato com a umidade e com determi-

nados elementos químicos.

Devem atender às Normas DNER-EM 037/97 e DNEREM 038/97.

Os agregados podem ser:

a) Agregados miúdos

São normalmente constituídos por areia natural quartzosa, de dimensão máxima característica igual ou inferior a 4,8 mm. Devem ser bem graduados; são recomendadas as areias médias que não apresentem substâncias nocivas, como torrões de argila, materiais orgânicos, cloretos etc.

Somente deve ser admitido, após estudos em laboratórios, o emprego de agregados miúdos provenientes de rocha sadia.

b) Agregados graúdos

Devem dimensão máxima apresentar característica entre 4,8 mm e 50 mm e ser naturais (cascalhos ou seixos rolados, britados ou não) ou artificiais (pedras britadas, argilas expandidas, etc). Não devem apresentar substâncias nocivas, como materiais pulverulentos, torrões de argila, matéria orgânica, etc.

O agregado graúdo é constituído pelas partículas de diversas graduações, nas proporções indicadas nos traços do concreto e armazenado separadamente, em função destas graduações.

5.1.3 Pedra de mão

A pedra de mão para concreto ciclópico, de granito ou outra rocha estável, deve ter qualidade idêntica à exigida para a pedra britada empregada na confecção do concreto estrutural.

Deve ser limpa e isenta de incrustações nocivas e sua máxima dimensão, não inferior a 30 cm nem superior a 1/4 da mínima dimensão do elemento a ser construído.

5.1.4 Água

A água para a preparação do concreto e da argamassa não deve conter ingredientes nocivos em quantidades que afetem o concreto fresco ou endurecido, ou reduzir a proteção das armaduras contra a corrosão. Deve ser razoavelmente clara e isenta de óleo, ácidos, álcalis, matéria orgânica etc. e obedecer à exigência da subseção 7.1.3 desta Norma. Deve ser guardada em caixas estanques e tampadas, de modo a evitar contaminação por substâncias estranhas.

5.1.5 Aditivos

A utilização de aditivos deve implicar no perfeito conhecimento de sua composição e propriedades, efeitos no concreto e armaduras, sua dosagem típica, possíveis efeitos de dosagens diferentes, conteúdo de cloretos, prazo de validade e condições de armazenamento.

Somente devem ser usados aditivos expressamente previstos no projeto ou nos estudos de dosagem de concretos empregados na obra, realizados em laboratório e aprovados pela Fiscalização e projetista.

Para o concreto estrutural, os aditivos que contenham cloreto de cálcio ou quaisquer outros halogênios são rigorosamente proibidos. Não devem conter, ainda, ingredientes que possam provocar a corrosão do aço; as mesmas recomendações valem para a calda de injeção.

5.1.6 Adições

As adições não podem ser nocivas ao concreto e argamassa e devem ser compatíveis com os demais componentes da mistura.

5.2 Equipamento

A natureza, capacidade e quantidade do equipamento a ser utilizado dependem do tipo e dimensões do serviço a executar. Para os concretos preparados na obra, pode ser utilizada betoneira estacionária de, no mínimo, 320 litros com dosador de água, central de concreto ou caminhão betoneira. Para o lançamento podem ser utilizados carrinhos-caçambas, caçambas, bombas etc.

Os equipamentos necessários para a execução dos serviços devem estar disponíveis na obra em condições de trabalho e de acordo com as especificações do fabricante.

5.3 Execução

Todas as fases descritas nesta subseção devem obedecer aos requisitos da Norma NBR 14931:2003 e complementarmente, aos requisitos das Normas NBR 10839: 1989 e NBR 9062:2006.

5.3.1 Concreto

a) Classificação

O concreto pode ser classificado quanto a sua densidade: como concreto normal, com massa específica entre 2000 e 2800 kg/m³; como concreto leve, cuja massa específica não ultrapasse 2000 kg/m³; e como concreto pesado com massa específica maior que 2800 kg/m³. O concreto deve apresentar uma consistência compatível com os equipamentos disponíveis na obra, para que, depois de endurecido, se torne um material homogêneo e compacto.

b) Dosagem

Os concretos para fins estruturais devem ser dosados, racional e experimentalmente, a partir da resistência característica à compressão estabelecida no projeto, do tipo de controle do concreto, da trabalhabilidade adequada ao processo de lançamento empregado e das características físicas e químicas dos materiais componentes. O cálculo da dosagem deve ser refeito cada vez que prevista uma mudança de marca, tipo ou classe de cimento, da procedência e qualidade dos agregados e demais materiais e quando não obtida a resistência desejada.

Os concretos são classificados conforme a resistência característica à compressão (f_{ck}) em grupos I e II e, dentro dos grupos, em classes, sendo o grupo I, subdividido em nove classes, do C10 ao C50 e o grupo II em quatro classes (C55, C60, C70 e C80).

Somente o traço do concreto da classe C10, com consumo mínimo de 300 kg de cimento por metro cúbico, pode ser estabelecido empiricamente.

São consideradas, também, para a dosagem dos concretos, condições peculiares, como: permeabilidade, resistência ao desgaste, ação de águas agressivas, aspecto das superfícies, condições de lançamento etc.

A resistência de dosagem do concreto é função de sua resistência característica e do desvio padrão das amostras, dependendo das condições de preparo e classificando-se de acordo com as condições apresentadas na tabela 1:

Tabela 1 - Classificação do concreto pela resistência característica

Condições de preparo	Classe de Resistência	Medição dos materiais		
		Cimento	Água	Agregados
B	C10 a C20	Massa	Volume, com dispositivo dosador (1)	Volume (2)
	C10 a C25	Massa	Volume, com dispositivo dosador (1)	Massa ou volume (3)
A	C10 a C80	Massa	Massa ou volume com dispositivo dosador (1)	Massa

Notas:

(1) corrigida em função da umidade do agregado miúdo, determinada por ensaio.

(2) volume do agregado miúdo, corrigido através da curva de inchamento, e a umidade determinada, pelo menos, três vezes no mesmo turno de serviço.

(3) umidade da areia medida no canteiro, em balanças aferidas, para permitir a rápida conversão de massa para volume de agregados.

c) Preparo

Para os concretos executados no canteiro, antes do início da concretagem deve ser preparada uma amassada de concreto, para comprovação e eventual ajuste do traço definido no estudo de dosagem.

O preparo do concreto destinado às estruturas deve ser mecânico, em pequenos volumes nas obras de pequena importância, não podendo ser aumentada, em hipótese alguma, a quantidade de água prevista para o traço.

Os sacos de cimento rasgados, parcialmente usados ou com cimento endurecido devem ser rejeitados.

Os componentes do concreto, medidos de acordo com a alínea "b", devem ser misturados até formar uma massa homogênea. O tempo mínimo de mistura em betoneira estacionária é de 60 segundos, aumentado em 15 segundos para cada metro cúbico de capacidade nominal da betoneira, ou conforme especificação do fabricante. Para central de concreto e caminhão betoneira deve ser atendida a ABNT NBR 7212:1984. Após a descarga, não podem ficar retidos nas paredes do misturador volumes superiores a 5% do volume nominal.

Quando o concreto for preparado por empresa de serviços de concretagem, a central deve assumir a responsabilidade por este serviço e cumprir as prescrições relativas às etapas de execução do concreto (ABNT NBR-12655:2006), bem como as disposições da ABNT NBR-7212:1984.

O concreto deve ser preparado somente nas quantidades destinadas ao uso imediato. Não deve ser permitida a remistura do concreto parcialmente endurecido.

d) Transporte

Quando a mistura for preparada fora do local da obra, o concreto deve ser transportado em caminhões betoneiras, não podendo haver segregação durante o transporte, nem apresentar temperaturas fora da faixa de 5°C a 30°C. A velocidade do tambor giratório não deve ser menor que duas nem

maior que seis rotações por minuto. Qualquer motivo provável da aceleração da pega deve acelerar o período completo de descarregamento, ou devem ser empregados aditivos retardadores da pega. O intervalo entre as entregas deve ser tal que não permita o endurecimento parcial do concreto já colocado, não excedendo há 30 minutos.

O intervalo entre a colocação de água no tambor e a descarga final do concreto da betoneira nas fôrmas não deve exceder o tempo de início de pega do cimento, devendo a mistura ser revolvida, de modo contínuo, para que o concreto não fique em repouso antes do seu lançamento, por tempo superior a 30 minutos. No transporte horizontal devem ser empregados carros especiais providos de rodas de pneus e evitado o uso de carros com rodas maciças, de ferro ou carrinhos comuns.

e) Lançamento

O lançamento do concreto só pode ser iniciado após o conhecimento dos resultados dos ensaios da dosagem, verificação da posição exata da armadura, limpeza das fôrmas, que, quando de madeira, devem estar suficientemente molhadas, e do interior removidos os cavacos de madeira, serragem e demais resíduos de operações de carpintaria. Devem ser tomadas precauções para não haver excesso de água no local de lançamento, o que pode ocasionar a possibilidade do concreto fresco vir a ser lavado.

Não são permitidos lançamentos do concreto de uma altura superior a 2 m, ou acúmulo de grande quantidade em um ponto qualquer e posterior deslocamento ao longo das fôrmas. Na concretagem de colunas ou peças altas, o concreto deve ser introduzido por janelas abertas nas fôrmas, e fechadas à medida que a concretagem avançar.

Dispositivos, tais como calhas, tubos ou canaletas, podem ser usados como auxiliares no lançamento do concreto, dispostos de modo a não provocar segregação, devendo ser mantidos limpos e isentos de camada de concreto endurecido e, preferencialmente, executados ou revestidos com chapas metálicas.

O concreto somente pode ser colocado sob água quando sua mistura possuir excesso de cimento de 20% em massa. Em hipótese alguma deve ser empregado concreto submerso com consumo de cimento inferior a 350 kg/m³. Para evitar segregação, o concreto deve ser cuidadosamente colocado na posição final em uma massa compacta, por meio de funil ou de caçamba fechada, de fundo móvel, e não perturbado depois de ser depositado. Cuidados especiais devem ser tomados para manter a água parada no local de depósito. O concreto não deve ser colocado diretamente em contato com a água corrente.

Quando usado funil, este deve consistir de um tubo de mais de 25 cm de diâmetro, construído em seções acopladas umas às outras, por flanges providas de gaxetas. O modo de operar deve permitir movimento livre da extremidade de descarga e seu abaixamento rápido, quando necessário, para estrangular ou retardar o fluxo. O enchimento deve processar-se por método que evite a lavagem do concreto. O terminal deve estar sempre dentro da massa do concreto e o tubo deve conter suficiente quantidade de concreto, para não haver penetração de água. O fluxo do concreto deve ser contínuo e regulado, de modo a obter camadas aproximadamente horizontais, até o término da concretagem.

Quando o concreto for colocado com caçamba de fundo móvel, esta deve ter capacidade superior a meio metro cúbico (0,50 m³). Baixar a caçamba, gradual e cuidadosamente, até apoiá-la na fundação preparada ou no concreto já colocado; elevá-la muito vagarosamente durante o percurso de descarga. Pretende-se, com isto, manter a água tão parada quanto possível no ponto de descarga e evitar agitação da mistura.

f) Adensamento

O concreto deve ser bem adensado dentro das fôrmas, mecanicamente; usar vibradores, que podem ser internos, externos ou superficiais, com frequência mínima de 3000 impulsos por minuto. O número de vibradores deve permitir adensar completamente, no tempo adequado, todo o volume de concreto a ser colocado. Somente deve ser permitido o adensamento manual em caso de interrupção no fornecimento de força motriz e pelo mínimo período indispensável ao término da moldagem da peça em execução, com acréscimo de 10% de cimento, sem aumento da água de amassamento.

Normalmente, devem ser utilizados vibradores de imersão internos; os externos, apenas quando as dimensões das peças não permitirem inserção do vibrador, ou junto com os internos, quando se desejar uma superfície de melhor aparência; e os vibradores superficiais, em lajes e pavimentos.

O vibrador de imersão deve ser empregado na posição vertical, evitando-se o contato demorado com as paredes das fôrmas ou com a armação, bem como a permanência demasiada em um mesmo ponto. Não deve ser permitido o uso do vibrador para provocar o deslocamento horizontal do concreto nas fôrmas. O afastamento de dois pontos contíguos de imersão do vibrador deve ser de, no mínimo, 30 cm. Pode, ainda, ser utilizado o concreto auto adensável.

g) Cura do concreto

Para atingir sua resistência total, o concreto deve ser curado e protegido eficientemente da chuva e contra a evaporação da água de amassamento ocasionada pelo sol e vento. A cura deve continuar durante um período mínimo de sete dias após o lançamento, caso não existam indicações em contrário. Para o concreto protendido, a cura deve prosseguir até que todos os cabos estejam protendidos. Sendo usado cimento de alta resistência inicial, esse período pode ser reduzido.

A água para a cura deve ser da mesma qualidade usada para a mistura do concreto. Podem ser utilizados, principalmente, os métodos de manutenção das fôrmas, cobertura com filmes plásticos, colocação de coberturas úmidas, aspersão de água ou aplicação de produtos especiais que formem membranas protetoras.

h) Juntas de concretagem

As juntas de concretagem devem obedecer, rigorosamente, ao disposto no Plano de Concretagem, integrante do projeto. O número de juntas de concretagem deve ser o menor possível.

5.3.2 Concreto ciclópico ou concreto simples

Onde for necessário o emprego de concreto ciclópico, adicionar concreto, preparado como mencionado na subseção 5.3.1, com volume de até 30% de pedras de mão, lavadas, saturadas com água e envolvidas com 5 cm, no mínimo, de concreto.

Nenhum concreto a ser empregado em concreto ciclópico deve ter resistência característica à compressão (f_{ck}) inferior a 12 MPa .

5.3.3 Argamassa

As argamassas devem ser preparadas em betoneiras. Sendo permitida a mistura manual, a areia e o cimento devem ser misturados a seco até obter-se coloração uniforme, quando, então, deve ser adicionada a água necessária para a obtenção da argamassa de boa consistência, para manuseio e espalhamento fáceis com a colher de pedreiro. A argamassa não empregada em 45 minutos após a preparação deve ser rejeitada e não deve ser permitido seu aproveitamento, mesmo com adição de mais cimento.

As argamassas destinadas ao nivelamento das faces superiores dos pilares e preparo do berço dos aparelhos de apoio devem ter resistência característica mínima à compressão de 25 MPa.

5.3.4 Calda de cimento para injeção

Produto da mistura conveniente de cimento, água e, eventualmente, de aditivos, para preenchimento de bainhas ou dutos de armadura de protensão de peças de concreto protendido, a fim de proteger a armadura contra a corrosão e garantir a aderência posterior ao concreto da peça.

Recomenda-se a injeção até, no máximo, oito dias após a protensão dos cabos.

O cimento utilizado deve ser o cimento Portland comum, ou outro tipo de cimento que satisfaça às seguintes exigências:

- a) teor de cloro proveniente de cloreto: máximo igual a 0,10%;
- b) teor de enxofre proveniente de sulfetos (ABNT NBR NM 19:2004): máximo igual a 0,20%.

A água pode ser considerada satisfatória, se atender ao constante da subseção 7.1.3 desta Norma.

Não são permitidos aditivos que contenham halogenetos ou reatores ao material de calda e deteriore ou ataquem o aço.

O fator água/cimento não deve ser superior a 0,45, em massa.

Para execução do serviço de injeção deve ser seguido o Anexo B - Execução da injeção de calda de cimento Portland em concreto protendido com aderência posterior, da ABNT NBR 14931 :2003.

6 Condicionantes ambientais

Deve ser atendido o estabelecido na documentação técnica-ambiental do empreendimento, constituída pelo Componente Ambiental do Projeto de Engenharia e os Programas Ambientais pertinentes do Plano Básico Ambiental - PBA, em particular, o referente ao tratamento dos resíduos da construção civil e, também, observadas as recomendações e exigências dos órgãos ambientais e as normas técnicas, em particular, a Norma DNIT 070/2006-PRO - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento.

7 Inspeções

7.1 Controle dos insumos

A ABNT NBR 12654:1992 fixa as condições exigíveis para realização do controle tecnológico dos materiais componentes do concreto.

7.1.1 Cimentos

Os ensaios de cimento devem ser feitos em laboratório, de acordo com as normas ABNT NBR NM 10:2004 (quando necessário), ABNT NBR 7215:1996, ABNT NBR NM 76:1998, ABNT NBR NM 43:2003, ABNT NBR NM 65:2003 e ABNT NBR 11582:1991.

O peso do saco de cimento deve ser verificado para cada 50 sacos fornecidos, com tolerância de 2%.

7.1.2 Agregados miúdo e graúdo

Devem obedecer à Norma ABNT NBR 7211 :2005.

7.1.3 Água

O controle da água deve ser feito, desde que apresente aspecto ou procedência duvidosa. Para utilização em concreto armado ou protendido deve ser considerada satisfatória se apresentar pH entre

5,8 e 8,0 e respeitar os seguintes limites máximos:

- a) matéria orgânica: 3 mg/l (oxigênio consumido);
- b) resíduo sólido: 5000 mg/l;
- c) sulfatos: 300 mg/l (íons SO₄);
- d) cloretos: 500 mg/l (íons Cl)
- e) açúcar: 500 mg/l.

Para casos especiais considerar outras substâncias prejudiciais.

O gelo a ser utilizado, quando necessário para resfriamento da mistura (concreto ou calda de cimento), deve obedecer aos requisitos acima.

Nos ensaios comparativos de pega e resistência à compressão, executados de acordo com a Norma **DNIT 037/2004-ME**, adotando-se como comparação uma água de boa qualidade ou, de preferência, uma água destilada, os resultados obtidos com a pasta e argamassa executadas com água suspeita devem apresentar:

- a) O tempo de início de pega deve ser igual, no mínimo, ao tempo de início de pega da pasta confeccionada com água de boa qualidade, menos 30 minutos;
- b) O tempo de fim de pega deve ser igual, no máximo, ao tempo de fim de pega da pasta confeccionada com água de boa qualidade, mais 30 minutos;
- c) A redução da resistência da argamassa executada com água suspeita, em relação à argamassa executada com água considerada satisfatória, não pode ser maior que 10%, nos ensaios aos 7 e 28 dias.

7.2 Controle da produção

7.2.1 Concreto

De acordo com a Norma ABNT NBR 12655:2006, para a garantia da qualidade do concreto a empregar na obra, para cada tipo e classe de concreto, devem ser realizados os ensaios de controle adiante relacionados, além de outros recomendados em projetos específicos:

- a) ensaios de consistência, de acordo com a ABNT NBR NM 67:1998 e/ou ABNT NBR NM 68:1998 (para concreto auto adensável), sempre que ocorrerem alterações na umidade dos agregados, na primeira amassada do dia, após o reinício, seguido de interrupção igualou superior a 2 horas, na troca de operadores e cada vez que forem moldados corpos de prova. Para concreto fornecido por terceiros devem ser realizados ensaios a cada caminhão;
- b) ensaios de resistência à compressão, de acordo com a ABNT NBR 5739:2009.

A consistência do concreto deve atender aos valores estipulados para cada situação. Caso não atenda na primeira amostra, repetir nova amostragem; se persistir, provavelmente não apresenta a necessária plasticidade e coesão. Verificar a causa e corrigir antes da utilização, com exceção para os concretos cuja plasticidade exceda os limites dos métodos de ensaio, como o concreto bombeado.

A amostragem mínima do concreto para ensaios de resistência à compressão deve ser feita dividindo-se a estrutura em lotes. Cada lote corresponderá a um elemento estrutural, limitado pelos critérios

da Tabela 2, adaptada da ABNT NBR 12655:2006 e apresentada a seguir:

Tabela 2 - Critérios de amostragem mínima para ensaios de resistência

Limites superiores	Solicitação principal dos elementos da estrutura	
	Compressão ou Compressão e Flexão	Flexão Simples
Volume de concreto	50 m³	100 m³
Tempo de concretagem	3 dias de concretagem (1)	
(1) Este período deve estar compreendido no prazo total máximo de sete dias e inclui eventuais interrupções para tratamento de juntas.		

De cada lote retirar uma amostra de, no mínimo, seis exemplares, para os concretos até a classe C50, e doze exemplares para as classes superiores a C50.

Cada exemplar deve ser constituído por dois corpos de prova da mesma amassada, para cada idade do rompimento, moldados no mesmo ato. A resistência do exemplar de cada idade deve ser considerada a maior dos dois valores obtidos no ensaio. O volume de concreto, para a moldagem de cada exemplar e determinação da consistência, deve ser de 1,5 vezes o volume necessário para estes ensaios, e nunca menor que 30 litros.

A coleta deste concreto em betoneiras estacionárias deve ocorrer enquanto o concreto está sendo descarregado, representando o terço médio da mistura. Caso contrário, deve ser tomada imediatamente após a descarga, retirada de três locais diferentes, evitando-se as bordas. Homogeneizar o concreto sobre o recipiente com o auxílio de colher de pedreiro, concha metálica ou pá.

A coleta deste concreto em caminhão betoneira deve ocorrer enquanto o concreto está sendo descarregado e obtida em duas ou mais porções, do terço médio da mistura.

Para o concreto bombeado, a coleta deve ser feita em uma só porção, colocando-se o recipiente sob o fluxo de concreto na saída da tubulação, evitando-se o início e o fim do bombeamento.

Tabela 3 – Inspeção da calda de cimento para injeção

Ensaio	Método	Frequência e local da amostragem	Limites admitidos
Fluidez	NBR 7682:1983	Em cada cabo, uma vez na entrada e quantas forem necessárias na saída da bacia.	Imediatamente antes da injeção: máximo de 18 segundos. Na saída da bacia: mínimo de 8 segundos.
Vida Útil	NBR 7685:1983	Uma vez para a mesma composição e condição de mistura, no recipiente da estocagem.	Índice de fluidez maior que 18 segundos, durante o período de 30 minutos, após a conclusão da mistura.

Exsudação	NBR 7683:1983	Uma vez no início do primeiro dia de trabalho, repetindo-se no máximo, a cada 100 sacos de cimento consumidos por frente de trabalho e/ou a cada duas semanas; e a cada vez que mudar a composição e/ou condição de mistura e/ou materiais. As amostras devem ser coletadas no recipiente de estocagem da calda.	3 horas após a mistura, a água exsudada máxima de 2% do volume inicial da calda.
Expansão	NBR 7683:1983		Quando empregados aditivos expansões, 3 horas após a mistura, expansão total livre máxima 7% do volume inicial da calda. A calda deve ser injetada em um tempo tal que, no mínimo, 70% da expansão total livre ocorra dentro da bacia.
Resistência à compressão	NBR 7684:1983		$f_{ck28} > 25 \text{ MPa}$

7.2.2 Concreto ciclópico

O concreto empregado em concreto ciclópico deve ser submetido ao controle especificado na subseção 7.2.1, assim como dos insumos, conforme subseção 7.1.

7.2.3 Argamassa

As argamassas devem ser controladas através dos ensaios de qualidade de água e de areia.

7.2.4 Calda de cimento para Injeção

Os materiais devem ser medidos com precisão de 2, sendo o cimento medido em massa. Além do controle estabelecido, com antecedência e em separado, para a água e o cimento, devem ser realizados os seguintes ensaios para a calda constantes da Tabela 3, de acordo com a Norma ABNT NBR 7681 :1983.

7.3 Verificação do produto

7.3.1 Concreto

O controle pode ser feito por amostragem parcial, quando são retirados exemplares de algumas betoadas de concreto, atendidas as limitações já constantes da subseção 7.2.1, ou por amostragem total, quando são retirados exemplares de todas as amassadas de concreto e o valor estimado da resistência característica à compressão (fekest), na idade específica, obtido conforme Tabela 4:

Tabela 4 - Resistência Característica Estimada f_{ck} est

Amostragem parcial		Amostragem total	
$6 \leq n < 20$	$n \geq 20$	$n \leq 20$	$n > 20$
$f_{ckest} = 2 \frac{f_1 + \dots + f_{m-1}}{m - 1} - f_m$ Se maior que $\Psi_5 \cdot f_1$	$f_{cm} - 1,65 S_d$	f_1	f_1

Sendo: n = número de exemplares

$m = n/2$, desprezando-se o valor mais alto de n , se n for ímpar

$f_1, f_2, \dots, f_n$ = valores das resistências dos exemplares, em ordem crescente

Ψ_6 = valores constantes da Tabela 5 - "Valores de Ψ_6 "

f_{cm} = resistência média dos exemplares do lote, em MPa

S_d = desvio padrão do lote para $n - 1$ resultados, em MPa

$i = 0,05n$, adotando-se a parte inteira imediatamente superior, para o valor de i fracionário.

No início da obra ou quando não se conhecer o valor do desvio padrão S_d considerar os seguintes valores para S_d , de acordo com a condição de preparo:

Condição A: $S_d = 4,0$ MPa

Condição B: $S_d = 5,5$ MPa

As condições A e B de preparo do concreto são as descritas na subseção 5.6.3.1 da Norma ABNT NBR 12655:2006.

TABELA 5 - VALORES DE ' Ψ_6 '

Condição de preparo	Número de Exemplares (n)										
	2	3	4	5	6	7	8	10	12	14	~ 16
A	0,82	0,86	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,97	0,99	1,00	1,02
B	0,75	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	1,00	1,02

Em casos excepcionais, a estrutura pode ser dividida em lotes de, no máximo, $10m^3$, com um número de exemplares entre 2 e 5.

A resistência característica, nestes casos, é determinada pela fórmula:

$$F_{ckest} = \Psi_6 \cdot f_1$$

Os lotes de concreto devem ser aceitos automaticamente, quando atingirem, na idade de controle: $f_{ckest} \geq f_{ck}$

7.3.2 Calda de cimento

O controle da calda de cimento deve ser realizado conforme Tabela 3, inclusive o referente à resistência à compressão.

7.4 Condições conformidade e não-conformidade

Todos os ensaios de controle e verificações dos insumos, da produção e do produto devem ser realizados de acordo com o Plano da Qualidade (PGQ), constante da proposta técnica aprovada e con-

forme a subseção 5.2 da Norma DNIT 011/2004-PRO.

Os resultados do controle estatístico (subseção 7.3.1) devem ser analisados e registrados em relatórios periódicos de acompanhamento, de acordo com a Norma DNIT 011/2004-PRO, que estabelece os procedimentos para o tratamento das não-conformidades dos insumos, da produção e do produto.

Cabe à Fiscalização adotar as providências para o tratamento das não-conformidades.

Os serviços devem ser considerados conformes se atendidas todas as condições estabelecidas nesta Norma.

8 Critérios de medição

Os materiais considerados conformes de acordo com esta Norma devem ser medidos pelos critérios a seguir.

8.1 Concreto

O concreto simples, armado, protendido ou ciclópico, deve ser medido por metro cúbico de concreto lançado no local, cujo volume deve ser calculado em função das dimensões indicadas no projeto ou, quando não houver indicação no projeto, pelo volume medido no local de lançamento. Inclui o fornecimento dos materiais, preparo, mão-de-obra, utilização de equipamento, ferramentas, transportes, lançamento, adensamento, cura, controle e qualquer outro serviço necessário à concretagem.

8.2 Argamassa

A argamassa deve ser medida por metro cúbico aplicado, em função das dimensões indicadas no projeto. Não cabe medição em separado, quando se tratar de alvenaria de pedra argamassada.

8.3 Calda de cimento para injeção

Deve ser medida em conjunto com a protensão.

NORMA DNIT 118/2009 - ES

Pontes e viadutos rodoviários - Armaduras para concreto armado - Especificação de serviço

Resumo

Este documento define a sistemática empregada para o recebimento, corte, dobramento e colocação nas fôrmas, de barras e fios de aço, destinados a armaduras para estruturas de concreto armado em pontes e viadutos rodoviários.

São, também, apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e ensaios, condicionantes ambientais, controle da qualidade, condições de conformidade e não conformidade e o critério de medição dos serviços.

Sumário

Prefácio

- 1 Objetivo
- 2 Referências normativas
- 3 Definições
- 4 Condições gerais
- 5 Condições específicas
- 6 Condicionantes ambientais
- 7 Inspeções
- 8 Critério de medição
- Anexo A (Informativo) Bibliografia

Prefácio

A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para os serviços de armaduras de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009- PRO, cancela e substitui a Norma DNER-ES 331/97.

1 Objetivo

Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis para o recebimento e manuseio de armaduras em pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (inclusive emendas).

- a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5916* - Junta de tela de aço soldada para armadura de concreto - Ensaio de resistência ao cisalhamento. Rio de Janeiro.
- b) _____. *NBR 6118* - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.
- c) _____. *NBR 6153* - Produto metálico - Ensaio de dobramento semi-guiado. Rio de Janeiro.

- d) _____. *NBR ISO 6892* - Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro.
- e) _____. *NBR 7187* - Projeto de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro.
- f) _____. *NBR 7477* Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado. Rio de Janeiro.
- g) _____. *NBR 7480* - Aço destinado a armadura para concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro.
- h) _____. *NBR 7481* - Tela de aço soldada - Armadura para concreto. Rio de Janeiro.
- i) _____. *NBR 8548* - Barras de aço destinadas a armaduras para concreto armado com emenda mecânica ou por solda - Determinação da resistência à tração. Rio de Janeiro.
- j) _____. *NBR 8965* - Barras de aço CA 42 S com características de soldabilidade destinadas a armaduras para concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro.
- k) _____. *NBR 14931* - Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.
- l) _____. BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009-PRO* - Elaboração e apresentação de normas do DNIT - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.
- m) _____. *DNIT 011/2004-PRO* - Gestão da qualidade em obras rodoviárias - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2004.
- n) _____. *DNIT 070-PRO* - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma, são adotadas as definições seguintes:

3.1 Armadura

Conjunto de elementos de aço de uma estrutura de concreto armado ou protendido.

3.2 Barras

Produtos de aço obtidos por laminação a quente, de seção circular simples ou com deformações superficiais.

3.3 Fios

Produtos de aço de diâmetro inferior ou igual a 10 mm, obtidos por trefilação, operação que consiste em esticar o aço, várias vezes, reduzindo cada vez mais seu diâmetro.

3.4 Malhas ou telas

Produtos de aço formados por fios de aço, soldados entre si, por caldeamento, nos pontos de cruzamento.

3.5 Barras e fios de Classe A

Produtos laminados a quente, em geral com escoamento definido,

3.6 Barras e fios de Classe B

Produtos encruados por deformação a frio, sem patamar de escoamento.

3.7 Aço CA 25

Barras laminadas, categoria A, com superfície lisa e limite de escoamento de 25 kN/cm².

3.8 Aço CA 50A e CA 50B

Barras laminadas, com superfície deformada, com limite de escoamento de 50 kN/cm².

3.9 Aço CA 60 B

Fios treilados, $d \leq 10$ mm, de superfície lisa ou deformada, com limite de escoamento de 60 kN/cm²;

3.10 Diâmetro nominal

Valor que representa o diâmetro equivalente da seção transversal típica do fio ou da barra, expresso em milímetros.

3.11 Massa linear nominal

Valor que representa a massa por unidade de comprimento do fio ou da barra de diâmetro nominal específico, expresso em quilogramas por metro.

3.12 Área nominal

Valor que representa a área da seção transversal do fio ou da barra de diâmetro nominal específico, expresso em milímetros quadrados.

3.13 Partida

Conjunto de lotes apresentados para inspeção de uma só vez.

3.14 Fornecimento

Conjunto de partidas que perfaz a quantidade total da encomenda.

3.15 Lote

Grupo de barras ou fios de procedência identificada, de mesma categoria, classe, diâmetro nominal e configuração geométrica superficial, apresentado à inspeção como um conjunto unitário, cuja massa não supera 30 toneladas.

4 Condições gerais

Somente podem ser usados em pontes e viadutos rodoviários de concreto armado, as barras, fios e telas de aço que atendam às condições estabelecidas nas Normas ABNT NBR- 7480:2007 e ABNT NBR- 7481:1990. Outros aços somente podem ser utilizados após a elaboração de normas particulares do projeto em questão, e os ensaios de recebimento e aceitação devem ser feitos em laboratórios nacionais de reconhecidas capacidade e idoneidade.

As barras laminadas devem ter comprimento de 12 metros, com tolerância de ± 1 ; podem ser lisas, quando a seção transversal é um círculo razoavelmente definido, ou podem ter rugosidades, com intuito de melhorar a aderência entre concreto e aço.

Os fios podem ser fornecidos em feixes ou rolos, podendo, também, ter perfil liso ou com rugosidades; as telas de aço podem ser fornecidas em rolos ou tabletes.

Dependendo da agressividade do meio ambiente, os aços oxidam-se com maior ou menor velocidade, motivo pelo qual, após uma observação visual para verificar os padrões de geometria e perfil, a existência ou não de bolhas, fissuras, esfoliações, corrosão e outras irregularidades, os aços recebidos devem ser imediatamente estocados em local abrigado e sobre estrados de madeira, afastados do chão.

5 Condições específicas

5.1 Materiais

No concreto armado utilizam-se apenas as armaduras passivas, definidas como as armaduras que não sejam usadas para produzir forças de protensão, isto é, que não sejam previamente alongadas.

Nos projetos de estruturas de concreto armado deve ser utilizado aço classificado pela ABNT NBR 7480:2007 com o valor característico da resistência de escoamento

nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60; as seções transversais nominais devem ser as estabelecidas na

ABNT NBR 7480:2007. As letras CA significam concreto armado, seguindo-se os números que indicam o limite de escoamento em $\text{kgf/mm}^2 = \text{kN/cm}^2$.

As armaduras podem ser constituídas de barras, fios e telas de aço.

5.1.1 Barras e fios

a) Classificação

Conforme o processo de fabricação e diagrama tensão deformação, as barras e fios são divididos nas Classes A e B; os aços Classe A são laminados a quente, em geral com escoamento definido, caracterizado por patamar no diagrama tensão-deformação, e os aços Classe B são encruados por deformação a frio e sem patamar de escoamento. O limite de escoamento é definido como a tensão que produz, no descarregamento, uma deformação unitária permanente de 0,2.

b) Características

- Tipo de superfície

As barras e fios podem ser lisos ou providos de saliências ou mossas; para cada categoria de aço, o coeficiente de conformação superficial mínimo η_b , determinado através de ensaios de acordo com a ABNT NBR 7477:1982, deve atender ao indicado na ABNT NBR 7480:2007. A configuração e a geometria das saliências ou mossas devem atender, também, ao que é especificado nas seções 9 e 23 da ABNT NBR 6118:2007, desde que existam solicitações cíclicas importantes.

Para os efeitos desta Norma, a conformação superficial é medida pelo coeficiente η_1 , cujo valor está relacionado ao coeficiente de conformação superficial conforme estabelecido na Tabela 8.2 da ABNT NBR 6118:2007;

- Massa específica

Adota-se, para massa específica do aço de armadura passiva, o valor de 7850 kg/m^3 ;

- Característica dos aços para soldabilidade

Para que o aço seja considerado soldável, sua composição deve obedecer aos limites estabelecidos na ABNT NBR 8965:1985.

A emenda de aço soldada deve ser ensaiada à tração segundo a ABNT NBR 8548:1984; a carga de ruptura mínima, medida na barra soldada, deve satisfazer ao especificado na ABNT NBR 7480:2007 e o alongamento sob carga deve ser tal que não comprometa a ductilidade da armadura. O alongamento total plástico medido na barra soldada deve atender a um mínimo de 2;

- Eletrodo para emenda

O eletrodo deve ser constituído de metal de características idênticas às do metal base e deve apresentar revestimento básico que dificulte a fissuração a quente, pela absorção de hidrogênio, baixo teor de hidrogênio para aço CA 50 e possuir tensões de escoamento iguais ou superiores ao material das barras a serem soldadas. Devem ser mantidos em lugar seco, de preferência em estufas; é vedado o uso de eletrodos úmidos no momento da soldagem.

Nota: Outras características particulares, para cada caso, devem ser especificadas no projeto.

5.1.2 Telas de aço

As telas de aço são fabricadas com fios de categoria CA 50 B ou CA 60. As tabelas dos fabricantes devem conter, no mínimo, o nome do fabricante, o tipo de aço, a designação da tela, a área da seção dos fios longitudinais e transversais, em", o diâmetro dos fios longitudinais, em mm, o espaçamento entre fios longitudinais e transversais ou entre feixes longitudinais, em cm, e a massa por unidade de área, em kg/m².

5.2 Equipamentos

Os equipamentos necessários à execução dos serviços devem atender aos requisitos da subseção 6.4 da ABNT NBR 14931 :2003.

A natureza, capacidade e quantidade do equipamento a ser utilizado dependem do tipo e dimensão do serviço a executar. Devem constar na relação a ser apresentada pelo executante: máquina de corte e de dobramento de aço, máquinas soldadoras com potência igualou superior a 0,025 KVA/mm² e regulação automática.

5.3 Execução

Devem ser atendidas as especificações da seção 8 da Norma ABNT NBR 14931:2003.

5.3.1 Transporte e armazenamento

Cuidados especiais devem ser tomados no transporte, principalmente, evitando a ação de impurezas e corrosões prejudiciais à aderência, à perda de identificação e à ruptura de soldas em elementos pré-fabricados e em telas soldadas.

O armazenamento deve ser feito sem contato com o solo, sobre estrados, ao abrigo da chuva e em ambiente ventilado.

5.3.2 Corte e dobramento

Os cortes e dobras devem obedecer às dimensões e formas indicadas no projeto; processos mecânicos não devem permitir raios menores que os especificados em nenhum dos pontos da armadura.

As barras de aço Classe B devem ser sempre dobradas a frio; as barras não podem ser dobradas junto às emendas soldadas.

5.3.3 Emenda das barras

a) Tipos

Conforme subseção 9.5.1 da Norma ABNT NBR 6118:2007, os tipos de emendas das barras são:

- Por traspasse;
- Por luvas com preenchimento metálico, rosqueadas ou prensadas;

- Por solda;
- Por outros dispositivos devidamente justificados.

b) Características

- Emendas por traspasse:
 - Proporção de barras emendadas;
 - Comprimento de traspasse de barras tracionadas e isoladas;
 - Comprimento por traspasse de barras comprimidas e isoladas;
 - Armadura transversal nas emendas por traspasse;
 - Emendas por traspasse em feixes de barras

Consultar ABNT NBR 6118:2007;

- Emendas por luvas rosqueadas, Consultar ABNT NBR 6118:2007;
- Emendas por solda

Consultar ABNT NBR 6118:2007.

5.3.4 Montagem das armaduras

As barras de aço, para montagem, devem ser limpas, sendo removidas ferrugens, argamassas e manchas de óleo e graxa, antes de introduzidas nas fôrmas; devem ser verificadas as dimensões, as posições indicadas no projeto, os espaçamentos, o acesso do concreto para envolvimento de todas as barras, os traspasses e os cobrimentos das barras.

Para manter as barras na posição desejada e garantir o cobrimento mínimo permite-se o uso de arames e de tarugos de aço ou tacos de concreto ou argamassa; o tarugo de aço só deve ser aceito se o cobrimento de concreto no local tiver a espessura mínima recomendada no projeto.

5.3.5 Cobrimento e proteção das armaduras

A ABNT NBR 6118:2007 introduziu novos conceitos e exigências no cobrimento, qualidade do concreto e proteção das armaduras, todos dependentes da agressividade do meio ambiente e visando aumentar a durabilidade da obra.

a) Agressividade do meio ambiente

A Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2007 considera quatro classes de agressividade ambiental:

- Agressividade fraca;
- Agressividade moderada;
- Agressividade forte; Agressividade muito forte;

- b) Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Consultar Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2007.

- c) Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento mínimo para tsc = 10 mm

Consultar Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2007.

6 Condicionantes ambientais

Para evitar a degradação do meio ambiente deve ser atendido o estabelecido no Projeto de Engenharia, nos Programas Ambientais pertinentes do Plano Básico Ambiental - PBA, as recomendações/exigências dos órgãos ambientais e as normas técnicas, em particular, a Norma **DNIT 070/2006** - PRO - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento.

7 Inspeções

7.1 Controle dos insumos

7.1.1 No recebimento

As barras recebidas não devem apresentar defeitos prejudiciais, tais como fissuras, bolhas e corrosão excessiva.

Recomenda-se verificar as características geométricas das barras e fios. A massa real das barras de diâmetro nominal igualou superior a 10 mm e dos fios deve ser igual à sua massa nominal, com tolerância de $\pm 6\%$, e a tolerância para as barras de diâmetro nominal inferior a 10 mm é de $\pm 10\%$. A massa nominal é obtida pela multiplicação do comprimento pela área da seção nominal e por 7,85 kg/drn³. A tolerância de comprimento é de $\pm 1\%$, conforme seção 4 desta Norma.

Ainda podem ser verificadas, preliminarmente, as condições seguintes:

- a) se os eixos das nervuras transversais formam com o eixo da barra, ângulo igualou superior a 45°;
- b) se possuem pelo menos duas nervuras longitudinais contínuas e diametralmente opostas;
- c) se a altura média das nervuras ou profundidade das moedas é igualou superior a 4% do diâmetro nominal;
- d) se o espaçamento médio das nervuras transversais está entre 50% e 80% do diâmetro nominal;
- e) se as saliências abrangem, pelo menos, 85% do perímetro nominal da seção transversal.

7.1.2 Formação de amostras

Para verificação das propriedades mecânicas e conformação superficial das barras e fios deve ser feita uma amostragem, devendo haver clara distinção para partidas cujos lotes forem perfeitamente identificáveis e para os misturados ou não identificáveis.

Em cada partida, as barras ou fios devem ser repartidos em lotes, em função da categoria e do diâmetro nominal, cujas massas máximas estão indicadas na Tabela 1. Quando o fornecimento for em rolo, considerar o dobro dos volumes indicados para a massa máxima. Quando houver mistura ou não forem identificáveis, cabe ao inspetor orientar a formação de outros lotes para inspeção.

Tabela 1 - Massa máxima do lote (t)

Diâmetro Nominal (mm)	Categoria do aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
3,2	-	-	1,6
4	-	-	2
5	6,3	3,2	2,5
6,3	8	4	3,2
8	10	5	4
10	12,5	6,3	5
12,5	16	8	6,3
16	20	10	-
20	25	12,5	-
25	30,0	16	-
32	30,0	20	-
40	30,0	25	-

A contraprova deve ser feita quando qualquer corpo de prova da amostra inicial do plano de amostragem em questão não satisfizer às exigências da Norma ABNT NBR-7480:2007.

Para lotes de rolos, o número de exemplares da amostra deve ser o dobro do inicial da Tabela 2.

As amostras referentes às telas de aço devem considerar:

- Fios - deve ser retirada, aleatoriamente, uma amostra antes da fabricação da tela, para os ensaios de tração e dobramento de cada lote de fios; devem ser apresentados os resultados pelo produtor, quando solicitados.
- Telas - após a retirada aleatória de um painel ou rolo, extrair como amostra uma faixa transversal, contendo todos os fios longitudinais e apresentando as dimensões adequadas para a execução dos ensaios previstos.

7.1.3 Critérios para os planos de amostragem

As amostras devem ser extraídas aleatoriamente, de cada lote, e compostas de tantos exemplares quantos indicados nos planos de amostragem, resumidos na Tabela 2. Não deve ser permitida a retirada de mais de um exemplar de uma mesma barra ou fio reto. Em rolos, só deve ser permitida se o número de rolos for inferior ao número de exemplares; neste caso, retiram-se os exemplares das extremidades do mesmo rolo. O comprimento de cada exemplar deve ser de 2,20 m, desprezando-se a ponta de 20 cm da barra ou do fio.

Tabela 2 - N° de exemplares da amostra de cada lote

Plano	Amostragem	Corridas identificadas	Corridas não identificadas
1	inicial	1	2
	contraprova	2	3
2	inicial	2	3
	contraprova	2	3
3	inicial	3	4

	contraprova	3	4
--	-------------	---	---

Para os cinco primeiros lotes de fornecimento deve ser adotado o Plano 2; se aprovados, deve ser adotado o Plano 1 para os lotes seguintes. Se, entretanto, houver rejeição de um ou mais lotes, deve ser adotado o Plano 3 para os cinco lotes seguintes. Para os demais lotes de fornecimento a amostragem deve ser em função do plano adotado para os cinco lotes anteriores e os resultados dos ensaios correspondentes, de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3 - Critérios de amostragem

Inspeção dos lotes anteriores aos que devem ser inspecionados		Lotes da partida a ser inspecionada
Plano adotado	Resultados obtidos	Plano a ser adotado
1	Todos aprovados	1
2		1
3		2
1	Houve lote rejeitado	2
2		3
3		3
1	Houve mais de um lote rejeitado	3
2		3
3		3

Obs.: Para um mesmo fornecimento, os resultados obtidos na inspeção dos cinco últimos lotes da partida anterior definem o Plano de Amostragem da partida subsequente.

7.1.4 Ensaios

Cabe ao laboratório receber a amostra representativa do lote e verificar a sua autenticidade. Devem ser realizados ensaios de tração e de dobramento, obedecendo, respectivamente, as Normas ABNT NBR ISO 6892:2002 e ABNT NBR 6153:1988. Deve ser determinada a massa real nestes corpos de prova, mesmo que já feita em canteiro. O laboratório deve fornecer ao comprador o resultado desses ensaios. O ensaio de dobramento não se aplica a barras e fios emendados. As telas soldadas devem ser ensaiadas conforme a ABNT NBR 6153:1988 para dobramento e ABNT NBR 5916:1990 para cisalhamento.

7.2 Controle da execução

Deve ser verificado o atendimento às especificações constantes da subseção 5.3 desta Norma.

A amostragem de barras emendadas deve ser feita por tipo de emenda. Para cada conjunto de 50 ou menos emendas deve ser retirado um exemplar. Se qualquer corpo-de-prova não satisfizer às exigências da ABNT NBR 7480:2007 devem ser retiradas duas contraprovas do conjunto correspondente. O ensaio deve ser realizado de acordo com a ABNT NBR 8548:1984. As emendas de barras mecânicas ou soldadas devem satisfazer ao limite de resistência convencional à ruptura das barras não emendadas. No ensaio de qualificação o alongamento da barra emendada deve atender à seguinte inequação:

$$A \leq 0,1 + \frac{\sigma_{\max}}{2} \phi 10^{-4}$$

Sendo:

Φ = diâmetro nominal em mm

A = alongamento de 10 diâmetros, em mm

$\sigma_{m\acute{a}x}$ = tensão calculada pela carga máxima atuante na barra emendada durante o ensaio, em MPa.

7.3 Condições de conformidade e não-conformidade

Todos os ensaios de controle e verificação dos insumos e da execução devem ser realizados de acordo com o Plano da Qualidade (PGQ) constante da proposta técnica aprovada e conforme a subseção 5.2 da Norma DNIT 011/2004-PRO.

Cabe à Fiscalização adotar as providências para o tratamento das não-conformidades.

7.3.1 Conformidade

a) Material

O lote deve ser considerado conforme ao apresentar barras, fios e telas de aço sem defeitos prejudiciais, se a massa real estiver dentro das tolerâncias constantes da subseção 7.1.1 desta Norma e se satisfatórios os resultados dos ensaios de tração e dobramento de todos os exemplares retirados. Caso um ou mais destes resultados não atendam ao especificado, deve ser realizada uma contraprova única, sendo a amostra formada conforme a subseção 7.1.2 desta Norma. Caso todos os resultados da contraprova sejam satisfatórios, o lote deve ser aceito.

b) Emendas

Para barras emendadas, o conjunto especificado na subseção 7.2 deve ser aceito, caso os resultados da prova ou das duas contraprovas forem satisfatórios.

c) Telas de aço

A tela de aço soldada deve atender à Norma ABNT NBR 7481/1990.

O lote de tela de aço deve ser aceito se os ensaios de tração e dobramento ou cisalhamento da prova ou das duas contraprovas forem satisfatórios.

Admitem-se as quebras de juntas soldadas, desde que não excedam a 1% do número total por painel, ou de 1% do número total de 15 m² de tela, caso de rolos, e que 50 ou mais do total de juntas quebradas não se encontrem localizadas em um único fio.

7.3.2 Não-conformidade

O lote deve ser considerado não-conforme se não atender à subseção 7.3.1 ou se no ensaio de contraprova houver, pelo menos, um resultado que não satisfaça às exigências da Norma ABNT NBR 7480:2007, ou não atender à Norma ABNT NBR 7481/1990.

8 Critério de medição

As armaduras para concreto armado consideradas conformes com esta Norma, incluindo todos os serviços necessários à execução, devem ser medidas por quilograma de aço colocado nas fôrmas, de acordo com as listas do projeto.

NORMA DNIT 091/2006 - ES

Tratamento de aparelhos de apoio: concreto, neoprene e metálicos - Especificação de serviço

Resumo

Este documento define a sistemática a ser adotada na avaliação e recuperação de aparelhos de apoio de concreto, neoprene e metálicos nas obras-de-arte especiais. Descreve os procedimentos de recuperação, mas não os de substituição e aborda o manejo ambiental, as condições de conformidade e não conformidade e os critérios de medição.

Sumário

Prefácio

- 1 Objetivo
- 2 Referências normativas e bibliográficas
- 3 Definição
- 4 Condições gerais
- 5 Condições específicas
- 6 Manejo ambiental
- 7 Condições de conformidade e não conformidade
- 8 Critérios de medição

Prefácio

A presente Norma foi preparada pela Diretoria de Planejamento e Pesquisa para servir como documento base na definição da sistemática para ser empregada na execução dos serviços de recuperação dos aparelhos de apoio nas obras-de-arte especiais. Esta Norma está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2002 - PRO.

1 Objetivo

Esta Norma tem por objetivo estabelecer os procedimentos a serem seguidos nos serviços de recuperação dos aparelhos de apoio, de concreto, elastoméricos e metálicos; que incluem avaliação do estado do aparelho de apoio e serviços de recuperação, mas não os de substituição.

Os serviços de recuperação são necessários quando os aparelhos de apoio, fixos, móveis, deformáveis ou de escorregamento, deixam de atender, parcial ou integralmente, suas finalidades.

2 Referências normativas e bibliográficas

2.1 Referências normativas

- a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *EB 362*: sistema de classificação de materiais elastoméricos vulcanizados para aplicações gerais. Rio de Janeiro, 1974.
- b) _____. *NBR 6118*: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- c) _____. *NBR 8800*: projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites). Rio de Janeiro, 1986.
- d) _____. *NBR 9783*: aparelhos de apoio de elastômero fretado. Rio de Janeiro, 1987.

- e) _____. *NM IEC 60811-2-1: métodos de ensaio comuns para materiais de isolamento e de cobertura de cabos elétricos e ópticos - parte 2: métodos específicos para materiais elastoméricos - capítulo 1: ensaio de resistência ao ozônio, de alongamento a quente e de imersão em óleo mineral.* Rio de Janeiro, 2003.

2.2 Referências bibliográficas

- a) DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. *Manual de inspeção de pontes rodoviárias*. 2. ed. Rio de Janeiro, 2004.
- b) HARTLE, R. A. et al. *Bridge inspector's training manual'90*. Revised edition. Washington, D. C.: FHWA, 1995.
- c) LANGENDONCK, Telemaco Hyppolito de Macedo Van. *Cálculo de concreto armado*. São Paulo: ABCP, 1944-1950.
- d) LONG, J. E. *Bearings in structural engineering*. London: Newnes-Butterworks, 1974.
- e) NEGRI, José. *Las construcciones metálicas*. Buenos Aires: La Línea Recta, 1980.
- f) NEOPREX Indústria e Comércio. *Manual técnico*. Apresenta os aparelhos informações sobre de apoio de elastômero. Disponível em: <[http://www.neoprex.com.br/Manual/manual I.htm](http://www.neoprex.com.br/Manual/manual%20I.htm)>. Acesso em: 20 jul. 2006.

3 Definição

Aparelhos de apoio são dispositivos que fazem a transição entre a superestrutura e a mesoestrutura ou a infraestrutura, nas pontes não aporticadas; as três principais funções dos aparelhos de apoio são:

- a) transmitir as cargas da superestrutura à mesoestrutura ou à infraestrutura;
- b) permitir os movimentos longitudinais da superestrutura, devidos à retração própria da superestrutura e aos efeitos da temperatura, expansão e retração;
- c) permitir as rotações da superestrutura, motivadas pelas deflexões provocadas pela carga permanente e pela carga móvel.

4 Condições gerais

Uma classificação não aparelhos de apoio em muito precisa, grupa os duas grandes classes: elastoméricos e mecânicos; os apoios elastoméricos têm comportamento vertical elástico e acomodam movimentos horizontais e rotações comprimindo e deslocando as camadas de neoprene ou de materiais similares; os apoios mecânicos têm comportamento vertical rígido e acomodam movimentos horizontais e rotações por deslizamentos, rotações e movimentos pendulares.

Uma outra classificação simplesmente grupa os aparelhos de apoio em aparelhos de apoio fixos e aparelhos de apoio móveis.

A recuperação de aparelhos de apoio, nos casos extremos, implica no perfeito conhecimento de seu funcionamento e na avaliação das solicitações que sobre ele incidem.

A substituição de aparelhos de apoio, mesmo em pontes com vãos de modestas dimensões, é uma operação cara e difícil, quando esta substituição não foi prevista em projeto, apesar de obrigatória a partir da NBR 7187.

5 Condições específicas

5.1 Aparelhos de apoio elastoméricos

Os apoios elastoméricos têm uma grande capacidade para sobreviver à falta de manutenção e, salvo se foram fabricados com materiais de baixa qualidade, é muito difícil que entrem em colapso total; entretanto, os apoios elastoméricos podem tornar-se prematuramente inservíveis em virtude de uma série de causas, incluindo:

- a) danos não detectados durante a instalação;
- b) assentamento irregular, provocando uma sobrecarga adicional localizada;
- c) deslocamentos, rotações e cargas em serviço muito superiores aos estimados;
- d) agressividade não prevista do meio ambiente;
- e) ataque por produtos químicos.

Em virtude das dificuldades e dos custos da substituição dos aparelhos de apoio, o radicalismo anterior tem sido abrandado para uma certa tolerância com as deficiências dos antigos aparelhos de apoio elastoméricos: se há uma separação nítida entre superestrutura e a meso ou infraestrutura, se as deficiências do aparelho de apoio não causam prejuízos ao comportamento da estrutura e se não há trincas ou fissuras localizadas na região do apoio, em princípio, pode-se adiar a substituição do aparelho de apoio, dependendo, porém, dos resultados de verificações estruturais e de uma inspeção minuciosa.

5.1.1 Verificações estruturais

Devem ser verificados os comportamentos do aparelho de apoio à compressão, à rotação e ao cisalhamento.

5.1.2 Inspeção dos aparelhos de apoio elastoméricos

Os serviços de inspeção são os seguintes:

- a) inspecionar visualmente as faces acessíveis do aparelho; após alguns anos de serviço, pequenas fissuras de 2 a 3 mm de profundidade e de 2 a 3 mm de comprimento são toleráveis;
- b) verificar se o aparelho de apoio foi corretamente vulcanizado e se há chapas de aço fretantes visíveis e oxidadas;
- c) verificar se a face superior e a face inferior do aparelho estão totalmente em contato com a estrutura;
- d) se houver descolamento da estrutura, medir os ângulos entre as superfícies das estruturas em contato com o aparelho de apoio;
- e) medir as alturas do aparelho de apoio nas arestas e nos pontos centrais;
- f) medir as distorções do aparelho;
- g) verificar se o aparelho de apoio foi deslocado de sua posição original;
- h) verificar se há indícios da presença de óleos, graxas ou qualquer outra substância nociva ao elastômero;

- i) verificar se há juntas de dilatação defeituosas na superestrutura, muito próximas do aparelho de apoio ou diretamente sobre o aparelho;
- j) verificar se o aparelho está assentado sobre berço ou diretamente sobre a estrutura.

5.1.3 Decisão a adotar

Com os dados coletados na Inspeção, efetuadas as verificações estruturais e verificados os eventuais comprometimentos da estrutura, o engenheiro responsável estará em condições de decidir pelo aproveitamento do aparelho de apoio existente ou recomendar sua substituição, sempre tendo em vista que um aparelho de apoio elastomérico não pode ser recuperado.

5.2 Aparelhos de apoio fixos

5.2.1 Nomenclatura, tipos e considerações

Os aparelhos de apoio fixos de maior simplicidade são mais conhecidos como "articulações" e, os mais sofisticados, são os aparelhos de apoio metálicos; as articulações podem ser de chumbo ou de concreto.

Com exceção das articulações de chumbo que, em relativamente pouco tempo, tornaram-se inservíveis, os aparelhos de apoio, as articulações de concreto principalmente, foram superdimensionadas e suportam solicitações maiores que as do dimensionamento.

5.2.2 Articulações de chumbo

As articulações de chumbo, utilizadas antes do aparecimento do neoprene, foram uma experiência mal sucedida: o material escoava, permitindo que sua forma geométrica inicial, bem definida, se transformasse em uma lâmina delgada de contorno irregular.

A articulação de chumbo não pode ser recuperada e nem deve ser substituída por outra do mesmo material; a atitude a adotar dependerá exclusivamente de uma inspeção visual para decidir sobre sua substituição. Veja-se o Item 6.1, dispensadas as verificações estruturais.

5.2.3 Articulações de concreto

5.2.3.1 Articulações Freyssinet

A Articulação Freyssinet é uma articulação fixa de concreto que consiste em uma redução de seção da peça a articular; tem, em geral, 2 cm de altura e deve trabalhar com tensões elevadas, visando atingir a plastificação.

A articulação, que permite uma reduzida rotação da superestrutura, deve ser mantida limpa e desimpedida de detritos; a articulação, se convenientemente executada, não se degrada, mas pode provocar fissuras, trincas e quebras de cantos de suportes mal dimensionados e com fretagem deficiente.

Se a articulação ocupar, na sua maior dimensão, todo o apoio, é muito provável haver quebras de cantos dos apoios; se a fretagem for insuficiente, é certo o aparecimento de fissuras e trincas nos apoios.

A recuperação dos apoios deve ser feita com a retirada de detritos que possam impedir as rotações, o tratamento das eventuais quebras de cantos e de trincas e fissuras e o reforço da fretagem com encamisamentos e cintamentos.

5.2.3.2 Articulações Mesnager

As Articulações Mesnager, que não devem ser confundidas com as Articulações Freyssinet, são articulações fixas que transmitem esforços por aderência, através de barras cruzadas ancoradas nos blocos a articular, e cuja função é transmitir a força normal e resistir à força cortante que se manifestam nos dois blocos.

A recuperação de uma Articulação Mesnager passa por uma limpeza e retirada de detritos que possam impedir as rotações e, se necessário, com o tratamento de eventuais quebras se cantos e de trincas e fissuras e o reforço da fretagem com encamisamentos e cintamentos.

5.2.3.3 Articulações de contato de superfícies cilíndricas

As articulações fixas de superfícies cilíndricas, de concreto armado ou de concreto armado blindado, têm rotações garantidas pelas superfícies de contato cilíndricas; em virtude de serem dimensionadas com tensões de compressão elevadas o concreto destas articulações deve ser de alta qualidade;

O tratamento destas articulações passa pela remoção de detritos que possam impedir sua livre rotação e tratamento de eventuais e pouco prováveis trincas e fissuras.

5.2.4 Articulações metálicas

5.2.4.1 Considerações gerais

As articulações metálicas são altamente dependentes de manutenção cuidadosa e permanente, para que não fiquem prejudicadas no seu funcionamento pelo bloqueio de detritos e não sejam atacadas pela corrosão que, além de torná-las inservíveis, podem levá-las ao colapso.

A recuperação das articulações metálicas, quando ainda possível, e se necessário, passa pelas seguintes etapas:

- a) inspeção minuciosa;
- b) verificações estruturais;
- c) remoção dos detritos, liberando todos os elementos componentes da articulação metálica dos obstáculos ao seu funcionamento;
- d) tratamento de corrosões superficiais com jateamento de areia e pintura anti-corrosão.

A aplicação de lubrificantes para facilitar deslizamentos e rolamentos não é uma solução duradoura visto que eles atraem poeiras, detritos e umidade, que aceleram a corrosão.

5.2.4.2 Articulações metálicas fixas

Os tipos básicos de articulações metálicas fixas, com liberdade à rotação são:

- a) articulações sem rolo metálico;
- b) articulações com rolo metálico;
- c) articulações cargas verticais para reversíveis: compressão e tração.

À recuperação dessas articulações aplicam-se as etapas citadas no Item 6.2.4.1.

5.2.4.3 Articulações metálicas móveis

Os tipos básicos de articulações metálicas móveis são os aparelhos de rolo único e aparelhos de rolos múltiplos.

À recuperação destas articulações aplicam-se as etapas citadas no Item 6.2.4.1.

5.2.4.4 Articulações metálicas de deslizamento

Constam de duas placas de aço superpostas, uma fixada na superestrutura e outra fixada na meso ou infraestrutura; são placas de aço polido, separadas por uma substância lubrificante, para facilitar

um deslizamento relativo entre placas.

No final da construção, as placas são centradas, para uma temperatura média; entretanto, em relativamente pouco tempo, as placas deixam de estar centradas, a camada lubrificante contamina-se com poeiras e umidade e as peças de aço são atacadas pela corrosão, tornando o apoio, primitivamente deslizante, inservível.

A recuperação das articulações metálicas de deslizamento é difícil e temporária, sendo preferível, se necessário, substituí-la por um apoio elastomérico.

5.2.5 Apoios pendulares

5.2.5.1 Apoios pendulares de concreto

São peças prismáticas de concreto, duplamente articuladas, na base e no topo, no sentido longitudinal; praticamente, são dois blocos de apoio opostos pelas bases.

As articulações são as já citadas nas articulações fixas: de contato: placas de chumbo, blindadas, tipo Freyssinet e tipo Mesnager; os pêndulos de concreto têm certas limitações geométricas e também físicas, no que se refere a deslocamentos admissíveis.

Além de ser necessário observar o que consta do Item 6.2.3.1, a recuperação dos apoios pendulares de concreto exige uma verificação da verticalidade do pêndulo e das solicitações provocadas por uma eventual inclinação exagerada; há uma tendência em bloquear a articulação pendular de concreto com seu encamisamento, a destruição de uma eventual ligação com a superestrutura e a introdução de uma articulação elastomérica.

5.2.5.2 Apoios pendulares metálicos

Aplicam-se as etapas citadas no Item 6.2.4.1.

5.2.6 Aparelhos de apoio de neoprene contido (Neotopflager ou Pot Bearing)

São aparelhos de apoio mais sofisticados que combinam as duas propriedades desejáveis em aparelhos de apoio: capacidade de rotação com pequena resistência e transmissão da reação de apoio em uma área bem definida.

A recuperação parcial destes aparelhos é possível e passa pelas seguintes etapas de inspeção:

- a) inspecionar o aparelho minuciosamente para identificar seu tipo: há aparelhos que permitem deslocamentos e outros não, há aparelhos que permitem rotação unidirecional e outros que permitem rotações multi-direcionais;
- b) verificar se as soldas estão íntegras ou se há fissuras;
- c) verificar se o neoprene está perfeitamente contido entre a tampa e o vaso: qualquer falha na estanqueidade, permite o escapamento do elastômero e inutiliza o aparelho;
- d) verificar se os parafusos de fixação estão íntegros;
- e) verificar se a posição relativa dos elementos está correta;
- f) verificar se há detritos impedindo o bom funcionamento do aparelho.

Se não houver falha na estanqueidade, a recuperação do aparelho, embora difícil, pode e deve ser efetuada.

6 Manejo ambiental

As reduzidas atividades diferenciadas necessárias para recuperação dos diversos tipos de aparelhos de apoio muito pouco afetam o meio ambiente:

- a) as plataformas de acesso, suspensas, são montadas a partir do estrado, sem detritos;
- b) os detritos provenientes de limpezas e dos eventuais jateamentos de areia em aparelhos de apoio metálicos podem ser coletados diretamente nas plataformas de acesso, suspensas;
- c) a pequena quantidade de material, proveniente de tratamentos ou excedente de qualquer natureza, imediatamente após a conclusão das obras deve ser removida para locais previamente determinados.

7 Condições de conformidade e não- conformidade

Os serviços de recuperação que não atenderem satisfatoriamente a qualquer das etapas a eles pertinentes, não serão considerados conformes e devem ser refeitos.

8 Critérios de medição

Os serviços, diferenciados para cada tipo de aparelho de apoio e nem sempre igualmente necessários para um mesmo tipo, devem ser medidos por etapas, conforme indicado a seguir:

- a) construção de plataformas de acesso: por m² de área construída;
- b) limpeza: por unidade;
- c) encamisamentos e reforço de fretagem: por unidade;
- d) jateamento de areia de aparelhos de apoio metálicos oxidados: por unidade;
- e) pintura anticorrosiva de aparelhos de apoio metálicos: por unidade.

NORMA DNIT 124/2009 - ES

Pontes e viadutos rodoviários – Escoramentos Especificação de serviço

Resumo

Este documento define a sistemática adotada na execução de escoramento de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

São também apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem, condicionantes ambientais, controle de qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Sumário

Prefácio

1.Objetivo

2.Referências normativas

3.Definições

4.Condições gerais

5.Condições específicas

6.Condicionantes ambientais

7.Inspeções

8.Critérios de medição

Anexo A (Informativo) Bibliografia

Prefácio

A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPRIDIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para execução e controle da qualidade dos escoramentos em pontes e viadutos rodoviários de concreto armado.

Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 - PRO, cancela e substitui a Norma DNER-ES 337/97.

1 Objetivo

Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis para execução de escoramentos, com a finalidade de suportar a estrutura na fase de construção.

2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

- a) AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *A36/A36M*: Standard specification for carbon structural steel. Pennsylvania.
- b) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118* - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.
- c) _____. *NBR 6494* - Segurança nos andaimes. Rio de Janeiro.

- d) _____. *NBR 7190* - Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro.
- e) _____. *NBR 8800* - Projeto e execução de estruturas de aço em edifícios. Rio de Janeiro.
- f) _____. *NBR 14931* - Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.
- g) _____. *NBR 7187* - Projeto de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro.
- h) _____. *NBR 6122* - Projeto e execução de fundações - Procedimento. Rio de Janeiro.
- i) BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. *DNER-PRO 207* - Projeto, execução e retirada de cimbramentos de pontes de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro: IPR.
- j) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009- PRO* - Elaboração e apresentação de normas do DNIT - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.
- k) _____. *DNIT 070-PRO* Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.
- l) _____. *DNIT 121 - ES* - Pontes e viadutos rodoviários - Fundações - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma são adotadas as definições seguintes:

3.1 Escoramento

Conjunto temporário de escoras e contraventamentos, de madeira ou de aço, projetado para resistir ao peso próprio da estrutura, eventuais sobrecargas, ação do vento e de enchentes durante a construção, evitando deformações prejudiciais à sua forma e esforços no concreto na fase de endurecimento. O termo cimbramento é mais geral, mas tem sido correntemente substituído por escoramento.

3.2 Escora

Peça comprimida, vertical ou inclinada; as peças verticais são denominadas de montantes e as horizontais, de diagonais.

3.3 Contraventamento

Conjunto de peças, horizontais ou inclinadas, que enrijecem alguns tipos de escoramento.

3.4 Descimbramento

Afrouxamento, descolamento ou retirada total do escoramento, quando a estrutura de concreto já adquiriu resistência suficiente para se suportar. Para facilitar o descimbramento, colocam-se certos dispositivos que permitem rebaixar o cimbramento, retirando-os de carga; estes dispositivos podem ser constituídos de cunhas, peças rosqueadas, caixas de areia, macacos hidráulicos etc.

4 Condições gerais

A responsabilidade pelo projeto, execução e remoção dos escoramentos é do construtor.

Os escoramentos somente devem entrar em carga após a liberação da Fiscalização.

O projeto do escoramento deve atender a todas as normas e especificações pertinentes.

Supervisão cuidadosa e inspeções frequentes devem ser efetuadas durante a execução do escoramento, a colocação do concreto e a retirada do escoramento; as causas principais dos colapsos dos escoramentos são materiais e equipamentos de baixa qualidade, erros humanos e projetos inadequados.

O projeto do escoramento deve considerar os efeitos das sobrecargas de construção, dos pesos dos equipamentos, da ação do vento, da velocidade da colocação do concreto e dos equipamentos utilizados para sua compactação.

O comportamento das fundações do escoramento, bem como eventuais assentamentos e deformações devem ser objeto de verificação constante e correção imediata.

5 Condições específicas

5.1 Projeto

A escolha dos materiais para execução dos escoramentos deve atender a requisitos de economia, segurança e interdependência com as fôrmas.

O projeto de escoramento é de responsabilidade do Construtor e deve ser apresentado para exame da Fiscalização; o projeto deve atender a todas as normas e especificações, inclusive as locais, estaduais e federais.

No projeto devem ser previstos forma, prazo e condições para remoção do escoramento.

5.2 Materiais

Os materiais utilizados para escoramentos devem ser: madeira, aço e concreto.

5.2.1 Madeira

A madeira é o material mais antigo usado não só para escoramentos, de utilização temporária, como também para muitos outros elementos estruturais, de longa ou até definitiva utilização.

As madeiras duras, ou madeiras de lei, tais como peroba, ipê e aroeira são madeiras nobres e superiores, mas raramente utilizadas para escoramentos; dada a facilidade com que são encontrados, o pinho do Paraná e os eucaliptos são mais utilizados, na sua forma roliça.

Na bibliografia citada no Anexo A e na NBR 7190:1997 podem ser encontradas as principais madeiras existentes no Brasil e suas propriedades físicas e mecânicas; estas propriedades referem-se a resultados obtidos em amostras sem defeitos.

Além de defeitos naturais, como a existência de nós, fibras reversas e fendas, as propriedades mecânicas da madeira são influenciadas pela idade, pelo grau de umidade e pelo tempo de duração da carga.

O projetista do escoramento de madeira deve examinar as peças a utilizar e ter experiência e sensibilidade para avaliar sua capacidade resistente; peças de madeira, quando pintadas, devem ser rejeitadas porque a pintura pode estar mascarando defeitos e sua avaliação fica prejudicada; a reutilização de peças de madeira deve ser precedida de cuidadosa inspeção.

As ligações entre peças de madeira, principalmente quando roliças, deve ser cuidadosa e constantemente inspecionada; ligações com pregos não são confiáveis, devendo-se dar preferência a conectores e parafusos.

5.2.2 Aço

As restrições à utilização da madeira, ambientais, de custo e de reaproveitamento tornaram competitivos e até mais convenientes os escoramentos metálicos, principalmente em sistemas racionalizados, disponíveis para venda ou locação.

As características do aço a utilizar devem ser identificadas com segurança; havendo dúvidas, adotar as características do Aço ASTM A7, com Limite de Escoamento $f_y = 240$ MPa e Resistência à Ruptura $f_u = 370$ MPa

5.2.3 Concreto

Os escoramentos de concreto são utilizados em obras de maior importância e, geralmente, suportam treliças metálicas; são de difícil e custosa demolição.

5.2.4 Escoramentos não padronizados

São as soluções individuais de escoramentos, utilizando-se perfis laminados ou soldados e ligações por soldas ou parafusos; são soluções mais caras porque dificultam a construção, a desmontagem e o reaproveitamento.

5.2.5 Escoramentos padronizados

São escoramentos constituídos por peças metálicas, padronizadas, de fácil montagem e desmontagem e de grande reutilização; geralmente são peças tubulares, com as ligações variando conforme o fabricante.

5.2.6 Escoramentos mistos

Quando os escoramentos são de grande altura ou quando há obstáculos a vencer ou gabaritos a respeitar, utilizam-se escoramentos constituídos de torres e vigas ou treliças metálicas interligando as torres; estas podem ser de madeira ou de aço.

5.2.7 Escoramentos Especiais

Escoramentos especiais, como para construção de pontes em arco ou em avanços sucessivos, não são objeto desta Norma.

5.3 Execução

5.3.1 Fundações superficiais

Embora as fundações dos escoramentos sejam temporárias, sua importância não deve ser negligenciada; devem ser levados em conta os seguintes fatores principais:

- Capacidade de suporte do solo;
- Assentamentos ou recalques máximos;
- Enchentes e erosões;
- Choques de qualquer natureza.

5.3.2 Fundações profundas

Quando o terreno natural não está em condições de atender às observações da subseção 5.3.1, adotam-se fundações profundas, em geral, estacas de madeira.

5.3.3 Montagem

Quando o escoramento utilizar sistemas padronizados, devem ser seguidas as instruções do fabricante.

Algumas publicações especializadas simplesmente recomendam que os escoramentos sejam constituídos no prumo ou indicam que o máximo desvio da vertical seja de 3,2 mm / 0,90 m, ou ainda, que não exceda $1/500$ da altura de colunas individuais.

5.3.4 Contraventamentos

Os sistemas padronizados fornecem indicações de espaçamentos de contraventamentos, bem como peças adequadas para contraventamentos horizontais, verticais e inclinados; quando as peças de ajustamento ou aperto, superiores, estiverem totalmente estendidas, a capacidade nominal das peças verticais deve ser reduzida.

5.4 Inspeção

A inspeção dos escoramentos deve ser efetuada, no mínimo, em três ocasiões distintas:

5.4.1 Durante a montagem

- a) Verificar se todos os desenhos e instruções escritas foram estritamente observados.
- b) Verificar se os materiais empregados foram os recomendados e se estão em boas condições.
- c) Verificar se as fundações, quando superficiais, estão assentes em terreno adequado e protegido de erosões.
- d) Verificar se os montantes, principalmente, estão devidamente protegidos contra choques de qualquer natureza e se estão no prumo; a tolerância para desvio de prumo de duas peças em contato é de 1,6 mm.
- e) Verificar se os contraventamentos estão corretamente espaçados e se as conexões entre as peças são confiáveis.

5.4.2 Durante a concretagem

- a) Verificar se a concretagem está sendo efetuada conforme plano de concretagem previamente estabelecido e compatível com o escoramento.
- b) Verificar se há assentamentos ou recalques de parte ou de todo o escoramento; esta verificação deve ser rigorosa, com equipamentos topográficos, não devendo nenhuma pessoa estar diretamente sob o trecho concretado. Havendo assentamentos, a concretagem deve ser suspensa e somente retomada, quando adequadas medidas corretivas forem tomadas.
- c) Algumas indicações de problemas no escoramento são as seguintes: compressão excessiva nas extremidades dos montantes, movimento ou deflexão nos contraventamentos, montantes desviados dos prumos e som de peças movendo-se.

5.4.3 Após a concretagem

As inspeções no escoramento não devem cessar com o término da concretagem, mas continuar até a retirada do escoramento; a inspeção continuada é particularmente importante no caso de estruturas contínuas moldadas no local e nas estruturas protendidas com protensão posterior, em virtude da redistribuição de cargas que ocorre com a retração do concreto ou quando a protensão é aplicada.

5.4.4 Desmontagem e remoção

A desmontagem do escoramento, assim como sua remoção, são operações de dificuldade variável e dependem da qualidade do projeto, que deve prever a desmontagem, e do vulto da obra.

Após a desmontagem, os escoramentos devem ser removidos do local; nas fundações em estacas, estas também devem ser removidas ou cortadas no nível do terreno ou do fundo dos rios.

6 Condicionantes ambientais

Os diversos tipos de escoramentos agredem, diferentemente, o meio ambiente; é necessário o atendimento das Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento, Norma DNIT

070/2006 - PRO, e de algumas prescrições resumidas a seguir, para minimizar e corrigir estas agressões:

- a) Em todos os tipos de escoramentos, as vias de acesso para sua execução e o deslocamento de equipamentos devem seguir as recomendações da Norma DNIT 105/2009 - ES - Terraplenagem - Caminhos de serviço - Especificação de serviço e as constantes da subseção 5.1.2 do Manual para Atividades Ambientais Rodoviárias do DNIT - IPR Publ. 730.

- b) Escoramentos contínuos

Em geral, de madeira roliça e em obras de menor vulto e vãos pequenos; a origem desta madeira roliça é que provoca desmatamento não controlado.

Este tipo de escoramento não deve, salvo casos excepcionais, ser permitido; as peças de madeira roliça quase sempre não são reaproveitadas, ficando abandonadas no local.

Deve ser exigida a retirada de toda a madeira utilizada e a recomposição do terreno e da vegetação.

- c) Escoramentos com torres e treliças ou torres e vigas

São escoramentos mais sofisticados e com grande percentual de reaproveitamento; os acessos aos blocos de fundação das torres devem atender às recomendações da Norma DNIT 105/2009 - ES - Terraplenagem Caminhos de serviço - Especificação de serviço.

As torres de concreto de certos escoramentos devem ser demolidas e removidas suas partes; em seguida, o terreno e a vegetação devem ser recompostos.

Devem ser observadas ainda, as prescrições constantes do Componente Ambiental do Projeto de Engenharia e as recomendações e exigências dos órgãos ambientais.

7 Inspeções

7.1 Controle da execução

Os escoramentos devem permanecer íntegros e sem modificações até que o concreto adquira resistência suficiente para suportar as tensões e deformações a que é sujeito, com aceitável margem de segurança.

O controle das deformações verticais dos escoramentos, no decorrer da concretagem, deve ser feito com a instalação de defletômetros ou com nível de precisão, para que se possa reforçá-lo em tempo hábil, em caso imprevisto.

Os períodos mínimos para retirada de escoramentos dependem de fatores, tais como: a velocidade do aumento da resistência do concreto, processos de cura adotados e comportamento das deformações. Assim, só deve ser efetuado quando o concreto se achar suficientemente endurecido para resistir às ações que sobre ele atuem e não conduzir a deformações inaceitáveis.

Caso não demonstrado o atendimento às condições já mencionadas e não tendo sido utilizado cimento de alta resistência inicial, ou qualquer processo que acelere o endurecimento, a retirada das fôrmas e do escoramento não deve ser efetuada antes dos seguintes prazos:

- a) faces laterais: 3 dias;
- b) faces inferiores, deixando pontaletes, bem cunhados e convenientemente espaçados: 14 dias;

c) faces inferiores, sem pontaletes: 21 dias.

A retirada do escoramento e da fôrma deve ser efetuada sem choques e obedecendo ao programa elaborado de acordo com o tipo de estrutura.

Quando o escoramento não for mais necessário, deve ser inteiramente removido, incluindo os que utilizam trechos de concreto ou mesmo apenas dentes engastados nas estruturas definidas. Estacas utilizadas para apoio de escoramento devem ser extraídas ou cortadas até, pelo menos, 50 cm abaixo do nível acabado do terreno. Todos os remanescentes dos trabalhos de escoramento devem ser removidos, de maneira a deixar o local limpo e em condições apresentáveis.

Efetuar controle do nivelamento do concreto após a retirada do escoramento, com levantamento detalhado, em seções transversais e longitudinais, nas bordas e no centro, para futuras conferências.

7.2 Condições de conformidade e não conformidade

7.2.1 Conformidade

Devem ser considerados conformes os escoramentos que atendam às recomendações da seção 4 e das subseções 5.1, 5.3 e 7.1.

7.2.2 Não-conformidade

Os serviços que não atenderem à subseção 7.2.1, devem ser considerados não-conformes e devem ser corrigidos, complementados ou refeitos.

8 Critérios de medição

Os escoramentos devem ser medidos pelo volume determinado pela projeção do tabuleiro e altura compreendida entre o fundo da laje e o terreno, em metros cúbicos, ou em área de tabuleiro, nos casos específicos de escoramentos superiores. Não deve ser medido em separado, o estaqueamento provisório se houver, o descimbramento, o levantamento topográfico da estrutura ou quaisquer outros serviços necessários à execução do escoramento.

NORMA DNIT 123/2009 - ES

Pontes e viadutos rodoviários - Estruturas de concreto protendido - Especificação de serviço

Resumo

Este documento define a sistemática empregada na execução e no controle das estruturas de concreto protendido em pontes e viadutos rodoviários.

São também apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e de ensaios, condicionantes ambientais, controle da qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Sumário

Prefácio

1 Objetivo

2 Referências normativas

3 Definições

4 Condições gerais

5 Condições específicas

6 Condicionantes ambientais

7 Inspeções

8 Critérios de medição

Anexo A (Informativo) Bibliografia

Prefácio

A presente Norma foi preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPRIDIREX, para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada para os serviços de estruturas de pontes e viadutos rodoviários de concreto protendido.

Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 - PRO, cancela e substitui a Norma DNER-ES 336/97.

1 Objetivo

Esta Norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis na execução e controle das estruturas de concreto protendido em pontes e viadutos rodoviários.

2 Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

- a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 10839* - Execução de obras-de-arte especiais em concreto armado e protendido. Rio de Janeiro.
- b) _____. *NBR 6118* - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.
- c) _____. *NBR 7480* - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado Especificação. Rio de Janeiro.
- d) _____. *NBR 7481* - Tela de aço soldada - armadura para concreto - Especificação. Rio de Janeiro.
- e) _____. *NBR 7483* - Cordoalhas de aço para concreto protendido - Especificação. Rio de Janeiro.

- f) _____. *NBR 7681 - Calda de cimento para injeção - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- g) _____. *NBR 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- h) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *DNIT 001/2009 - PRO - Elaboração e apresentação de normas do DNIT Procedimento*. Rio de Janeiro: IPR, 2009.
- i) _____. *DNIT 011/2004 - PRO - Gestão da qualidade em obras rodoviárias - Procedimento*. Rio de Janeiro: IPR, 2004.
- j) _____. *DNIT 070 - PRO - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras - Procedimento*. Rio de Janeiro: IPR.
- k) _____. *DNIT 117 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Concretos, argamassas e calda de cimento - Especificação de serviço*. Rio de Janeiro: IPR.
- l) _____. *DNIT 118 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Armaduras para concreto armado - Especificação de serviço*. Rio de Janeiro: IPR.
- m) _____. *DNIT 119 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Armaduras para concreto protendido - Especificação de serviço*. Rio de Janeiro: IPR.
- n) _____. *DNIT 120 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Fôrmas - Especificação de serviço*. Rio de Janeiro: IPR.
- o) _____. *DNIT 122 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Estruturas de concreto armado - Especificação de serviço*. Rio de Janeiro: IPR.
- p) _____. *DNIT 124 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Escoramentos - Especificação de serviço*. Rio de Janeiro: IPR.

3 Definições

Para os efeitos desta Norma são adotadas as definições seguintes:

3.1 Concreto protendido

Estrutura ou peça de concreto comprimida por força exterior aplicada com a finalidade de melhorar suas condições de trabalho; a força exterior é aplicada por cabos aderentes ou não aderentes, denominados armaduras ativas.

3.2 Cabos aderentes

Cabos que têm as extremidades ancoradas no concreto e os mesmos cabos incorporados ao concreto, com aderência.

3.3 Cabos não aderentes

Cabos que têm suas extremidades ancoradas no concreto, mas que não se acham incorporados ao concreto.

3.4 Armadura suplementar

Armadura adicional, convencional e passiva, que controla a fissuração na fase de execução e aumenta a segurança à ruptura na fase final.

3.5 Bainhas metálicas

Tubos metálicos de chapa fina, comum ou galvanizada, geralmente corrugada, que isolam o cabo do concreto e, posteriormente, devem ser preenchidos por calda de cimento. Nos cabos externos, as bainhas metálicas são substituídas por bainhas de polietileno de alta densidade.

3.6 Plano de protensão

Conjunto de instruções que devem constar do projeto, tais como tensão inicial de protensão, ordem de protensão, alongamentos etc., para permitir a execução e o controle da protensão.

4 Condições gerais

As estruturas de concreto protendido devem atender a todas as normas e especificações pertinentes; a diferença fundamental entre concreto armado convencional e concreto armado protendido é a existência, neste último, de uma armadura de protensão.

As pontes e viadutos de concreto armado protendido apresentam as mesmas patologias, algumas com menor intensidade, que as pontes de concreto armado e patologias próprias do mau detalhamento da protensão.

Basicamente, as estruturas de concreto protendido não devem fissurar ou, no máximo, apresentar fissuras de pequena abertura, que desaparecem, para alguns casos extremos de carregamento; a corrosão dos aços de protensão, quando em carga, é extremamente perigosa, podendo causar a ruptura frágil da estrutura.

A identificação das patologias no concreto protendido somente deve ser efetuada por profissional experiente; nenhuma obra de reparo ou de reforço deve ser iniciada sem a identificação das causas das patologias e sem um projeto especialmente detalhado.

5 Condições específicas

5.1 Materiais

Faz parte das estruturas de concreto protendido com aderência posterior, a execução dos seguintes serviços, já prescritos nas especificações seguintes:

- DNIT 117/2009 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Concretos, argamassas e calda de cimento - Especificação de serviço
- DNIT 118/2009 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Armaduras para concreto armado - Especificação de serviço
- DNIT 119/2009 - ES - Pontes e viadutos rodoviários Armaduras para concreto protendido - Especificação de serviço
- DN IT 120/2009 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Fôrmas - Especificação de serviço
- DNIT 122/2009 - ES - Estruturas de concreto armado - Especificação de serviço
- DN IT 124/2009 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Escoramentos: especificação de serviço

Fazem parte, ainda, as especificações referentes à protensão e à injeção de calda de cimento, a seguir descritas.

5.2 Equipamentos

Além dos já considerados nas normas de especificações de serviço citadas na subseção 5.1, devem ser relacionados os macacos hidráulicos de protensão pertinentes ao sistema de protensão adotado, as bombas de alta pressão para injeção da calda de cimento ou as bombas a vácuo e misturadora de alta pressão para calda de injeção.

5.3 Execução

5.3.1 Concreto

A Norma DNIT 117/2009 - ES - Pontes e viadutos rodoviários - Concretos, argamassas e calda de cimento para injeção - Especificação de serviço estabelece as condições para o recebimento e execução de concretos, argamassas e calda de cimento para construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado e de concreto protendido. São ressaltadas, a seguir, algumas condições específicas relevantes.

Nas extremidades das vigas e nos locais de concentração de ancoragens e fretagens, o concreto, além da resistência indicada no projeto, deve ter trabalhabilidade e diâmetro máximo de agregado compatíveis com a densidade das armaduras e ancoragens.

Cimento e aditivos devem ter percentuais muito reduzidos de cloretos e sulfatos.

O adensamento mecânico e cuidadoso do concreto, para envolver completamente as armaduras e as ancoragens e atingir todos os recantos das fôrmas, é obrigatório; é recomendável a utilização de vibradores de imersão com agulhas de pequeno diâmetro, que não devem deslocar cabos, ancoragens e fretagens.

Devem-se adotar cuidados especiais no posicionamento dos cones de ancoragem e no adensamento e cura do concreto das placas de ancoragem.

5.3.2 Protensão

a) Plano de protensão

A protensão somente pode ser iniciada após aprovação do Plano de Protensão, integrante do Projeto Executivo, e onde devem constar:

- Fases de protensão;
- Ordem de protensão dos cabos;
- Processo de protensão, se simultâneo nas duas extremidades ou separadamente, em cada extremidade;
- Resistência mínima do concreto, necessária para atender aos esforços, em cada fase de protensão;
- Valor mínimo recomendável para o módulo de elasticidade do concreto, se a protensão for efetuada em concreto de pouca idade;
- Características do cabo, a área da seção transversal e o módulo de elasticidade;
- Alongamentos previstos para as extremidades de cada cabo com as respectivas tolerâncias;
- Tensões e forças iniciais de protensão, para cada fase de protensão e para cada cabo;
- Condições especiais de descimbramento, correspondentes às fases de protensão;
- Condições especiais de movimentação, transporte e colocação de pré-moldados.

Deve ainda ser verificado, com a retirada das fôrmas laterais, o estado da estrutura, se o concreto atingiu a resistência exigida pelo projeto, bem como as condições de acesso às extremidades dos cabos, para colocação, apoio e movimentação dos macacos de protensão e, também, o estado e a adequação do equipamento de protensão.

b) Valores limites da força de protensão por ocasião da operação de protensão

Devem ser observadas as prescrições da Norma ABNT NBR 6118:2007.

- armadura pré-tracionada:

Por ocasião da aplicação da força P_i , a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites 0,77 fptk e 0,90 fpyk, para aços da classe de relaxação normal, e 0,77 fptk e 0,85 fpyk, para aços da classe de relaxação baixa;

- armadura pós-tracionada:
 - Por ocasião da aplicação da força P_i , a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites 0,74 fptk e 0,90 fpyk, para aços da classe de relaxação normal, e 0,74 fptk e 0,88 fpyk, para aços da classe de relaxação baixa;
 - nos aços CP-85/105, fornecidos em barras, os limites passam a ser 0,72 fptk e 0,88 fpyk, respectivamente.

c) Tolerância de execução

Por ocasião da aplicação da força P_i , se constatadas irregularidades na protensão, decorrentes de falhas executivas nos elementos estruturais com armaduras pós-tracionadas, a força de tração em qualquer cabo pode ser elevada, limitando a tensão σ_{pi} aos valores já estabelecidos para as armaduras pós-tracionadas, majorados em 10%, até o limite de 50% dos cabos, desde que seja garantida a segurança da estrutura, principalmente, nas regiões das ancoragens.

d) Tabelas de protensão

Nestas tabelas devem ser anotados os alongamentos alcançados pelas extremidades dos cabos e demais ocorrências ocorridas durante as operações de protensão.

e) Injeção de calda de cimento

A calda de cimento deve ser previamente ensaiada, de acordo com o estabelecido na Norma DNIT 117/2009-ES - Pontes e viadutos rodoviários - Concretos, argamassas e calda de cimento - Especificação de serviço, deve ser verificado se os purgadores estão desobstruídos e em bom estado, os cabos lavados e a água expulsa com ar comprimido.

A injeção deve ser realizada com bombas elétricas, do tipo pistão ou parafuso, não sendo permitido o uso de ar comprimido; a pressão deve variar de 1,5 MPa a 2,0 MPa, podendo ser necessárias pressões maiores em cabos verticais ou com grande desnível. A velocidade de injeção do cabo pode variar de 6,0 m/seg a 12,0 m/seg, controlada por um dispositivo de regulação de vazão. As bombas devem possuir manômetros aferidos recentemente, com precisão de 0,1 MPa, e permitir que as pressões altas sejam obtidas progressivamente e mantidas no fim da injeção. Para evitar ou diminuir o risco de contaminação das bainhas, a injeção deve seguir uma sequência pré-estabelecida.

Durante a injeção, todos os cuidados devem ser tomados para evitar a entrada de óleo, água, ar ou quaisquer outras substâncias.

As extremidades dos fios ou cordoalhas somente podem ser cortadas após o enchimento das bainhas com calda de cimento.

6 Condicionantes ambientais

Para evitar a degradação do meio ambiente é necessário o atendimento da Norma DNIT 070/2006 - PRO - Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras Procedimento e o estabelecido vinculada na documentação técnica-ambiental empreendimento, constituída pelo Componente Ambiental do Projeto de Engenharia e os Programas Ambientais pertinentes do Plano Básico Ambiental - PBA e, também, as recomendações e exigências dos órgãos ambientais.

7 Inspeções

7.1 Controle dos insumos

Devem atender às especificações descritas nas normas pertinentes constantes da subseção 5.1.

7.2 Controle da execução

7.2.1 Protensão

Deve ser efetuado de acordo com o programa indicado no Projeto Executivo, constando de tabelas de protensão dos cabos, gráfico de tensão-alongamento de cada cabo e tabelas de protensão das peças.

7.2.2 Injeção

Para cada cabo, ou família de cabos injetados simultaneamente, devem ser efetuados os seguintes registros, durante a injeção:

- a) data e hora de início e término da injeção;
- b) composição dos materiais e da calda;
- c) temperatura dos materiais e da calda;
- d) pressões manométricas da bomba durante a injeção;
- e) volume injetado, a ser comparado com o volume teórico de vazios do cabo;
- f) índices de fluidez na entrada e na saída das bainhas;
- g) características dos equipamentos de mistura e injeção da calda;
- h) registro de qualquer anomalia.

7.3 Condições de conformidade e não-conformidade

7.3.1 Conformidade

Os serviços devem ser considerados conformes se atendidas as condições estabelecidas nesta Norma.

Todos os ensaios de controle e verificações dos insumos, da execução e do produto devem ser realizados de acordo com o Plano da Qualidade (PGQ), constante da proposta técnica aprovada e conforme Norma DNIT 011/2004-PRO, devendo atender às condições gerais e específicas das seções 4 e 5 desta Norma, respectivamente.

Os resultados do controle devem ser analisados e registrados em relatórios periódicos de acompanhamento de acordo com a Norma DNIT 011/2004-PRO, que estabelece os procedimentos para o tratamento das não-conformidades dos insumos, da execução e do produto.

7.3.2 Não-conformidade

Os serviços não-conformes devem ser corrigidos, após consulta ao projetista, complementados ou refeitos.

8 Critérios de medição

Os materiais e serviços considerados conformes com esta Norma devem ser medidos obedecendo aos critérios já estabelecidos nas Normas específicas do DNIT, acrescentando-se a protensão com a injeção de calda de cimento, medida por metro de cabo protendido e injetado.

NORMA DNIT 088/2006 - ES

Dispositivos de segurança lateral: guarda-rodas, guarda-corpos e barreiras - Especificação de serviço

Resumo

Este documento define a sistemática a ser observada na recuperação, demolição ou substituição dos dispositivos de segurança lateral das obras-de-arte especiais. Descreve os procedimentos para a recuperação de guarda-rodas, guarda-corpos metálicos e de concreto e barreiras do tipo New Jersey. Aborda ainda, manejo ambiental, as condições de conformidade e não conformidade e os critérios de medição.

Sumário

Prefácio

- 1 Objetivo
- 2 Referências normativas e bibliográficas
- 3 Definição
- 4 Condições gerais
- 5 Condições específicas
- 6 Manejo ambiental
- 7 Condições de conformidade e não conformidade
- 8 Critério de medição

Prefácio

A presente Norma foi preparada pela Diretoria de Planejamento e Pesquisa para servir como documento base na definição da sistemática para ser empregada na execução e serviços de recuperação, demolição e substituição dos sistemas de proteção lateral das obras-de-arte especiais e está baseada na Norma DNIT 001/2002 - PRO.

1 Objetivo

Esta Norma tem como objetivo estabelecer os procedimentos a serem seguidos nos serviços de recuperação ou demolição e substituição dos dispositivos de segurança lateral das obras-de-arte especiais: guarda-rodas, guarda-corpos e barreiras.

2 Referências normativas e bibliográficas

2.1 Referências normativas

- a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118*: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- b) _____. *NBR 7187*: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- c) _____. *NBR 7188*: carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1984.
- d) DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. *DNIT 089/2006 - ES*: execução de pingadeiras por colagem de placas pré-moldadas: especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2006.

2.2 Referências bibliográficas

- a) DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. *Manual de construção de obras-de-arte especiais*. 2. ed. Rio de Janeiro, 1995.
- b) _____. *Manual de projeto de obras-de-arte especiais*. Rio de Janeiro, 1996.
- c) _____. *Manual de sinalização de obras e emergências*. Brasília, 1996.
- d) DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. *Manual de inspeção de pontes rodoviárias*. 2. ed. Rio de Janeiro, 2004.
- e) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Concrete repair manual*. 2nd. ed. Farmington Hills, MI, 2003.
- f) HARTLE, R. A. et al. *Bridge inspector's training manual'90*. Revised edition. Washington, D. C.: FHWA, 1995.
- g) RAINA, V. K. *Concrete bridges: inspection, repair, strengthening, testing and load capacity evaluation*. New York: McGraw-Hill, 1996.
- h) DIAS, Luís Andrade de Mattos. *Estrutura de aço: conceitos, técnicas e linguagens*. ed. rev. ampl. São Paulo: Zigurate, 1998.

3 Definição

Os dispositivos de segurança lateral, citados nesta Norma, e utilizados nas obras-de-arte especiais da malha rodoviária federal, não modificam a resistência e nem a segurança das estruturas; eles devem ter, mas nem todos têm, resistência suficiente para evitar, não só que um veículo desgovernado possa sair da ponte, mas também um perfil adequado para redirecionar, sem grandes danos, o veículo para sua pista.

4 Condições gerais

Basicamente, as pontes da malha rodoviária federal têm quatro tipos de seção transversal e proteção lateral:

- a) Pontes projetadas até 1960
Largura total do estrado: 8,30m; largura da pista: 7,20m; dois guarda-rodas de 0,30m de altura e 0,55m de largura e dois guarda-corpos de 0,15/0,60m. Sem pingadeiras. Cargas móveis: Compressor de 24tf, Caminhão de 12tf e Multidão de 0,4 a 0,5 tflm².
- b) Pontes projetadas de 1960 a 1975
Largura total do estrado: 10,00m; largura de pista: 8,20m; dois guarda-rodas de 0,30m de altura e 0,90m de largura e dois guarda-corpos de 0,15/0,90m. Sem pingadeiras. Cargas móveis: veículo de 36tf, Multidão de 0,5 tf/m² e de 0,3 tflm².
- c) Pontes projetadas de 1975 a 1985
Largura total do estrado: $\geq 10,80\text{m}$; largura de pista: $\geq 10,00\text{m}$; duas barreiras New Jersey, de 0,40m, com pingadeiras. Cargas móveis: veículo de 36 tf, Multidão de 0,5 tf/m² e 0,3 tf/m².
- d) Pontes projetadas após 1985
Largura total do estrado: 12,80m; largura de pista: 12,00m; duas barreiras New Jersey, de 0,40m, com pingadeiras. Cargas móveis: veículo de 36 tf, Multidão de 0,5 tf/m² e 0,3 tf/m².

Os guarda-rodas de 0,30m de altura são, na realidade, balizadores de tráfego que, pouca ou nenhuma proteção lateral oferecem aos veículos; os guarda-rodas de 0,50m de largura, com 0,35m de largura livre, mal permitem a passagem de um pedestre, enquanto que os de 0,90m de largura, com 0,75m de largura livre, são imprópriamente chamados de passeios. Em ambos os casos, o pedestre tem a proteção externa proporcionada por guarda-corpos pré-moldados de concreto, de altura menor que a recomendável, e nenhuma proteção interna. As barreiras New Jersey proporcionam uma proteção lateral internacionalmente aceita e, caso existam passeios, estes deverão estar entre as barreiras e os guarda-corpos, externos.

5 Condições específicas

5.1 Recuperação de guarda-rodas

5.1.1 Guarda-rodas de 0,50m de largura

Esses guarda-rodas são peças maciças de concreto, fracamente armadas, onde se engastam as peças pré-moldadas, de concreto armado, dos guarda-corpos. A eventual recuperação das peças é artesanal e deve incluir a colocação de pingadeiras, em placas pré-moldadas, objeto de outra especificação (DNIT 089/2006/ES).

As eventuais anomalias que podem ser encontradas nestes guarda-rodas são trincas, quebras resultantes de choques de veículos e desgaste natural resultante do tempo e das intempéries; todas estas anomalias podem ser corrigidas com argamassa de cimento e areia, traço 1:3, colocada com colher de pedreiro e com acabamento.

5.1.2 Guarda-rodas de 0,90m de largura

Estes guarda-rodas podem ser peças maciças ou não; com a finalidade de reduzir material e peso, muitos projetistas fragilizaram os guarda-rodas maciços, transformando-os em perfis do tipo , com a retirada de um volume de concreto definido por um retângulo de 0,25 x 0,70 m ao longo de todo o comprimento da obra, em cada peça.

Nas peças maciças, as eventuais anomalias e procedimentos de correção e de inclusão de pingadeiras são idênticos aos já descritos para os guarda-rodas de 0,50m de largura; esses guarda-rodas são inteiramente apoiados nas lajes em balanço e não dependem de armadura própria para que tenham sua estabilidade garantida.

Os guarda-rodas com peso aliviado são uma continuidade da laje estrutural em balanço e dependem de sua própria armadura para garantir sua estabilidade e das cargas que sobre eles atuam, ou seja: peso próprio, peso dos guarda-corpos, multidão no passeio de 300 kg/m², e impacto de veículos na peça vertical do guarda-rodas. A corrosão das armaduras destas peças verticais, ou mesmo uma ancoragem deficiente, pode provocar o colapso de todo um trecho do guarda-rodas. A recuperação desses guarda-rodas, em linhas gerais, é idêntica a dos outros guarda-rodas, com especial atenção para o estado do concreto e da armadura da face interna do guarda-rodas, junto à pista.

5.2 Recuperação de guarda-corpos

5.2.1 Guarda-corpos de concreto

Os guarda-corpos de concreto, de 0,60m de altura nos guarda-rodas de 0,50m de largura e de 0,90m ou 1,00m nos guarda-rodas de 0,90m de largura, são constituídos de peças pré-moldadas de concreto armado e comprimento, básico, de 2,00m; cada peça, padrão DNIT, tem dois montantes extremos e duas barras horizontais interligadas, no centro, por um pequeno montante.

As peças dos guarda-corpos têm seção quadrada, cantos biselados, com lados de 10cm, 12cm e 15cm; as armaduras são fracas e com cobrimentos insuficientes.

As anomalias que ocorrem nesses guarda-corpos são a corrosão generalizada de armaduras e as quebras de peças; entre recuperação e substituição a preferência é pela substituição quando há peças em estoque.

5.2.2 Guarda-corpos metálicos

Os guarda-corpos metálicos, utilizados em passeios laterais de pontes e em passarelas, sofrem restrições em virtude de seu alto custo e da necessidade de uma manutenção constante e cuidadosa; dependendo da agressividade do meio ambiente a degradação pode ser rápida e irreversível.

Dependendo da agressividade do meio ambiente, são citados, a seguir, alguns procedimentos sequenciais de pintura.

- a) Ambientes pouco agressivos
 - preparação de superfície: lixamento ou limpeza com solventes (St 1 ou SP 1);
 - duas demãos de primer alquídico, espessura do filme seco, por demão, de 30 µm;
 - duas demãos de esmalte sintético, espessura do filme seco, por demão, de 30 µm,
- b) Ambientes agressivos
 - preparação de superfície: jato abrasivo quase branco Sa 2 ½ ;
 - uma demão de primer epoxídico, espessura do filme seco, por demão, de 120 µm;
 - duas demãos de esmalte epoxídico, espessura do filme seco, por demão, de 40 µm,
- c) Ambientes muito agressivos
 - preparação de superfície: jato abrasivo quase branco Sa 2 ½ ;
 - uma demão de primer epoxídico, espessura do filme seco, por demão, de 120 µm;
 - uma demão esmalte epoxídico espessura do filme seco, por demão, de 120 µm,

5.3 Recuperação de barreiras

As barreiras New Jersey, conforme detalhadas no Manual de Projetos, são peças maciças que já incluem pingadeiras.

As anomalias mais frequentes são trincas e fissuras resultantes da não previsão de juntas adequadamente espaçadas na fase construtiva e corrosão de armaduras, por cobrimentos insuficientes ou por deslocamentos de concreto, resultantes de choques de veículos, já na fase de utilização.

A recuperação é artesanal, nada apresentando de especial; eventualmente, é preferível, em trechos muito deteriorados, providenciar sua integral substituição.

6 Manejo ambiental

As diferentes atividades envolvidas na Recuperação de Guarda-Rodas, Guarda-Corpos e Barreiras ficam todas limitadas ao estrado da obra-de-arte e, portanto, facilmente controláveis.

Desde que, nas recuperações, os detritos sejam coletados e encaminhados para locais pré-determinados, não haverá nenhum dano ao meio ambiente.

7 Condições de conformidade e não- conformidade

Os serviços devem ter acompanhamento contínuo e considerados conformes ou não-conformes em cada etapa.

Os serviços considerados não conformes devem ser refeitos.

8 Critérios de medição

Os serviços, que podem ser bastante diferenciados, devem ser medidos por etapas, conforme indicado a seguir:

- a) construção de plataformas de acesso, suspensas ou apoiadas: por m² de área construída;
- b) sinalização: instalação, operação e manutenção:
 - sinalização horizontal e vertical: cada serviço com a sua unidade, de acordo com o SICRO 2;
 - sinalização semafórica: por mês;
- c) tratamento de trincas e fissuras: por m;
- d) descascamento de concreto: por m²;
- e) demolição de concreto: por m³;
- f) armadura de aço CA 50: por kg;
- g) substituição de guarda-corpos tipo DNIT: por m;
- h) colocação de pingadeiras em placas pré-moldadas: por m;
- i) pintura de guarda-corpos metálicos, conforme agressividade do meio ambiente: por m²;
- j) recuperação de barreiras: por m.

NORMA DNIT 092/2006 - ES

Juntas de dilatação Especificação de serviço

Resumo

Este documento define a sistemática a ser adotada na avaliação e recuperação das juntas de dilatação nas obras-de-arte especiais. Descreve os tipos, patologia e procedimentos de recuperação das pontes e aborda o manejo ambiental, a inspeção dos serviços, as condições de conformidade e não conformidade e os critérios de medição.

Sumário

Prefácio

- 1 Objetivo
- 2 Referências normativas e bibliográficas
- 3 Definição
- 4 Condições gerais
- 5 Condições particulares
- 6 Manejo ambiental
- 7 Inspeção
- 8 Condições de conformidade e não conformidade
- 9 Critérios de medição

Prefácio

A presente Norma foi preparada pela Diretoria de Planejamento e Pesquisa para servir como documento base na definição da sistemática a ser empregada na execução dos serviços de recuperação das juntas de dilatação existente nas obras-de-arte especiais. E está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2002 - PRO.

1 Objetivo

Esta Norma tem por objetivo estabelecer os procedimentos a serem seguidos nos serviços de recuperação de juntas de dilatação.

2 Referências normativas e bibliográficas

2.1 Referências normativas

- a) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118*: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- b) _____. *NBR 7187*: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

2.2 Referências bibliográficas

- a) DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Manual de construção de obras-de-arte especiais. 2. ed. Rio de Janeiro, 1995.
- b) _____. Manual de projeto de obras-de-arte especiais. Rio de Janeiro, 1996.
- c) DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de inspeção de pontes rodoviárias. 2. ed. Rio de Janeiro, 2004.
- d) JEENE JUNTAS E IMPERMEABILIZAÇÕES. Juntas de dilatação e retração. Disponível em: <http://www.jeene.com.br/junt.htm>. Acesso em: 26 jul. 2006.
- e) HARTLE, R. A. et al. Bridge inspector's training manual/90. Revised edition. Washington, D. C.: FHWA, 1995.

- f) RAINA, V. K. Concrete bridges: inspection, repair, strengthening, testing and load capacity evaluation. New York: McGrawHill, 1996.

3 Definição

A junta de dilatação é uma separação física entre duas partes de uma estrutura, para que estas partes possam se movimentar sem transmissão de esforço entre elas.

A presença de material rígido ou de material de preenchimento que tenha perdido a sua elasticidade produz tensões indesejáveis na estrutura, podendo ocasionar fissuras nas lajes adjacentes à junta, com a possibilidade de se propagar às vigas e pilares próximos.

Os sistemas de vedação das juntas devem acomodar a amplitude do movimento da mesma.

4 Condições gerais

- a) as juntas de dilatação devem garantir a transição suave entre os acessos e a ponte e também entre os trechos por ela divididos;
- b) juntas de dilatação mal projetadas, no tipo, na abertura e na movimentação necessárias, podem ter curta duração e são perigosas e desconfortáveis para o tráfego; deve haver espaço suficiente para a expansão, mas a junta não deve ter uma abertura exagerada;
- c) as juntas de dilatação não podem ser confundidas com as juntas de construção: as primeiras são permanentes e devem ter sua livre movimentação garantida, enquanto que as segundas são temporárias e marcam o fim ou o início de um trecho de concretagem;
- d) as juntas de dilatação que têm vida útil muito menor que as pontes da qual fazem parte, devem ser inspecionadas regularmente e mantidas livres de detritos;
- e) havendo recapeamentos, de asfalto ou de concreto, eles não devem criar degraus nem obstruir ou se sobrepor às juntas;
- f) há duas categorias principais de juntas de dilatação: juntas fechadas, projetadas para serem estanques, e juntas abertas, que permitem a livre passagem de água e detritos;
- g) na Inspeção final deve ser verificado se a junta está acumulando pedras ou outros detritos, se há vazamentos e se há ruídos na passagem dos veículos; embora o acesso seja difícil, a parte inferior da junta também deve ser inspecionada;
- h) a recuperação completa de uma junta deteriorada é impraticável; certos tipos de juntas, porém, permitem a substituição de módulos e de alguns componentes mais vulneráveis.

5 Condições particulares: tipos, patologias e recuperação

5.1 Juntas abertas

As juntas abertas, definidas por faces verticais, podem ter suas faces em concreto armado sem proteção, ou serem protegidas por cantoneiras; além das restrições naturais às juntas abertas, que permitem a livre passagem de águas e detritos, comprometendo a durabilidade dos apoios, os constantes choques das rodas dos veículos com os cantos da junta reduzem a vida útil das juntas abertas.

A recuperação dos cantos da junta aberta, sem proteção, pode ser efetuada com argamassas poliméricas de alta resistência; deve ser observado o tempo necessário de cura, com o tráfego interrompido.

A recuperação da junta aberta protegida por cantoneiras de aço, quase sempre empenadas, corroídas e com parafusos de fixação soltos, passa pela demolição e reconstrução de um trecho da laje de concreto e a colocação de novas cantoneiras, fixadas por novos parafusos; para evitar o empenamento das novas cantoneiras, não devem ser utilizados comprimentos maiores que 2,00 m. As cantoneiras devem ficar completamente assentadas no novo concreto, devendo, também ser observado o tempo necessário de cura, com o tráfego interrompido.

5.2 Juntas fechadas

5.2.1 Considerações

Há inúmeros tipos de juntas de dilatação fechadas; em virtude de serem dispositivos de grande importância e de vida útil relativamente curta, por defeitos de projeto, de assentamento ou da própria junta, novos tipos de juntas surgem com frequência.

Os tipos de juntas apresentados a seguir são tipos clássicos e bastante difundidos; após uma descrição sucinta, serão citadas as principais patologias suscetíveis de ocorrer e os procedimentos de recuperação, quando esta recuperação é viável e possível.

5.2.2 Juntas de asfalto

Praticamente em desuso e somente utilizadas para movimentações da ordem de 1 cm, o que somente ocorre em tabuleiros de reduzidas dimensões; constam de uma placa de aço ou de alumínio, diretamente apoiada em dois trechos contíguos de superestrutura e coberta com material elástico com cerca de 30 cm de largura e espessura igual à da pavimentação.

Com a movimentação da junta, o material elástico encurta-se ou dilata-se, provocando pequenos e suportáveis desníveis no pavimento; esta solução somente é válida enquanto o material elástico não perder sua elasticidade e nem se formarem calombos ou depressões na pista.

Constatado o mau funcionamento da junta de asfalto, ela deve ser substituída por uma das juntas de neoprene citadas a seguir.

5.2.3 Juntas de compressão

A junta de compressão consiste em um bloco contínuo e alveolar de neoprene, fixado e calçado em cantoneiras de aço que protegem os cantos das juntas; as cantoneiras de aço podem ser substituídas por blocos contínuos de concreto polimérico.

O perfil alveolar do bloco de neoprene, que trabalha sempre comprimido, permite que ele se recupere completamente após as distorções provocadas pela movimentação da superestrutura.

Verificado o descolamento do bloco de neoprene ou a perda de sua elasticidade, ele deve ser substituído; constatado o descalçamento ou o empenamento dos perfis de sustentação dos blocos de neoprene, bem como a corrosão dos perfis ou dos parafusos de fixação, os procedimentos a adotar são idênticos aos recomendados nas juntas abertas.

5.2.4 Juntas em fitas de neoprene

Estas juntas constam de dois blocos de concreto de alta resistência, fixados nas extremidades da superestrutura, com reentrâncias adequadas para alojar as extremidades reforçadas de uma fita contínua de neoprene.

As fitas de neoprene, ainda que sejam colocadas em nível um pouco inferior ao do pavimento, para não serem diretamente atingidas pelas rodas dos veículos, são de curta duração, se a manutenção não for cuidadosa e constante; a manutenção deve evitar o acúmulo de detritos que acabarão por colocar a fita de neoprene em contato direto com as rodas dos veículos.

Constatada a ruptura da fita de neoprene, ela deve ser substituída por outra igual; se a manutenção continuar sendo precária deve ser estudado outro tipo de junta, mais durável.

5.2.5 Juntas elásticas expansíveis nucleadas estruturais, JEENE

Este tipo de junta é constituído de três elementos básicos: a câmara elástica, o adesivo e a nucleação ou pressurização.

A câmara elástica é constituída de elastômero, com características geométricas, de dureza e alongação que podem ser dimensionadas segundo a necessidade de cada caso; a câmara elástica poderá conter uma ou mais cavidades suplementares.

O adesivo é de natureza epoxídica de alto desempenho, e a pressurização é efetuada através de ar comprimido e válvulas.

Os catálogos da junta JEENE, de fácil aquisição, são bastante claros e explicativos; as juntas já foram testadas em inúmeras obras e, para aberturas da ordem de 6cm, têm comportamento e duração satisfatórios.

Se os lábios poliméricos, que fixam a câmara elástica, forem confeccionados com os materiais indicados e se forem atendidas as especificações construtivas, na recuperação desta junta bastará substituir a câmara elástica.

5.2.6 Juntas em blocos de neoprene e chapas de aço

Inicialmente denominadas Juntas Transiflex, de procedência norte-americana, são hoje fabricadas por várias empresas brasileiras.

Conhecidas, entre outras denominações, como Juntas Traflex ou Juntaflex, constam de um monobloco de composto de elastômero estruturado internamente por chapas de aço fretantes; são juntas de alto custo e somente utilizadas quando são necessárias grandes movimentações; as juntas podem ser simples, com apenas, basicamente, dois blocos de elastômero, e múltiplas, com vários blocos de elastômero.

As movimentações destas juntas são facilitadas por reentrâncias existentes nas faces superior e inferior da junta; as reentrâncias superiores devem ser permanentemente mantidas livres de detritos, para não prejudicar a movimentação da junta.

As juntas são fixadas por parafusos em berços de concreto; as dimensões dos berços e dos parafusos constam de catálogos dos fabricantes; bem dimensionadas, bem assentadas e com manutenção adequada, as juntas oferecem serviço de boa qualidade e duração. Estas juntas, pelo fato de serem fabricadas em módulos de 1,00m de comprimento, permitem recuperações parciais.

As patologias mais comuns são: trincas e fraturas nos berços, parafusos defeituosos ou desapertados, desgaste excessivo, rasgos e vazamentos.

É aconselhável que a recuperação ou a substituição de juntas de maior complexidade seja efetuada pelo fabricante ou por empresa por ele indicada.

5.2.7 Juntas modulares expansíveis

Utilizadas para grandes movimentações e aberturas, podem apresentar-se com várias configurações, como por exemplo: um conjunto de várias fitas de neoprene devidamente alojadas em blocos, adequadamente suportados ou um conjunto de juntas de compressão, também devidamente alojadas e suportadas.

Os cuidados, as patologias e as recuperações destas juntas são semelhantes aos das juntas em fitas

de neoprene e aos das juntas de compressão, acrescidas das verificações das estruturas auxiliares, de suporte dos apoios intermediários dos módulos das juntas.

5.2.8 Juntas denteadas

Mais conhecida como "finger joint", a junta denteada é constituída por duas chapas de aço, cada uma delas soldada em uma das extremidades e livre na outra; nas extremidades livres, as chapas têm saliências e reentrâncias defasadas e de dimensões adequadas e compatíveis com a movimentação da junta, o que permite um duplo funcionamento de macho e fêmea dos dentes.

Para funcionar como junta fechada, deve haver uma calha, que recolhe as águas pluviais e as escoam adequadamente.

Estas juntas devem estar perfeitamente construídas e assentadas, bem como sempre mantidas isentas de detritos; de outra forma, elas não funcionam e acabam por ter os dentes empenados, podendo provocar sérios acidentes de tráfego.

A Inspeção deve verificar se as chapas de aço estão firmemente fixadas, se há trincas ou fissuras nas soldas, se os dentes estão bem encaixados, se há corrosão nas chapas e se a calha inferior está coletando e direcionando convenientemente as águas pluviais.

A recuperação parcial destas juntas é possível porque elas são fornecidas em módulos; na recuperação e substituição dos módulos, deverá ser selecionada uma empresa com tradição e experiência neste tipo de serviço.

6 Manejo ambiental

As atividades de recuperação das juntas de dilatação podem variar, em número e qualidade, de acordo com o tipo de junta e a gravidade de suas patologias; em nenhuma destas atividades há qualquer agressão de monta ou permanente ao meio ambiente.

As atividades de recuperação são resumidas a seguir:

- a) sinalização: instalação e manutenção;
- b) desvio de tráfego;
- c) plataformas suspensas de trabalho;
- d) demolição e remoção de pavimento de asfalto;
- e) demolição e remoção de pavimento de concreto;
- f) concreto, $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;
- g) formas de compensado;
- h) armação, aço CA 50;
- i) concreto polimerizado;
- j) cantoneiras de aço de 4"x 4"x 1,0 cm: remoção e colocação;
- k) juntas de compressão;
- l) juntas de fita de neoprene;
- m) juntas tipo JEENE;
- n) juntas tipo Traflex ou Juntaflex;
- o) juntas modulares expansíveis;
- p) Juntas denteadas, "Finger Joints".

Os materiais, provenientes de tratamentos, substituições ou excedentes de qualquer natureza, imediatamente após a conclusão das obras, devem ser removidos para locais previamente determinados.

7 Inspeção

Os serviços de recuperação ou de substituição de juntas de dilatação são especializados, devendo alguns deles ser executados pelo próprio fabricante da junta.

Entretanto, como todas as atividades, em maior ou menor escala, dependem de decisões e orientações de profissionais experientes, a presença e o acompanhamento constantes de um engenheiro capacitado é indispensável.

8 Condições de conformidade e não- conformidade

A presença e o acompanhamento constantes de um engenheiro experiente e a recomendação de, preferencialmente, serem contratadas para recuperação das juntas de dilatação, as próprias fabricantes ou empresas por elas indicadas, reduz as possibilidades de serviços não-conformes; entretanto, detectada sua existência, eles devem ser refeitos antes do prosseguimento dos serviços.

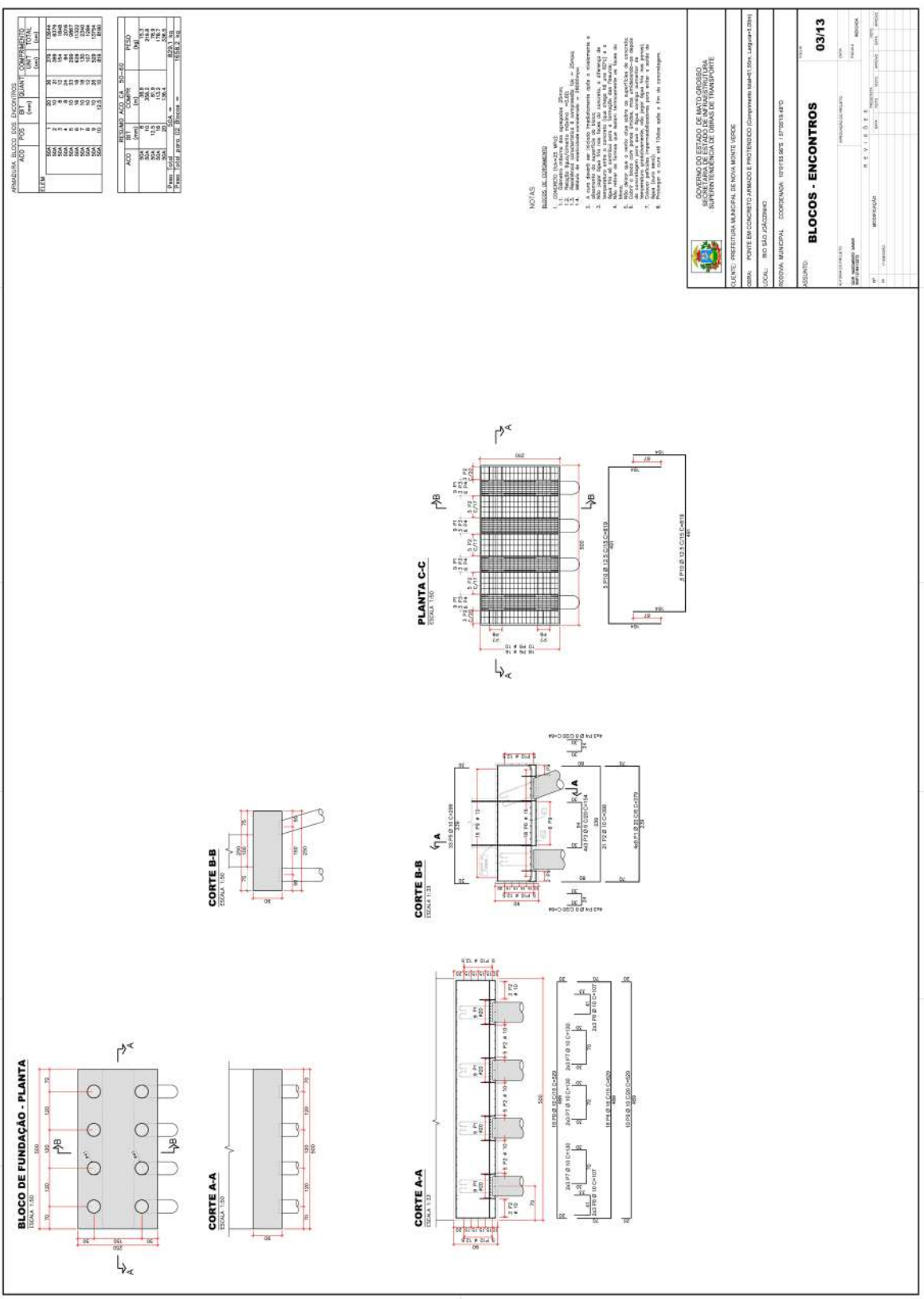
9 Critérios de medição

Os serviços, diferenciados e, às vezes parciais, previamente avaliados por um projeto, resultante de uma Inspeção, devem ser medidos por etapas, conforme indicado a seguir:

- a) sinalização: instalação, operação e manutenção:
 - sinalização horizontal e vertical: cada serviço com a sua unidade, de acordo com o SICRO 2;
 - sinalização semaforica: por mês;
- b) desvio de tráfego: cada serviço com a sua respectiva unidade, de acordo com o SICRO2 ;
- c) plataformas suspensas de trabalho: por m²;
- d) demolição e remoção de pavimento de asfalto: por m³;
- e) demolição e remoção de pavimento de concreto: por m³;
- f) concreto, fck = 30 MPa: por m³;
- g) formas de compensado: por m²;
- h) armação, aço CA 50: por kg;
- i) concreto polimerizado: por m³;
- j) cantoneiras de aço de 4"x 4"x 1,0 cm: remoção e colocação: por kg;
- k) juntas de compressão: por unidade;
- l) juntas de fita de neoprene: por unidade.
- m) juntas tipo JEENE: por unidade;
- n) juntas tipo Traflex ou Juntaflex: por unidade;
- o) juntas modulares expansíveis: por unidade;
- p) juntas denteadas, "Finger Joints": por unidade.

7.0 – PROJETO DE EXECUÇÃO





[illegible]

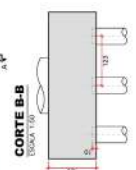
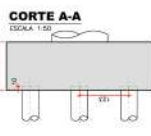
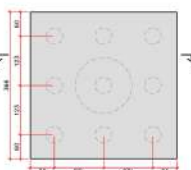
Figura 12B: Detalle de la conexión entre la viga de acero y la columna de concreto. Se muestra la viga de acero con una longitud de 100 cm y una altura de 25 cm, conectada a la columna de concreto. La conexión se realiza mediante una placa de acero de 10 mm de espesor, soldada a la viga y anclada en la columna. Se indican las dimensiones de la columna (100 cm de ancho y 25 cm de alto) y la longitud de la viga (100 cm).

[illegible]

PROPOSTA	PROTECTOR	ANEXO DE PROTEÇÃO
MEMO DE ENTREGA DE TENDÃO DE BARRACÃO PARA SALUBRIDADE DE 100.000.000,00 (CINQUENTA MILHÕES DE REAIS) - LÍQUIDA (TAXA DE RENTAL DE 10% ANUAL) - 100.000.000,00 MEMO DE ENTREGA DE TENDÃO DE COLO DE 100.000.000,00 (CINQUENTA MILHÕES DE REAIS) - LÍQUIDA (TAXA DE RENTAL DE 10% ANUAL) - 100.000.000,00 MEMO DE ENTREGA DE TENDÃO DE COLO DE 100.000.000,00 (CINQUENTA MILHÕES DE REAIS) - LÍQUIDA (TAXA DE RENTAL DE 10% ANUAL) - 100.000.000,00	OFFTERRA S/A OFFTERRA S/A OFFTERRA S/A OFFTERRA S/A	ANEXO 1 ANEXO 2 ANEXO 3 ANEXO 4
MEMO DE ENTREGA DE TENDÃO DE BARRACÃO PARA SALUBRIDADE DE 100.000.000,00 (CINQUENTA MILHÕES DE REAIS) - LÍQUIDA (TAXA DE RENTAL DE 10% ANUAL) - 100.000.000,00 MEMO DE ENTREGA DE TENDÃO DE COLO DE 100.000.000,00 (CINQUENTA MILHÕES DE REAIS) - LÍQUIDA (TAXA DE RENTAL DE 10% ANUAL) - 100.000.000,00 MEMO DE ENTREGA DE TENDÃO DE COLO DE 100.000.000,00 (CINQUENTA MILHÕES DE REAIS) - LÍQUIDA (TAXA DE RENTAL DE 10% ANUAL) - 100.000.000,00	OFFTERRA S/A OFFTERRA S/A OFFTERRA S/A	ANEXO 1 ANEXO 2 ANEXO 3
MEMO DE ENTREGA DE TENDÃO DE BARRACÃO PARA SALUBRIDADE DE 100.000.000,00 (CINQUENTA MILHÕES DE REAIS) - LÍQUIDA (TAXA DE RENTAL DE 10% ANUAL) - 100.000.000,00 MEMO DE ENTREGA DE TENDÃO DE COLO DE 100.000.000,00 (CINQUENTA MILHÕES DE REAIS) - LÍQUIDA (TAXA DE RENTAL DE 10% ANUAL) - 100.000.000,00 MEMO DE ENTREGA DE TENDÃO DE COLO DE 100.000.000,00 (CINQUENTA MILHÕES DE REAIS) - LÍQUIDA (TAXA DE RENTAL DE 10% ANUAL) - 100.000.000,00	OFFTERRA S/A OFFTERRA S/A OFFTERRA S/A	ANEXO 1 ANEXO 2 ANEXO 3

[illegible][illegible]

BLOCO DE FUNDAÇÃO ESCALA 1:50



BLOCO DE FUNDAÇÃO ESCALA 1:20

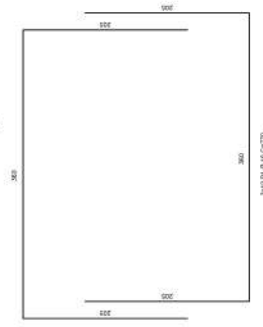
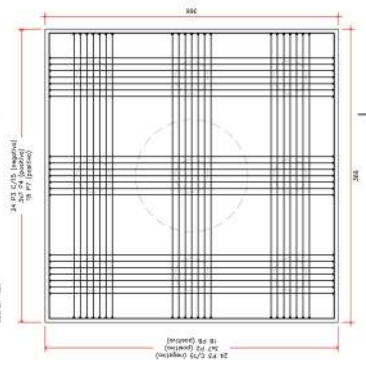
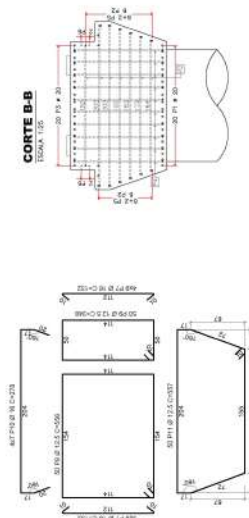
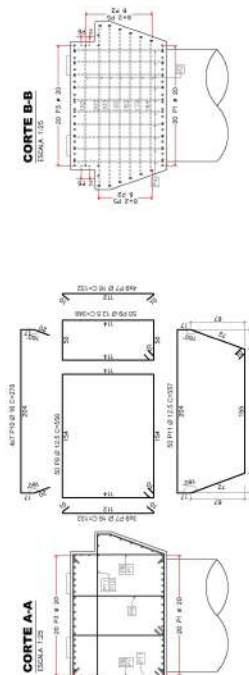
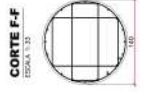
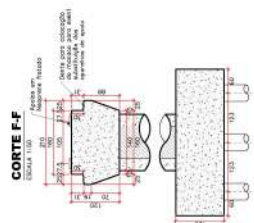
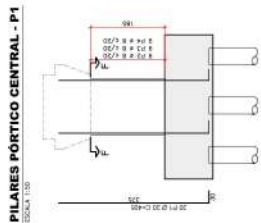
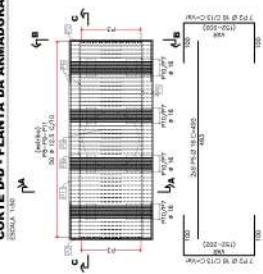
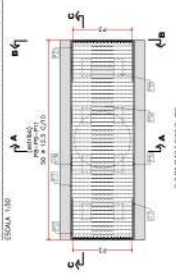
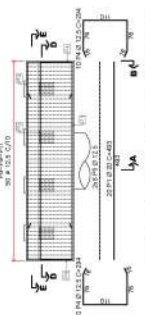
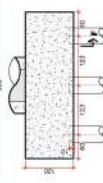
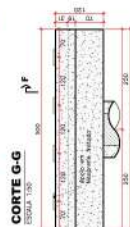
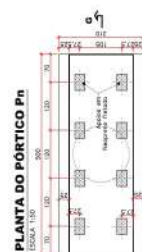


TABELA PARA DOBRAMENTO PADRÃO DOS GANCHOS

QUANTO A DIMENSIONI
 MET 30 METRO 3000
 QUANTO A DIMENSIONI
 QUANTO A DIMENSIONI
 2 / 50 METRO 50

RAIO		
Ø	CA-25	CA-50
	2 1/2	2 1/2
< 30	2 1/2	2 1/2
	2 1/2	2 1/2
> 30	2 1/2	2 1/2
	2 1/2	2 1/2



ACC	POS	BT (mm)	QUANT	COMPENSAZ UNIT TOTAL
BANCALSA CENTRAL				
50A	2	20	20	483
50A	1	16	14	534
50A	3	20	12	512
50A	4	12	20	7280
50A	5	16	16	483
50A	6	16	16	872
50A	7	16	16	483
50A	8	12	50	2360
50A	9	12	50	548
50A	10	12	50	1400
50A	11	12	50	507
50A	12	12	50	2700

Q	RAC		
	CA-25	CA-50	CA-60
≤ 36	3 #	2 #	3 #
> 36	2 #	4 #	—

ACO	BIT	CONC	RESINO ACO 50-50	PESO
	(mm)	(%)	(kg)	(kg)
50A	12.5	55.0	78.5	
50B	12.5	25.2	48.2	
50C	12.5	25.2	48.2	
50D	25	21.8	56.5	
Peso Total			1787.3	kg

ACQ	POS	BT (year)	QUANT	COMPLEMENT	
				UNIT	TOTAL
				(ton)	(ton)
50A	1	30	30	406	8,530
50A	2	30	60	469	4311
50A	3	30	90	450	3850
50A	4	30	120	384	3278

RESUMO ACO. CA. 50-60			
ACO	BT	CONPR	PESO
	(mm)	(m)	(kg)
50A	5	111.0	43.8
50B	24	81.8	199.2
Peso Total		50A =	243.8 kg

[illegible][illegible]



8.0 – MEMÓRIA DE CÁLCULO DE ESTRUTURAS

INTRODUÇÃO

CRITERIOS DE CÁLCULO

Neste memorial de cálculo se desenvolve o dimensionamento da Ponte sobre o Rio São Joãozinho, localizado na Rodovia Municipal, coordenadas $10^{\circ} 01' 55.96''$ S / $57^{\circ} 05' 19.48''$ O, com extensão total de 61,55m e largura de 5,00m.

O tabuleiro será composto por vigas do tipo I, em concreto com protensão aderente, que serão protendidas com cordoalhas de 15,2mm (0,6") de diâmetro.

As vigas, calculadas sobre apoios simples, são caracterizadas por uma altura de 140cm e um comprimento de 30,00m, serão completadas (na obra) com uma laje de espessura colaborante total de 17cm mais uma pré-laje de 5cm.

O peso da laje e as cargas permanentes de segunda fase (pavimentação, barreiras de proteção, etc) aplicam-se às diferentes vigas em função de suas respectivas áreas de influência.

As cargas móveis previstas pela NBR 7188 (Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres), são repartidas transversalmente na superestrutura mediante um modelo de elementos finitos.

As verificações de estabilidade se desenvolveram na viga que resultou mais solicitada, as armaduras, assim determinadas, foram consideradas iguais para todas as outras vigas.

Levou-se em conta a diferente classe de resistência do concreto entre as vigas e a laje através de um coeficiente de homogenização, que equivale à razão entre aos seus respectivos módulos de elasticidade convencionais.

As perdas de tensão nas armaduras de protensão são descontadas ora na viga isolada, ora na seção composta, nas proporções indicadas nesse memorial.

Nas seções perto do apoio, em função do insuficiente comprimento de ancoragem das cordoalhas, a verificação ao cisalhamento foi efetuada considerando uma seção de concreto armado.

Consideram-se positivos os momentos que tracionam as fibras inferiores da viga e da laje e as forças de compressão; quanto às tensões, convencionou-se como negativas as de compressão.

O elemento que representa a viga no modelo computacional têm coordenada de origem na sua extremidade.

NORMAS DE REFERÊNCIA

O cálculo se desenvolveu com referência, onde aplicável, às seguintes normas:

NBR 6118 - 2014- Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;

NBR 6120 - 2019 - Cargas para o Cálculo de Estruturas;

NBR 6122 - 2022 - Projeto e Execução de Fundações;

NBR 6123 - 1988 - Forças devidas ao vento em edificações;

NBR 7187 - 2021 - Projeto de pontes – procedimento;

NBR 7188 - 2013 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres;

NBR 7483 - 2021 - Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido;

NBR 8681 - 2003 - Ações e segurança nas estruturas;

NBR 9062 - 2017 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado.

DESCRIÇÃO DO MODELO

Nesse capítulo é apresentada uma breve descrição das características do modelo (seções, materiais e cargas aplicadas), idealizado com a finalidade de representar da maneira mais fiel possível o comportamento da superestrutura.

A análise foi baseada no método dos elementos finitos, com o auxílio do programa CSIBridge v.17.1.1:



Os parâmetros flexionais e torcionais das vigas que compõem o tabuleiro foram calculados considerando as características estático-geométricas das seções de concreto simples (sem homogeneização) considerando a contribuição resistente da laje, quando apropriado.

Considerou-se um coeficiente de mola horizontal para o aparelho de neoprene:

$K_n = G \cdot A_n / d_n$, onde:

K_n = rigidez horizontal do aparelho de neoprene;

G = módulo de elasticidade transversal do neoprene, $G = 1.000 \text{ KN/m}^2$;

A_n = área em planta do neoprene;

d_n = altura do neoprene, não se considera as chapas de aço de fretagem.

A intenção do modelo de elementos finitos é determinar o comportamento da estrutura em serviço, ou seja, a partir do momento em que a laje é solidarizada à longarina, onde a seção reagente é a seção composta.

Em primeira fase, quando a laje ainda não contribui na resistência do conjunto, o peso próprio da viga e da laje são calculados e aplicados diretamente na viga, em esquema isostático como carga uniformemente distribuída.

As travessinas são representadas por elementos com geometria retangular com largura igual a 40cm e altura proporcional à altura da longarina.

O esquema de vínculo considerado prevê um apoio em neoprene fretado, portanto com rotação liberada.

Ao modelo supracitado foram aplicadas as cargas permanentes e cargas móveis definidas neste memorial.

As cargas foram combinadas entre si de acordo com as indicações da NBR 6118.

Da análise do modelo emerge que as vigas mais solicitadas são as mais externas.

CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

- Classe de agressividade ambiental II, conforme NBR6118;
- Cobrimento das armaduras: 3cm para peças moldadas *in-loco*, 2cm para as pré-moldadas e 5cm para as fundações.
- Concreto protendido nível 2 (protensão limitada).

Concreto para as vigas pré-moldadas protendidas (Classe C40)

- Diâmetro máximo agregados:	19mm
- Relação água/cimento máxima:	0,40

Fase inicial

- Resistência característica à compressão	$F_{ckj} = 30\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade	$E = 26071,59\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível	$f_{tkj} = 2,03\text{MPa}$
- Compressão admissível E.L.U.	$\sigma_c = 0,7 f_{ckj} = 21,0\text{MPa}$
- Coeficiente de segurança	$\gamma_c = 1,2$
- Resistência à compressão de cálculo	$f_{cdj} = f_{ckj} / \gamma_c = 25\text{MPa}$
- Resistência à tração de cálculo	$f_{ctdj} = f_{ctkj} / \gamma_c = 1,69\text{MPa}$

Fase final

- Resistência característica à compressão	$F_{ck} = 40\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade	$E = 35417,51\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível E.L.U.	$f_{tk} = 3,10\text{MPa}$
- Coeficiente de segurança	$\gamma_c = 1,4$
- Resistência à compressão de cálculo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 28,57\text{MPa}$
- Resistência à tração de cálculo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,21\text{MPa}$

Concreto moldado in loco (classe C30)

-Diâmetro máximo dos agregados	25mm
- Relação água/cimento máxima	0,45
- Resistência característica à compressão	$f_{ck} = 30\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível	$f_{tk} = 2,03\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade	$26071,59\text{MPa}$
E.L.U.	
- coeficiente de segurança	$\gamma_c = 1,4$
- resistência à compressão de cálculo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21,43\text{Mpa}$
- resistência à tração de cálculo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,08\text{MPa}$

Aço para cordoalha de 0,6"

CP 190 RB

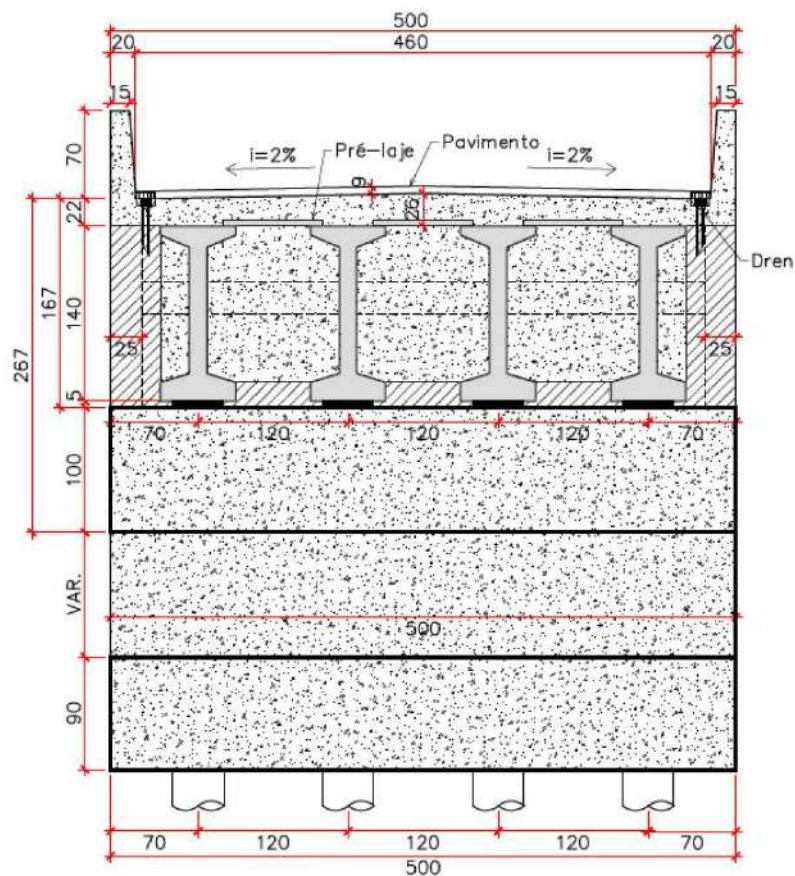
- $f_{ptk} = 1900\text{MPa}$
- $f_{pyk} = 1710\text{Mpa}$

A tensão máxima resistente da cordoalha deve verificar as seguintes desigualdades:

$$\sigma_{pi} \leq 0,77 f_{ptk} = 0,77 \times 1.900 = 1.463 \text{ MPa} = 146,3 \text{ kN/cm}^2 \text{ ou}$$
$$\sigma_{pi} \leq 0,85 f_{pyk} = 0,85 \times 1.710 = 1.453 \text{ MPa} = 145,3 \text{ kN/cm}^2$$

CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SUPERESTRUTURA

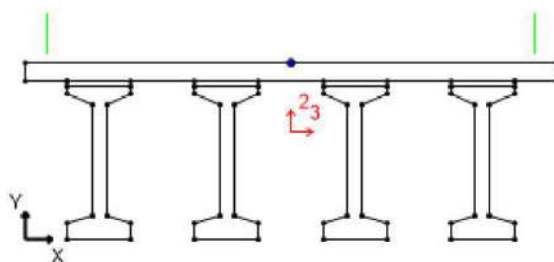
Seção transversal típica:



PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS* DAS VIGAS:

*unidades: (kN - m - °C)

O tabuleiro completo possui as seguintes propriedades geométricas:



A	2.5233
J	0.0451
I33	0.8493
I22	4.485
I23	0.
AS2	1.1237
AS3	1.0576
S33(+face)	1.3387
S33(-face)	0.8617
S22(+face)	1.794
S22(-face)	1.794
Z33	1.4053
Z22	3.2312
r33	0.5801
r22	1.3332
Xcg	2.5
Ycg	0.9856
Xpna	2.5
Ypna	1.2408

CARREGAMENTOS PARA OS VIADUTOS RODOVIÁRIOS

CARGAS PERMANENTES

Os elementos estruturais, como vigas, laje, travessas, transversinas e alas laterais, tiveram seu peso-próprio considerado automaticamente no modelo de cálculo, com peso específico de 25kN/m^3 , segundo as medidas do projeto executivo.

Além desses elementos, foram incluídos os seguintes carregamentos permanentes:

a) Laje de Transição

Metade do peso da laje de transição, solo e pavimento sobre a mesma foi considerado aplicado diretamente na estrutura dos encontros.

b) Faixa lateral

Nas bordas da laje, o elemento pré-fabricado de concreto de acabamento, foi considerado como uma carga linear de $2,36\text{kN/m}$.

c) Barreiras

Foi considerada uma carga linear de $5,80\text{kN/m}$ nas barreiras laterais.

d) Pavimentação

Foi considerada uma carga distribuída de $3,68\text{kN/m}^2$, que inclui 7cm de pavimento e um adicional de 2kN/m^2 .

CARGAS MÓVEIS

Trem-Tipo da NBR 7188/2013 – Classe 45.

Sobrecarga Móvel 5kN/m^2 - de acordo com a NBR 7188/2013.

VARIAÇÃO UNIFORME DE TEMPERATURA

Foi considerada uma variação uniforme de temperatura de $+10^\circ\text{C}$, e -5°C . O Gradiente Térmico foi desprezado por se tratar de uma estrutura isostática.

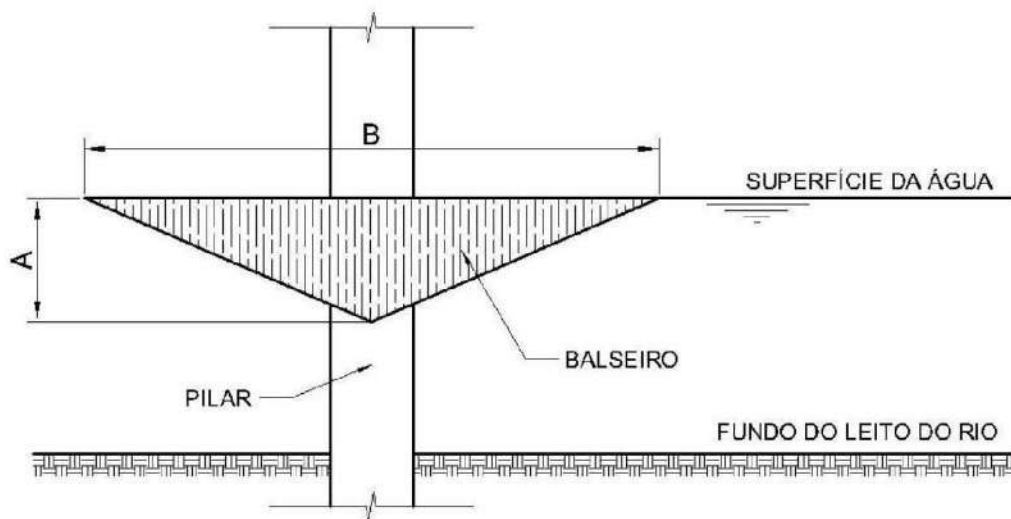
VENTO

Foi aplicada uma carga de $3,82\text{ kN/m}$ ao nível da laje, na mesma direção da correnteza.

CORRENTEZA

A velocidade da água foi considerada como 2m/s , e o empuxo aplicado diretamente nos tubulões. O empuxo nos tubulões é $1,90\text{ kN/m}$.

Além disso, foi considerada a formação de balseiros, com as dimensões $A=3,00\text{m}$ e $B=13,40\text{m}$, que resultam numa carga concentrada de 57kN aplicada no topo dos pilares.



COMBINAÇÕES

$$S_d = \gamma_G F_G + \gamma_Q F_Q + \sum \gamma_{Qi} \Psi_{0i} F_{Qi}$$

CARREGAMENTO	$\gamma_{G,desfav}$	$\gamma_{G,fav}$	γ_Q	$\Psi_{0,desfav}$	$\Psi_{0,fav}$
Peso próprio da Viga	1,30	1,0			
Peso próprio da Laje	1,35	1,0			
Sobrecarga permanente	1,50	1,0			
Trem-tipo			1,50		
Vento, Correnteza, Temperatura			1,2	0,6	0
Efeitos reológicos a tempo "infinito"			1,2	1	0

LONGARINAS

VERIFICAÇÃO DA LONGARINA.

Da análise do modelo emerge da viga mais solicitada, os esforços solicitantes devido às cargas permanentes de segunda fase e as móveis a seguir:

Peso próprio longarina + transversina:

Posição (cm)	Carga	Cortante (kN)	M. Torçor (kN.m)	M. Fletor (kN.m)
0	DEAD	-128.42	-6.47	0.00
114	DEAD	-118.86	4.69	140.64
228	DEAD	-109.30	1.84	270.41
341	DEAD	-99.73	1.39	389.30
455	DEAD	-90.17	-1.59	497.30
569	DEAD	-80.61	-1.68	594.43
683	DEAD	-71.04	-1.59	680.68
796	DEAD	-61.48	-1.41	756.06
910	DEAD	-51.92	1.17	820.55
1502	DEAD	-2.16	-0.06	980.56

Peso próprio da laje:

Posição (cm)	Carga	Cortante (kN)	M. Torçor (kN.m)	M. Fletor (kN.m)
0	PPlaje	-105.02	-2.08	0.00
114	PPlaje	-95.45	7.11	115.01
228	PPlaje	-85.89	6.83	221.12
341	PPlaje	-76.33	-6.43	318.34
455	PPlaje	-66.76	-5.72	406.66
569	PPlaje	-57.20	-4.94	486.08
683	PPlaje	-47.63	-4.22	556.61
796	PPlaje	-38.07	-3.55	618.24
910	PPlaje	-28.51	-2.93	670.98
1502	PPlaje	21.24	-0.33	801.83

Permanentes de segunda fase: Pavimentação + Guarda-rodas.

Posição (cm)	Carga	Cortante (kN)	M. Torçor (kN.m)	M. Fletor (kN.m)
0	PPpav+GR	-140.69	19.87	-13.77
114	PPpav+GR	-140.69	28.51	146.26
228	PPpav+GR	-127.49	-28.84	274.36
341	PPpav+GR	-115.53	-28.89	384.87
455	PPpav+GR	-103.83	-26.92	481.14
569	PPpav+GR	-92.14	-24.25	565.05
683	PPpav+GR	-80.48	-21.38	640.48
796	PPpav+GR	-68.93	-18.43	704.30
910	PPpav+GR	-57.56	-15.48	756.63
1502	PPpav+GR	-3.24	-1.23	855.73

Carga móvel (Moving load)

Posição (cm)	Carga	Cortante (kN)	M. Torçor (kN.m)	M. Fletor (kN.m)
0	ML	192.33	14.26	11.25
114	ML	181.58	14.26	229.99
228	ML	170.70	19.12	436.71
341	ML	159.86	19.94	622.15
455	ML	149.16	19.17	786.46
569	ML	138.64	17.90	930.18
683	ML	128.33	16.40	1053.80
796	ML	118.25	14.78	1157.55
910	ML	108.44	13.25	1244.80
1502	ML	72.42	9.15	1414.16

Observação: Os eixos indicados referem-se a um sistema de coordenadas que tem origem na extremidade da viga, assim como o programa de verificação da longarina.

A disposição das cordoalhas na longarina são indicadas na tabela seguinte:

Cordolha	Área cordoalha = 1,39 cm²		
Ø 15,2mm	Coef. homog. n= 7.1		
fila	n°	Area [cm ²]	d [cm]
1	11	15,29	6
2	11	15,29	10
4	4	5,56	136
	26		

VERIFICAÇÃO À FLEXO-COMPRESSÃO E CORTANTE PARA C.P.

A verificação baseia-se, no que se refere às características mecânicas dos materiais e aos procedimentos de cálculo, nas normas técnicas vigentes (ver capítulo 2 “Normas de referência”) considerando todas as suas indicações e limitações.

No que concerne às características estáticas e geométricas das seções reagentes, é prevista a possibilidade de que a estrutura a ser verificada seja realizada em duas diferentes fases de concretagem: a primeira geralmente coincide com a pré-fabricação em fábrica e a segunda, com a sucessiva concretagem integrativa (laje) realizada na obra.

As características de resistência da concreto empregado nas duas fases podem ser diferentes, nesse caso usa-se um coeficiente de homogenização para a concretagem em segunda fase, equivalente à razão entre os módulos de elasticidade dos dois materiais.

No caso em estudo, as larguras de concretagem colaborante coincidem com a distância entre os eixos das longarinas; o coeficiente de homogenização entre os concretos é 0,87.

As armaduras de precompressão têm coeficiente de homogenização n igual a 7,67.

No que se refere às solicitações, e consequentemente o estado tensional, são previstas 6 diferentes fases que visam definir o estado de solicitação do elemento estrutural ao longo da sua vida útil:

I - Transporte;

II - Estocagem;

III - Primeira fase da concretagem da laje, onde age na estrutura o peso da laje mas não se considera a seção colaborante. Nessa fase são consideradas as perdas imediatas de protensão;

IV - Segunda fase de concretagem da laje, onde existe contribuição geométrica da laje no conjunto, considera-se nessa fase todas as perdas de protensão;

V - Inclusão das cargas permanentes de segunda fase;

VI - inclusão das cargas móveis, considerando combinação quase-permanente, frequente e rara.

Propriedades geométricas das vigas homogenizadas nas diferentes seções de verificação considerando a contribuição geométrica da armadura de pré-compressão:

Geometria viga sozinha, para verificação em primeira fase (na fábrica)

Seção.	Ap (cm ³)	Ach (cm ²)	ep	I _{x-x} h (cm ⁴)	Whi (cm ³)	Whs (cm ³)	d (cm)
0.00m	22.24	3484.86	25.36	8522199	131905	-113040	101
1.14m	22.24	3484.86	25.36	8522199	131905	-113040	101
2.28m	22.24	3484.86	25.36	8522199	131905	-113040	101
3.41m	30.58	3530.56	33.51	8521702	131538	-113298	109
4.55m	30.58	3530.56	33.51	8521702	131538	-113298	109
5.69m	33.36	3545.79	35.33	8521614	131451	-113360	111
6.83m	33.36	3545.79	35.33	8521614	131451	-113360	111
7.96m	33.36	3545.79	35.33	8521614	131451	-113360	111
9.10m	33.36	3545.79	35.33	8521614	131451	-113360	111
15.02m	36.14	3561.03	37.17	8521543	131370	-113419	112

Geometria da viga + laje, para verificações de segunda fase (em exercício)

Seção	Ap (cm ³)	Ach (cm ²)	ep	I _{x-x} h (cm ⁴)	Whi (cm ³)	Whs (cm ³)	d (cm)
0.00m	22.24	5844.15	60.93	18906017	188718	-305831	123
1.14m	22.24	5844.15	60.93	18906017	188718	-305831	123
2.28m	22.24	5844.15	60.93	18906017	188718	-305831	123
3.41m	30.58	5881.49	69.06	18905206	188422	-306576	131
4.55m	30.58	5881.49	69.06	18905206	188422	-306576	131
5.69m	33.36	5893.93	70.87	18905055	188354	-306751	133
6.83m	33.36	5893.93	70.87	18905055	188354	-306751	133
7.96m	33.36	5893.93	70.87	18905055	188354	-306751	133
9.10m	33.36	5893.93	70.87	18905055	188354	-306751	133
15.02m	36.14	5906.38	72.71	18904923	188288	-306919	134

Cálculo das perdas:

Perdas de primeira fase (viga na fábrica)

Seção	Acom. Anco- ragem	Def. imediata	Relax. Aço	Perdas progressivas		TOTAL (primeira fase)
				borda super.	borda infer.	
0.00m	1.63%	1.29%	2.29%	2.23%	3.65%	8.87%
1.14m	1.63%	1.29%	2.29%	2.32%	3.58%	8.79%
2.28m	1.63%	1.29%	2.29%	2.40%	3.51%	8.73%
3.41m	1.63%	1.48%	2.29%	2.14%	3.52%	8.92%
4.55m	1.63%	1.48%	2.29%	2.20%	3.46%	8.86%
5.69m	1.63%	1.52%	2.29%	2.17%	3.41%	8.86%
6.83m	1.63%	1.52%	2.29%	2.23%	3.37%	8.81%
7.96m	1.63%	1.52%	2.29%	2.27%	3.33%	8.78%
9.10m	1.63%	1.52%	2.29%	2.31%	3.29%	8.74%
15.02m	1.63%	1.57%	2.29%	2.32%	3.21%	8.71%

Perdas de segunda fase (viga em exercício)

Seção	Relax. Aço	Perdas progressivas		TOTAL (segunda fase)
		borda super.	borda infer.	
0.00m	5.20%	7.11%	8.24%	13.44%
1.14m	5.20%	7.18%	8.17%	13.37%
2.28m	5.20%	7.24%	8.11%	13.30%
3.41m	5.20%	6.89%	7.96%	13.16%
4.55m	5.20%	6.94%	7.91%	13.11%
5.69m	5.20%	6.87%	7.82%	13.02%
6.83m	5.20%	6.92%	7.78%	12.98%
7.96m	5.20%	6.95%	7.74%	12.94%
9.10m	5.20%	6.98%	7.71%	12.91%
15.02m	5.20%	6.94%	7.59%	12.79%

Verificação das seções no E.L.S:

Nas tabelas seguintes, a primeira coluna indica a seção analisada, σ_s e σ_i (em kN/cm²) representam respectivamente as tensões na borda superior e inferior da viga pré-fabricada. As tensões máximas admissíveis para cada caso estão indicadas acima das tabelas:

Combinação 1: $0,8g_1 + P_0$

(Combinação especial de transporte, sob supervisão)

$\sigma_{c,lim} = -0,7 f_{ckj} = -0,7 \times 25 = -17,50 \text{ MPa} = -1,75 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{t,lim} = 1,2 f_{tkj} = 1,2 \times 1,35 = 1,62 \text{ MPa} = 0,162 \text{ kN/cm}^2$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
1.15m	-0.280	-1.299
2.30m	-0.372	-1.222
3.45m	-0.225	-1.898
4.60m	-0.301	-1.833
5.76m	-0.291	-2.024
6.91m	-0.352	-1.972
8.06m	-0.405	-1.927
9.21m	-0.451	-1.889
12.89m	-0.471	-2.052

Combinação 2: $g_1 + P_0$

(Combinação especial de estocagem ou repouso, sob supervisão)

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
1.15m	-0.305	-1.278
2.30m	-0.420	-1.181
3.45m	-0.294	-1.839
4.60m	-0.389	-1.758
5.76m	-0.396	-1.933
6.91m	-0.472	-1.869
8.06m	-0.539	-1.812
9.21m	-0.595	-1.764
12.89m	-0.644	-1.903

Combinação 3: $g_1 + \text{peso da laje} + P_0$ (sem considerar a contribuição geométrica da laje)

(Combinação de estado em vazio → ações permanentes)

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
1.15m	-0.407	-1.191
2.30m	-0.616	-1.013
3.45m	-0.575	-1.597
4.60m	-0.748	-1.449
5.76m	-0.825	-1.563
6.91m	-0.963	-1.445
8.06m	-1.084	-1.342
9.21m	-1.187	-1.254
12.89m	-1.351	-1.293

Combinação 4: $g_1 + \text{peso da laje} + P_{\infty}$ (considerando a contribuição geométrica da laje)

$$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 40 = -20 \text{ MPa} = -2,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{t,lim} = 0$$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
1.15m	-0.023	-0.920
2.30m	-0.100	-0.797
3.45m	-0.066	-1.206
4.60m	-0.130	-1.105
5.76m	-0.152	-1.189
6.91m	-0.203	-1.109
8.06m	-0.247	-1.038
9.21m	-0.286	-0.978
12.89m	-0.341	-1.011

Combinação 5: $g_1 + g_2 + P_{\infty}$

(Combinação incluindo cargas permanentes de segunda fase)

$$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 40 = -20 \text{ MPa} = -2,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{t,lim} = 0$$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	-0.007
1.15m	-0.071	-0.842
2.30m	-0.190	-0.652
3.45m	-0.192	-1.002
4.60m	-0.287	-0.849
5.76m	-0.336	-0.889
6.91m	-0.412	-0.769
8.06m	-0.477	-0.664
9.21m	-0.532	-0.576
12.89m	-0.620	-0.557

Combinação 6: $g_1 + g_2 + 0,4q + P_{\infty}$

(Combinação quase-permanente)

$$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 40 = -20,0 \text{ MPa} = -2,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{t,lim} = 0$$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
1.15m	-0.109	-0.781
2.30m	-0.262	-0.535
3.45m	-0.294	-0.834
4.60m	-0.417	-0.638
5.76m	-0.490	-0.639
6.91m	-0.586	-0.485
8.06m	-0.668	-0.353
9.21m	-0.738	-0.242
12.89m	-0.853	-0.176

Combinação 7: $g_1 + g_2 + 0,6q + P_{\infty}$

(Combinação freqüente)

$$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 40 = -20,0 \text{ MPa} = -2,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{t,lim} = 1,2 f_{tk} = 1,2 \times 3,1 = 3,72 \text{ MPa} = 0,372 \text{ kN/cm}^2$$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
1.15m	-0.128	-0.750
2.30m	-0.298	-0.476
3.45m	-0.346	-0.751
4.60m	-0.482	-0.532
5.76m	-0.567	-0.514
6.91m	-0.673	-0.343
8.06m	-0.764	-0.197
9.21m	-0.841	-0.074
12.89m	-0.970	0.014

O coeficiente dinâmico φ é calculado através da fórmula:

$$\varphi = CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

$\varphi = 1,5831$ para as seções distantes até 5m dos apoios

$\varphi = 1,2665$ para as demais seções.

Verificação no E.L.U da seção no meio do vão sob ação de carregamentos combinados:

Titolo: Longarina30m

N° Vertici 16 **Zoom** **N° barre** 1 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-30	0
2	30	0
3	30	15
4	7	22
5	7	123
6	30	133

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.02	0	5

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n
N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 6106.34 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali
CA50 **C40/50**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 434.8 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 22.67 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 2.174 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 14.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 435 N/mm² τ_{co} 0.8667
 τ_{c1} 2.4

M_{xRd} 6,550 kN m
 σ_c -22.67 N/mm²
 σ_s 434.8 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 22.44 ‰
 d 157 cm
 x 21.18 x/d 0.1349
 δ 0.7

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Armatura Precompressione
N° cavi 3 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_{se} [MPa]
1	15.29	0	6	110
2	15.29	0	10	110
3	5.56	0	134	110

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 0 cm **Col. modello**

☒ Precompresso

Tipo cavo Trefolo
 ϵ_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1,409 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 7.045 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²
 σ_{sp} 1,409 N/mm²
 ϵ_{sp} 22.82 ‰ compressa predef.

O momento último atuante ($M_{Sd}=6106.34\text{kN.m}$) é menor que o resistente ($M_{Rd} = 6550,0\text{kN.m}$), portanto a longarina está verificada.

Verificação ao esforço cortante na longarina

Cortante e momento torçor de projeto:

Seção	Vsdg (kN)	Vsdq (kN)	Tsdg (kN.m)	Tsdq (kN.m)
0.00m	-574.65	290.82	18.27	10.70
1.14m	-561.74	290.82	58.69	10.70
2.28m	-513.79	275.05	31.55	14.34
3.41m	-467.75	259.06	50.13	14.96
4.55m	-421.91	243.22	50.26	14.38
5.69m	-375.89	227.69	45.31	13.42
6.83m	-329.83	212.47	39.91	12.30
7.96m	-283.93	197.60	34.34	11.09
9.10m	-238.33	183.08	25.60	9.94
15.02m	-12.58	116.37	2.37	6.86

Verificação das seções:

Parâmetros da seção resistente:

Seção	Area cortante (cm ²)	Ø estribo (mm)	S (cm)	Asw (cm ²)	d (cm)	he (cm)	Ae (cm ²)	ue (cm)
0.00	1718.50	10.00	5.00	1.57	122.75	14.00	1718.5	273.50
1.14	1718.50	10.00	10.00	1.57	122.75	14.00	1718.5	273.50
2.28	1718.50	10.00	10.00	1.57	122.75	14.00	1718.5	273.50
3.41	1830.18	10.00	20.00	1.57	130.73	14.00	1830.2	289.45
4.55	1830.18	10.00	20.00	1.57	130.73	14.00	1830.2	289.45
5.69	1855.00	10.00	20.00	1.57	132.50	14.00	1855.0	293.00
6.83	1855.00	10.00	20.00	1.57	132.50	14.00	1855.0	293.00
7.96	1855.00	10.00	20.00	1.57	132.50	14.00	1855.0	293.00
9.10	1855.00	10.00	20.00	1.57	132.50	14.00	1855.0	293.00
15.02	1880.31	10.00	20.00	1.57	134.31	14.00	1880.3	296.62

Verificação da armadura nessessária para absorver o esforço cortante:

Seção	VRd2 (kN)	Vc0 (kN)	M0 (kN.m)	Msd,max (kN.m)	Vc (kN)	Vsw (kN)	VRd3 (kN)	Vsd (kN)
0.00	1113.59	180.90	1499.78	-14.75	0.00	1508.99	1508.99	865.48
1.14	1113.59	180.90	1502.54	969.58	361.79	754.49	1116.29	852.57
2.28	1113.59	180.90	1505.08	1844.74	328.49	754.49	1082.98	788.83
3.41	1185.96	192.65	2344.11	2628.46	364.47	401.76	766.23	726.81
4.55	1185.96	192.65	2347.30	3326.48	328.60	401.76	730.36	665.13
5.69	1202.04	195.27	2630.98	3942.14	325.59	407.21	732.80	603.58
6.83	1202.04	195.27	2633.81	4481.72	310.02	407.21	717.23	542.30
7.96	1202.04	195.27	2636.28	4940.76	299.46	407.21	706.67	481.53
9.10	1202.04	195.27	2638.39	5324.48	292.02	407.21	699.24	421.41
15.02	1218.44	197.93	2938.33	6106.34	293.17	412.77	705.94	128.96

Verificação da armadura nessessária para absorver a torção:

Seção	TRd2 (kN.m)	TRd3 (kN.m)	TRd4 (kN.m)	TSd (kN.m)	Vsd/Vrd2+ Tsd/Trd2
0.00	288.71	469.46	140.21	28.96	0.88
1.14	288.71	234.73	140.21	69.39	1.0
2.28	288.71	234.73	140.21	45.88	0.87
3.41	307.47	124.99	141.09	65.09	0.82
4.55	307.47	124.99	141.09	64.64	0.77
5.69	311.64	126.69	141.28	58.73	0.69
6.83	311.64	126.69	141.28	52.20	0.62
7.96	311.64	126.69	141.28	45.42	0.55
9.10	311.64	126.69	141.28	35.54	0.46
15.02	315.89	128.42	141.46	9.23	0.14

Os esforços solicitantes são menores que os resistentes, portanto o elemento foi verificado.

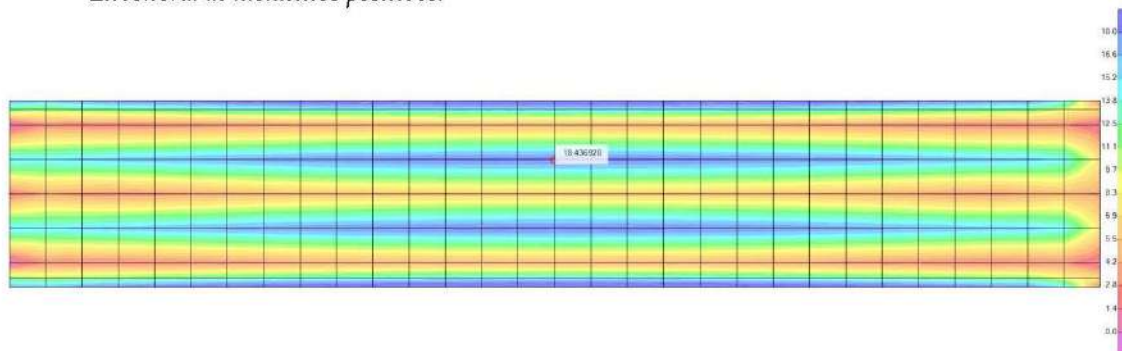
Verificação do ELU de Fadiga.

Fadiga		Mom. Solicitante (kN.m/m)		Mom. Solicitante (kN.m/m)	
Materiais (MPa)		Comb.Freq.(+)= 706.21		Comb.Freq.(-)= -19.69	
f_{ck} =	40	Cálculo da linha neutra no estágio II puro		Cálculo da linha neutra no estágio II puro	
E_{cs} =	30105				
f_{yk} =	1710	a= 0.070		a= 0.07	
E_s =	195000	b= 0.400		b= 0.400	
α_s =	6.48	c= -0.071		c= -0.071	
Seção (m)		Δ = 0.180		Δ = 0.180	
h=	1.62	X_{nl} (m)= 0.171		X_{nl} (m)= 0.171	
bw=	0.140	$I_{x,II}$ = 0.04244m4		$I_{x,II}$ = 0.04244m4	
d_{sup} =	0.05	Deformações (‰)		Deformações (‰)	
d_{inf} =	1.52	ϵ_c = -0.0945		ϵ_c = 0.0026	
hf=	0.220	$\epsilon_{s, sup}$ = 0.0668		$\epsilon_{s, sup}$ = -0.0019	
bf=	1.870	$\epsilon_{s, inf}$ = 0.7456		$\epsilon_{s, inf}$ = -0.0208	
Arm. Adotada (cm ² /m)		Tensões (MPa)		Tensões (MPa)	
$A_{s, sup}$ =	1.97	σ_c = -2.84		σ_c = 0.08	
		$\sigma_{s, sup}$ = 13.04		$\sigma_{s, sup}$ = -0.36	
$A_{s, inf}$ =	29.04	$\sigma_{s, inf}$ = 145.39		$\sigma_{s, inf}$ = -4.05	
Flutuação da tensão (MPa)		Flutuação limite (MPa)		Verificação da flutuação	
$\Delta\sigma_{s, sup}$ =	13.40	$\Delta\sigma_{s, lim sup}$ = 150		$\Delta\sigma_{s, sup}$ = OK	
$\Delta\sigma_{s, inf}$ =	149.44	$\Delta\sigma_{s, lim inf}$ = 150		$\Delta\sigma_{s, inf}$ = OK	

LAJE

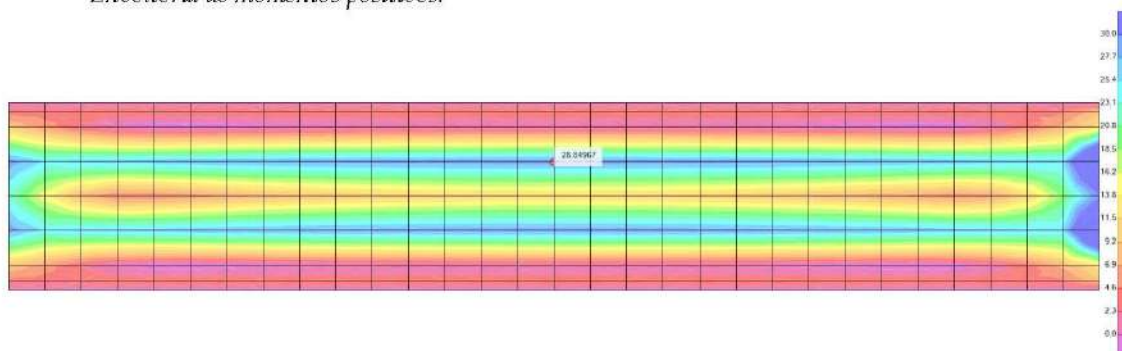
Devido ao comportamento global do tabuleiro, o momento longitudinal máximo de cálculo (M11), no meio do vão, é igual a 18,43kN.m/m, conforme envoltória a seguir:

Envoltória de momentos positivos:

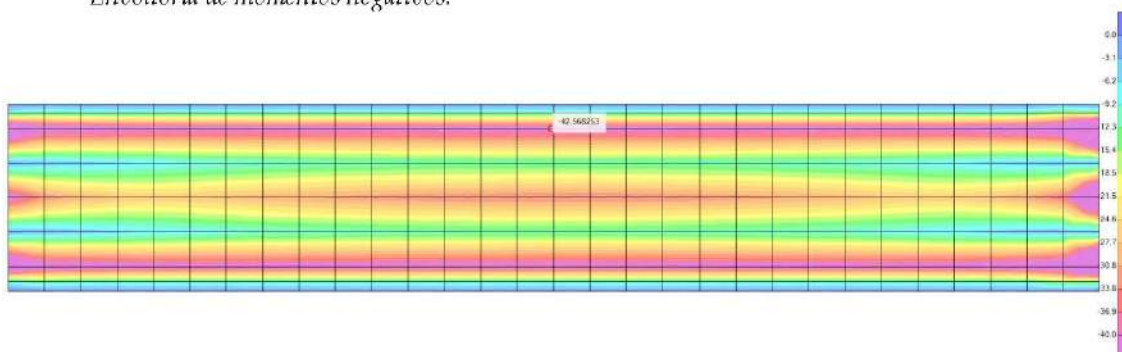


O momento máximo transversal máximo (M22), por sua vez, vale 28,84kN.m enquanto o mínimo transversal vale -42,57kN.m/m.

Envoltória de momentos positivos:



Envoltória de momentos negativos:



DIMENSIONAMENTO DA LAJE

VERIFICAÇÃO NO ESTADO LIMITE ULTIMO PARA FLEXÃO

Cálculo do Momento Resistente:

	b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	f_{yd} (Mpa)	f_{ck} (Mpa)	x (cm)	x_{23} (cm)	x_{34} (cm)	M_{Rd} (kN.m)
M _{máx}	100	22	16	8.59cm ²	435	30	2.56	4.15	10.05	55.93
M _{mín}	100	22	19	5.50cm ²	435	30	1.64	4.93	11.94	-43.85

d^+ positivo = 6cm.

d^+ negativo = 3cm.

Perto dos apoios, predomina o efeito local, a medida que nos aproximamos do meio do vão, o efeito global se manifesta como principal.

A laje será armada uniformemente ao longo do comprimento, portanto, o momento solici-
tante **transversal** máximo é o maior entre o oriundo dos efeitos locais e globais nesta direção, resulta
portanto igual a:

$M_{22mín} = -42,57 \text{ kN.m/m} < M_{rd} = -43,85 \text{ kN.m/m}$, para Ø10 a cada 15cm.

$M_{22máx} = 28,84 \text{ kN.m/m} < M_{rd} = 55.93 \text{ kN.m/m}$, para Ø 12.5 a cada 15cm.

Na direção **longitudinal**, predomina o efeito global (que considera os esforços oriundos
da deformação da estrutura em serviço). O valor máximo observado foi:

$M_{11máx} = 18,43 \text{ kN.m/m} < M_{resistente} = 22,07 \text{ kN.m/m}$, para Ø10 a cada 20cm

Verificação do ELU de Fadiga e do ELS de fissuração.

Fadiga		Mom. Solicitante (kN.m/m)		Mom. Solicitante (kN.m/m)		Fissuração	
Materiais (MPa)		Comb. Freq. (-) =		Comb. Freq. (+) =		Parâmetros de cálculo	
f_{ck} =	30	-10.29		8.38		ϕ (mm) =	12.5
E_{cs} =	26072	Cálculo da linha neutra no		Cálculo da linha neutra no		espaç. =	15
f_{yk} =	500	estádio II puro		estádio II puro		σ (MPa) =	62.74
E_s =	210000	a =	0.500	a =	0.5	E_{si} (GPa) =	210000
α_e =	8.05	b =	0.011	b =	0.011	f_{ck} (MPa) =	30
Seção (m)		c =	-0.001	c =	-0.001	f_{ctm} (MPa) =	2.90
h =	0.22	Δ =	0.003	Δ =	0.003	A_{st} (cm ²) =	185.6
b_w =	1.000	X_{II} (m) =	0.041	X_{II} (m) =	0.041	ρ_{st} =	0.0066
d_{sup} =	0.03	$I_{x,II0}$ =	0.00014m ⁴	$I_{x,II0}$ =	0.00014m ⁴	η_1 =	2.25
d_{inf} =	0.17	Deformações (‰)		Deformações (‰)		Cálc. Abertura de fissura	
		ξ_o =	-0.117	ξ_o =	-0.096	w1 (mm) =	0.01
		ξ_{sup} =	-0.032	ξ_{sup} =	0.026	w2 (mm) =	0.09
		ξ_{inf} =	-0.367	ξ_{inf} =	0.299	wlim (mm) =	0.30
Arm. Adotada (cm ² /m)		Tensões (MPa)		Tensões (MPa)		Verif. $w < w_{lim}$	OK
7 Ø 10.0		σ_o =	-3.06	σ_o =	-2.49		
$A_{s,sup}$ =	5.50	$\sigma_{s,sup}$ =	-6.69	$\sigma_{s,sup}$ =	5.45		
7 Ø 12.5		$\sigma_{s,inf}$ =	-77.04	$\sigma_{s,inf}$ =	62.74		
$A_{s,inf}$ =	8.59						
Flutuação da tensão (MPa)		Flutuação limite (MPa)		Verificação da flutuação			
$\Delta\sigma_{s,sup}$ =	12.13	$\Delta\sigma_{s,lim sup}$ =	190	$\Delta\sigma_{s,sup}$ =	OK		
$\Delta\sigma_{s,inf}$ =	139.78	$\Delta\sigma_{s,lim inf}$ =	190	$\Delta\sigma_{s,inf}$ =	OK		

REAÇÕES DE APOIO PARA OS VIADUTOS RODOVIÁRIOS

Foi previsto um apoio por extremidade de longarina.

Para efeito de dimensionamento, serão calculadas as reações máximas, e com estes valores serão dimensionados os aparelhos de apoio, considerados iguais para todo viaduto.

REAÇÕES DE APOIO DEVIDO ÀS CARGAS PERMANENTES

<i>Permanentes verticais</i>	(kN/apoio)
PP longarina	105.09
PPtransversina	23.13
PPlaje	140.77
Pppavimentação	72.99
Ppguarda-rodas	25.55
Ppguarda-corpo	0.00
PPalas	35.03
PPlaje_aprox.	45.75
Total:	448.30kN/apoio

REAÇÕES DE APOIO DEVIDO À CARGA MÓVEL

As reações verticais foram determinadas através da análise do modelo de elementos finitos; as cargas móveis consideradas são as previstas pela NBR 7188.

Considerando que todos os aparelhos de apoio serão iguais, posicionou-se o veículo a fim de determinar a maior reação possível e a partir desse valor dimensioná-lo.

Reações verticais máximas (em kN)

viga n.º	Reação total	Reação máxima
1	323.87	323.87
2	226.57	226.57
3	129.27	163.73
4	78,07	78,07

VARIAÇÃO DIMENSIONAL DO TABULEIRO

Para fins de determinação da variação dimensional do tabuleiro, fez-se referência a um gradiente térmico uniforme de 20°C. Tratando-se de uma estrutura isostática, com apoios simples, a variação máxima do comprimento pode ser calculada como:

$$\Delta L = \alpha L \Delta T = 10 \times 10^{-6} \times 25 \times 20 = 0,5 \text{ cm}$$

DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE APOIO

Carga permanente	448.30 kN	largura do aparelho: // eixo long. obra:	400 mm	espessura da chapa externa	3 mm
Carga acidental	343.03 kN	comprimento do aparelho:	250 mm	espessura da chapa interna	3 mm
Fator majoração cargas vivas	1.50	espessura camada de elastômero: ti	10 mm	cobrimto vertical	3 mm
Rotação long. permanente	4.36E-04 rad	altura total elastômero = n.ti	30 mm	cobrimto horizontal	4 mm
Rotação long. acidental	3.72E-04 rad	G	0.9 MPa	nº de aparelhos para uso/vão	14 unidades
Horizontal long. permanente	0.00 kN	f _{yk}	210 MPa	nº de aparelhos p/ ensaio	1 unidades
Horizontal long. acidental	32.76 kN	atrito: concreto (6) ou demais (2)	6 fator		
Deslocamento long. permanente	5.00 mm				
Deslocamento long. acidental	0.00 mm				
Deslocamento total permanente	5.0 mm			Fator de forma ti	7.48
Deslocamento total acidental	6.6 mm			Fator de forma cobrimto	17.81
Tensão normal considerando área total do aparelho	7.91 MPa			H total	48.0 mm
Tensão normal com área reduzida	8.60 MPa			σ _{adm} em área reduzida	12.5 MPa
Tensão normal permanente com área reduzida	4.79 MPa			σ _{adm} em área reduzida	3 MPa
T _{min} - deslizamento - cargas permanentes	4.5 mm			Volume Unitário	4.800 dm³
T _{min} - deslizamento - cargas totais	12.1 mm			Volume Total para Compra	72.000 dm³
T _{min} - limitação deslocamento horizontal	16.5 mm				
T _{máx} para estabilidade	126.39 mm			VERIFICAÇÃO PELO UIC-CODE	
Soma das deflexões das camadas internas	2.5152 mm			Soma deflexões cam internas	1.0295 mm
Soma das deflexões das camadas de cobrimto	0.0601 mm			Soma deflexões cam. cobrim.	0.0397 mm
Deflexão total	2.5753 mm			Deflexão total	1.0691 mm
Rotação admissível pela análise da estabilidade	1.97E-02 rad			Rot.adm. por estabilidade (K=1)	1.60E-02 rad
Rotação admissível sem considerar camadas cobrimto	1.92E-02 rad			Idem, sem cam. cobrimto (K=1)	1.54E-02 rad
Rotação adicional permanente pelo limite deformação 5	8.18E-03 rad			Rot. adm. permanente	9.01E-03 rad
Deformação de cisalhamento por esforços normais	2.33				
Deformação de cisalhamento por esforços horizontais	0.32				
Deformação de cisalhamento devida às rotações	0.25				
Deformações totais por cisalhamento no elastômero	2.91				
Deformações totais por cisalhamento no cobrimto	1.79				
Espessura mínima para a chapa interna de aço	1.06 mm				

TRANSVERSINAS

Para o cálculo das transversinas foi considerada a hipótese de levantamento do tabuleiro em 2 pontos simultâneos posicionados conforme a figura abaixo:

O carregamentos permanentes atuantes estão indicados no modelo a seguir:

Permanentes verticais	(kN/apoio)
PP longarina	105.09
PPtransversina	23.13
PPlaje	140.77
Pppavimentação	72.99
Ppguarda-rodas	25.55
Total:	367.52kN/apoio

Resultando nos seguintes esforços:

Diagrama de Momento Fletor:

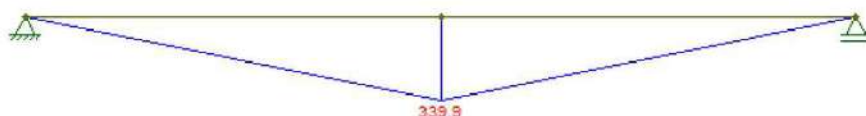
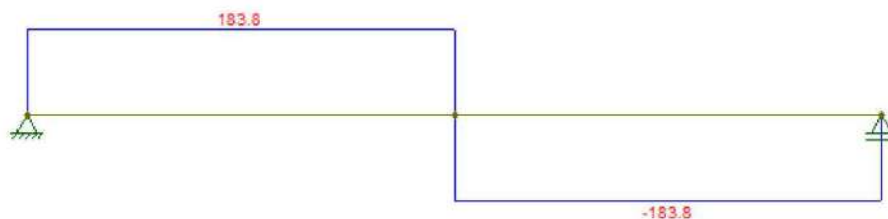


Diagrama de esforços cortantes:



Dimensionamento das transversinas

Os esforços solicitantes utilizados no dimensionamento foram:

$M_d = 339,9 \times 1,4 = 474,6 \text{ kN.m}$ (momento máximo positivo)

$V_d = 183,8 \times 1,4 = 257,32 \text{ kN}$ (esforço cortante máximo)

A transversina tem largura $b=40\text{cm}$ e altura $h=120+22\text{cm}=142\text{cm}$.

Verificação à flexão:

Titolo : i140 L=25m b=5m

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	142

N°	As [cm²]	d [cm]
1	19.63	132
2	12.57	10

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
CA50 C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 378.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.892 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 260 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 378.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 33.7 ‰
d 132 cm
x 12.42 x/d 0.0941
 δ 0.7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Adotou-se 4Ø20 para armadura negativa (12,57cm²) e 4Ø25 para armadura positiva (19,63cm²) O momento atuante (MSd=474,6kN.m) é menor que o resistente (MRd = 933,4kN.m), portanto o elemento resiste.

Verificação ao cortante:

Características geométricas:

$$\begin{aligned}b_w &= 40\text{cm} \\d &= 137\text{cm} \\A_{sw} &= 1.57\text{cm}^2 \\s &= 25\text{cm}\end{aligned}$$

Esforços solicitantes:

$$\begin{aligned}V_{sd} &= 183.80\text{kN} \leq 547.67\text{kN} \\T_{sd} &= 0.00\text{kN.m} \leq 170.46\text{kN}\end{aligned}$$

resistência ao ESFORÇO CORTANTE

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$VRd2 = 2377.93\text{kN}$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$VRd3 = 547.67\text{kN}$$

Resistência à TORÇÃO

A resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto vale:

$$T_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin 2\theta$$

$$TRd2 = 277.85\text{kN.m}$$

A resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural vale:

$$T_{Rd3} = (A_{90} / s) \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot g \theta$$

$$TRd3 = 3026.62\text{kN.m}$$

A resistência decorrente das armaduras longitudinais atende à expressão:

$$T_{Rd4} = (A_{sl} / u) \cdot 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \tan \theta$$

$$TRd4 = 170.46\text{kN.m}$$

COMBINAÇÃO DE TORÇÃO E FORÇA CORTANTE

A resistência à compressão diagonal do concreto deve ser satisfeita atendendo à expressão:

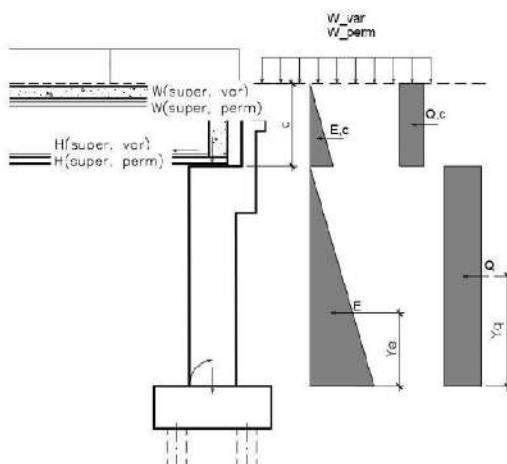
$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

$$0.0773 \leq 1.0000$$

MESOESTRUTURA

ARRIMOS DOS ENCONTROS

Para as verificações dos encontros, o solo foi considerado como granular, 18 kN/m de peso específico, com ângulo de atrito de 30° e coesão de 5kPa.



Nas verificações foi usado um modelo simplificado, com as seguintes considerações. O peso de solo Todas as cargas verticais na projeção do muro foram consideradas no cálculo das tensões na base.

A tabela a seguir apresenta os principais dados e resultados, pra uma faixa de 1,00m:

		E
Sobrecarga móvel no aterro	W_{var}	25 kN/m ²
Sobrecarga permanente no aterro	W_{perm}	3,75 kN/m ²
Carga móvel na superestrutura	$W_{super, var}$	105 kN/m
Carga permanente da superestrutura	$W_{super, perm}$	440 kN/m
Frenagem	$H_{super, var}$	27 kN/m
Peso específico do solo	γ_s	18 kN/m ³
Ângulo de atrito do solo	ϕ	30°
Coesão do solo	c	5 kPa
Coef. de atrito na base	μ	0,55
Coef. Empuxo Ativo	K_a	0,333
Coef. Empuxo Ativo Equiv. (com coesão)	K_a'	0,290
Força Resultante Horizontal	H_{Tot}	178,38 kN/m
Altura da Força Horizontal em relação ao (0,0)	Y_{Result}	3.16 m
Carga Total na Base	V_{Tot}	696,16 kN/m
Momento Fletor de cálculo no engaste	$M_{d, eng}$	603,62 kN.m/m
Carga Axial no engaste	N_{eng}	555,00 kN/m
Armadura de Flexão adotada na parede	A_s	Ø16 C/15

BLOCOS

Nas verificações foi usado um modelo simplificado, com as seguintes considerações. A carga do muro de arrimo é aplicada em uma faixa de 1.2m e esses esforços são transferidos ao conjunto de 2 estacas.

1) DEFINIÇÃO DA ALTURA ÚTIL E ALTURA TOTAL DO BLOCO

Condição 1:

$$e = 150.00\text{cm}$$

$$d \geq 35\text{cm}$$

$$40\text{cm} \leq d \leq 123.0\text{cm}$$

Condição 2 (Ancoragem da armadura do pilar no bloco):

$$d \geq 76\text{cm}$$

valor imposto para "h": 100cm

ADOTAR: $d=85\text{cm}$

$$h = 100\text{cm}$$

2a) VERIFICAÇÃO DA INCLINAÇÃO DA BIELA

$$B = 75.00\text{cm}$$

$$\text{ângulo } \beta = 0.85\text{rad}$$

$$\text{ângulo } \beta = 48.6^\circ (35^\circ < \beta < 50^\circ)$$

3) VERIFICAÇÃO DAS BIELAS

a) Na região das estacas:

$$\sigma_{cd} = 3.15\text{ MPa} < 18.21\text{ MPa}$$

b) Na região dos pilares:

$$\sigma_{cd} = 2.78\text{ MPa} < 45.00\text{ MPa}$$

4) DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

$$\alpha = 0.88\text{rad}$$

$$\alpha = 50.2^\circ$$

$$T_{id} = 826.18\text{ kN}$$

$$F1 \text{ (em x)} = 528.91\text{ kN}$$

$$F1 \text{ (em y)} = 634.69\text{ kN}$$

$$A_s = 14.60\text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ usado} = 20\text{mm}$$

$$9 \text{ barras}$$

$$\text{espaçamento: } 6.2\text{cm}$$

$$(28.27\text{ cm}^2)$$

ESTACAS

Os esforços nas estacas foram obtidos pela modelagem no CSI Bridge, conforme imagem abaixo:

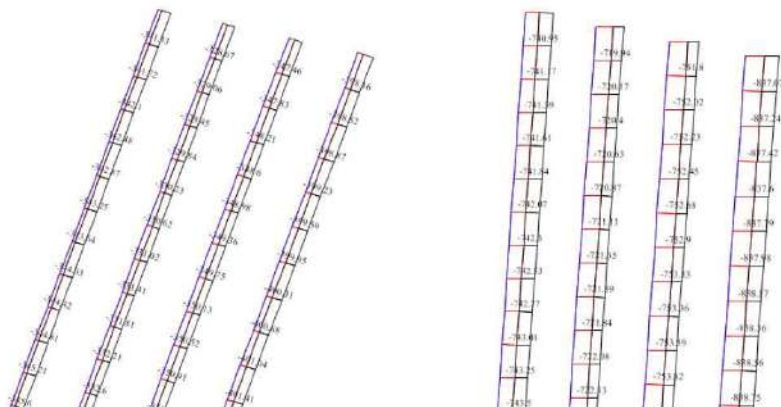


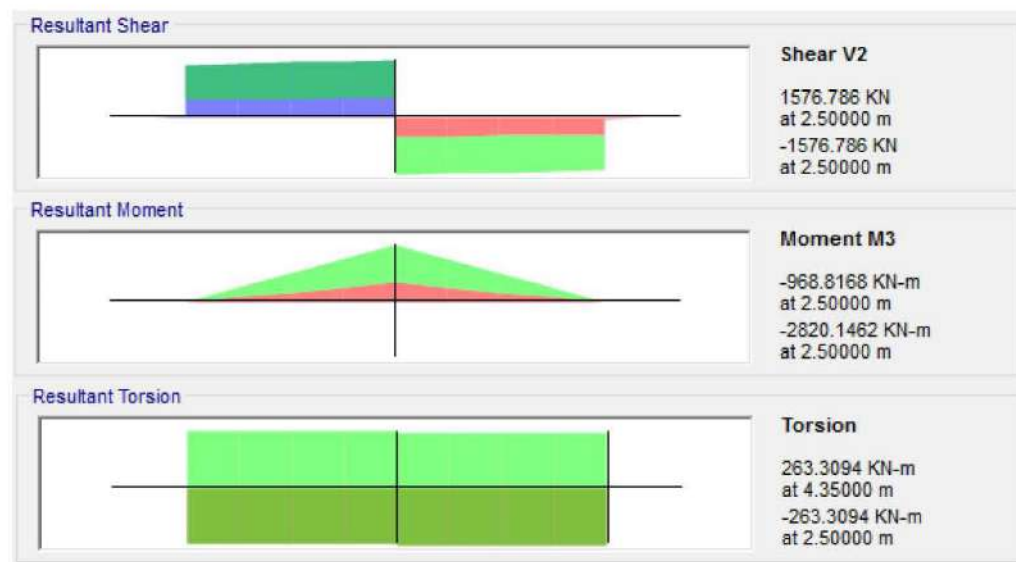
Figura 1 - Estaca mais solicitada - 887.07 kN

Armadura adotada: 9 ϕ 16mm (18.09cm²)

Travessas intermediárias

Esforços de cálculo:

Os valores de cálculo usados para o dimensionamento das armaduras (resultado da combinação mais desfavorável) foram os seguintes:



	máx	mín
Md =	0kN.m	-2820,15kN
Vd =	1576,79kN	
Td =	263,31kN.m	

Dimensionamento

Dimensionamento à flexão das travessas intermediárias

Em cada travessa, adotaram-se 20 barras de Ø20mm (62,83cm²) como armadura positiva e 22 barras de Ø20mm (69,12cm²) como armadura negativa.

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-80	0
2	80	0
3	92.5	70
4	92.5	89
5	67.5	90
6	67.5	120

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	69.12	0	115
2	62.83	0	5

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n
N_{Ed} **kN**
M_{xEd} **kNm**
M_{yEd} **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] **xN** **yN**

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
CA50 **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x **x/d**
 δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**

☐ Precompresso

O momento negativo resistente ($M_{Rd} = -2903,0 \text{ kN.m}$) é maior que o solicitante ($M_{sd} = -2820,15 \text{ kN.m}$). Portanto a seção está verificada.

Dimensionamento ao cortante das travessas

Características geométricas:

$$\begin{aligned}b_w &= 160\text{cm} \\d &= 115\text{cm} \\A_{sw} &= 4.71\text{cm}^2 \\s &= 20\text{cm}\end{aligned}$$

Esforços solicitantes:

$$\begin{aligned}V_{sd} &= 1353.40\text{kN} \leq 1768.22\text{kN} \\T_{sd} &= 232.07\text{kN.m} \leq 622.10\text{kN}\end{aligned}$$

resistência ao ESFORÇO CORTANTE

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$VRd2 = 7984.29\text{kN}$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$VRd3 = 1768.22\text{kN}$$

Resistência à TORÇÃO

A resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto vale:

$$T_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin 2\theta$$

$$TRd2 = 1104.65\text{kN.m}$$

A resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural vale:

$$T_{Rd3} = (A_{90} / s) \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot g \theta$$

$$TRd3 = 16643.09\text{kN.m}$$

A resistência decorrente das armaduras longitudinais atende à expressão:

$$T_{Rd4} = (A_{sl} / u) \cdot 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \tan \theta$$

$$TRd4 = 622.10\text{kN.m}$$

COMBINAÇÃO DE TORÇÃO E FORÇA CORTANTE

A resistência à compressão diagonal do concreto deve ser satisfeita atendendo à expressão:

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

$$0.3796 \leq 1.0000$$

Infraestrutura

Carregamentos

Cargas permanentes

a) Peso próprio da longarina

$$PP_{\text{viga}} = (0.3363 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 8.41 \text{ kN/m}$$

b) Peso da transversina:

$$PP_{\text{transversina}} = (0.925 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 23.13 \text{ kN/extremidade de viga}$$

c) Peso da laje:

$$PP_{\text{laje}} = 0.27 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.75 \text{ kN/m}^2$$

d) Peso da pavimentação:

$$PP_{\text{laje}} = 0.06 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 + 2 \text{ kN/m}^3 = 3.44 \text{ kN/m}^2$$

e) Peso do guarda rodas

$$PP_{\text{gr}} = (0.1225 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 3.06 \text{ kN/m}$$

f) Peso do guarda corpo

$$PP_{\text{gcorpo}} = 0 \text{ kN/m}$$

g) Peso próprio da travessa central (viga de apoio):

$$PP_{\text{trav. central}} = (2.1925 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 54.81 \text{ kN/m}$$

h) Peso próprio da travessa do encontro

$$PP_{\text{trav. encontro}} = (2.455207 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 61.38 \text{ kN/m}$$

i) Peso próprio das alas

$$PP_{\text{alas}} = 2.1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 52.54 \text{ kN/ala}$$

$$M_{\text{ala}} = 129.25 \text{ kN.m}$$

j) Peso laje de aproximação + camada de 50cm de solo

$$PP_{\text{laje aprox}} = (4 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + 4 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3) / 2 = 30.5 \text{ kN/m}$$

k) Peso próprio do pilar

$$PP_{\text{pilar}} = 3.1415 \times (1.4)^4 / 4 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 128.68 \text{ kN/m}$$

Cargas variáveis

a) Frenagem

Veículo: T45
Carga multidão: $p=5\text{kN/m}^2$
Carga móvel do caminhão: $P=450\text{kN}$
Largura da pista: 4.6m
Comprimento da pista: 30.025m

$$F1 = 0.3 \times 450 = 135\text{kN} \quad (\text{adotado})$$

$$F2 = 0.05 \times 17.44 \times 4.6 \times 30.025 = 120.44\text{kN}$$

b) Força longitudinal devida às deformações lentas e variação térmica (Creep)

Considerou-se, de forma simplificada, que as cargas horizontais causadas por esses fenômenos sejam equivalentes a 3% do peso total da superestrutura:

$$F_{\text{long}} = 3\% \times 1309.11 = 39.27 \text{ kN/pilar}$$

c) Vento

S1=	1
categoria=	1
classe=	B
S3=	1.1
Coef. de força (Cf)=	1.4
Velocidade básica=	35.0m/s
z=	6m
S2=	1.05
Área de influência =	77.70m ²
Vk=	40.43m/s
qv=	1.40kN/m ²
Fvento =	108.97kN/pórtico

d) Correnteza

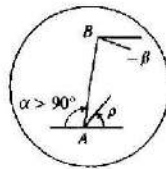
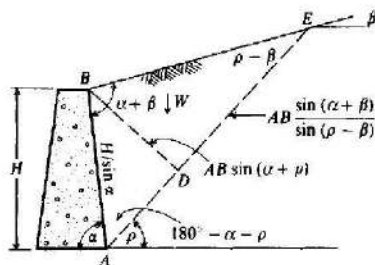
Seção do pilar =	circular
ângulo de incidência=	90°
V _{máx} da água (V _a)=	2.00m/s
k=	0.34
largura do pilar =	1.40m
$p = k \times V_a^2 =$	1.36kN/m ²
F _{corrent} =	2.18kN/m

EMPUXO DE TERRA

Os esforços decorrentes do empuxo do aterro sobre o muro foram calculados utilizando o Método de Coulomb:

$$\text{Considerando } K\alpha = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

O Empuxo ativo $P_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot k_a$.



$$\begin{aligned} \text{Area} &= \frac{1}{2} BD(\overline{AE}) \\ \overline{AE} &= AB \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \\ BD &= AB \sin(\alpha + \rho) \\ AB &= \frac{H}{\sin \alpha} \end{aligned}$$

Empuxo													
Sobrecarga no topo do muro: Tamanho do segmento BE= 2.02m													
$q = 5\text{kN/m}^2$ $N.A. = 4.00\text{m}$ (profundidade do nível d'água)													
Soil	Depth [m]	γ	usado	ϕ	c, kPa	α	β	p	δ	K_a	$\Delta p_0, \text{kPa}$	Wall pressure, q_h, kPa	Water pressure, q_w, kPa
1	0	18.00	18.00	30.00	0.00	90.00	0.00	60.00	0.00	0.333	5.00	1.67	0.00
	3.05-dz										59.90	19.97	0.00
2	3.05+dz	18.00	18.00	30.00	0.00	90.00	0.00	60.00	0.00	0.333	59.90	19.97	0.00
	3.50										68.00	22.67	0.00

Dimensionamento geotécnico

Capacidade de Estacas Raiz - Método David Cabral (trecho em solo)

Sondagem: **SM-01**

Carga: **100** tf

Valores de β_1 e β_2

SOLO	
Ø estaca =	41.0 cm
Perímetro =	128.8 cm
Área da ponta =	1320.3 cm²

Coeficiente para Rocha	
Atrito Lat. =	3.0 kgf/cm²
Ponta =	30.0 kgf/cm²

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2.8
Areia argilosa	8	2.3
Silte	5	1.8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3.5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1.5
Argila siltosa	4	1

ROCHA	
Ø estaca =	30.5 cm
Perímetro =	95.8 cm
Área da ponta =	730.6 cm²

Coeficientes de Segurança	
Lateral =	2.0
Ponta =	2.0

Prof. (m)	Material	N SPT	Pressão (kgf/cm²)	β_0	β_1 (%)	β_2	$\beta_0\beta_1N$ (kgf/cm²)	$\beta_0\beta_2N$ (kgf/cm²)	PI (tf)	PI acum (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)
1	Argila Arenosa	0	0	0.59	5.0	1.5	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
2	Argila Arenosa	2	2	0.81	5.0	1.5	0.08	2.43	1.0	1.0	3.2	2.1
3	Argila Arenosa	2	2	0.81	5.0	1.5	0.08	2.43	1.0	2.1	3.2	2.6
4	Areia	5	2	0.81	7.0	3.0	0.28	12.15	3.7	5.7	16.0	10.9
5	Areia	10	2	0.81	7.0	3.0	0.57	24.30	7.3	13.0	32.1	22.6
6	Areia	22	2	0.81	7.0	3.0	1.25	50.00	16.1	29.1	66.0	47.6
7	Areia	30	2	0.81	7.0	3.0	1.70	50.00	21.9	51.0	66.0	58.5
8	Areia	35	2	0.81	7.0	3.0	1.98	50.00	25.6	76.6	66.0	71.3
9	Areia	38	2	0.81	7.0	3.0	2.00	50.00	25.8	102.3	66.0	84.2
10	Areia	40	2	0.81	7.0	3.0	2.00	50.00	25.8	128.1	66.0	97.1
11	Areia	40	2	0.81	7.0	3.0	2.00	50.00	25.8	153.9	66.0	109.9
12	Areia	40	2	0.81	7.0	3.0	2.00	50.00	25.8	179.6	66.0	122.8
13	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	206.4	21.9	115.1
14	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	237.1	21.9	129.5
15	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	265.9	21.9	143.9
16	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	294.6	21.9	158.3
17	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	323.4	21.9	172.6
18	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	352.1	21.9	187.0
19	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	380.8	21.9	201.4
20	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	409.6	21.9	215.8
21	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	438.3	21.9	230.1
22	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	467.1	21.9	244.5
23	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	495.8	21.9	258.9
24	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	524.6	21.9	273.2
25	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	26.7	553.3	21.9	287.6

Capacidade de Estacas Raiz - Método David Cabral (trecho em solo)

Sondagem: SM-02

Carga: 100 tf

Valores de β_1 e β_2

SOLO	
Ø estaca =	41.0 cm
Perímetro =	128.8 cm
Área da ponta =	1320.3 cm²

Coeficiente para Rocha	
Atrito Lat. =	3.0 kgf/cm²
Ponta =	30.0 kgf/cm²

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2.8
Areia argilosa	8	2.3
Silte	5	1.8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3.5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1.5
Argila siltosa	4	1

ROCHA	
Ø estaca =	30.5 cm
Perímetro =	95.8 cm
Área da ponta =	730.6 cm²

Coeficientes de Segurança	
Lateral =	2.0
Ponta =	2.0

Prof. (m)	Material	N SPT	Pressão (kgf/cm²)	β_0	β_1 (%)	β_2	$\beta_0\beta_1N$ (kgf/cm²)	$\beta_0\beta_2N$ (kgf/cm²)	PI (tf)	PI acum (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)
1	Areia	0	0	0.59	7.0	3.0	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
2	Areia	9	2	0.81	7.0	3.0	0.51	21.87	6.6	6.6	28.9	17.7
3	Areia	14	2	0.81	7.0	3.0	0.79	34.02	10.2	16.8	44.9	30.9
4	Areia	20	2	0.81	7.0	3.0	1.13	48.60	14.6	31.4	64.2	47.8
5	Areia	25	2	0.81	7.0	3.0	1.42	50.00	18.3	49.7	66.0	57.8
6	Areia	30	2	0.81	7.0	3.0	1.70	50.00	21.9	71.6	66.0	68.8
7	Areia	36	2	0.81	7.0	3.0	2.00	50.00	25.8	97.3	66.0	81.7
8	Areia	40	2	0.81	7.0	3.0	2.00	50.00	25.8	123.1	66.0	94.6
9	Areia	40	2	0.81	7.0	3.0	2.00	50.00	25.8	148.9	66.0	107.4
10	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28.7	177.6	21.9	99.8
11	Rocha	41	2	-	-	-	-	-	28.7	206.3	21.9	114.1
12	Rocha	42	2	-	-	-	-	-	28.7	235.1	21.9	128.5
13	Rocha	43	2	-	-	-	-	-	28.7	263.8	21.9	142.9
14	Rocha	44	2	-	-	-	-	-	28.7	292.6	21.9	157.3
15	Rocha	45	2	-	-	-	-	-	28.7	321.3	21.9	171.6
16	Rocha	46	2	-	-	-	-	-	28.7	350.1	21.9	186.0
17	Rocha	47	2	-	-	-	-	-	28.7	378.8	21.9	200.4
18	Rocha	48	2	-	-	-	-	-	28.7	407.6	21.9	214.7
19	Rocha	49	2	-	-	-	-	-	28.7	436.3	21.9	229.1
20	Rocha	50	2	-	-	-	-	-	28.7	465.1	21.9	243.5
21	Rocha	51	2	-	-	-	-	-	28.7	493.8	21.9	257.9
22	Rocha	52	2	-	-	-	-	-	28.7	522.5	21.9	272.2
23	Rocha	53	2	-	-	-	-	-	28.7	551.3	21.9	286.6
24	Rocha	54	2	-	-	-	-	-	28.7	580.0	21.9	301.0
25	Rocha	55	2	-	-	-	-	-	28.7	608.8	21.9	315.4

Capacidade de Estacas Raiz - Método David Cabral (trecho em solo)

Sondagem: **SM-03**

Carga: **100** tf

Valores de β_1 e β_2

SOLO	
Ø estaca =	41,0 cm
Perímetro =	128,8 cm
Área da ponta =	1320,3 cm²

Coeficiente para Rocha	
Atrito Lat. =	3,0 kgf/cm²
Ponta =	30,0 kgf/cm²

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3,5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1

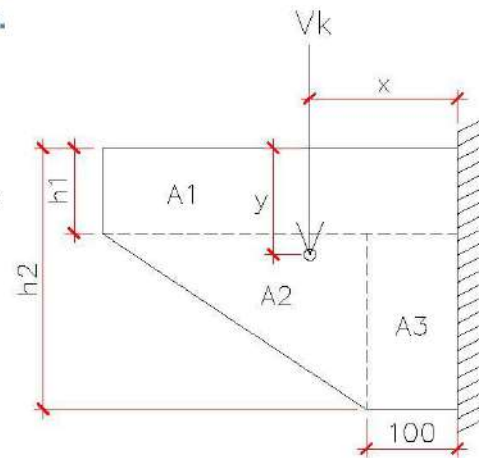
ROCHA	
Ø estaca =	30,5 cm
Perímetro =	95,8 cm
Área da ponta =	730,6 cm²

Coeficientes de Segurança	
Lateral =	2,0
Ponta =	2,0

Prof. (m)	Material	N SPT	Pressão (kgf/cm²)	β_0	β_1 (%)	β_2	$\beta_0\beta_1N$ (kgf/cm²)	$\beta_0\beta_2N$ (kgf/cm²)	PI (tf)	PI acum (tf)	Pp (tf)	Pr (tf)
1	Argila Arenosa	0	0	0,59	5,0	1,5	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0
2	Argila Arenosa	2	2	0,81	5,0	1,5	0,08	2,43	1,0	1,0	3,2	2,1
3	Argila Arenosa	2	2	0,81	5,0	1,5	0,08	2,43	1,0	2,1	3,2	2,6
4	Argila Arenosa	4	2	0,81	5,0	1,5	0,16	4,86	2,1	4,2	6,4	5,3
5	Argila Arenosa	6	2	0,81	5,0	1,5	0,24	7,29	3,1	7,3	9,6	8,5
6	Areia	9	2	0,81	7,0	3,0	0,51	21,87	6,6	13,9	28,9	21,4
7	Areia	12	2	0,81	7,0	3,0	0,68	29,16	8,8	22,6	38,5	30,6
8	Areia	14	2	0,81	7,0	3,0	0,79	34,02	10,2	32,9	44,9	38,9
9	Areia	16	2	0,81	7,0	3,0	0,91	38,88	11,7	44,5	51,3	47,9
10	Areia	22	2	0,81	7,0	3,0	1,25	50,00	16,1	60,6	66,0	63,3
11	Areia	23	2	0,81	7,0	3,0	1,30	50,00	18,8	77,4	66,0	71,7
12	Areia	27	2	0,81	7,0	3,0	1,53	50,00	19,7	97,1	66,0	81,6
13	Areia	30	2	0,81	7,0	3,0	1,70	50,00	21,9	119,0	66,0	92,5
14	Areia	34	2	0,81	7,0	3,0	1,93	50,00	24,8	143,9	66,0	104,9
15	Areia	39	2	0,81	7,0	3,0	2,00	50,00	25,8	169,6	66,0	117,8
16	Areia	40	2	0,81	7,0	3,0	2,00	50,00	25,8	195,4	66,0	130,7
17	Areia	40	2	0,81	7,0	3,0	2,00	50,00	25,8	221,2	66,0	143,6
18	Rocha	40	2	-	-	-	-	-	28,7	249,9	21,9	135,9
19	Rocha	41	2	-	-	-	-	-	28,7	278,6	21,9	150,3
20	Rocha	42	2	-	-	-	-	-	28,7	307,4	21,9	164,7
21	Rocha	43	2	-	-	-	-	-	28,7	336,1	21,9	179,0
22	Rocha	44	2	-	-	-	-	-	28,7	364,9	21,9	193,4
23	Rocha	45	2	-	-	-	-	-	28,7	393,6	21,9	207,8
24	Rocha	46	2	-	-	-	-	-	28,7	422,4	21,9	222,1
25	Rocha	47	2	-	-	-	-	-	28,7	451,1	21,9	236,5

Dimensionamento das ALAS dos encontros.

Espessura da ala =	25cm
Comprimento da ala =	400cm
Área da ala =	83896.00cm ²
Área da seção do Guarda-rodas=	2516.67cm ²
Peso específico do concreto=	25kN.m ³
Distância x até o CG=	162cm
Distância y até o CG=	117cm



Análise das cargas:

Cargas Verticais

a) Cargas permanentes

$$\begin{aligned} \text{Peso próprio da ala} &= 83896 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 209.74 \text{ kN} \\ \text{Peso dos guarda-rodas} &= 2516.67 \text{ cm}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.29 \text{ kN/m} \\ \mathbf{V_k} &= (209.74 \text{ kN} + 6.29 \text{ kN/m} \times 4 \text{ m}) = \mathbf{234.9 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Verificação - Flexão Vertical (Consolo)

$$\begin{aligned} V_d &= 1.4 \times 234.9 \text{ kN} = 328.86 \text{ kN} \\ H_d &= 65.77 \text{ kN} \text{ (20\% } V_d) \\ a &= 162.0 \text{ cm} \\ b &= 25 \text{ cm} \\ d &= 284 \text{ cm} \\ f_{yd} &= 435 \text{ MPa} \\ f_{ck} &= 25 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 17.86 \text{ MPa} \\ \beta &= 1 \\ a/d &= 0.57 \\ &\text{consolo curto} \\ x &= 0.17 \text{ m} \\ \tau_{wu} &= 3.02 \text{ MPa} \\ \tau_{wd} &= 0.46 \text{ MPa} \\ \tau_{wu} &> \tau_{wd} \text{ OK!!!} \end{aligned}$$

Armadura de suspensão

$$\begin{aligned} \phi &= 12.5 \text{ mm} \\ A_{s,sus} &= 7.56 \text{ cm}^2 \\ &\text{(7 } \phi 12.5 \text{ mm)} \end{aligned}$$

Armadura do tirante

$$\begin{aligned} \phi &= 20.0 \text{ mm} \\ A_{s,tir} &= 6.61 \text{ cm}^2 \\ &\text{(3 } \phi 20 \text{ mm)} \end{aligned}$$

Armadura de costura

$$\begin{aligned} \phi &= 6.3 \text{ mm} \\ A_{sh} &= 2.64 \text{ cm}^2 \\ &\text{(9 } \phi 6.3 \text{ mm)} \end{aligned}$$

Estrépos verticais

$$\begin{aligned} \phi &= 6.3 \text{ mm} \\ A_{sv} &= 1.32 \text{ cm}^2/\text{m} \\ &\text{2 ramos (} \phi 6.3 \text{ mm a cada 47 cm)} \end{aligned}$$

Cargas horizontais

a) Cargas permanentes

Empuxo de terra:

Ângulo de atrito (ϕ) =	30°
Peso específico do solo (γ) =	18 kN/m ³
Coesão (c) =	0 kPa
α =	90°
β =	0°
δ =	0°
ka =	0.33
h1 =	94cm
h2 =	287cm
qh A1 =	5.64kPa/m
Força empuxo A1 =	10.60kN
qh A2 =	17.22kPa/m
Força empuxo A2 =	33.09kN
qh A3 =	17.22kPa/m
Força empuxo A3 =	22.06kN
Mg _{empHor} =	10.6kN x 2m + 33.09kN x 2m + 22.06 x 0.5
Mg _{empHor} =	98 kN.m
Mg _{empHor} =	34.29kN.m/m

b) Cargas variáveis

Trem tipo:

q =	450kN / (3 x 6) = 25kN/m ²
h até laje de transição =	46cm
qh A1 =	8.33kPa/m
Força empuxo A1 =	7.67kN
Mq _{empHor} =	15 kN.m
Mq _{empHor} =	5.34kN.m/m

Empuxo total:

$$\begin{aligned} \text{Msd}_{\text{emp}} &= 1.35 \times 34.29 + 1.5 \times 5.34 = \mathbf{54.3kN.m/m} \\ \text{MRd} &= \mathbf{56.74kN.m} \end{aligned}$$

Dimensionamento das LAJES DE APROXIMAÇÃO.

Dados:

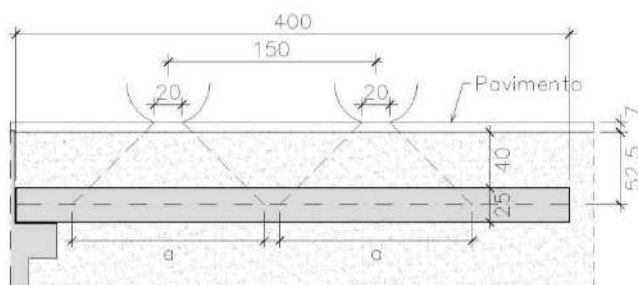
Espessura da Laje:	25cm
Espessura do Pavimento:	7cm
Espessura média do aterro acima da laje:	40cm
Altura média entre o pavimento e o plano médio da laje:	59.5cm

Carga permanente:

Laje:	$25\text{cm} \times 25\text{kN/m}^3 =$	6.25kN/m^2
Aterro:	$40\text{cm} \times 18\text{kN/m}^3 =$	7.20kN/m^2
Pavimento:	$7\text{cm} \times 24\text{kN/m}^3 =$	1.68kN/m^2
TOTAL:		15.13kN/m^2

Carga móvel:

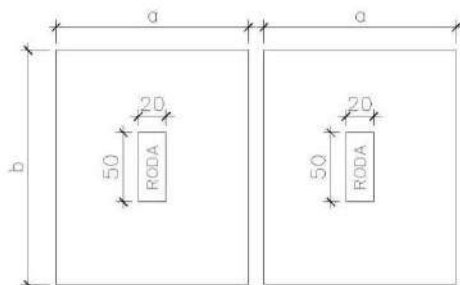
Trem-tipo: Classe 45



Área projeção da carga

a= 139cm

b= 169cm



Carga de roda $P=75\text{kN}$

$$p = P / (a \times b) = 31.93\text{kN/m}^2$$

$$\text{Vão} = 4\text{m}$$

$$\text{C.I.V.} = 1.39$$

$$p \times \text{C.I.V.} = 44.46\text{kN/m}^2$$

ESFORÇOS SOLICITANTES

Momento positivo

Esquema estático:

O momento positivo é máximo quando o apoio se dá na extremidade da laje de aproximação:



ESFORÇOS

Momento devido à carga permanente:

$$M_g = 30.26 \text{ kN.m}$$

Momento devido à carga móvel:

$$M_q = 80.65 \text{ kN.m}$$

Momento de cálculo:

$$M_{sd} = 1.35 \times 30.26 + 1.5 \times 80.65 = 161.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = 171.34 \text{ kN.m}$$

Momento negativo

Esquema estático: $n = 90 \text{ cm}$

O momento negativo máximo considerado se dá quando o elemento se apoia à 90cm da extremidade da laje



ESFORÇOS

Momento devido à carga permanente:

$$M_g = 6.13 \text{ kN.m}$$

Momento devido à carga móvel:

$$M_q = 18.01 \text{ kN.m}$$

Momento de cálculo:

$$M_{sd} = 1.35 \times 6.13 + 1.5 \times 18.01 = 35.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = 36.76 \text{ kN.m}$$



Anotação de Responsabilidade Técnica -
ART Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977

CREA-MT

ART DE OBRA/SERVIÇO
1220230108427

Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do CREA-MT

1. Responsável Técnico

IGOR NASCIMENTO XAVIER

RNP: 1218410272

Título Profissional: ENGENHEIRO CIVIL

Registro: 46207

Empresa Contratada: 43.539.547/0001-72 - AUTOVIA ENGENHARIA E PROJETOS

Registro: 50979

2. Dados do Contrato

Contratante: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA MONTE VERDE

CPF/CNPJ: 37.465.556/0001-63

Rua: AV FERNANDO CORRÊA DA COSTA

Número: 940

Complemento:

Bairro: CENTRO

País: Brasil

Cidade: PEDRA PRETA

UF: MT

CEP: 78.795-000

Contrato:

Celebrado em: 30/01/2023

Valor: R\$ 127.500,00

Tipo de Contratante: PESSOA JURÍDICA DE DIREITO PÚBLICO

Ação Institucional:

3. Dados Obra/Serviço

Logradouro	Bairro	Número	Complemento	Cidade	UF	País	Cep	Coordenada
PONTE NA ESTRADA VICINAL IPANEMA, SOBRE O RIO DA ASSOCIAÇÃO NOVA MONTE VERDE	ZONA RURAL - ESTRADA NÃO PAVIMENTADA	00	PONTE MEDIDAS:61,55X5,00M	NOVA MONTE VERDE	MT	BRA	78.593-000	010°01'56.64" S 057°05'19.35" O
Data de início: 21/03/2023		Previsão Término: 14/06/2023			Código:			
Tipo Proprietário: PESSOA JURÍDICA DE DIREITO PÚBLICO		Proprietário: PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA MONTE VERDE			CPF/CNPJ: 37.465.556/0001-63			
Finalidade: INFRA-ESTRUTURA								

4. Atividades Técnicas

Grupo/Subgrupo	Atividade Profissional	Obra/Serviço	Complemento	Quantidade	Unidade
Estruturas - Obras de Arte					
	Projeto	de pontes		307,7500	metro quadrado
	Estudo	de pontes		1,0000	unidade
	Elaboração de orçamento	de pontes		1,0000	unidade
Geotecnia e Geologia da Engenharia - Sondagens					
	Estudo	de sondagem geotécnica	mista	1,0000	unidade
Topografia - Levantamentos Topográficos Especiais e Nivelamentos de Precisão					
	Estudo	de levantamento batimétrico		1,0000	unidade

Após a conclusão das atividades técnicas o profissional deverá proceder a baixa desta ART

5. Observações

ELABORAÇÃO DE PROJETO EXECUTIVO DE PONTE EM CONCRETO ARMADO COM MEDIDA 61,55X5,00M EM NOVA MONTE VERDE

6. Declarações

Acessibilidade: Declaro que as regras de acessibilidade previstas nas normas técnicas da ABNT, na legislação específica e no Decreto nº 5.296, de 2 de dezembro de 2004, não se aplicam às atividades profissionais acima relacionadas.

7. Entidade de Classe

8. Assinaturas

Declaro serem verdadeiras as informações acima.

Local _____ data _____
061.748.451-04 - IGOR NASCIMENTO XAVIER
37.465.556/0001-63 - PREFEITURA MUNICIPAL DE NOVA MONTE VERDE

Valor ART: R\$ 0,00

Registrada em 16/05/2023

Valor Pago: R\$ 0,00

9. Informações

A ART é válida somente quando quitada, mediante apresentação do comprovante do pagamento ou conferência no site do Crea.
A autenticidade deste documento pode ser verificada no site www.crea-mt.org.br ou www.confrea.org.br.
A guarda da via assinada da ART será de responsabilidade do profissional e do contratante com o objetivo de documentar o vínculo contratual.

Em substituição a ART Nº 1220230106480

www.crea-mt.org.br cate@crea-mt.org.br
tel: (65) 3315-3000



CREA-MT
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Estado de Mato Grosso

Isento conforme Resolução 1.067/2015

IGOR
NASCIMENTO
XAVIER:06174
849104

Assinado de forma
digital por IGOR
NASCIMENTO
XAVIER:06174849104
Data: 2023.05.16
10:05:34 -04'00'

10.0 – TERMO DE ENCERRAMENTO

TERMO DE ENCERRAMENTO

Encerro o presente Volume Único – Tomo I, referente aos Serviços de Elaboração de Estudos Topográficos, Estudos Hidrológicos / Hidráulicos, Estudos Geotécnicos (Sondagens) e Projeto Executivo para ponte sobre o Rio São Joãozinho, situado na Rodovia municipal, coordenadas 10°01'55.96"S - 57°05'19.48"O, no Município de Nova Monte Verde, com extensão de 61,55m e largura de 5,00m, declarando que este possui um total de 211 (Duzentos e onze) folhas incluindo a folha deste Termo.

IGOR NASCIMENTO
XAVIER:06174849104

Assinado de forma digital por IGOR
NASCIMENTO XAVIER:06174849104
Dados: 2024.04.11 16:55:14 -04'00'

IGOR NASCIMENTO XAVIER
AUTOVIA ENGENHARIA E PROJETOS